Proračun zgrada od armiranobetonskih okvira sa zidanim ispunom sukladno očekivanom potresnom odzivu

Kalman Šipoš, Tanja

Doctoral thesis / Doktorski rad

2013

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **Josip Juraj Strossmayer University of Osijek, Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek / Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek**

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:133:842345

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2024-05-14**

GRAĐEVINSKI I ARHITEKTONSKI FAKULTET OSIJEK
Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

Repository / Repozitorij:

Repository GrAFOS - Repository of Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

SVEUČILIŠTE JOSIPA JURJA STROSSMAYERA U OSIJEKU

dabar
DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

DOKTORSKI RAD

PRORAČUN ZGRADA OD ARMIRANOBETONSKIH OKVIRA SA ZIDANIM ISPUNOM SUKLADNO OČEKIVANOM POTRESNOM ODZIVU

PODACI O AUTORU

Ime i prezime: dr.sc. Tanja Kalman Šipoš, dipl.ing.građ.

Mjesto i godina rođenja: Vukovar, 1980.

Diplomirala: Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet Osijek, 2004.

Zaposlena: Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet Osijek

PODACI O DOKTORSKOM RADU

Znanstveno područje: Tehničke znanosti

Znanstveno polje: Građevinarstvo

Znanstvena grana: Nosive konstrukcije

Mentor: Prof.dr.sc. Vladimir Sigmund, dipl.ing.građ.

POSTUPAK OCJENE I OBRANA

Odobrena tema: Rujan, 2009.

Povjerenstvo za ocjenu:

Prof.dr.sc. Vladimir Sigmund, redoviti profesor, Građevinski fakultet Osijek, predsjednik

Prof.dr.sc. Ivica Kožar, redoviti profesor, Građevinski fakultet Rijeka, član

Prof.dr.sc. Ivica Guljaš, izvanredni profesor, Građevinski fakultet Osijek, član

Povjerenstvo za obranu:

Prof.dr.sc. Ivica Guljaš, izvanredni profesor, Građevinski fakultet Osijek, predsjednik

Prof.dr.sc. Ivica Kožar, redoviti profesor, Građevinski fakultet Rijeka, član

Prof.dr.sc. Vladimir Sigmund, redoviti profesor, Građevinski fakultet Osijek, član

Mjesto i datum obrane: 30. kolovoz 2013.

Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera, Osijek
Građevinski fakultet

Doktorski rad

PRORAČUN ZGRADA OD ARMIRANOBETONSKIH OKVIRA SA ZIDANIM ISPUNOM SUKLADNO OČEKIVANOM POTRESNOM ODZIVU

TANJA KALMAN ŠIPOŠ, dip.ing.građ.

Osijek, kolovoz 2013.

Mentor rada:

Prof.dr.sc. Vladimir Sigmund, dipl.ing.građ.

Doktorski rad ima 324 stranice.

AUTOROV KRATKI ŽIVOTOPIS

Tanja Kalman Šipoš, dipl.ing.građ., je rođena u Vukovaru, 27. veljače 1980. gdje je završila osnovnu školu i gimnaziju. 1999. godine upisuje se na Građevinski fakultet u Osijeku na kojem je 2004. godine diplomirala pod mentorstvom prof.dr.sc. Dragana Morića, dipl.ing.građ. Tijekom studija bila je dobitnik stipendije Sveučilišta J. J. Strossmajera u Osijeku. Nagradu dekana Građevinskog fakulteta u Osijeku dobila je za akademsku 2003/04 godinu, a rektorovu nagradu Sveučilišta J.J. Strosmayera u Osijeku 2004. godine.

Od 2004. godine do danas, zaposlena je na Građevinskom fakultetu Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku. Poslijediplomski studij na Građevinskom fakultetu u Osijeku upisuje 2006. godine. Kao znanstveni novak suradnik aktivno sudjeluje na znanstvenom projektu Seizmički proračun okvirnih konstrukcija s ispunom, Ministarstva znanosti, obrazovanja i športa, čiji je glavni istraživač Prof.dr.sc. Vladimir Sigmund, dipl.ing.građ. Sudjeluje u održavanju nastave u sklopu Zavoda za tehničku mehaniku. Suradnik je na znanstvenim radovima objavljenim u Republici Hrvatskoj i inozemstvu te stručnim projektima.

Član je Hrvatskog društva za mehaniku (HDM).

SAŽETAK DOKTORSKOG RADA

Proračun zgrada od armiranobetonskih okvira sa zidanim ispunom sukladno očekivanom potresnom odzivu

Armirano-betonski okviri sa zidanim ispunom predstavljaju kompozitne konstrukcije, dominante u području niskih i srednje visokih građevina, koje svoju konstruktivnu funkciju postižu ugradnjom zidanog ispuna nakon očvršćivanja betona okvira. Zbog nehomogenosti komponenata i kompozitnog djelovanja sustava ponašanje takvih konstrukcija tijekom djelovanja potresa je teško numerički iskazati, što najčešće vodi ka zanemarivanju utjecaja ispuna pri projektiranju u inženjerskoj praksi mada je njegovo pozitivno djelovanje uočeno tijekom proteklih potresa.

Iskustva iz dosadašnjih potresa su pokazala oprečne spoznaje o utjecaju ispuna. Pri kontinuiranoj i jednolikoj raspodjeli ispun će povećati krutost i čvrstoću i reducirati moguća oštećenja okvirne konstrukcije. Nasuprot tomu nepovoljni utjecaji nejednolike raspodjele ispuna u ravninskoj ili prostornoj konstrukciji mogu izazvati lokalne, ali i globalne plastične deformacije okvira koje mogu rezultirati rušenjem konstrukcije. Neki suvremeni propisi navode da je potrebno uključiti utjecaj ispuna pri proračunu bez uporabljive preporuke o modelu, dok s druge strane pojedini propisi u potpunosti zanemaruju zidani ispun kao nekonstruktivni dio sustava. Smjernice koje daje Eurokod 8 najčešće prihvaćaju doprinos samo nepovoljnog, zanemarujući pozitivni doprinos utjecaja ispuna.

Iako je u svijetu proveden veliki broj eksperimentalnih ispitivanja armiranobetonskih okvira sa zidanim ispunom s generalnim zaključkom povećanja krutosti, čvrstoće i disipacije energije u odnosu na prazni okvir, nije izvršena karakterizacija parametara utjecaja na fenomen ponašanja koja bi u realnim aspektima omogućila pravilnu kalibraciju matematičkih modela uz potvrdu njihove korelacije i sukladnosti. S obzirom na neophodnost sistematizacije podataka i povezivanje seizmičkog ponašanja sa materijalnim i geometrijskim karakteristikama komponenata okvira s ispunom, oformljena je EDIF eksperimentalna baza podatka koja obuhvaća jednokatne jednorasponske armiranobetonske okvire s nearmiranim zidanim ispunom. Obrada podataka skaliranih na mjerila prototipnih konstrukcija eksperimenata izvršena je primjenom neuralnih mreža.

Provedena je evaluacija različitih numeričkih modela i uz kalibraciju na osnovu rezultata iz EDIF eksperimentalne baze odabran je najbolji numerički model za jednokatnu jednorasponsku konstrukciju. Provjera na realnim modelima konstrukcija, na osnovu eksperimentalnih rezultata iz nekoliko europskih projekata, dokazala je prikladnost i uporabljivost numeričkog modela koji je osnova za parametarsku analizu sukladno prihvatljivom potresnom odzivu zgrada koje se sastoje od okvira s ispunom. Definirane modelne zgrade obuhvaćaju setove s obzirom na katnost, varijabilne materijalne i geometrijske karakteristike okvira i zidanog ispuna, omjer površine sustava i kata i potresno opterećenje. Za parametarsku studiju modelnih zgrada sukladno očekivanom potresnom

odzivu primjenjena je inkrementalna dinamička analiza s ciljem dobivanja krivulja oštetljivosti i diskretne vjerojatnosti za svako promatrano područje ponašanja i korelacije između očekivanog nivoa potresne pobude i odgovora konstrukcije sa projektnim parametrima za promatrani tip konstrukcije.

Realizacija rada rezultirala je metodologijama primjenjivim u inženjerskoj praksi u postupku proračuna i analize seizmičkog odgovora za optimalno projektiranje novih zgrada i procjenu ponašanja postojećih zgrada od armiranobetonskih okvira s zidanim ispunima u potresnim područjima.

Ključne riječi: armiranobetonski okviri s zidanom ispunom, EDIF eksperimentalna baza, nelinearni numerički model, neuralne mreže, IDA analiza, krivulje oštetljivosti, projektiranje sukladno očekivanom odzivu

ABSTRACT OF THE DISERTATION

Performance based seismic design of masonry infilled frames

Reinforced concrete frames with masonry infills are composite structures, dominant in the low and medium high buildings, which achieve its constructive function with infilling concrete frame with masonry wall. Because of the inhomogeneity of components of this composite systems, behavior during earthquake activity is difficult to predict, which often leads with neglecting infill influence in the design of enginnering practice, although its positive effect was observed during the last earthquakes.

Experiences from past earthquakes have shown conflicting findings about the influence of infills on buildings responses. With continuous and uniform distribution, infill will increase the strength and stifnness and reduce possible damage of the frame structure. However, uneven distribution of infills in planar or spatial structure can cause both local and global plastic deformation that can result in colaps of part or colaps of entire structure. Some modern regulations state that it is necessary to include infills in design proces with no usable recommendations on the model, but on the other hand certain national codes completely ignore masonry infills defined them as nonstructural part with no influence on the system. Guidance provided by Eurocode 8 commonly accepted only unfavorable contributions of masonry infill, ignoring the positive ones.

Despite a big number of experimental tests of reinforced concrete frame with brick infill, with general conclusion of increasing stiffness, strength and energy dissipation compared to bare frames, there is no characterization of parameters with infuence on the phenomenon of behavior that can in real aspects allow proper calibration of mathematical models with the confirmation correlation and compliance. Given the necessity of systematization of experimental data and achieving the relationship between the seismic behavior and material and geometric properties of components of the infilled frames, was formed EDIF experimental database was conducted. EDIF database includes one story one bay reinforced concrete frames with non reinforced masonry infills. Processing ot the data scaled to prototype scale experimental tests was performed using neural networks.

An evaluation and calibration of different numerical models of infilled frames, based on the results from the EDIF experimental base, resulted in the best numerical nonlinear model for one story one bay infilled frame structure. Analysis on real models of structures based on experimental results from a number of European projects has proven the suitability and usability of the numerical model that is the base for parametric study in accordance with the expected earthquake response of buildings consisting of a frame with infill. Defined model building sets include different number of storeys, material and geometrical characteristics of the frame and masonry infill, the ratio of inffiled frames area to floor area and different earthquake loads according to the PGA values.Incremental dynamic

analysis in accordance with the expected earthquake response was applied in order to obtain the vulnerability curves and discrete probabilities for each observed level of damage and the correlation between the expected level of seismic excitation and response structures with design parameters for a given type of construction.

Realization of disertation in applicative methodology for engineering practice in the process of optimal design and analysis of seismic response of new buildings and evaluation of the behavior of existing buildings of reinforced concrete frames with masonry infills in earthquake-prone areas.

Keywords: reinforced concrete frames with masonry infill, EDIF experimental database, nonlinear numerical model, neural networks, IDA analysis, vulnerability curves, performance based seismic design

SADRŽAJ

PODACI O AUTORU, RADU, OCJENI I OBRANI DOKTORSKOG RADA II
NASLOVNI LIST III
MENTOR I OPSEG DOKTORSKOGA RADA IV
AUTOROV KRATKI ŽIVOTOPIS V
SAŽETAK DOKTORSKOGA RADA VI
ABSTRACT OF THE DISSERTATION (engleski jezik) VIII
SADRŽAJ XI
POPIS SLIKA XV
POPIS TABLICA XXII
POPIS SIMBOLA XXVI

1.UVOD 1
1.1. Općenito o armiranobetonskim okvirima sa zidanim ispunom 1
1.2. Modeli otkazivanja nosivosti 4
1.2.1. Modeli otkazivanja nosivosti zidanih ispuna 5
1.2.2. Modeli otkazivanja nosivosti okvira 7
1.2.3. Utjecaj karakteristika komponenata na ponašanje sustava okvira s ispunom 8

2.PREGLED DOŠADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA 11
2.1. Eksperimentalna istraživanja 11
2.2. Analitički modeli zidanih ispuna 19
2.3. Propisi i okviri sa zidanim ispunom 27

3.EKSPERIMENTALNA BAZA PODATAKA - EDIF 31
3.1. Teorija modelne podobnosti 32
3.1.1. Jednostavna modelna podobnost 33
3.1.3. Potpuna modelna podobnost 34
3.2. Ulazni podaci EDIF baze 35
3.3. Izlazni podaci EDIF baze 39
3.4. Međuovisnost ulaznih i izlaznih podataka 41
3.5. Metodologija procesuiranja eksperimentale baze pomoću neuralnih mreža 42

4.NEURALNE MREŽE I NJIHOVA PRIMJENA 43
4.1. Općenito o neuralnim mrežama 43
4.2. Projektiranje ulaznih podataka za procesuiranje neuralnih mreža 49
4.2.1. Analiza glavnih komponenata (PCA) 49
4.2.2. Stupnjevita analiza osjetljivosti metodom unaprijed 50
4.2.3. Bezdimenzijski pristup modeliranju 52
4.3. Primjenjena topologija neuralne mreže 53

4.4. Usporedba rezultata i odabir optimalne topologije 54
4.4.1. Međukatni pomak u području popuštanja - d_y 55
4.4.2. Međukatni granični pomak - d_u 56
4.4.3. Sila u području popuštanja - V_y 57
4.4.4. Granična sila nosivosti - V_u 59
4.4.5. Model otkazivanja nosivosti - FM 60
4.4.6. Usporedba točnosti predviđanja na osnovu tipa topologije neuralne mreže 62

5.MODELIRANJE A-B OKVIRA SA ZIDANIM ISPUNOM 65
5.1. Model elemenata a-b okvira 65
5.1.1. Općenito 65
5.1.2. Primjenjeni elementi okvira u programu Ruaumoko 65
5.1.3. Primjenjeni elementi okvira u programu Seismostruct 66
5.1.3.1. Materijalna nelinearnost betona i armaturnog čelika 67
5.2. Model zidanog ispuna 69
5.2.1. Karakteristike ziđa 69
5.2.1.1. Određivanje tlačne čvrstoće ziđa 70
5.2.1.2. Modul elastičnosti ziđa 74
5.2.1.3. Dijagram naprezanje-deformacija za ziđe 74
5.2.1.4. Ciklično ponašanje ziđa (zidanog ispuna) i histerezni model 76
5.2.2. Element zamjenske tlačne dijagonale 81
5.2.3. Panel element ispuna 82
5.3. Kalibracija modela zidanog ispuna 83
5.3.1. Eksperimentalni uzorci i ulazni podaci za modeliranje 83
5.3.2. Evaluacija modela sa zamjenskim tlačnim dijagonala - Ruaumoko 85
5.3.3. Evaluacija panel modela - Seismostruct 90
5.3.4. Kalibracija histereznog modela zidanog ispuna 96
5.4. Proširenje primjene neuralnih mreža za predviđanje ponašanja višekatnih, višerasponskih okvira sa zidanim ispunom (uokvirenog ziđa) 97
5.4.1. Opis modela 97
5.4.2. Rezultati proračuna i prognoze neuralnim mrežama 99
5.4.2.1. Primjena neuralnih mreža na višerasponskim okvirima istog raspona 102
5.4.2.2. Primjena neuralnih mreža na višerasponskim okvirima različitih raspona 106
5.4.2.3. Zaključak 112
5.4.2.3. Primjena neuralnih mreža na višerasponskim i višekatnim okvirima različitih raspona 114

6. PROVJERA MODELA AB OKVIRA S ZIDANIM ISPUNOM NA EKSPERIMENTALNO ISPITANIM VIŠEKATNIM, VIŠERASPONSKIM OKVIRIMA 119
6.1. Dvokatna zgrada IFS (Gostič, 2000.) 119
6.1.1. Opis konstrukcije i opterećenja 120
6.1.2. Numerički model 121

6.1.3. Rezultati modeliranja ... 122
6.2. Trokatna zgrada PATRAS (Fardis, 1997.) ... 124
6.2.1. Opis konstrukcije i opterećenja ... 124
6.2.2. Numerički model ... 126
6.2.1. Rezultati modeliranja ... 128
6.3. Četverokatna zgrada projektirana prema EC8 (Ispra) ... 131
6.3.1. Opis konstrukcije i opterećenja ... 131
6.3.2. Numerički model ... 135
6.3.3. Rezultati modeliranja ... 137
6.4. Zaključak ... 139

7. POTRESNO INŽENJERSTVO SUKLADNO PRIHVATLJIVOM PONAŠANJU ... 141
7.1. Općenito ... 141
7.2. Područja ponašanja ... 145
7.3. Inkrementalna dinamička analiza (IDA) i procjena oštetljivosti ... 148

8. PROBABILISTIČKA PARAMETARSKA ANALIZA MODELNIH ZGRADA SUSTAVA "UOKVIRENOG ZIĐA" SUKLADNO PRIHVATLJIVOM PONAŠANJU ... 153
8.1. Parametri modelnih zgrada ... 154
8.1.1. Geometrijske karakteristike modelnih zgrada ... 155
8.1.2. Materijalne karakteristike modelnih zgrada ... 162
8.2. Parametri opterećenja ... 163
8.2.1. Vertikalno opterećenje ... 163
8.2.2. Potresno opterećenje ... 163
8.3. Numerički model modelnih zgrada ... 168

9. REZULTATI PROBABILISTIČKEPARAMETARSKE ANALIZE .. 171
9.1. Odabir mjere intenziteta potresa i mjere odziva ... 171
9.2. Trokatna zgrada raspona 4m ... 177
9.2.1. Slabi okvir+ slabi ispun ... 177
9.2.2. Slabi okvir + srednji ispun ... 180
9.2.3. Slabi okvir + jaki ispun ... 183
9.2.4. Jaki okvir + slabi ispun ... 186
9.2.5. Jaki okvir + srednji ispun ... 189
9.2.6. Jaki okvir + jaki ispun ... 192
9.2.7. Analiza rezultata za trokatne zgrade ... 195
9.3. Šesterokatna zgrada raspona 4m ... 199
9.3.1. Slabi okvir+ slabi ispun ... 199
9.3.2. Slabi okvir + srednji ispun ... 202
9.3.3. Slabi okvir + jaki ispun ... 205
9.3.4. Jaki okvir + slabi ispun ... 208
9.3.5. Jaki okvir + srednji ispun ... 211
9.3.6. Jaki okvir + jaki ispun ... 214

9.3.7. Analiza rezultata za šesterokatne zgrade 217
9.4. Deveterokatna zgrada raspona 4m 221
9.4.1. Slabi okvir+ slabi ispun 221
9.4.2. Slabi okvir + srednji ispun 224
9.4.3. Slabi okvir + jaki ispun 227
9.4.4. Jaki okvir + slabi ispun 230
9.4.5. Jaki okvir + srednji ispun 233
9.4.6. Jaki okvir + jaki ispun 236
9.4.7. Analiza rezultata za deveterokatne zgrade 239
9.5. Zaključak 244

10. METODOLOGIJE PRORAČUNA I OCJENE PONAŠANJA SUSTAVA „UOKVIRENO ZIĐE“ SUKLADNO OČEKIVANOM ODZIVU 247
10.1. Opći pregled metodologija 247
10.2. Idejno rješenje konstrukcije – minimalni broj zidanih ispuna 248
10.3. Pravila jednostavnih zgrada sustava „uokvireno ziđe“ 249
10.4. Proračun novih zgrada sustava uokvireno ziđe 250
10.5. Metodologija procjene očekivanog ponašanja postojećih zgrada 251
10.6. Kontrola područja ponašanja 253
10.7. Primjeri primjene metodologija proračuna i ocjene ponašanja sustava „uokvireno ziđe“ sukladno prihvatljivom i očekivanom ponašanju 254
10.7.1. Primjena “Pravila jednostavnih zgrada sustava” 254
10.7.2. Primjena “Proračuna novih zgrada” 256
10.7.3. Primjena “Metodologije pocjene postojećih zgrada 258

11. ZAKLJUČAK I PREPORUKE ZA DALJNJA ISTRAŽIVANJA 261

LITERATURA 263

PRILOG: IDA krivulje, kumulativne krivulje oštetljivosti i diskretne vjerojatnosti oštećenja za zgrade raspona 6m 271

POPIS SLIKA

Slika 1. Oštećenja građevina uslijed djelovanja potresa ... 3

Slika 2. Oštećenja zidanog ispuna i oštećenje stupa okvira ... 3

Slika 3. Otkazivanje nosivosti zidanog ispuna ... 6

Slika 4. Otkazivanje nosivosti u elementima okvira ... 8

Slika 5. Ispitivanje slabih okvira pri monotonom opterećenju (Schuller, Mehrabi 1994) ... 9

Slika 6. Koncept ekvivalentne zamjenske dijagonale na osnovu odvajanja ispuna od okvira neovisno o načinu otkazivanja nosivosti ... 20

Slika 7. Aproksimirane funkcije krivulja w/d (Stafford-Smith i Carter, 1969) ... 22

Slika 8. Odnos između širine dijagonale oštećenog i neoštećenog ispuna (Decanini,1986.) ... 24

Slika 9. σ -ε dijagram na primjeru jednostavne modelne podobnosti ... 33

Slika 10. σ -ε dijagram na primjeru potpune modelne podobnosti ... 35

Slika 11. Materijalni i geometrijski ulazni parametri eksperimentalne baze podataka ... 36

Slika 12. Disperzija tlačne čvrstoće zida - f_k uzoraka eksperimantalne baze ... 36

Slika 13. Disperzija geometrijskih parametara okvira: a=odnos visine i raspona okvira i b=odnos momenata inercije grede i stupa ... 37

Slika 14. Disperzija koeficijenata armiranja elemenata okvira: r_c=koeficijent armiranja stupa i r_b=koeficijent armiranja grede ... 37

Slika 15. Disperzija materijalnih karakteristika okvira: f_{ck}=tlačna čvrstoća betona, E_c=modul elastičnosti betona ... 38

Slika 16. Disperzija karakteristika zidanog ispuna: t=debljina zidanog ispuna i E_i=modul elastičnosti zidanog ispuna ... 38

Slika 17. Disperzija f_y= granice popuštanja čelika i N=aksijalno tlačno opterećenje na stupove ... 38

Slika 18. Faze ponašanja AB okvira sa zidanim sipunom ... 39

Slika 19. Prikaz vrijednosti međukatnog pomaka pri popuštanju sustava eksperimentalne baze podataka ... 40

Slika 20. Prikaz vrijednosti graničnog međukatnog pomaka sustava eksperimentalne baze podataka ... 40

Slika 21. Međuovisnost ulaznih i izlaznih podataka ... 41

Slika 22. Dijagram toka za procesuiranje eksperimentalne baze podataka ... 42

Slika 23. Različite topologije neuralnih mreža ... 44

Slika 24. Neuron – osnovni element neuralne mreže ... 45

Slika 25. Aktivacijske funkcije ... 46

Slika 26. 5-fold unakrsna validacija ... 48

Slika 27. Rezultati analize glavnih komponenata ... 50

Slika 28. Rezultati analize osjetljivosti ... 51

Slika 29. λh koeficijent krutosti za 113 eksperimentalnih uzoraka iz Eksperimentalne baze EDIF ... 53

Slika 30. Dijagram toka odabira optimalne topologije neuralne mreže 54

Slika 31. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za pomak u području popuštanja 55

Slika 32. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za pomak u području popuštanja 56

Slika 33. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neuron za granični međukatni pomak 57

Slika 34. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za granični pomak 57

Slika 35. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za silu u području popuštanja 58

Slika 36. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za silu u području popuštanja 58

Slika 37. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za graničnu silu nosivosti 60

Slika 38. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za graničnu silu nosivosti 60

Slika 39. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za model otkazivanja nosivosti 61

Slika 40. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za model otkazivanja nosivosti 61

Slika 41. Usporedba unakrsne validacije (Val) i Bayesianove regulacije preko koeficijenta korelacije i srednje kvadratne pogreške 62

Slika 42. Usporedba unakrsne validacije (Val) i Bayesianove regulacije preko faktora točnosti 63

Slika 43. Modeliranje konstruktivnih elemenata okvira (Ruaumoko, 2003) 66

Slika 44. Podjela poprečnog presjeka na vlakna s definiranjem jednoosnog ponašanja materijala 66

Slika 45. σ-ε dijagrama za model ovijenog betona (Mander, 1988) 67

Slika 46. Model čelika prema Menegotto-Pinto (1973.) 68

Slika 47. Dijagram naprezanje-deformacija za zidni element, mort i žiđe 69

Slika 48. Dijagram naprezanje deformacija za različite uzorke žiđa A – šuplja opeka, B i C – puna opeka (Powell i Hodgkinson, 1976) 74

Slika 49. Dijagram naprezanje – deformacija žiđa prema Kaushiku (2007) 76

Slika 50. a) Ciklični model zidanog ispuna; b) Promjena površina tlačnih dijagonala u funkciji aksijalih pomaka ili deformacija 76

Slika 51. Definiranje varijabilnosti površina i pripadajućih pomaka na primjeru jakog ispuna 79

Slika 52. Nelinearni model a-b okvira sa zidanim ispunom u Ruaumoko-u 82

Slika 53. Formulacija panel modela 82

Slika 54. AB okviri sa zidanim ispunima za numeričku analizu (Colangelo,2005) 83

Slika 55. Histerezne krivulje za N2 eksperimentalni uzorak za model zamjenskih dijagonala 86

Slika 56. Histerezne krivulje za C1 eksperimentalni uzorak za model zamjenskih dijagonala 88

Slika 57. Histerezne krivulje za M2 eksperimentalni uzorak za model zamjenskih dijagonala 89

Slika 58. Krivulje za N2 eksperimentalni uzorak za panel model ispuna 91
Slika 59. Krivulje za C1 eksperimentalni uzorak za panel model uzorka 91
Slika 60. Krivulje za M2 eksperimentalni uzorak za panel model uzorka 92
Slika 61. Anvelopa nosivosti zidanog ispuna (panela (Panagiotakos and Fardis, 1996.) 93
Slika 62. Usporedba anvelopa nosivosti panel modela dobivenih prema izrazima i Seismostruct rezultatima 94
Slika 63. Usporedba dvaju modela za modeliranje zidanog ispuna prema relativnim pogreškama primjenom prijedloga Stafford-Smitha i Cartera (1969) 95
Slika 64. Armiranobetonski okviri za analizu neuralnim mrežama 97
Slika 65. Dijagrami naprezanje- deformacija za tri tipa zidanih ispuna prema Kaushiku (2007) 98
Slika 66. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir A sa i bez zidanog ispuna 100
Slika 67. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir B sa i bez zidanog ispuna 100
Slika 68. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir C sa i bez zidanog ispuna 100
Slika 69. Modeli višerasponskih okvira uokvirenog ziđa jednakih raspona 102
Slika 70. Primarne krivulje za višerasponski armiranobetonski okvir A sa 2 i 3 raspona 103
Slika 71. Primarne krivulje za višerasponski armiranobetonski okvir B sa 2 i 3 raspona 104
Slika 72. Primarne krivulje za višerasponski armiranobetonski okvir C sa 2 i 3 raspona 105
Slika 73. Modeli dvorasponskih okvira različitih raspona 106
Slika 74. Primarne krivulje za dvorasponski armiranobetonski okvir AB i BA 107
Slika 75. Primarne krivulje za dvorasponski armiranobetonski okvir AC i CA 109
Slika 76. Primarne krivulje za dvorasponski armiranobetonski okvir BC i CB 109
Slika 77. Modeli višerasponskih okvira uokvirenog ziđa jednakih raspona 110
Slika 78. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir s tri raspona ABC 111
Slika 79. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir s tri raspona BCA 111
Slika 80. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir s tri raspona CAB 112
Slika 81. Prosječne relativne pogreške za primjenu izraza za aproksimaciju kod višerasponskih modela 113
Slika 82. Model aproksimacije za višekatnu i višerasponsku građevinu IFS 114
Slika 83. Primarne krivulje za višekatnu i višerasponsku IFS građevinu 115
Slika 84. Model aproksimacije za višekatnu i višerasponsku građevinu Patras 116
Slika 85. Primarne krivulje za višekatnu i višerasponsku Patras građevinu 117
Slika 86. Model aproksimacije za višekatnu i višerasponsku građevinu EC8 117
Slika 87. Primarne krivulje za višekatnu i višerasponsku EC8 građevinu 118
Slika 88. Tloris i pogled na dvokatnu zgradu IFS (Gostič, 2000.) 119
Slika 89. Horizontalno opterećenje IFS (Gostič, 2000.) 120
Slika 90. Horizontalno ciklično opterećenje δ2 (Gostič, 2000.) 121
Slika 91. Nelinearni numerički model IFS zgrade 122
Slika 92. Usporedba pomaka prve etaže dobivenih eksperimentalno i numeričkim modelom 123

Slika 93. Usporedba pomaka druge etaže dobivenih eksperimentalno i numeričkim modelom 124
Slika 94. Histereznazna petlja sile i (međukatnog) pomaka dvokatne zgrade IFS 124
Slika 95. Tloris, pogled i karakteristični detalji trokatne zgrade 124
Slika 96. Uzdužna armatura stupova i greda okvira 125
Slika 97. Efektivna širina grede 125
Slika 98. Akcelerogram ubrzanja tla uporabljen pri pseudo-dinamičkom ispitivanju trokatne zgrade 126
Slika 99. Nelinearni numerički model Patras zgrade 127
Slika 100. Usporedba pomaka etaža i sile u prizemlju dobivenih eksperimentalno i numeričkim modelom 129
Slika 101. Tloris, pogled i karakteristični detalji četverokatne zgrade 131
Slika 102. Uzdužna i poprečna armatura u stupovima 132
Slika 103. Uzdužna i poprečna armatura u gredama 133
Slika 104. Armiranobetonski okvir sa regularnom i neregularnom raspodjelom zidanih ispuna po visini 134
Slika 105. Akcelerogram ubrzanja tla uporabljen pri pseudo-dinamičkom ispitivanju četverokatne zgrade 134
Slika 106. Nelinearni numerički model četverokatne zgrade 135
Slika 107. Sila prizemlja četverokatne zgrade: usporedba numeričke analize i eksperimenta 137
Slika 108. Pomaci katova četverokatne zgrade: usporedba numeričke analize i eksperimenta 138
Slika 109. Dijagram toka metodologije potresnog inženjerstva sukladno prihvatljivom ponašanju 141
Slika 110. Dijagram toka projektiranja po tradicionalnim propisima (Tang, 2008.) 143
Slika 111. Dijagram toka projektiranja sukladno očekivanom odzivu, (Tang,2008) 144
Slika 112. Koraci projektiranja sukladno očekivanom odzivu (Tang, 2008.) 145
Slika 113. Prikaz očekivanih odziva u ovisnosti pojavnosti potresa i mogućim područjima ponašanja 146
Slika 114. Jednostruka IDA krivulja 148
Slika 115. Višestruka IDA analiza: a) potresna; b) parametarska 149
Slika 116. Vertikalna i horizontalna statistika IDA krivulja 149
Slika 117. Metodologija određivanja krivulja oštetljivosti 151
Slika 118. Prikaz dijagrama toka parametarske analize i određivanja rezultata 153
Slika 119. Parametarska studija s obzirom na katnost: šesterokatne zgrade 155
Slika 120. Parametarska studija s obzirom na katnost: trokatne i deveterokatne zgrade 156
Slika 121. Primjer prikaza količine armature stupova prizemlja višekatnih zgrada raspona 4m za slabe i jake okvire za 0,3g i površinskog omjera od 3% 157
Slika 122. Primjer prikaza količine armature stupova i greda za višekatne zgrade raspona 4m za jake okvire za 0,3g i 3% površinskog omjera 160
Slika 123. Prikaz površinskog omjera AB okvira sa zidanim ispunom i katne površine 161
Slika 124. Spektri odgovora EC8 tip 1 ovisni o razredu tla 164
Slika 125. Potresne zone u Hrvatskoj s obzirom na vrijednost ubrzanja tla (Herak, 2011.) 165
Slika 126. Set potresa sa minimalnom prosječnom devijacijom (δ=0,053) za 0,1g 167

Slika 127. Set potresa sa minimalnom prosječnom devijacijom (δ=0,043) za 0,2g 167
Slika 128. Set potresa sa minimalnom prosječnom devijacijom (δ=0,038) za 0,3g 168
Slika 129. Numerički model AB okvira sa zidanim ispunom primjenjen na modelne zgrade 169
Slika 130. Usporedba disperzija mjera intenziteta potresa ovisno o katnosti zgrada 172
Slika 131. Krivulje postupnog guranja za trokatne zgrade 173
Slika 132. Krivulje postupnog guranja za šesterokatne zgrade 173
Slika 133. Krivulje postupnog guranja za deveterokatne zgrade 174
Slika 134. Krivulje postupnog guranja za sve zgrade 174
Slika 135. Primjer krivulje inkrementalne dinamičke analize s graničnim stanjima 175
Slika 136. Primjer krivulje oštetljivosti sa nivoima oštećenja kontrukcije 176
Slika 137. Rezultati 3S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3% 177
Slika 138. Rezultati 3S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4% 178
Slika 139. Rezultati 3S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5% 179
Slika 140. Rezultati 3S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=3% 180
Slika 141. Rezultati 3S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=4% 181
Slika 142. Rezultati 3S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=5% 182
Slika 143. Rezultati 3S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=3% 183
Slika 144. Rezultati 3S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=4% 184
Slika 145. Rezultati 3S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=5% 185
Slika 146. Rezultati 3S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3% 186
Slika 147. Rezultati 3S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=4% 187
Slika 148. Rezultati 3S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=5% 188
Slika 149. Rezultati 3S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=3% 189
Slika 150. Rezultati 3S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=4% 190
Slika 151. Rezultati 3S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=5% 191
Slika 152. Rezultati 3S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=3% 192
Slika 153. Rezultati 3S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=4% 193
Slika 154. Rezultati 3S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=5% 194
Slika 155. Rezultati parametarske analize za trokatne zgrade 197
Slika 156. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za trokatne zgrade za jedinični faktor uvećanja IDA analize 198
Slika 157. Rezultati 6S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3% 199
Slika 158. Rezultati 6S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4% 200
Slika 159. Rezultati 6S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5% 201
Slika 160. Rezultati 6S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=3% 202

Slika 161. Rezultati 6S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%.....203
Slika 162. Rezultati 6S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%.....204
Slika 163. Rezultati 6S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%.....205
Slika 164. Rezultati 6S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%.....206
Slika 165. Rezultati 6S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%.....207
Slika 166. Rezultati 6S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%.....208
Slika 167. Rezultati 6S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%.....209
Slika 168. Rezultati 6S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%.....210
Slika 169. Rezultati 6S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%.....211
Slika 170. Rezultati 6S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%.....212
Slika 171. Rezultati 6S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%.....213
Slika 172. Rezultati 6S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%.....214
Slika 173. Rezultati 6S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%.....215
Slika 174. Rezultati 6S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%.....216
Slika 175. Rezultati parametarske analize za šesterokatne zgrade.....219
Slika 176. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za šesterokatne zgrade za jedinični faktor uvećanja IDA analize.....220
Slika 177. Rezultati 9S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%.....221
Slika 178. Rezultati 9S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%.....222
Slika 179. Rezultati 9S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%.....223
Slika 180. Rezultati 9S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%.....224
Slika 181. Rezultati 9S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%.....225
Slika 182. Rezultati 9S4L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%.....226
Slika 183. Rezultati 9S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%.....227
Slika 184. Rezultati 9S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%.....228
Slika 185. Rezultati 9S4L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%.....229
Slika 186. Rezultati 9S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%.....230
Slika 187. Rezultati 9S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%.....231
Slika 188. Rezultati 9S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%.....232
Slika 189. Rezultati 9S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%.....233
Slika 190. Rezultati 9S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%.....234
Slika 191. Rezultati 9S4L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%.....235
Slika 192. Rezultati 9S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%.....236
Slika 193. Rezultati 9S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%.....237

Slika 194. Rezultati 9S4L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=5% 238

Slika 195. Rezultati parametarske analize za deveterokatne zgrade 241

Slika 196. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za deveterokatne zgrade sa slabim AB okvirom za jedinični faktor uvećanja IDA analize 242

Slika 197. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za deveterokatne zgrade sa jakim AB okvirom za jedinični faktor uvećanja IDA analize 243

Slika 198. Dijagram toka metodologija proračuna sukladno prihvatljivom ponašanju 247

Slika 199. Pravila jednostavnih zgrada sustava uokvireno zide 249

Slika 200. Proračun novih zgrada 250

Slika 201. Metodologija procjene ponašanja postojećih zgrada 252

Slika 202. Postupak kontrole područja ponašanja 253

Slika 203. Primjena „Pravila jednostavnih zgrada“; perspektiva i tloris srednje visoke zgrade 254

Slika 204. Odabir minimalnog površinskog omjera 254

Slika 205. Primjer izračuna površine uokvirenog zida A_{IF} u smjeru osi X na primjeru srednje visoke zgrade .. 255

Slika 206. Primjena „Proračuna novih zgrada“; perspektiva i tloris visoke zgrade 256

Slika 207. Odabir prihvatljivog površinskog omjera a) i tipa zidanog ispuna b) 256

Slika 208. Primjena „Metodologije procjene postojećih zgrada“; perspektiva i tloris niske zgrade 258

Slika 209. Očitanje očekivanog područja ponašanja za postojeću zgradu 259

POPIS TABLICA

Tablica 1. Modeli otkazivanja nosivosti u ovisnosti o relativnoj čvrstoći okvira i ispuna (Murty,2000) 5

Tablica 2. Empirijski izrazi za širinu ekvivalentne dijagonale (Mainstone,1971) 23

Tablica 3. Sažeti prikaz sadržaja nacionalnih propisa za ab okvire sa zidanim ispunom (Kaushik, 2006)..... 28

Tablica 4. Lista istraživača i uzoraka ispitivanja eksperimentalne baze EDIF 31

Tablica 5. Pregled modelnih odnosa na primjeru teorije jednostavne modelne podobnosti za mjerilo 1:2 34

Tablica 6. Pregled raspona vrijednosti ulaznih podataka 37

Tablica 7. Pregled raspona vrijednosti izlaznih podataka 40

Tablica 8. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za pomak u području popuštanja u ovisnosti o broju neurona 55

Tablica 9. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za međukatni granični pomak u ovisnosti o broju neurona 56

Tablica 10. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za silu u području popuštanja u ovisnosti o broju neurona 58

Tablica 11. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za graničnu silu nosivosti u ovisnosti o broju neurona 59

Tablica 12. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za model otkazivanja nosivosti u ovisnosti o broju neurona 61

Tablica 13. Parametri modela Menegotto-Pinto za ponašanje čelika 68

Tablica 14. Određivanje konstante K ovisno o karakteristikama zidnih elemenata 70

Tablica 15. Evaluacija izraza za određivanje tlačne čvrstoće zida 73

Tablica 16. Parametri ekvivalentne dijagonale potrebni za definiranje najvjerojatnijeg mehanizma sloma zidanog ispuna (Bertoldi, Decanini, Gavarini, 1993.) 78

Tablica 17. Materijalne i geometrijske karakteristike eksperimentalnih uzoraka 84

Tablica 18. Prikaz parametara za izračun širine zamjenske dijagonale prema različitim autorima 85

Tablica 19. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na modelu zamjenskih dijagonala N2 eksperimentalnog uzorka 87

Tablica 20. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na modelu zamjenskih dijagonala C1 eksperimentalnog uzorka 87

Tablica 21. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na modelu zamjenskih dijagonala M2 eksperimentalnog uzorka 88

Tablica 22. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na panel modelu ispuna N2 eksperimentalnog uzorka 91

Tablica 23. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na panel modelu C1 eksperimentalnog uzorka 92

Tablica 24. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na panel modelu M2 eksperimentalnog uzorka 93

Tablica 25. Kalibracija parametara histereznog modela zidanog ispuna 96
Tablica 26. Odabir zidanih elemenata za skupine zidanih ispuna za analizu 98
Tablica 27. Određivanje tlačne čvrstoće zidanog ispuna 98
Tablica 28. Izračun širine zamjenske dijagonale prema Stafford-Smithu i Carteru (1969) za tri modela 99
Tablica 29. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele okvira A, B i C 101
Tablica 30. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele višerasponskih okvira AA i AAA 104
Tablica 31. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele višerasponskih okvira BB i BBB 104
Tablica 32. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele višerasponskih okvira CC i CCC 105
Tablica 33. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele dvorasponskih okvira AB i BA 108
Tablica 34. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele dvorasponskih okvira AC i CA 108
Tablica 35. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele dvorasponskih okvira BC i CB 109
Tablica 36. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model okvira s tri raspona ABC 110
Tablica 37. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model okvira s tri raspona BCA 111
Tablica 38. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model okvira s tri raspona CAB 112
Tablica 39. Opterećenje na jednokatnim, jednorasponskim okvirima 114
Tablica 40. Ulazni podaci za procesuiranje neuralnih mreža 115
Tablica 41. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model višekatnog IFS okvira 115
Tablica 42. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model višekatnog Patras okvira 116
Tablica 43. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model višekatnog EC8 okvira 118
Tablica 44. Materijalne i geometrijske karakteristike eksperimentalnog uzorka IFS 120
Tablica 45. Čvorno vertikalno opterećenje u osima stupova 121
Tablica 46. Materijalne i geometrijske karakteristike zidanih ispuna za IFS zgradu 122
Tablica 47. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta IFS zgrade 123
Tablica 48. Materijalne i geometrijske karakteristike eksperimentalnog uzorka PATRAS 125
Tablica 49. Efektivne širine greda uključene u analizu trokatne zgrade 127
Tablica 50. Materijalne i geometrijske karakteristike zidanih ispuna za Patras zgradu 128
Tablica 51. Koncentrirana vertikalna opterećenja uključena u analizu trokatne zgrade 128
Tablica 52. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - pomaci i sila prve etaže trokatne zgrade 130
Tablica 53. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - međukatni pomaci trokatne zgrade 130
Tablica 54. Materijalne karakteristike betona u konstrukciji četverokatne zgrade 132
Tablica 55. Materijalne karakteristike armaturnog čelika u četverokatnoj zgradi 133
Tablica 56. Efektivne širine greda uključene u analizu četverokatne zgrade 136
Tablica 57. Materijalne i geometrijske karakteristike zidanih ispuna za četverokatnu zgradu 136
Tablica 58. Koncentrirana vertikalna opterećenja uključena u analizu četverokatne zgrade 136
Tablica 59. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - pomaci i sila prve etaže četverokatne zgrade 137

Tablica 60. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - međukatni pomaci četverokatne zgrade 139
Tablica 61. Usporedba rezultata numeričkih modela i eksperimenata za sve zgrade: srednja relativna pogreška i korelacija 139
Tablica 62. Usporedba standardnog proračuna po pravilnicima i PBSD-a i prikaz nove metodologije proračuna 143
Tablica 63. Opis područja ponašanja i pripadajućih međukatnih pomaka IDR (%) za AB okvire sa zidanim ispunom s očekivanim popravcima i prekidima uporabe zgrade (HAZUS, 2001) 147
Tablica 64. Usporedba međukatnih pomaka (%) s obzirom na tip građevine i područja ponašanja (Ghobarah, 2004.) 147
Tablica 65. Dimenzije elemenata okvira 157
Tablica 66. Koeficijenti armiranja stupova za višekatne zgrade raspona 4m 158
Tablica 67. Koeficijenti armiranja stupova za višekatne zgrade raspona 6m 159
Tablica 68. Izračun površinskog omjera AB okvira s ispunom i pripadajućih katnih površina za omjere 3%, 4% i 5% 161
Tablica 69. Odabir debljine i tipa zidanog ispuna modelnih zgrada 162
Tablica 70. Vrijednosti vertikalnih opterećenja za zgrade raspona 4m i 6m (kN) 163
Tablica 71. Razredi temeljnog tla 164
Tablica 72. Vrijednosti ubrzanja tla za sve gradove u Hrvatskoj 165
Tablica 73. Vršna ubrzanja tla i potresne zone u Hrvatskoj 166
Tablica 74. Karakteristike potresnih zapisa za zonu 0,1g 167
Tablica 75. Karakteristike potresnih zapisa za zonu 0,2g 167
Tablica 76. Karakteristike potresnih zapisa za zonu 0,3g 168
Tablica 77. Materijalne karakteristike zidanih ispuna za modelne zgrade 169
Tablica 78. Geometrijske karakteristike zidanih ispuna za modelne zgrade raspona 4m 169
Tablica 79. Geometrijske karakteristike zidanih ispuna za modelne zgrade raspona 6m 170
Tablica 80. Prikaz vrijednosti IDR (%) za granična stanja srednjih krivulja postupnog guranja 175
Tablica 81. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za trokatne zgrade slabog okvira 195
Tablica 82. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za trokatne zgrade jakog okvira 196
Tablica 83. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za šesterokatne zgrade slabog okvira 217
Tablica 84. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za šesterokatne zgrade jakog okvira 218
Tablica 85. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za deveterokatne zgrade slabog okvira 239
Tablica 86. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za deveterokatne zgrade jakog okvira 240

Tablica 87. Maksimalna vrijednost opterećenja izražena preko vršnog ubrzanja tla (g) pri kojem možemo očekivati zadovoljavajuće ponašanje (sigurno po život) za niske zgrade 245
Tablica 88. Maksimalna vrijednost opterećenja izražena preko vršnog ubrzanja tla (g) pri kojem možemo očekivati zadovoljavajuće ponašanje (sigurno po život) za srednje visoke zgrade 245
Tablica 89. Maksimalna vrijednost opterećenja izražena preko vršnog ubrzanja tla (g) pri kojem možemo očekivati zadovoljavajuće ponašanje (sigurno po život) za visoke zgrade 246
Tablica 90. Minimalni broj zidanih ispuna u jednom horizontalnom smjeru ovisno o broju raspona u tlorisu za $\rho \geq 3\%$ 248

POPIS SIMBOLA I KRATICA

VELIKA LATINIČNA SLOVA

A_d	površina zamjenske dijagonale
A_F	katna površina
A_{FR}	površina stupova AB okvira
A_i	površina horizontalnog poprečnog presjeka ispuna
A_{IF}	povrsina poprečnog presjeka okvira sa zidanim ispunom
A_{ms1}	početna površina zamjenske dijagonale
A_{ms2}	krajnja površina zamjenske dijagonale
C	ciklično opterećenje
C_m	faktor koji ovisi o tlačnoj čvrstoći morta
C_n	koeficijent varijacije normalnih naprezanja u zidu
C_s	koeficijent omjera maksimalne i nominalne vrijednosti posmičnog naprezanja u zidnom elementu
E_c	modul elastičnosti betona okvira
E_i	modul elastičnosti zida ispuna
E^P	plastični modul elastičnosti čelika
F_{cr}	posmična nosivost zidanoga ispuna pri pojavi pukotina
F_m	sila na modelu
F_{max}	maksimalna nosivost zidanoga ispuna
F_p	sila na prototipu
F_{res}	rezidualna nosivost zidanog ispuna
G_i	modul posmika zidanog ispuna
H	horizontalna sila
H_{load}	tip horiznotalnog opterećenja
I	moment inercije stupa
IDA	inkrementalna dinamička analiza
IDR	maksimalni međukatni pomak (eng. interstorey drift ratio)
I_i	moment inercije horizontalnog poprečnog presjeka ispuna
IM	mjera intenziteta potresa (eng.intensity measure)
K	faktor korekcije kod određivanja tlačne čvrstoće zida
K_1	parameter ekvivalentene dijgonale potreban za određivanje najvjerojatnijeg sloma ispuna
K_2	parameter ekvivalentene dijgonale potreban za određivanje najvjerojatnijeg sloma ispuna
K_{deg}	opadajuća krutost zidanog ispuna
K_{el}	Inicijalna krutost zidanog ispuna
K_o	početna krutost zidanog ispuna
K_{sec}	sekundarna krutost zidanog ispuna
K_t	krutost trokutnog dijela zidanog ispuna
L	raspon grede
L_m	duljina na modelu
L_p	duljina na prototipu
LS	granično stanje (eng. limit state)
M	monotono opterećenje
MSE	srednja kvadratna pogreška
N	vertikalna sila u stupovima
NBep	broj uzoraka koji odgovaraju modulu relativnih pogrešaka
NF	parameter opterećenja i rasterećenja

PBD	potresno inženjerstvo sukladno očekivanom odzivu (eng. performance based design)
PGA	vršno ubrzanje (eng. peak ground acceleration),
R	korelacijski koeficijent
$\mathbf{R_0}$	opterećenje koje odgovara inicijalnoj sili
$\mathbf{R_c}$	opterećenje pri kojem dolazi do sloma ispuna
$\mathbf{R_S}$	parameter koji utječe na nagib krivulje naprezanje-deformacija čelika
$\mathbf{R_y}$	opterećenje pri kojem dolazi do popuštanja ispuna
$\mathbf{S_a}$	mjerilo ubrzanja
$\mathbf{Sa(T_1,5\%)}$	spektralno ubrzanje za prvi mod s 5% prigušenja
$\mathbf{Sa_{o,med}\ (T_i)}$	ordinata spektralne akceleracije srednjeg spektra za period T_i
$\mathbf{Sa_s(T_i)}$	ordinata spektralne akceleracije za spektar EC8
$\mathbf{S_E}$	mjerilo modula elastičnosti
$\mathbf{S_F}$	mjerilo sila
$\mathbf{S_g}$	mjerilo gravitacijskog ubrzanja
$\mathbf{S_L}$	mjerilo duljina
$\mathbf{S_m}$	mjerilo mase
SR	faktor točnosti
$\mathbf{S_t}$	mjerilo vremena
$\mathbf{S_\varepsilon}$	mjerilo deformacija
$\mathbf{S_\rho}$	mjerilo gustoće
$\mathbf{S_\sigma}$	mjerilo naprezanja
$\mathbf{t_m}$	vrijeme na modelu
$\mathbf{t_p}$	vrijeme na prototipu
$\mathbf{V_{Ed}}$	potresna poprečna sila
$\mathbf{V_m}$	maksimalna horizontalna sila u ispunu
$\mathbf{V_{Rw}}$	otpornost zidanih ispuna u jednoj etaži
$\mathbf{V_u}$	granična horizontalna sila okvira s ispunom
$\mathbf{V_u\ (NN)}$	granična sila nosivosti jednorasponskog okvira dobivena pomoću NN
$\mathbf{V_{u,i}}$	granična sila višerasponskog okvira
$\mathbf{V_{ur,i}}$	granična sila višerasponskog okvira različitih raspona
$\mathbf{V_y}$	horizontalna sila pri popuštanju okvira s ispunom
$\mathbf{V_y\ (NN)}$	sila pri popuštanju jednorasponskog okvira dobivena pomoću NN
$\mathbf{V_{y,i}}$	sila pri popuštanju višerasponskog okvira
$\mathbf{V_{yr,i}}$	sila pri popuštanju višerasponskog okvira različitih raspona
$\mathbf{Z_m}$	nagib padajuće grane dijagrama ovijenog betona

MALA LATINIČNA SLOVA

a	odnos visine i raspona okvira
$\mathbf{a_T}$	rasterećenje jednako inverznoj vrijednosti kvadrata duktiliteta (Takeda)
b	odnos momenata tromosti grede i stupa
$\mathbf{b_0}$	širina ovijenog betona
$\mathbf{b_b}$	širina poprečnog presjeka grede
$\mathbf{b_c}$	širina poprečnog presjeka stupa
$\mathbf{b_{eff}}$	efektivna širina grede
$\mathbf{b_S}$	omjer očvršćivanja deformacije čelika
$\mathbf{b_T}$	ponovo opterećenje (Takeda)
$\mathbf{b_w}$	širina donje pojasnice T ili L grede

b_z	visina zidnog elementa
d	međukatni pomak (%)
d_i	duljina dijagonale ispuna
d_u	granični međukatni pomak
d_u (NN)	međukatni granični pomak jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN
$d_{u,i}$	međukatni granični pomak višerasponskog okvira
$d_{ur,i}$	međukatni granični pomak višerasponskog okvira različitih raspona
d_y	međukatni pomak pri popuštanju
d_y (NN)	međukatni pomak pri popuštanju jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN
$d_{y,i}$	međukatni pomak pri popuštanju višerasponskog okvira
$d_{yr,i}$	međukatni pomak pri popuštanju višerasponskog okvira različitih raspona
d_z	duljina zidnog elementa
ep	relativna pogreška faktora točnosti
f_b	tlačna čvrstoća zidnih elemenata
f_c	maksimalno naprezanje u betonu
f_{ck}	tlačna čvrstoća betona
f_k	tlačna čvrstoća ziđa
f_m	tlačna čvrstoća morta
$f_{m\theta}$	dijagonalna nosivost ziđa
f_n	normalno naprezanje u ziđu
f_t	vlačna čvrstoća ziđa
f_{tb}	vlačna čvrstoća zidnog elementa
f_{ws}	posmična otpornost dobivena ispitivanjem dijagonalnog tlaka
f_{wu}	posmična otpornost pri klizanju dobivena ispitivanjem pri triplet test
f_y	granica popuštanja čelika
f_{yw}	granica popuštanja poprečne armature
g	odnos širine stupa i debljine zidanog ispuna
h	visina stupa, etaže
h'	visina zidanog ispuna
h_b	visina poprečnog presjeka grede
h_c	visina poprečnog presjeka stupa
h_z	vertikalna udaljenost između dijagonala
j	visina sljubnice morta
l'	duljina zidanog ispuna
l_0	udaljenost između nul-točaka momentnog dijagrama.
n_{IF}	broj zidanih ispuna u horizontalnoj ravnini
n_L	broj kontiniuranih raspona u nizu
n_x	broj raspona u X smjeru
n_y	broj raspona u Y smjeru
r_b	koeficijent armiranja uzdužne armature grede
r_c	koeficijent armiranja uzdužne armature stupa
s	razmak spona
t	debljina zidanog ispuna
u_m	pomak pri maksimalnoj sili u ispunu
w	širina zamjenske dijagonale
w'	karakteristična širina dijagonale
w'_{ec}	širina dijagonale pri graničnoj nosivosti ispuna
w'_{eK}	širina dijagonale koja odgovara početnoj krutosti
w'_{et}	širina dijagonale u trenutku kada nastaje prva pukotina

$\mathbf{w_i}$	težinski udio neurona
$\mathbf{x_{0i}}$	horizontalna udaljenost između vanjskih i unutarnjih čvorova okvira
$\mathbf{x_i}$	ulazna veličina neurona
$\mathbf{x_j}$	stvarna veličina
$\mathbf{y_{0i}}$	vertikalna udaljenost između vanjskih i unutarnjih čvorova okvira
$\mathbf{y_i}$	izlazna veličina neurona
$\mathbf{y_j}$	predviđena veličina
$\mathbf{z}$	kontaktna duljina između ispuna i okvira

MALA GRČKA SLOVA

α	konstanta koja uzima u obzir veličinu i oblik šupljina zidnih elemenata
α_K	koeficijent umanjenja inicijalne krutosti zidanog ispuna
α_{re}	definira točku u kojoj krivulja rasterećenja dostiže anvelopu nosivosti ziđa
α_s	faktor posmičnog naprezanja
β	konstanta koja uzima u obzir postotak šupljina zidnih elemenata
β_{lm}	standardna devijacija lognormalne distribucije
δ	odstupanje (devijacija) srednjeg spektra potresa od referentnog spektra EC8
ε	deformacija
ε_0	deformacija koja odgovara maksimalnom naprezanju u betonu
ε_c	deformacija u betonu
ε_{cl}	deformacija ziđa pri kojoj se pukotina djelomično zatvara
ε_k	deformacija ziđa
ε_m	deforamcija pri maksimalnom aksijalnom naprezanju ziđa
ε^P	plastična deformacija čelika
ε_u	granična deformacija pri tlačnom aksijalnom naprezanju ziđa
γ_s	udio ukupne krutosti koja otpada na posmičnu oprugu
γ_{un}	faktor rasterećenja ziđa
η	faktor uvećanja unutarnjih sila u stupovima
$\mathbf{K_c}$	koeficijent za povećanje čvrstoće ovijenog betona
$\lambda\mathbf{h}$	mjera relativne krutosti okvira prema ispunu
μ	koeficijent trenja ziđa
ν	funkcija neurona
θ	kut čiji je tangens jednak odnosu između visine i duljine ispuna
ρ	omjer površine okvira sa zidanim ispunom i katne površine
ρ_s	omjer volumena poprečne armature prema volumenu betonske jezgre koja se mjeri s vanjske strane spona
ρ_{ST}	površinski omjer stvarne zgrade
σ	naprezanje
σ_c	naprezanje u betonu
τ	posmična čvrstoća ziđa
τ_0	posmična čvrstoća ziđa
τ_{max}	maksimalno dopušteno posmično naprezanje u ispunu
ξ	parametar koji se mijena s promjenom deformacije čelika
μ'	srednja vrijednost promatrane veličine
σ'	standardna devijacija promatrane veličine
σ_v	okomito naprezanje uslijed gravitacijskih opterećenja na ziđe

VELIKA GRČKA SLOVA

Δ_{R1} aksijalni pomak pri kojem dolazi do promjene površine A_{ms1}

Δ_{R2} aksijalni pomak pri kojem dolazi do promjene površine A_{ms2}

1. UVOD

1.1. Općenito o armiranobetonskim okvirima sa zidanim ispunom

Armiranobetonski okviri sa zidanim ispunima počeli su se primjenjivati na početku prošlog stoljeća za konstrukcije niskih i srednje visokih građevina. Različiti zahtjevi u građevinskoj industriji doveli su do razvoja i potrebe za primjenom ovakvih konstruktivnih sustava. Primarna uloga zidanih ispuna je prije svega bila arhitektonsko-funkcionalna jer su kao vanjske ili unutarnje pregrade konfigurirali uporabne međuprostore unutar zgrade, ali je cilj bio i iskoristiti pozitivne mehaničke karakteristike: vatrootpornost, termalnu i akustičnu izolaciju uz ekonomičnost.

Različiti kriteriji primjene razvili su se u dvije različite konstruktivne procedure, ovisno o redoslijedu izvedbe komponenata sustava armiranobetonskih okvira sa zidanim ispunima. Prva je izgradnja okvira (čeličnog ili armiranobetonskog), a nakon toga zidanje zidanog ispuna unutar očvrslog okvira - okvir s ispunom. Druga alternativa je izvedba zidanog ispuna, a nakon toga greda i stupova koji omeđuju zid, što odgovara tipu sustava omeđenog zida.

Armiranobetonski okvir s ispunom predstavlja konstruktivni kompozitni sustav koji je dokazano djelotvoran i učinkovit u slučaju niskih i srednje visokih zgrada za preuzimanje horizontalnog opterećenja u ravnini od djelovanja vjetra i potresa (u odnosu na prazni okvir) povećanjem krutosti i nosivosti, a smanjenjem međukatnih pomaka. Kako se radi o dvojnom sustavu, njegovo konstruktivno ponašanje ovisi o zasebnim karakteristikama komponenata. Nakon prvih pukotina u ispunu, okvir sprječava daljnju dezintegraciju, dok ispun doprinosi krutosti okvira jer djeluje kao kruti spojni element. Kombinirani utjecaj komponenata rezultira sustavom koji ima visoki stupanj krutosti i čvrstoće ispuna s duktilnošću okolnog okvira. Iako se okvir može projektirati kao otporan na horizontalna djelovanja, glavni udio horizontalne sile, pri malim relativnim katnim pomacima, nesumnjivo će preuzeti ispun, pri čemu se demonstrira važnost kompozitnog međudjelovanja komponenata u ravnini. Zbog doprinosa posmičnoj krutosti sustava, ispun značajno poboljšava konstruktivno ponašanje redukcijom horizontalnih pomaka.

Zid je krut, izrazito nelinearan, ali krut materijal koji može pretrpjeti značajno tlačno djelovanje u ravnini ukoliko je pravilno omeđen okvirom. Kad su te dvije komponente međusobno povezane posjeduju značajno veću krutost i čvrstoću nego u slučajevima kada su neovisne jedna o drugoj. Međutim, okvir s ispunom reducira razdoblje vlastitih vibracija sustava čime „privlači“ velike seizmičke sile. Time je dinamički odgovor okvira s ispunom drugačiji u odnosu na prazni okvir. Zbog toga je jako važno da interakcija ispuna i okvira bude pravilno uključena u proračun pri projektiranju novih zgrada.

U procesu konstrukcijskog projektiranja neophodna je primjena racionalnog matematičkog modela. Elementi koji se često zanemaruju su nekonstruktivne komponente, za koje se smatra da nemaju utjecaja na odgovor konstrukcije. Tako i Eurokod 8 razlikuje 3 načina izvedbe zidanog ispuna i pristupa okvirima s ispunom:

1. Zidani ispun je fizički odvojen od okvira tako da on ni u kojem slučaju na sprječava njegove deformacije. U praksi je ovaj slučaj teško izvediv, jer ispuna treba poprečne stabilizatore koji sprječavanju njeno ispadanje uslijed djelovanja vjetra i potresa.
2. Zidani ispun je izveden do lica stupa (ne postoji razdjelnica), tako da postoji integracija zidanog ispuna i okvira, ali ne postoji konstruktivna veza. Prvo se izvode stupovi i grede, a zatim zida zidani ispun koji je najčešće manje debljine od okolnog okvira. Zidani ispun u ovom slučaju povećava nosivost i krutost kompozitnog sustava te utječe na smanjenje međukatnih pomaka čime utječe na globalni odziv zgrade.
3. Zidani ispun je nosivi element, sudjeluje u prijenosu potresnog opterećenja i u svemu se izvodi kao omeđeno zide. Prvo se zidaju zidovi, a zatim se izvode vertikalni serklaži, dok se horizontalni izvode zajedno s pločom.

Armiranobetonski okviri su izloženi izrazito nelinearnom neelastičnom ponašanju, koje nastaje iz materijalne nelinearnosti. Najvažniji faktori doprinosa nelinearnom ponašanju su nastanak pukotina i slom zida, degradacija krutosti i nosivosti ispuna, pukotine u betonskim elementima, popuštanje armaturnih šipki u betonu, proklizavanje armaturnih šipki i varijacija u kontaktnoj duljini između ispuna i okvira. Te činjenice dovode do komplikacija u analizi armiranobetonskih okvira s ispunom i predstavljaju jedan od glavnih razloga zbog kojih se zidani ispun smatra nekonstruktivnim elementom unatoč velikom utjecaju na odgovor sustava. Argument pri zanemarivanju utjecaja zidanog ispuna je u tome što su oni u pravilu ograničeni na male pomake, pa uslijed djelovanja značajnih potresnih opterećenja dolazi do separacije zidanog ispuna od okvira, pri čemu horizontalno otporni sustav djeluje kako je i pretpostavljeno u procesu projektiranja. Osnovni je problem, međutim, u tome što takav pojednostavljeni pristup projektiranju ne predviđa stupanj niti veličinu oštećenja koja će nastati u ispunu, što može biti značajno u smislu nekonstruktivnog oštećenja, i što s druge strane uopće ne uzima u obzir globalne i lokalne utjecaje koje mogu izazvati ovi kruti i krhki elementi kada su povezani s primarnim nosivim okvirnim sustavom. Jasno je da postoji realna potreba za racionalnim projektantsko-orijentiranim pristupom pri kojem je potrebno uzeti u obzir zidani ispun.

Slika 1. Oštećenja građevina uslijed djelovanja potresa

Na zgradama kod kojih je u procesu projektiranja zanemaren utjecaj zidanog ispuna, pri djelovanju potresa mogu nastati nepoželjne posljedice (Slika 1-2.) koje mogu dovesti do promjene očekivanog odgovora konstrukcije:

- modifikacija globalnog odgovora konstrukcije zbog smanjenja prirodnog perioda;
- neočekivani slom armiranobetonskih elemenata okvira, kao rezultat povećanja poprečnih sila zbog zidanog ispuna (npr. kratki stup) ;
- promjena torzijskog odgovora uslijed asimetrične raspodjele zidanih ispuna po tlorisu zgrade;
- nastanak meke etaže uslijed nejednolike raspodjele zidanih ispuna po visini zgrade,ili naglog ispadanja zidanog ispuna van ravnine.

Slika 2. Oštećenja zidanog ispuna i oštećenje stupa okvira

U slučaju jednolike raspodjele zidanog ispuna u okvirnoj a-b konstrukciji po visini i tlorisu, nastaju pozitivni efekti povećanja krutosti i nosivosti i smanjenja međukatnih pomaka, čime zidani ispun direktno utječe na odgovor konstrukcije i sukladno tome ne smije se zanemariti u procesu projektiranja. Negativni efekti će međutim biti izraženi torzijskim efektima – nejednolika raspodjela

po tlorisu zgrade (slika 1-a), ili nastankom meke etaže – nejednolika raspodjela po visini zgrade (slika 1-b), pa ih je potrebno u svim mogućim slučajevima izbjegavati. Općenito, povoljan efekt na globalni odgovor koji je izazvan prisustvom ispuna povećava zanimanje za kontrolu razine oštetljivosti ispuna pri različitim stupnjevima potresnog opterećenja. Osobito je važan utjecaj na funkcionalni stupanj oštećenja zgrade nakon potresnog događaja da bi se ocijenila mogućnost izravne daljnje uporabe ili kratkotrajnog razdoblja popravka.

Projektiranje novih konstrukcija, kao i obnavljanje starih, zahtijevaju znanje o ponašanju i pouzdane metode određivanja horizontalne otpornosti.

Parametri koje treba istražiti u ponašanju okvira s ispunom su:

- zidani ispun značajno utječe na krutost i nosivost kompozitnog konstruktivnog sustava koji mora biti uključen pri proračunu globalnog odgovora zgrade;
- pouzdanost primjene zamjenske tlačne dijagonale kao način prezentiranja ponašanja sustava;
- modeliranje materijalne nelinearnosti zidanog ispuna;
- svojstva zamjenske tlačne dijagonale koja moraju biti razvijena na osnovu geometrijskih i materijalnih karakteristika ispuna i moraju biti iskustveno dokazana;
- krutost, nosivost i opadanje krutosti sustava moraju biti obuhvaćeni u konstruktivnoj analizi;
- područja ponašanja moraju biti definirana za kompozitni sustav okvir s ispunom („uokvireno zide“).
- Pouzdanost i probabilistička provjera sustava uokvirenog zida obzirom na različita svojstva potresa te njihova veza s područjima očekivanog ponašanja;
- Probabilistička provjera utjecaja pojedinih parametara koji određuju ponašanja okvira (dimenzije, beton, čelik) te ispuna (čvrstoća) i njihove međusobne odnose;
- Mogućnost novog projektantskog pristupa koji će na jednostavan i pouzdan način omogućiti primjenu dimenzioniranja uokvirenog zida prema očekivanom ponašanju.

1.2. Modeli otkazivanja nosivosti

Način sloma koji će nastupiti u armiranobetonskom okviru sa zidanim ispunom ovisi o različitim utjecajima kao što su relativna krutost okvira i zidanog ispuna, čvrstoća komponenata kao i dimenzije konstrukcije. Slom u ovom kompozitnom sustavu će nastupiti u slabijoj komponenti. Vrlo često se u literaturi (Schuller 1994.; Kappos 2000.; Murty 2000.; Kakaletsis 2007.;) okviri i ispuni opisuju kao jaki i slabi, međutim nije točno definirano što se pod tim pojmovima podrazumijeva. Pretpostavka je da se pod „jakim“ okvirom obično podrazumijeva onaj okvir koji ima jake stupove, s malim razmacima poprečne armature u stupovima, gredama i njihovim vezama, s dostatnom tlačnom

čvrstoćom betona, odnosno oni okviri koji se projektiraju za potresna područja. Za razliku od okvira, zidani ispuni su povezani isključivo s tlačnom čvrstoćom ispuna, koja i prema izrazu (17) Eurokoda 6 ovisi o tlačnim čvrstoćama svojih komponenti, zidnih elemenata i morta za zidanje. Prema kategorizaciji Kapposa (2000.), ispitivanjima koja je proveo Tomažević (1999.), Matošević (2008.), Penava i Radić (2009.) i analizi koja je provedena u poglavlju 5.2.1. zaključeno je da je slabi zidani ispun onaj kojem je tlačna čvrstoća zidanog ispuna manja ili jednaka 2,5N/mm^2 i kod kojeg su glineni zidni elementi u pravilu šuplji.

Tablica 1. Modeli otkazivanja nosivosti u ovisnosti o relativnoj čvrstoći okvira i ispuna(Murty,2000.)

	Slabi ispun	Jaki ispun
Slabi okvir	-	DT, TC, SC
Okvir s slabim spojem između jakih elemenata okvira	CC, BC	DC, BC
Jaki okvir	HSS	

DC – dijagonalni slom zidanog ispuna
CC – slom u kutovima ispuna
HSS – horizontalni posmični slom
TC – vlačni slom stupa
SC – posmični slom stupa
BC – slom u spoju elemenata okvira

1.2.1. Modeli otkazivanja nosivosti zidanih ispuna

Slom u zidanom ispunu može nastati gubitkom veze u sljubnicama morta, pojavom pukotina ili slomom u zidnim elementima ili njihovim kombinacijama. Nastanak načina sloma ovisi o materijalnim karakteristikama i stanju naprezanja u zidanom ispunu. Slika 3. predstavlja moguće načine otkazivanja nosivosti zidanih ispuna. Pregledom eksperimentalnih podataka (Shing, Mehrabi 2002.) može se zaključiti da će u najvećem broju slučajeva kod slabog ispuna nastati horizontalni posmik, dok će dijagonalni slom nastupiti u jakom ispunu.

Načini otkazivanja nosivosti zidanih ispuna su:

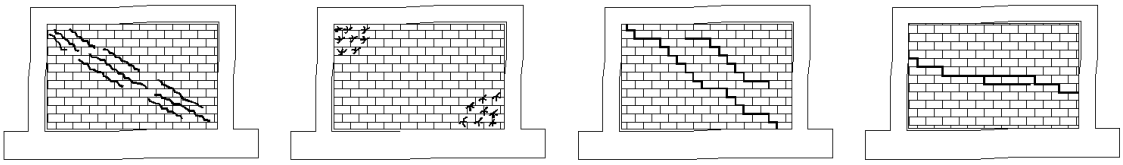
- Dijagonalni slom ispuna (eng. diagonal cracking –DC)

  Uslijed horizontalnog opterećenja koje djeluje na okvir s ispunom nastaju velika tlačna naprezanja duž dijagonale ispune. Kada vlačne deformacije ispuna dosegnu vrijednosti pri kojima nastaju pukotine, nastaje dijagonalno raspucavanje. Te pukotine prvotno nastaju u središtu ispuna i dalje putuju duž tlačne dijagonale. Kako međukatni pomaci rastu, dijagonalna pukotina se širi prema nasuprotnim kutovima ispuna. Pri velikim pomacima može doći do ispadanja ispune u kutovima. Dijagonalni slom ispuna nastaje kod slabih okvira ili okvira sa slabim spojem elemenata okvira u kombinaciji s jakim ispunom. Stafford-Smith i

Carter (1969.) su zaključili da horizontalna sila uzrokuje dijagonalnu pukotinu u ispunu ovisno o kontaktnoj duljini između okvira i ispuna. Taj izraz je pokazao da velika vrijednost omjera duljine i visine ili manja vrijednost λ_h (krući stup u odnosu na ispun) rezultira većom dijagonalnom čvrstoćom ispuna. Eksperimentalna istraživanja su pokazala da oštećenja koja nastaju uslijed potresa u šupljim zidnim elementima izazivaju slom ubrzo nakon nastanka pukotina, dok u slučaju punih zidnih elemenata (opeke), dijagonalni slom predstavlja samo nastanak graničnog stanja uporabljivosti.

- Slom u kutovima ispuna (eng. corners cracking –CC)

  Slom u kutovima ispuna ili tlačni slom je popraćen naglim porastom pomaka i predstavlja plastični slom. Pri horizontalnom opterećenju okvira sa zidanim ispunom nastaje tlačno naprezanje u kutovima ispune, mjestu najveće koncentracije naprezanja. U slučaju jakog okvira, odnosno okvira s jakom vezom između elementa, doći će do raspucavanja na relativno malom području. Ukoliko se radi o okvirima sa slabim spojem elemenata u kombinaciji sa slabom ispunom dolazi do proširenja područja raspucavanja kuta ispune koje se širi i na spoj elemenata okvira. Uslijed povećanja pomaka može doći do ispadanja elemenata ispune, pri čemu se oštećenje širi na elemente okvira. Javlja se kod slabe ispune i okvira sa slabim spojem elemenata okvira.



a) *b)* *c)* *d)*

Slika 3. Otkazivanje nosivosti zidanog ispuna:
a) dijagonalni slom; b) slom u kutovima ispuna; c) stepeničasti posmični slom; d) horizontalni posmični slom

- Stepeničasti posmični slom (eng. bed-joint sliding shear-SS)

  Kada je čvrstoća morta značajno manja u odnosu na čvrstoću zidanog elementa, posmična naprezanja dominiraju nad normalnim pri čemu pukotine nastaju u sljubnicama morta. Slika 3.c) razjašnjava slučaj u kojem se duž ispuna pojavljuju jedna ili dvije velike pukotine duž dijagonale ispuna u stepeničastom obliku. Otpornost zida na posmično naprezanje obično se osigurava kroz kombinirano djelovanje posmične čvrstoće veze i trenja između opeke i morta. Ovaj oblik popuštanja ovisi o posmičnoj čvrstoći morta, vlačnoj čvrstoći elemenata ispune i relativnim odnosima između posmičnih i normalnih naprezanja. Posmične pukotine između elemenata ispune ne predstavljaju direktno stanje sloma, nego se odnose na granično stanje

uporabljivosti. U slučaju šupljih elemenata ispune, pukotine u elementima mogu dovesti do sloma ispune.

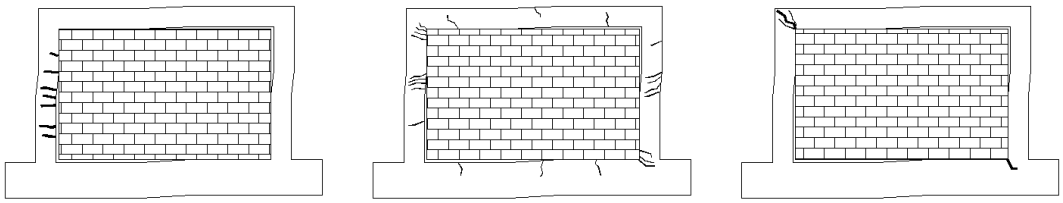
- Horizontalni posmični slom (eng. horizontal sliding shear –HSS)
  Otpornost zida na posmično naprezanje pri horizontalnom djelovanju je direktno vezano s djelotvornom kombinacijom posmične čvrstoće veze i trenja između zidnih elemenata i morta. Osim toga, pri djelovanju vertikalnog opterećenja posmična otpornost se povećava s povećanjem trenja između zidnih elemenata i morta. Utjecaj trenja će biti manji u slučaju šupljih zidnih elemenata za koje se uzima da je koeficijent trenja jednak 0,15, dok za pune elemente iznosi od 0,6-1,7 prema ispitivanjima Polyakowa (1956.). Posmični slom nastaje formacijom velike horizontalne pukotine u području polovice ispuna. Eksperimentalni rezultati upućuju na zaključak da su zidani ispuni sa zidanim elementima koji imaju vertikalne šupljine skloniji horizontalnom posmičnom slomu zbog veze koja je slabija u horizontalnoj u odnosu na vertikalnu sljubnicu. Moguće je da ovakav način otkazivanja nosivosti izazove posmični slom u stupovima okvira.

1.2.2. Modeli otkazivanja nosivosti okvira

U elementima okvira mogu nastati različiti mehanizmi otkazivanja nosivosti ovisno o karakteristikama samih elemenata i efektu koji nastaje na plohi između ispuna i okvira. Oštećenje u elementima najčešće nastupa u vidu fleksijskih plastičnih zglobova, popuštanja uslijed djelovanja aksijalne sile u stupovima, tlačnog sloma ili kao kombinacija prethodno navedenih mehanizama otkazivanja nosivosti.

Načini otkazivanja nosivosti okvira su:

- Vlačni slom (eng. tensile crack - TC)
  Nastaje uslijed djelovanja velikog momenta savijanja koji će se javiti kod okvira s velikim omjerom visine i raspona i kod jako krutih elemenata okvira. To je duktilni mod, koji dopušta velike pomake bez iznenadnih lomova. Granični pomaci ovog moda se vezuju za kapacitete deformacije ispune. Javlja se kod slabo armiranih stupova s jakom ispunom. Međutim, u slučaju slabih elemenata okvira dominantni mod otkazivanja je savojni ili posmični u stupu ili gredi na području plastičnog zgloba.



a) *b)* *c)*

Slika 4. Otkazivanje nosivosti u elementima okvira:
a) vlačni slom; b)posmični slom; c) slom u spoju elemenata okvira

- Posmični slom (shear crack –SC)

  Okviri s jakim ispunama generiraju veliku poprečnu silu u ispunu uslijed horizontalnih pomaka. Te poprečne sile se s ispune prenose na okvir koji je u ovom slučaju slabija komponenta. Oštećenja nastaju na krajevima stupova i greda u obliku dijagonalnih x-pukotina uz otpadanje zaštitnog sloja betona. Javlja se kod neduktilnih elemenata okvira. Vjerojatno će nastati kod stupa koji je dio djelomično ispunjenog okvira.

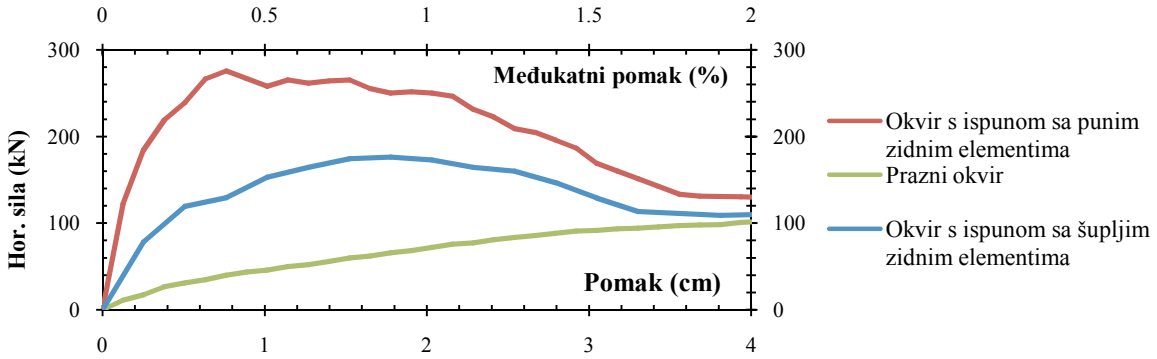
- Slom u spoju elemenata okvira (beam-column joint crack –BC)

  Velika normalna i tangentna naprezanja duž kontaktne duljine u zonama opterećenih kutova okvira rezultiraju razvojem velikih posmičnih sila i momenata savijanja. Stanje naprezanja koje se razvija u spoju stup-greda uzrokuje nastanak dijagonalnih pukotina koje se šire s unutarnje prema vanjskoj strani čvora. Ovaj tip otkazivanja nosivosti ima izrazito nepoželjne efekte jer se zbog raskida veze horizontalne sile ne mogu pravilno s grede međukatne konstrukcije prenijeti na stupove i zidani ispun.

1.2.3. Utjecaj karakteristika komponenata na ponašanje sustava okvira s ispunom

Utjecaj tlačnog aksijalnog opterećenja na stupove okvira evidentan je kroz povećanje nosivosti okvirnog sustava sa zidanim ispunom Valiasis (1989.). Iako su i Valiasis i Stafford Smith prepoznali utjecaj vertikalnog opterećenja na ponašanje sustava nisu aproksimirali efekte na model ekvivalentne dijagonale. Cavaleri (2004.) je provedenim numeričkim analizama utvrdio da je osnovni parametar ekvivalentne dijagonale koji je pod utjecajem vertikalnog opterećenja kontaktna duljina između okvira i ispuna, koja se povećava s povećanjem vertikalnog opterećenja.

Utjecaj pojedinih parametara na ponašanje kod sustava okvir (jak, slab) s ispunom (jaki, slabi) je na osnovu svojih ispitivanja opisao Schuller (1994.).



Slika 5. Ispitivanje slabih okvira pri monotonom opterećenju (Schuller, Mehrabi 1994)

Zidani ispun može značajno povećati i krutost i nosivost armiranobetonskog okvira kako je prikazano na slici 5. Što je „jači“ ispun to je veće uvećanje. Pri ispitivanju Schuller (1994.) je zaključio da je čvrstoća okvira s ispunom za 57 % veća s jakim ispunom u odnosu na slabi. Međutim, nosivost nakon dostizanja granične nosivosti u odnosu na pomak puno brže opada u slučaju jakog ispuna u odnosu na slabi. To je naročito evidentno u slučaju cikličnog opterećenja u odnosu na monotono. Na osnovu histereze ponašanja uzoraka slabog okvira, može se zaključiti da u kombinaciji s jakim ispunom dolazi do bolje disipacije energije u odnosu na slabi ispun.

Uzorci s jakim okvirom imaju značajno veću nosivost u odnosu na one sa slabim okvirom. Ispitivanjem Schuller, Mehrabi (1994.) su zaključili da jaki okvir s jakim ispunom ima 67% veću nosivost u odnosu na slabi okvir s jakim ispunom, dok jaki okvir sa slabim ispunom ima samo 29% veću nosivost u odnosu na slabi okvir sa slabim ispunom. Usporedbom praznih okvira zaključeno je da jaki okvir ima 33% veću nosivost u odnosu na slabi. U slučaju slabog ispuna horizontalni posmični slom je dominantan mod otkazivanja nosivosti, dok kod jakog ispuna nosivost ovisi o posmičnoj čvrstoći stupova i tlačnom dijagonalnom mehanizmu otkazivanja nosivosti. Jaki ispun ima dulju kontaktnu duljinu između okvira i ispuna i s obzirom na to efektivniji tlačni mehanizam.

Istraživanja Schullera (1994.) su pokazala veliki utjecaj promjenom tipa komponente na nosivost i krutost sustava. Stoga u području numeričke analize nije nužno samo uključiti zidani ispun, nego je neophodno istražiti i klasificirati tipove komponenata sustava okvira sa zidanim ispunom.

Utjecaj karakteristika komponenata na ponašanje sustava okvira s ispunom potrebno je dodatno istražiti naročito u području odgovora konstrukcije izraženog preko vrijednosti međukatnih pomaka i područja ponašanja.

2. PREGLED DOSADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA

2.1. Eksperimentalna ispitivanja

Većina istraživača je ispitivala modele (uzorke) okvira s ispunom pri monotonom statičkom djelovanju pri promjeni geometrijskih i materijalnih karakteristika. Malo podataka je dostupno o statičkom cikličnom ponašanju koje je direktno povezano sa seizmičkim ponašanjem. Najčešće uporabljen i prihvaćen model je jednokatni, jednorasponski čelični ili armiranobetonski okvir, dok su podaci o višekatnim i višerasponskim okvirima slabo dostupni. Materijali ispuna su opečni ili betonski blokovi. Neki od parametara koji su se proučavali za ocjenu ponašanja su tip a-b okvira, tip zidanog ispuna i relativna čvrstoća okvira i ispuna.

- Benjamin i Williams (1958.) su ispitivali tri tipa (ispun-zid bez okvira, zidani ispun u armiranobetonskom okviru i zidani ispun u čeličnom okviru) jednokatnih, jednorasponskih uzoraka pri horizontalnom opterećenju u ravnini. Mjerila modela su varirala od 0,34 do 1, dok je odnos raspona prema visini uzorka varirao od 0,9 do 3. Prema eksperimentalnim ispitivanjima zaključili su da omjer l/h ima značajan utjecaj na graničnu nosivost i krutost, što je veća vrijednost omjera veća je i nosivost. Ravninski zidani ispun ima značajnu nosivost ukoliko je pravilno omeđen s okvirnim sustavom. Utjecaj veličine opeka u ispunu nije imao značajan utjecaj na odgovor sustava. Okvir nije imao posebno značajan utjecaj sve dok je bio dostatne čvrstoće da proizvede prvo slom u ispunu. Također su zaključili da su površina stupova kao i količina armature u njima imali mali utjecaj na odgovor sustava.

- Holmes (1961) je ispitivao jednorasponske uzorke okvira s ispunom u ravnini. Zaključio je da horizontalna sila koja izaziva slom uzima u obzir pojedinačne sile od okvira i ispuna.

- Stafford-Smith (1962) je proveo laboratorijska ispitivanja s ispunima izrađenim samo od morta. Svi uzorci su izrađeni u mjerilu 1:20. Okviri su bili pravokutni čelični s nedefiniranim dimenzijama profila. Smith je zaključio da horizontalna krutost zidanog ispuna nije povezana s okolnim okvirom. Kutovi ispuna u kontaktu s okvirom ocrtavaju područje tlačnog naprezanja u ispunu koji lateralno ukrućuje okvir. To njegovo zapažanje bilo je osnova za metodu ekvivalentne tlačne dijagonale – SS1. Zaključio je da u slučaju ispuna omeđenog okvirom, krući okvir uzrokuje veću duljinu kontakta između okvira i ispuna, a što je veća ta duljina to je veća i širina ekvivalentne tlačne dijagonale. Njegova metoda je težila određivanju krutosti u ravnini okvira s ispunom. Krutost ispuna je predstavljena modelom ekvivalentne tlačne dijagonale s efektivnom širinom određenom na osnovu omjera visine i raspona ispuna. 1966. godine Stafford-Smith je proširio svoja ranija istraživanja. Duljina kontakta između ispuna i okolnog okvira je podrobnije istražena i razvijen je parametar λ_h za određivanje

relativne krutosti između okvira i ispune i širine ekvivalentne dijagonale – SS2. Ova teorija je testirana na nekoliko umanjenih eksperimentalnih uzoraka od čeličnih okvira s jednim i dva kata s ispunom od mikro betona. Utvrđeno je da postoje dva tipa otkazivanja nosivosti: dijagonalno raspucavanje i slom u kutovima ispuna. Dijagonalno raspucavanje obično nastupa prvo i opterećenje se može povećavati sve dok ne dođe do sloma. Slom u kutovima ili tlačni slom ispuna tipično izaziva slom u sustavu i definira granični kapacitet nosivosti opterećenja sustava. Kod krutih okvira, dijagonalno raspucavanje nastupa prvo, praćeno sa slomom u kutovima, dok kod fleksibilnih okvira slom u kutovima nastupa prvo, ne iznenada, nego uz brzo povećanje pomaka, demonstrirajući značajno nelinearno ponašanje.

- Mainstone (1971.) je ispitivao umanjene modele okvira od mikrobetona s ispunom pri cikličnom opterećenju i zaključio da pri djelovanju 50-70% vršnog opterećenja, smanjenje krutosti i čvrstoće nije značajno.

- Klingner i Bertero (1976.) su proveli seriju eksperimenata u mjerilu 1:3 na modelima od donja tri kata 11-ero katne zgrade, s tri raspona. Ispuni su sadržavali jednoliko raspodijeljenu armaturu, dok su okviri bili visoke duktilnosti. Debljina ispuna bila je limitirana tako da čvrstoća ispuna ne bi dosegla posmičnu čvrstoću stupova okvira. Iz provedenog ispitivanja dobiven je makro model za ocjenu ponašanja armiranobetonskih okvira s ispunima. Utvrđeno je da ispun znatno doprinosi povećanju čvrstoće i disipaciji energije okvira. Povećanje krutosti izaziva redukciju P-δ efekata i smanjenje perioda vibracija. Za okvire s ispunom, povećanje disipacije energije nastaje kroz histerezno djelovanje, uglavnom zbog pukotina koje nastaju u ispunu i zbog degradacije krutosti ispuna pri čemu se reducira rizik od inkrementalnog (postupnog) sloma.

- Lian i ostali (1979) su proveli dinamičko ispitivanje na umanjenim modelima četverokatnih okvira s ispunom i proučavali su sljedeće parametre: amplitudu i frekvenciju opterećenja, odnos raspona i visine, posmične veze i otvore. Maksimalna frekvencija opterećenja na vrhu okvira bila je 8,3Hz. Utvrđeno je da model otkazivanja nosivosti ovisi o prisustvu ispuna i izvedbi, odnosno o posmičnim vezama između okvira i ispuna. Krutost i nosivost se povećavaju s posmičnim vezama, čak i u slučaju ispuna s otvorima. Potvrđeno je da varijacija frekvencije od 2-8 Hz rezultira neznačajnom varijacijom konstruktivnog odgovora sustava.

- Bertero i Brokken (1983.) su uporabili iste modele kao pri ispitivanju 1976. Zaključili su da histerezno ponašanje ovisi o tipu ispune, o količini i položaju armature, prirodi veze između okvira i ispuna te opterećenju. Zaključili su da ciklično opterećenju s punim povratom

horizontalnih deformacija rezultira maksimalnom krutosti i smanjenjem nosivosti. Vršna nosivost pri cikličnom opterećenju je manja u odnosu na onu postignutu pri monotono rastućem opterećenju i smanjuje se povećanjem deformacija i povećanjem ciklusa opterećenja.

- Žarnić (1985.) je proveo niz eksperimenata na krutim a-b okvirima sa zidanim ispunima opeterećenim statičkim cikličnim opterećenjem. Da bi utvrdio interakciju između ispuna i okolnog okvira testirao je modele u mjerilu 1:2 i to bez ispuna, s nearmiranim ispunom, s horizontalno armiranim ispunom i s horizontalno armiranim ispunima armaturom povezanim s okvirima. Uzorci su bili opterećeni konstantnim vertikalnim opterećenjem od 100kN na stupovima i horizontalnim cikličnim opterećenjem na gredi. Također je ispitivao i uzorke s ispunom od betonskih blokova. Na osnovu eksperimentalnih istraživanja i dobivenih podataka zaključio je da se okvir sa zidanim ispunom pri cikličnom opterećenju ponaša kao konstruktivni element, sve dok ne nastupi dijagonalna pukotina. Horizontalni kapacitet nosivosti nije umanjen nakon pojave pukotina, nasuprot tome, okvir preuzima puno veći dio horizontalnog opterećenja povećavajući kapacitet nosivosti na horizontalno opterećenje cijelog sustava. Zaključio je da se stupanj smanjenja nosivosti povećava s povećanim deformacijama i da se proces stupnja deformacije stabilizira nakon trećeg ciklusa. Čak 70 % smanjenja nosivosti nastupi između prvog i drugog ciklusa i 30 % između drugog i trećeg. Maksimalna nosivost nastupa odmah nakon što je dostignuto maksimalno opterećenje i nakon toga opada s povećanjem pomaka. Ispun u okviru povećava krutost sustava 20 puta, a nosivost 2,5 puta. Nema značajnijeg utjecaja horizontalne armature u ispunima na horizontalnu nosivost i deformabilnost sustava. 1992. godine Žarnić je proveo seriju eksperimenata na 34 uzorka jednokatnih jednorasponskih okvira izloženim neelastičnom cikličnom opterećenju. S ciljem dobivanja širokog spektra rezultata, varirani su parametri: tip zidanog ispuna, način na koji su zidani ispuni izvedeni, prisutnost ili izostanak armature u ispunima, koeficijent armiranja elemenata okvira i ispuna, prisutnost otvora u ispunu i utjecaj metoda sanacije i ojačanja.

- Valiasis i Stylianidis (1989.) su ispitivali seriju jednorasponskih armiranobetonskih okvira s nearmiranim ispunom pri cikličnom opterećenju u mjerilu 1:3. Zaključili su da je gubitak nosivosti ispuna u okviru značajno ubrzan u slučaju djelovanja aksijalnog opterećenja na stupove. Histerezno ponašanje okvira s ispunom je karakterizirano tzv. „pinching“ efektom zbog krhkog zidanog ispuna i bilo je izraženije u slučaju okvira bez aksijalnog opterećenja u stupovima. Zaključili su da zidani ispun izrazito povećava nosivost i krutost okvira, ali i dovodi do redukcije duktilnosti pri cikličnom opterećenju u odnosu na prazne okvire. Pri

malim pomacima, ispun ima značajan doprinos disipaciji kapaciteta nosivosti u odnosu na nosivost sustava okvira s ispunom.

- Angel, Abrams i Shapiro (1994.) su ispitivali okvire s ispunima pri opterećenju u, i van ravnine okvira. Istraživali su gubitak nosivosti okvira s ispunima van ravnine pri oštećenju koje nastaje u ravnini. Uzorci su bili u mjerilu 1:1, jednokatni, jednorasponski s ispunom od betonskih ili opečnih blokova. Promjenjivi parametri su bili tip zidnog elementa i morta i omjer visine prema debljini ispuna. Uzorci su bili prvo opterećeni ciklično u ravnini uzrokujući horizontalni pomak jednak dvostrukoj vrijednosti pomaka pri nastanku pukotina. Raspucali ispuni u okvirima su zatim bili izloženi jednolikom opterećenju van ravnine ispuna. Zaključili su da je krutost okvira s ispunom direktno proporcionalna tlačnoj čvrstoći ziđa. Posmična čvrstoća ziđa je direktno ovisna o tipu uporabljenog morta. Sve do popuštanja, krutost ispuna u ravnini može se približno izraziti pomoću ekvivalentne tlačne dijagonale čija je širina jednaka jednoj osmini duljine dijagonale ispuna.

- Schuller, Mehrabi (1994.) proveli su ispitivanja na 14 uzoraka u mjerilu 1:2 jednokatnog okvira da bi utvrdili efekt relativne krutosti između okvira i ispuna i odnosa visine i raspona na ponašanje okvira s ispunom. Zaključili su da uzorci s jačim ispunima imaju veću nosivost i bolji kapacitet disipacije energije. Također je zaključeno da se nosivost nakon dosegnute vršne vrijednosti značajno smanjuje s povećanim pomacima u slučaju jakog ispuna.

- Al-Chaar (1995.) je proveo istraživanja nosivosti betonskih okvira sa zidanim ispunom pri dinamičkom opterećenju. Uzorci su se sastojali od slabih i jakih okvira, sukladno količini i rasporedu armature u stupovima. Okviri su se početno ispitivali bez ispuna, zatim s ispunima. Nakon ispitanih praznih okvira zaključio je da su jaki okviri veće krutosti u odnosu na slabe, međutim u slučaju ispunjenih okvira jaki okviri su bili značajno slabiji nego što je bilo očekivano. 1998. godine je proveo eksperimente na pet jednokatnih modela okvira s ispunom u mjerilu 1:2, s različitim brojem raspona: jednorasponski prazni okvir, jednorasponski okvir s ispunom od betonskih zidnih elemenata, jednorasponski okvir s ispunom od opeke, okvir s dva raspona i ispunom od betonskih blokova i okvir s tri raspona s ispunom od opeke. Zaključio je da postoji nelinearna ovisnost između broja raspona i povećanja nosivosti okvira s ispunom, koju je izrazio faktorom uvećanja s maksimalnom vrijednosti od 1,4 za dva raspona, nakon toga vrijednost opada na jedniničnu za deset raspona.

- Combescure (1995.) je ispitao devet jednokatnih jednorasponskih okvira u mjerilu 1:1,5 (dva prazna, 4 s ispunom, 3 s ispunom s otvorima) s ciljem kvantifikacije utjecaja ispuna na

globalno ponašanje konstrukcija pri cikličnom opterećenju. Vertikalno opterećenja u stupovima bilo je konstantne vrijednosti od 100 kN, dok je horizontalno opterećenje bilo s kontroliranim pomakom. Nakon eksperimenta rezultati su pokazali značajan utjecaj ispuna na okvirni sustav. Početna krutost okvira s ispunom bila je prosječno 37 puta veća, dok je u slučaju ispuna s otvorom do 14 puta veća u odnosu na prazni okvir. Svi okviri s ispunom su pokazali slično ponašanje u procesu otkazivanja: pukotine između okvira i ispuna, slom ispuna u kutevima, dok je kod ispuna s otvorima došlo do separacije s obje strane prozora pri čemu su ti dijelovi ispuna djelovali kao mali zidni elementi.

- Mehrabi, Shing (1996.) su proveli ispitivanja na dva tipa armirano betonskih okvira. Jedan tip je uključivao slabi okvir projektiran samo na opterećenje vjetra, dok je drugi tip bio jaki okvir projektiran za seizmička opterećenja. Jaki okvir je je imao jače stupove s više poprečne armature i jačom vezom stup-greda. Iz ovog istraživanja zaključeno je da čvrstoća ispuna značajno utječe na ponašanje a-b okvira. Uzorci s jakim okvirom i jakim ispunom su pokazali značajno bolji kapacitet nosivosti i disipacije energije. Jaki ispuni omeđeni sa slabim okvirom su rezultirali posmičnim slomom u stupovima, iako je to uvjetovano velikim horizontalnim pomakom.

- Al-Chaar, Sweeney i Brady (1996.) su proveli ispitivanja na dva uzorka u mjerilu 1:2 a-b okvira sa zidanim ispunima i to jaki i slabi okvir. Treći uzorak bio je u mjerilu 1:1 s ispunom od betonskih zidnih elemenata niskog modula elastičnosti. Kod jakog okvira došlo je do dijagonalnog sloma s duktilnim ponašanjem, dok je kod slabog okvira osim dijagonalnog sloma došlo do oštećenja u stupovima. Slom u velikom okviru je nastupio u ispunu zbog loše veze između morta i zidnih elemenata. Zaključili su da okviri s ispunom, ukoliko su konstruktivno projektirani, daju značajno povećanje čvrstoće i smanjenje duktilnosti potrebne za prihvatljivo ponašanje sustava u potresnim područjima.

- Bennet (1996.) je predložio da se princip ekvivalentne tlačne dijagonale prema Stafford-Smithu - SS2 (1969.) primjeni za seizmičku analizu postojećih konstrukcija. Također, uveo je važne dodatne promjene za definiranje ekvivalentne tlačne dijagonale. Vrlo kruti stupovi bi rezultirali, prema prvotnoj SS2 analizi, značajno uvećanom kontaktnom duljinom, pa je predloženo da ona bude limitirana na 20% visine ispuna da bi se izbjegla nerealno velika krutost ispuna. Predloženo je da se raspucali moment tromosti za grede i stupove uzima kao polovica vrijednosti bruto njihovih momenata tromosti.

- ECOEST (The European Consortium of Earthquake Shaking Tables) i PREC8 (Prenormative Research in Support of Eurocode 8) (1996.) proveli su istraživanja u području seizmičkog ponašanja okvira s ispunima. Zaključeno je da jaki ispun koji se uzima kao nekonstruktivni element, često predstavlja mjeru otpornosti na potresna djelovanja u slučaju relativno fleksibilnih i slabih a-b okvira. Međutim, njihovo ponašanje je nepredvidivo, s mogućnošću krhkog sloma, koji može dovesti do nastanka fleksibilne etaže. Zbog nepoznanica i pitanja koja postoje u vezi okvira s ispunom stvorila su se dva pravca primjene istih. Prvi obuhvaća da je ponašanje okvira s ispunom nesigurno kada se ispuni uzimaju kao konstruktivne komponente sustava jer izazivaju više negativnih nego pozitivnih utjecaja. Prema tome, ukoliko su ispuni funkcionalno potrebni kao dio zgrade, trebaju se projektirati kao nekonstruktivni i izolirani od okolnih elemenata okvira. U drugom slučaju svaki dio konstrukcije bi se trebao projektirati kao konstruktivni da bi se mogao oduprijeti seizmičkim djelovanjima i ostvarila potpuna ekonomičnost i efikasnost konstrukcije. Prethodna eksperimentalna istraživanja su se temeljila na jednostavnim okvirima s ispunima (jednokatnim i jednorasponskim) pri cikličnom opterećenju u ravnini okvira. Prihvaćeni su sljedeći zaključci:
  - okviri s jednoliko raspodijeljenim ispunom (bez velikog broja raspona, naročito u nižim etažama) općenito imaju povoljan utjecaj na seizmičko ponašanje;
  - ispuni sudjeluju u odgovoru sustava preko doprinosa nosivosti i disipaciji energije iako je doprinos krutost jako mali;
  - nakon što je dostignuta granična nosivost, raspucali ispuni ne mogu pružiti dovoljno krutosti, ali omeđeni okvirima zadržavaju većinu nosivosti pri velikim deformacijama;
  - pri potresnom opterećenju malog intenziteta, ispun ne utječe na značajno povećanje globalne horizontalne krutosti ili na vlastiti period sustava.
  - cjelokupni odgovor sustava s jednoliko raspodijeljenim ispunima, i bez ispuna, nije bitno drugačiji;
  - povoljni efekti postižu se ukoliko ispuni mogu zadržati većinu svoje čvrstoće pri cikličnom djelovanju bez iznenadnog sloma.

- Mosalam, White i Gergely (1997.) su proveli eksperimentalna ispitivanja višekatnim, višerasponskim a-b okvirima s ispunima od betonskih šupljih blokova da bi utvrdili efekte na ponašanje sustava uslijed promjene broja raspona i postojanja otvora u ispunima. Zaključili su da će okviri s ispunima od slabijih blokova otkazati u kutevima ispuna, dok će kod jačih blokova doći do pucanja duž morta. S obzirom na broj raspona, zaključili su da njihov broj utječe više na nosivost nego na krutost sustava. Također, zaključili su da smanjenje početne krutosti sustava iznosi oko 40% u slučaju otvora u ispunima sa zidanim ispunima u mjerilu

1:2 s ciljem definiranja horizontalne krutosti i nosivosti u ravnini i ponašanja cjelokupnog sustava u odnosu na tip okvira, tip uporabljenog zidnog elementa, tip opterećenja, odnos visine i raspona ispuna, veličinu i raspodjelu vertikalnog opterećenja i prisustvo dodatnih susjednih raspona s ispunima. Definirali su pet različitih mehanizama otkazivanja nosivosti uporabom različitih modela za određivanje graničnih opterećenja koja dovode do sloma.

- Crisafulli (1997.) je proveo ispitivanje na dva jednokatna jednorasponska okvira u mjerilu 3:4 koji predstavljaju modele prototipnih dvokatnih zgrada. Zidani ispun je bio od zidnih elemenata pune opeke, dok su okviri bili različito armirani s različitim oblikom spoja stupa i grede (uzorak 2 je imao veći koeficijent armiranja i trapezni oblik spoja). Zaključio je da je trapezni oblik spoja stupa i grede efektivniji u smanjivanju mogućnosti nastanka sloma u kutevima zidanog ispuna.

- Lafuente (1997.) je ispitao 10 okvira s ispunom u mjerilu 1:2 s tri različita omjera visine i raspona okvira i s različitim vertikalnim opterećenjem izraženim preko postotka vrijednosti tlačne čvrstoće ispuna. Na osnovu rezultata predložio je izraz za kapacitet horizontalne nosivosti ispuna ovisan o njegovoj geometriji i stupnju nanesenog vertikalnog opterećenja.

- Dukuze (2000.) je proveo ispitivanja na 49 jednokatnih, jednorasponskih okvira s ispunom i dva okvira s tri raspona i tri kata s ciljem utvrđivanja veze konstruktivnog ponašanja između jednokatnog jednorasponskog okvira u odnosu na višekatni, višerasponski okvir. Varijabilni parametri pri definiranju eksperimentalnih uzoraka su bili odnos visine prema rasponu okvira, odnos momenata inercije grede prema stupu okvira i u slučaju ispuna s otvorima mjera reducirane površine u odnosu na ukupnu površinu panela. Rezultati ispitivanja su potvrdili pretpostavku da se jednokatni jednorasponski okviri mogu uporabiti za analizu višekatnih višerasponskih okvira ukoliko se radi o sličnim materijalnim i geometrijskim karakteristikama. Na osnovu eksperimentalnih rezultata na 49 ispitanih uzoraka zaključio je da je granična nosivost okvira s ispunom tri puta veća od identičnog praznog okvira. Također, zaključio je da krutost okvira utječe na graničnu nosivost takvog kompozitnog sustava. Rezultati su pokazali da je granična nosivost povećana za 25-50% kada je odnos momenata inercije grede prema stupu uvećana s 1 na 5. U promatranom rasponu vrijednosti odnosa visine i raspona okvira od 0,5 do 2, granična nosivost je reducirana za 40 % ukoliko je omjer uvećan s 1 na 2. Granično stanje uporabljivosti okvira s ispunom je općenito definirano opterećenjem koje izaziva nastajanje prve veće pukotine u zidanom panelu. Nastanak takve pukotine obično prati nagli pad opterećenja, pri čemu dolazi do povećanja čvrstoće s naknadnim povećanjem pomaka. Veličina elemenata okvira ne utječe znatno na opterećenje

koje izaziva nastanak prve pukotine. Granično stanje uporabljivosti direktno ovisi o omjeru visine i raspona okvira.

- Lafuente (2000.) je ispitivao 10 uzoraka okvira s ispunom u mjerilu 1:2 s konstantnim vertikalnim i cikličnim horizontalnim opterećenjem. Uzorci su grupirani u tri skupine s obzirom na omjer visine i raspona tako da su prosječno jednaki, manji i veći od jediničnog omjera s različitim vrijednostima vertikalnog opterećenja koje je ovisno o postotku vrijednosti tlačne čvrstoće ispuna. Rezultati su pokazali da je slom nastao u stupovima okvira isključivo zbog njihove male površine i slabe kvalitete betona. Vertikalno opterećenje je utjecalo na povećanje nosivosti sustava za čak 60-80% ovisno o intenzitetu opterećenja u odnosu na okvire bez aksijalnog opterećenja.

- Cavaleri (2004.) je proveo ispitivanje na jednokatnim, jednorasponskim a-b okviru sa zidanim ispunom u mjerilu 1:2 s ciljem utvrđivanja utjecaja vertikalnog opterećenja na odgovor sustava. Opterećenje je naneseno kao promjenjivo horizontalno i konstantno vertikalno. Dokazao je da vertikalno opterećenje utječe na promjenu zone kontakta između okvira i ispuna i to smanjujući zonu odvajanja, naročito između grede i ispuna.

- Colangelo (2005.) je proveo eksperimentalna ispitivanja na 13 jednokatnih, jednorasponskih okvira s ispunom od šupljih betonskih elemenata vezanih cementnim mortom. Ispuni su izvedeni u kontaktu s okvirom, ali bez konstruktivne veze. Okviri se razlikuju po čvrstoći, rasporedu i količini armature kao i odnosima visine i raspona. Uzorci su predstavljali prizemlje četverokatne zgrade, čija se konstrukcija može klasificirati kao okvirna i regularna. Gravitacijsko opterećenje je naneseno na stupove u iznosu od 190 do 250 kN, ovisno o rasponu uzorka, i predstavlja 10-14% prosječne nosivosti stupa. Pseudo-dinamičko opterećenje je bila istočno-zapadna komponenta potresa u Tolmezzu (Italija, 1976.). Rezultati ispitivanja su pokazali dramatičnu razliku u promjeni karakteristika: u odnosu na prazne okvire, početna krutost kod okvira s ispunom je uvećana za jedan red veličine, dok je granična nosivost veća od dvostruke vrijednosti. Granični pomak je smanjen, dok je disipacija energije uvećana. Lokalni utjecaji ispuna naročito su bili izraženi preko koncentracije naprezanja u okviru što je rezultiralo asimetričnim i koncentriranim oštećenjima.

- Karayannis (2005.) je proveo ispitivanja na tri jednokatna, jednorasponska uzorka okvira s ispunom u mjerilu 1:3. Okvir je projektiran kao duktilan lateralne nosivosti veće od nosivosti ispuna. Osim cikličnog horizontalnog, naneseno je i konstantno vertikalno opterećenje.

Rezultati su pokazali značajan utjecaj ispuna na ponašanje okvira s ispunom povećanjem početne krutosti i maksimalne nosivosti sustava.

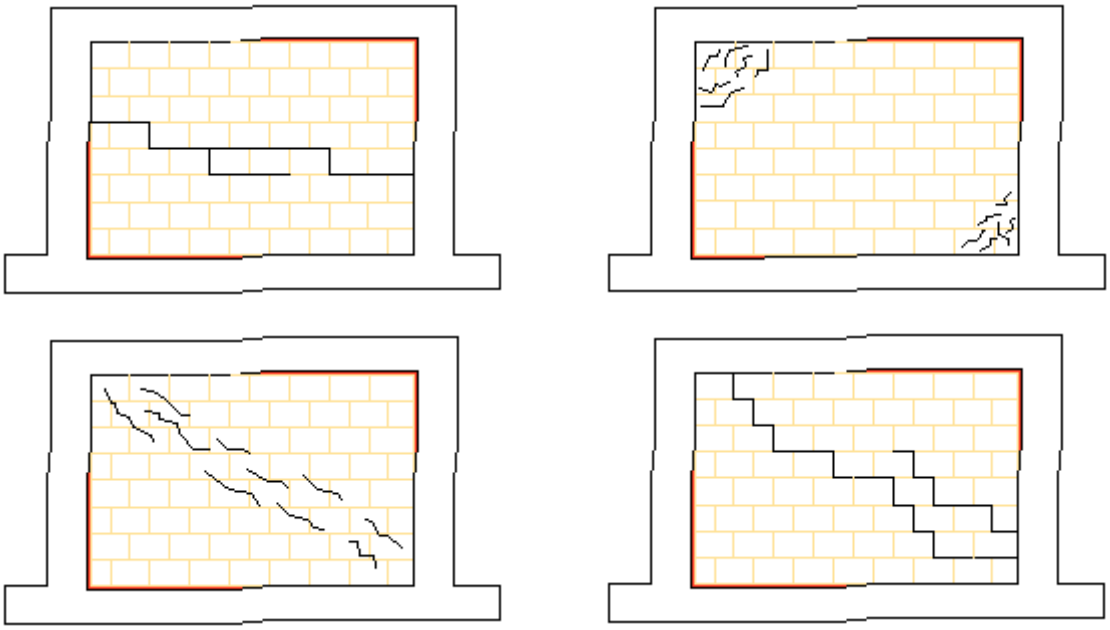
2.2. Analitički modeli zidanih ispuna

Različiti postupci su razvijeni za idealizaciju ponašanja okvirnih konstrukcija s ispunima s ciljem procjene horizontalne nosivosti sustava. Cilj im je bio definirati jednostavan, ali istovremeno fizikalno prihvatljiv model koji bi rezultirao realnim postupkom za projektiranje novih i ocjenu postojećih konstrukcija. Okvirne konstrukcije s ispunima se ne mogu modelirati kao elastoplastične konstrukcije zbog degradacije krutosti i nosivosti tijekom djelovanja cikličnog opterećenja. Model treba dati racionalne rezultate, naročito u području dinamičke analize konstrukcija kratkog prirodnog perioda, kao što su okviri s ispunom, u kojima kapacitet disipacije energije i oblik histerezne krivulje imaju značajan utjecaj na odgovor. Razvijena su dva tipa zahtjeva za modeliranje:

- Mikro modeli - Najčešća uporaba mikromodela izražena je preko metode konačnih elemenata da bi se proučili i uzeli u obzir lokalni efekti za analizu okvira s ispunom. Kako je okvir s ispunom kompozitan sustav tako se i različiti elementi primjenjuju za analizu: gredni elementi za okvir, kontinuirani elementi za ispun i spojni (vezni) element koji predstavlja interakciju između okvira i ispuna. Storm (1973.) je uporabio konačne elemente za modele opeka ispuna, ali nije uzeo u obzir mort niti vezu ispuna i okvira u svom modelu. Page (1987.) je u svom modelu obuhvatio svaku opeku konačnim elementom, dok je mort obuhvatio veznim elementima. Ova metoda, međutim, ima ograničenu primjenu jer ne može predvidjeti graničnu nosivost ispuna, nego samo početnu krutost. Mehrabi (1994.) je predložio nelinearnu analizu metodom konačnih elemenata pri čemu je potrebno uzeti u obzir materijalnu nelinearnost za predviđanje cjelokupnog odgovora okvira s ispunom.

- Makro modeli - globalni modeli podrazumijevaju pojednostavljene modele temeljene na fizikalnom razumijevanju ponašanja zidanog ispuna i uglavnom obuhvaćaju koncept ekvivalentne tlačne dijagonale. Taj pristup je najprihvatljiviji za nelinearnu seizmičku analizu odgovora cijele konstrukcije. Model zamjenske dijagonale predstavlja široko prihvaćeni model kao jednostavan i racionalan način prikaza utjecaja zidanog ispuna u okvirnim konstrukcijama. Koncept primjene ekvivalentne dijagonale prvi je predstavio Polyakov, a kasnije Holmes i Stafford-Smith. Nekoliko istraživača je razvilo različite pristupe koncepta ekvivalentne dijagonale i razvilo metode za određivanje širine ekvivalentne dijagonale i njene horizontalne krutosti (Holmes, Stafford-Smith, Mainstone, Žarnić). Smatra se da bez obzira na način otkazivanja zidanog ispuna dolazi do

odvajanja istog od okvira u nasuprotnim kutevima pri čemu nastaje naprezanje duž dijagonalnih pravaca (slika 6.).



Slika 6. Koncept ekvivalentne zamjenske dijagonale na osnovu odvajanja ispuna od okvira neovisno o načinu otkazivanja nosivosti

Karakteristike kojima je definiran model zamjenske tlačne dijagonale razlikuju se s obzirom na tip analize (linearna elastična ili nelinearna) i tip opterećenja (monotono, ciklično ili dinamičko). Za linearnu elastičnu analizu dostatno je poznavati površinu i duljinu dijagonale, kao i modul elastičnosti zida zidanog ispuna da bi se izračunala elastična krutost. Kada je konstrukcija opterećena cikličnim ili dinamičkom opterećenjem, primjena samo jedne dijagonale koje bi trebala preuzeti i tlačne i vlačne sile, ne može na pravi način prenijeti sile nastale u elementima okvira. U tom slučaju je potrebno primijeniti najmanje dvije tlačne dijagonale duž dijagonalnih pravaca ispuna da bi se približno predstavio efekt zidanog ispuna. Pretpostavlja se da su dijagonale aktivne kada se tlačne sile razvijaju u njima. Samo tlačne dijagonale su prihvatljive na osnovi činjenice da su vlačna čvrstoća zida, kao i čvrstoća veze između ispuna i elemenata okvira izrazito male i da neovisno o tipu otkazivanja zidanog ispuna, u kutovima nasuprotnim kutovima u kojima djeluje horizontalno opterećenje, dolazi do odvajanja zidanog ispuna od okvira. Kada se uzimaju u obzir nelinearne karakteristike materijala potrebno je u model unijeti ponašanje izraženo preko međusobnog odnosa naprezanje – deformacija. U slučaju cikličnog ili dinamičkog opterećenja, mora se uzeti u obzir i histerezno ponašanje materijala.

Različiti istraživači su na različite načine definirali geometrijske i materijalne karakteristike ekvivalentnih tlačnih dijagonala zidanog ispuna, pri čemu su najpoznatiji:

- Polyakov (1956.) je proučavao čvrstoću okvira s ispunom opterećenih tlačnim opterećenjem i predložio trokutnu raspodjelu naprezanja za ispun. Zaključio je, prema provedenim eksperimentima, da će ispun doživjeti slom kada maksimalno posmično naprezanje u njemu dosegne maksimalnu posmičnu čvrstoću ziđa. Na osnovu njegovih opažanja, ispun je, prije popuštanja, bio bez pukotina osim u području opterećenih kutova, pa je s obzirom na to predložio da se ispuna modelira kao ekvivalentna dijagonala.

- Holmes (1961.) je razmatrao uzorke okvira s ispunom pri horizontalnom opterećenju i predložio je da se djelovanje ispuna na okolni okvir može predstaviti ekvivalentnom tlačnom dijagonalom s debljinom jednakom debljini ispuna i širinom jednakom 1/3 duljine dijagonale ispuna. Statički sustav, prema Holmesu, okvira s ispunom može se idealizirati sustavom nosača sa zglobnim vezama ojačanim tlačnim dijagonalama.

- Stafford-Smith (1962.) je proučavao ponašanje kvadratnih okvira s ispunom i usavršio je primjenu koncepta ekvivalentne dijagonale. Predložio je da širina tlačne dijagonale ne bude konstantna, nego da bude izražena preko funkcije ovisne o relativnoj krutosti između okvira i ispuna i duljine kontakta na opterećenim kutovima.

- Stafford-Smith i Carter (1969.) razvili su metodu analize okvira s ispunom temeljenu na konceptu ekvivalentne tlačne dijagonale. Horizontalna krutost okvira s ispunom je određena s obzirom na efektivnu širinu ekvivalentne dijagonale s obzirom na deformacije iz analize naprezanja. Horizontalna nosivost okvira s ispunom je temeljena na najslabijem od nekoliko različitih modela otkazivanja nosivosti okvira i ispuna. Kako su zaključili da širina dijagonale nije konstantna veličina razvili su seriju dijagrama za određivanje iste. Parametar λ_h predstavlja mjeru relativne krutosti okvira prema ispunu (viša vrijednost parametra odgovara fleksibilnijem okviru) i može se odrediti pomoću sljedećeg izraza:

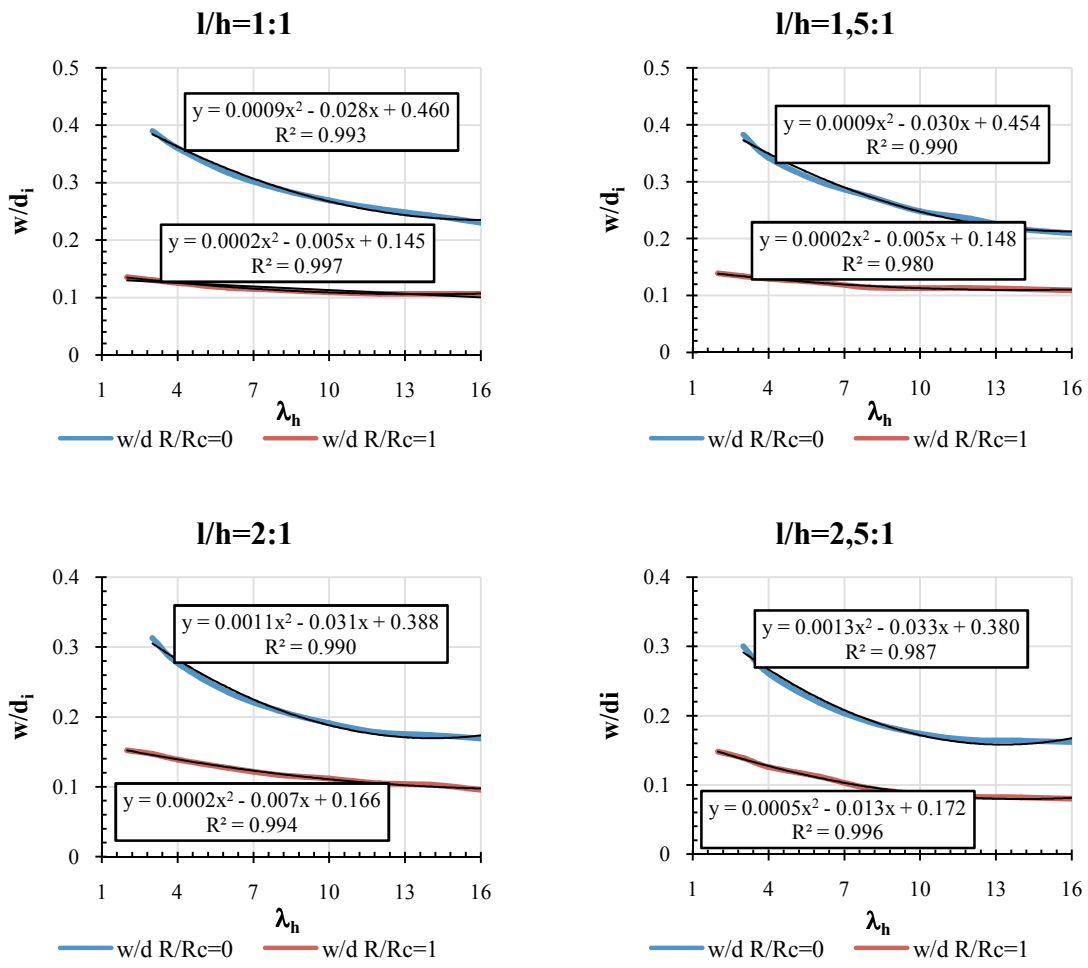
$$\lambda_h = h\sqrt[4]{\frac{E_i \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4E_c \cdot I \cdot h'}} \qquad (1)$$

gdje je: h-visina okvira između osi greda, h'-visina zidanog ispuna, E_c–modul elastičnosti stupa okvira, E_i–modul elastičnosti ziđa ispuna, I-momont inercije stupa, θ –kut čiji je tangens jednak odnosu između visine i duljine ispuna.

Dijagonalna krutost i nosivost ispuna su direktno ovisne o kontaktnoj duljini između ispuna i okvira koja se izražava pomoću relativne krutosti prema izrazu (1) :

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \tag{2}$$

Stafford Smith i Carter su razvili projektne dijagrame za definiranje odnosa w/d_i (gdje je w širina zamjenske dijagonale, a d_i duljina dijagonale ispuna) izražene preko vrijednosti λh i omjera raspona i visine okvira (l/h) . Za svaki omjer panela krivulje su predstavljene za četiri uvjeta opterećenja: *R/Rc*=0, *R/Rc* =1/2, *R/R y*=1 and *R/R c*=1. Gdje su: R, Rc and Ry opterećenja koja odgovaraju nanesenoj sili, sili koja predstavlja slom ispuna i sili koja izaziva popuštanje zidanog ispuna. Radi jednostavnije primjene krivulje su aproksimirane funkcijama polinoma 2. stupnja (slika 7).



Slika 7. Aproksimirane funkcije krivulja w/d_i (Stafford-Smith i Carter, 1969)

- Mainstone (1971.) je proučavao ponašanje ravninskih okvira s ispunom, te je razvio empirijske formule za proračun širine ekvivalentne dijagonale w'_{eK}, w'_{et} and w'_{ec} koje odgovaraju početnoj krutosti, sili pri prvoj pukotini i graničnoj nosivosti ispuna (tablica 2)

bazirane na relativnoj krutosti okvira i ispune. Njegov rad predstavlja daljnji korak naprijed i proširenje metode ekvivalentne dijagonale koju su razvili Holmes (1961.) i Stafford-Smith (1962.). Mainstone je tvrdio da se njegovo istraživanje razlikuje u odnosu na Stafford-Smith-ovo s obzirom na cjelokupno ponašanje u pojedinim ispunima u visokim okvirima. Međutim, odnos visine i raspona okvira nije bio obuhvaćen u formulaciji Mainstonea, kao što je slučaj u analizi Stafford-Smitha i Cartera. Ponašanje kompozitnog sustava okvira s ispunom karakterizira se nastankom tlačne dijagonale koja u idealnom slučaju predstavlja prijenos konstantnog naprezanja duž dva nasuprotna kuta dijagonala, ali će uslijed realne nejednolike raspodjele naprezanja doći do sužavanja širine tlačne dijagonale zbog manjeg područja interakcije između okvira i ispuna i ta širina predstavlja širinu ekvivelentne dijagonale. Ovisno o slabijoj komponenti sustava nastati će ili dijagonalni slom ili slom u kutovima ispuna. Zaključio je da krutost ispuna u odnosu na stupove okvira predstavlja najvažniji parametar utjecaja. Najčešće uporabljeni izraz (3) za širinu ekvivalentne dijagonale koji je uključen u prijedlogu modeliranja prema FEMA365 je preuzet iz tablice 2. za zidani ispun pri početnoj krutosti.

$$w = 0{,}175 \cdot (\lambda_h)^{-0,4} \cdot w' \tag{3}$$

Tablica 2.Empirijski izrazi za širinu ekvivalentne dijagonale (Mainstone,1971)

	Zidani ispun	Betonski ispun
Za λ_h[1]<5	$\frac{w'_{eK}}{w'} = 0{,}175 \cdot (\lambda_h)^{-0,4}$	$\frac{w'_{eK}}{w'} = 0{,}115 \cdot (\lambda_h)^{-0,4}$
	$\frac{w'_{et}}{w'} = 0{,}17 \cdot (\lambda_h)^{-0,4}$	$\frac{w'_{et}}{w'} = 0{,}225 \cdot (\lambda_h)^{-0,4}$
	$\frac{w'_{ec}}{w'} = 0{,}56 \cdot (\lambda_h)^{-0,875}$	$\frac{w'_{ec}}{w'} = 0{,}84 \cdot (\lambda_h)^{-0,875}$
Za λ_h>5	$\frac{w'_{eK}}{w'} = 0{,}16 \cdot (\lambda_h)^{-0,3}$	$\frac{w'_{eK}}{w'} = 0{,}16 \cdot (\lambda_h)^{-0,3}$
	$\frac{w'_{et}}{w'} = 0{,}15 \cdot (\lambda_h)^{-0,3}$	$\frac{w'_{et}}{w'} = 0{,}22 \cdot (\lambda_h)^{-0,3}$
	$\frac{w'_{ec}}{w'} = 0{,}56 \cdot (\lambda_h)^{-0,8}$	$\frac{w'_{ec}}{w'} = 0{,}78 \cdot (\lambda_h)^{-0,8}$

[1] – Parametar krutosti prema izrazu (1)

w' – karakteristična širina dijagonale ispuna jednaka $d_i \sin 2\theta$, gdje je d_i duljina dijagonale ispuna

- Decanini i Fantin (1986.) su na osnovu svojih istraživanja predložili dva seta jednadžbi uzimajući u obzir stanje zidanog ispuna, vrijednost bezdimenzijskog koeficijenta λ_h i duljinu dijagonale zidanog ispuna d_i kako je prikazano na slici 8:

Neoštećeni ispun:

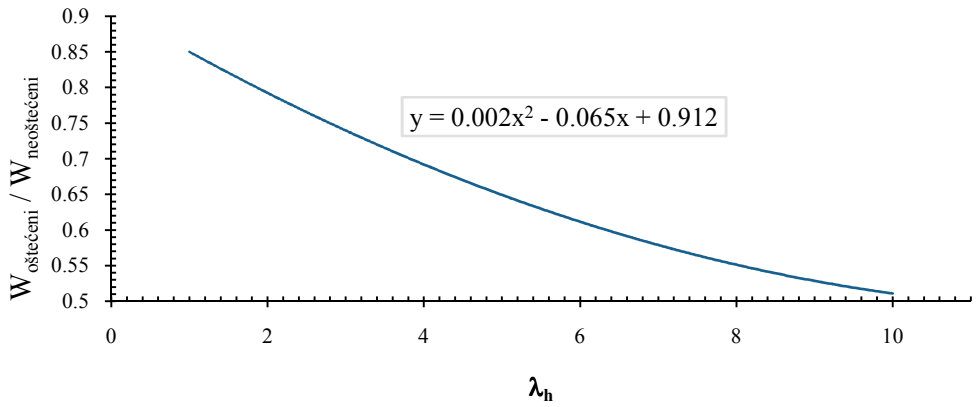
$$w = \left(\frac{0{,}748}{\lambda_h} + 0{,}085\right) d_i \qquad \text{za } \lambda_h \leq 7{,}85 \tag{4}$$

$$w = \left(\frac{0{,}393}{\lambda_h} + 0{,}13\right) d_i \qquad \text{za } \lambda_h \succ 7{,}85 \tag{5}$$

Oštećeni(ispucali) ispun:

$$w = \left(\frac{0{,}707}{\lambda_h} + 0{,}01\right) d_i \qquad \text{za } \lambda_h \leq 7{,}85 \tag{6}$$

$$w = \left(\frac{0{,}47}{\lambda_h} + 0{,}04\right) d_i \qquad \text{za } \lambda_h \succ 7{,}85 \tag{7}$$



Slika 8. Odnos između širine dijagonale oštećenog i neoštećenog ispuna (Decanini,1986.)

Osnovna prednost njihova pristupa je razlika između neoštećenog i oštećenog stanja ispuna. Također, izrazili su odnos između širine dijagonale raspucalog u odnosu na neoštećeni zidni panel, prikazan na slici 8. na osnovu kojeg se može zaključiti da se širina dijagonale značajno reducira nakon popuštanja ispuna i da iznosi 50-80% početne širine. Do značajnijeg smanjenja dolazi u slučaju viših vrijednosti parametra λ_h.

- Paulay i Priestley (1992.) su zaključili da velika vrijednost širine zamjenske dijagonale rezultira krutom konstrukcijom i potencijalno lošim seizmičkim odgovorom. Predložili su konzervativnu vrijednost od ¼ duljine dijagonale, pri čemu se ta vrijednost odnosi na vrijednost horizontalne sile od 50% granične nosivosti sustava okvira sa zidanim ispunom.

- Durrani (1994.) je kalibrirao formulaciju Mainstone-a na osnovu rezultata dobivenih metodom konačnih elemenata, pri čemu efektivna širina za inicijalnu krutost ispuna iznosi:

$$w = 0.32\sqrt{\sin 2\theta}\left(\frac{H^4 E_i t}{m E_c I_c b}\right)^{-0.1} \tag{8}$$

$$m = \frac{6\left(1 + 6 \cdot \mathrm{tg}\left(\frac{E_c I_b H}{E_c I_c L}\right)\right)}{\pi} \tag{9}$$

- Klingner (1976.) je razvio jednostavan makro analitički model za predstavljanje ponašanja okvira s ispunom pri cikličnom opterećenju. Temeljio je svoj model na konceptu ekvivalentne tlačne dijagonale prema Stafford-Smithu (1966.) i uporabio je formule za tlačnu dijagonalu ispuna koje je predložio Mainstone. Model je rezultirao dobrim korelacijama s obzirom na umanjeni model. Zaključeno je da se metoda može primijeniti za analizu velikih, inženjerskih konstrukcija okvira s ispunom.

- Valiasis i Stylianidis (1993.) su razvili histerezni model koji predstavlja ponašanje zidanih ispuna u armiranobetonskim okvirima na osnovu njihovih eksperimentalnih rezultata. Razvili su empirijske izraze za definiranje trilinearne anvelope posmičnog naprezanja i deformacije izražene preko materijalnih i geometrijskih karakteristika okvira s ispunom.

- Mander (1994.) je predložio model s tri dijagonale za predstavljanje ponašanja okvira s ispunom. Zidani ispun je modeliran kao kombinacija tri neparalelna štapna elementa (jedne dijagonale i dva nedijagonalna štapna elementa za svaki od smjerova djelovanja.

- Flanagan (1994.) je ponašanje u ravnini ispuna modelirao pomoću ekvivalentne tlačne dijagonale. Kako je krutost ispuna u funkciji veličine opterećenja, tako i model ispuna mora biti nelinearan. Uporaba nesimetrične dijagonale može rezultirati u neželjenim aksijalnim silama u stupovima okvira. Preporuka je da se tlačna dijagonala uporabi u oba smjera. Ukoliko samo tlačni element nije prisutan može se uporabiti tlačno-vlačni štap s polovicom površine dijagonale u svakom smjeru. Primjenjena je formulacija tlačne dijagonale Stafford-Smith i Cartera (1969.).

- Madan (1997.) je predložio da se doprinos zidanog ispuna odgovoru okvirne konstrukcije može modelirati supstitucijom panela sa sustavom dviju tlačnih dijagonala. Dijagram naprezanje-deformacija za zide pri tlačnom djelovanju uporabljen je za određivanje anvelope nosivosti ekvivalentne dijagonale koja se idealizira polinominalnom funkcijom. Kako je vlačna čvrstoća zida zanemariva, tako se smatra da su pojedine dijagonale ispuna neefektivne u vlaku. Međutim, kombinacija dviju dijagonala omogućuje sustav otporan na horizontalno djelovanje u ravnini za oba smjera. Dijagram envelope horizontalne sile i deformacija za model zidanog ispuna simuliran je bilinearnom krivuljom čvrstoće s početnom elastičnom krutosti do dostizanja sile popuštanja V_y i nakon toga opadajuće krutosti sve dok se ne dosegne maksimalna sila nosivosti, V_m. Pripadajući horizontalni pomaci su označeni kao u_y i u_m. Analitička formulacija za parametre anvelope čvrstoće ispuna je razvijena na osnovi modela zamjenske dijagonale Saneinejada i Hobbsa (1995.). Maksimalna horizontalna sila V_m i pripadajući pomak u_m se računaju prema formuli:

$$V_m^+\left(V_m^-\right) \leq A_d f_k \cos\theta \leq \frac{\tau t l'}{\left(1-0{,}45\tan\theta\right)\cos\theta} \leq \frac{0{,}83 t l'}{\cos\theta} \tag{10}$$

$$u_m^+\left(u_m^-\right) = \frac{\varepsilon \cdot d_i}{\cos\theta} \tag{11}$$

gdje je t – debljina zidanog ispuna, l' - horizontalna duljina zidanog ispuna, fk – tlačna čvrstoća zida, ε – pripadajuća deformacija zida, θ - kut zamjenske dijagonale, τ - posmična čvrstoća zida, A_d i d_i – površina i duljina ekvivalentne dijagonale.

Početna krutost K_0 zidanog ispuna može se odrediti prema sljedećoj formuli:

$$K_0 = 2\left(\frac{V_m}{u_m}\right) \tag{12}$$

- Žarnić i Tomaževič (1985.) su predložili model na osnovu njihovih eksperimentalnih rezultata u kojima je oštećenje bilo koncentrirano u području gornjeg kuta zidanog ispuna (najvjerojatnije uslijed unosa horizontalnih i vertikalnih sila u kutovima okvira). S obzirom na to u predloženom modelu zamjenska dijagonala nije spojena u čvor stup greda nego je udaljena od mjesta spoja za h/3.

- Žarnić (1992.) je predložio analitički postupak za izračun površine zamjenske dijagonale. Pretpostavio je da je aksijalna krutost dijagonale jednaka krutosti trokutnog dijela ispuna koji nastaje nakon sloma ispuna.

$$A_d = K_t \frac{l'}{E_i}; w = \frac{A_d}{t}; \quad K_t = \frac{1}{\frac{5 \cdot h'^3}{12 \cdot E_i \cdot I_i} + \frac{0,6 \cdot h_t}{G_i \cdot A_p}}; \quad h_t = \frac{2}{3} h_i \tag{13}$$

gdje je: K_t – krutost trokutnog dijela zidanog ispuna, w – širina zamjenske dijagonale, h' – visina zidanog ispuna, l'-duljina zidanog ispuna, t – debljina, E_i – modul elastičnosti, G_i – modul posmika ($G_i \approx 10$-30% E_i), A_i - površina ispuna kroz horizontalni presjek, I_i – moment inercije horizontalnog poprečnog presjeka ispuna.

- FEMA 356 daje preporuke za površinu zamjenske dijagonale jednaku umnošku debljine zidanog ispuna i širine dijagonale prema preporukama Mainstonea (1971.), uz ograničenje na primjenu zidanog ispuna i λ_h<5. Materijalne karakteristike zamjenske dijagonale su iste kao kod zidanog ispuna.

- Eurokod 8 – zidani ispun se prema poglavlju 5(EN1998-1:2004) može modelirati pomoću dijagonalnog štapa duž tlačne dijagonale ispuna na osnovu analogije grede na elastičnom tlu prema Mainstoneu (1971.). Kao alternativa dopušteno je za širinu zamjenske dijagonale usvojiti fiksnu vrijednost od 15 % duljine dijagonale panela. Za linearnu analizu zamjenska dijagonala se definira kao elastični element s površinom poprečnog presjeka jednakom produktu širine i debljine zidanog ispuna, s modulom elastičnosti jednakim modulu ziđa ispuna. Za nelinearnu analizu preporuča se primjena preporuka iz FEMA 356.

2.3. Propisi i okviri sa zidanim ispunom

Veliki broj država u svojim nacionalnim propisima zanemaruje djelomično ili potpuno utjecaj zidanog ispuna na ponašanje armiranobetonskih okvira, smatrajući da je nekonstruktivna komponenta sustava i da se pri postupku projektiranja može zanemariti. S obzirom na primjenu zidanog ispuna kao elementa okvirnog sustava, koji sudjeluje ili ne sudjeluje u odgovoru istog, nacionalne propise dijelimo u dvije skupine. Skupina koja preporučuje uključivanje pojedinih karakteristika zidanih ispuna kao što su, visoka početna krutost u ravnini, povećanje nosivosti okvirnog sustava i ekonomičnost, zahtjeva da se takvi povoljni efekti obuhvate analizom i u postupku projektiranja. Ti nacionalni propisi imaju za cilj povećati ulogu zidanog ispuna u službi prve linije obrane nasuprot potresnim opterećenjima i smanjiti nepoželjne efekte kroz pravilan način i raspored ugradnje u građevini. Lista nacionalnih propisa zajedno s ključnim karakteristikama primjene prikazana je u tablici 3. (Kaushik, 2006.). Neka od pravila su jednaka za većinu nacionalnih propisa. Potresno otporni sustavi u International Building Code (IBC, UCC 2003) obuhvaćaju nekoliko sustava s armiranobetonskim okvirima i ziđem za nove građevine, međutim nearmirano zidani ispun nije dozvoljen.

Tablica 3. Sažeti prikaz sadržaja nacionalnih propisa za ab okvire sa zidanim ispunom (Kaushik,2006)

			Min.projektna sila (%)		Neregularnost				Ispun			
Država/propis	D[1]	T[2]	Okvir	Ispun	Tloris	Visina	K[2]	pomak	σ[3]	K[4]	O[4]	van ravnine
Albanija (1989)	+	+	-	-	-	-	1,2-1,5	-	-	-	-	-
Algerija (1988)	+	+	25	-	-	-	1,45-1,5	-	-	-	-	-
Bugarska (1987)	+	-	-	-	-	+	1,5-3,0	-	-	-	-	-
Kina (GBJ-11-89-1989)	+	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-
Kolumbija (NSR-98-1998)	+	+	25	100	-	-	-	+	-	-	-	-
Kostarika (1986)	+	+	-	-	+	+	-	+	-	-	-	-
Egipat (1988)	+	+	25	100	-	-	2	-	-	-	-	-
Etiopija (ESCP-1 1983)	+	+	25	100	-	-	1,25	-	-	-	-	-
Eurokod 8 (2003)	+	+	50-65	-	+	+	1,2	+	-	-	+	+
Francuska (AFPS-90 1990)	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
USA (IBC 2003)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Indija (IS-1893 2002)	+	+	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-
Izrael (SI-413 1995)	+	+	25	-	+	+	1,15	-	+	-	-	-
Nepal (NBC-105 1995)	+	+	25	-	+	+	2,0	+	+	-	+	+
Filipini (NSCP 1992)	+	+	-	-	-	-	1,5	-	-	-	-	-
Venezuela (1988)	+	+	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FEMA 306 (ATC 1999)	+	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+

[1] D - Dinamička analiza je potrebna za neregularne, visoke i važne zgrade, kao i zgrade locirane u području visoke seizmičnosti.
[2]T - prirodni period vibracija za armiranobetonske okvira s zidanim ispunom.
[3]K - omjer seizmičke sile ab okvira s zidanim ispunom u odnosu na okvir bez ispuna.
[4]σ, K, O – nosivost, krutost i otvori u zidanom ispunu.

Eurokod 8

Prema Eurokodu 8 nekonstruktivni zidani ispuni u zgradama koje su projektirane kao potresno otporne predstavljaju drugu liniju zaštite i izvor povećane nosivosti, pri čemu se ne podupire stav da je potrebno pri projektiranju umanjiti potresnu otpornost a-b konstrukcije zbog povoljnih utjecaja zidanih ispuna. Ukoliko je doprinos zidanog ispuna horizontalnoj nosivosti i krutosti konstrukcije značajno

veći od nosivosti i krutosti samog a-b nosivog sustava, onda ispun može izazvati neelastični odgovor sustava i doprinijeti razvoju neelastičnih deformacija. U tom slučaju može doći do gubitka integriteta između okvira i ispuna i pri velikim deformacijama, popraćenim razvojem pukotina u prizemlju zgrade, može doći do nastanka mekog prizemlja ili iznenadnog kolapsa elemenata okvira. Do razvoja neelastičnih deformacija će vjerojatnije doći u slučaju nejednolike raspodjele ispuna po tlorisu ili po visini zgrade. Takvi slučajevi mogu za posljedicu imati nepovoljne učinke na ponašanje i sigurnost zgrade. Osim globalnih, ispuni mogu izazvati i nepovoljne lokalne učinke u vidu preuranjenog krtog sloma nosivog a-b sustava.

Pravila Eurokoda 8 za zgrade sa zidanim ispunima su obvezna kada je konstrukcija projektirana za relativno nisku krutost i nosivost ali visoku duktilnost. Kada između zidanog ispuna i okvira postoji konstruktivna veza (posmične veze, vilice) tada se takav sustav treba promatrati i projektirati kao omeđeno zide, ne kao sustav okvira s ispunom.

Nesimetrična raspodjela zidanih ispuna u tlorisu može izazvati torzijski odgovor pri translatornim horizontalnim komponentama potresnog opterećenja. Konstruktivni elementi na fleksibilnijoj strani torzijski neuravnoteženog tlorisa će pretrpjeti veće deformacije u odnosu na kruću stranu u kojoj je više zidanih ispuna. Međutim, kako lokalne deformacije mogu premašiti one određene analizom koja zanemaruje zidane ispune, Eurokod 8 zahtjeva da se pri proračunu uzme dvostruko veća vrijednost slučajnog ekcentriciteta. Meki ili slabi kat može nastati u etaži gdje je broj, krutost ili nosivost zidanih ispuna reducirana u odnosu na ostale katove. Najveće posljedice na globalno ponašanje ima slučaj praznog prizemlja, što je nažalost i najčešći tip konstrukcija s nejednolikom raspodjelom ispuna po visini. Redukcija ispuna u etaži u odnosu na susjedne uzrokuje koncentraciju neelastičnih deformacija u stupovima etaže s reduciranim ispunima.

Kao mjeru zaštite protiv preuranjenog nastanka plastičnih zglobova u stupovima etaža s reduciranim ispunima Eurokod 8 zahtjeva da se projektiraju kao elastični sve dok ispuni u susjednim etažama ne dosegnu graničnu nosivost. To za posljedicu ima nadoknadu manjka posmične čvrstoće zidanog ispuna s porastom otpornosti stupova okvira. Točnije, unutarnje sile u stupovima se povećavanju množeći se s faktorom η:

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}} \leq q \tag{14}$$

gdje je ΔV_{Rw} ukupno smanjenje otrornosti zidanih ispuna u etaži koja se promatra u odnosu na etažu iznad, a ΣV_{Ed} je suma potresnih poprečnih sila koje djeluju na sve vertikalne elemente konstrukcije. Ukoliko je vrijednost faktora uvećanja manja od 1,1 nema potrebe za povećanjem unutarnjih sila stupova.

Zidani ispun se može prikladno modelirati kao zamjenska dijagonala duž tlačno opterećenog panela. Eurokod 8 preporučuje uzeti širinu dijagonale kao 15% njezine duljine. U slučaju linearne analize dijagonala se uzima u obzir kao elastični element, s površinom poprečnog presjeka jednakom

umnošku debljine zidanog ispuna i širine zamjenske dijagonale s modulom elastičnosti koji odgovara materijalu ispuna. Za nelinearnu analizu i izračun čvrstoće zidanog ispuna preporučuje se uzeti vrijednost horizontalne posmične čvrstoće podijeljene s kosinusom kuta između dijagonale i horizontale ispuna.

3. EKSPERIMENTALNA BAZA PODATAKA– EDIF

Iako je u svijetu proveden veliki broj eksperimentalnih ispitivanja na okvirima sa zidanim ispunom, prema našim saznanjima, mali broj njih je detaljno obrađen i sistematiziran. Od velikog broja varijacija katnosti i raspona okvira, tipova (betonskih ili čeličnih) okvira, armiranog ili nearmiranog ispuna, s ili bez otvora, stvorena je eksperimentalna baza podataka (eng. **E**xperimental **D**atabase of **I**nfilled **F**rames – EDIF) koja se odnosi na osnovni sustav jednokatnog, jednorasponskog armirano-betonskog okvira s nearmiranim zidanim ispunom bez otvora. Svi ispitivani uzorci unijeti u bazu podataka nemaju dodatne posmične veze između stupova i zidanog ispuna.

Tablica 4. Lista istraživača i uzoraka ispitivanja eksperimentalne baze EDIF

Istraživač	Godina	Laboratorij	Mjerilo	Opterećenje[1]	Broj uzoraka
Combescure	1998.	LNEC, Lisbon	1:1,5	C	1
Colangelo	1999.	L'aquila, Italy	1:2	C	11
Cavaleri	2004.	-	1:2	C	1
Lafuente	1997.	U.C.V. Caracas, Venezuela	1:2	C	10
Kakaletsis	2007.	-	1:3	C	2
Dukuze	2000.	-	1:3	M	23
Žarnić	1983.	Institute for Testing and Research in Materials and Structures (ZRMK), Ljubljana	1:2	C	1
	1994.		1:3		3
Al-Charr	1998.	USACERL, Illinois	1:2	M	2
Angel	1994.	University of Illinois, Champaign	1:1	C	7
Mehrabi	1994.	University of Colorado, Boulder	1:2	C	7
				M	3
Crisafulli	1997.	-	1:1,33	M	2
Fiorato	1970.	University of Illinois, Urbana	1:8	C	3
Yorulmaz	1968.	University of Illinois, Urbana	1:8	M	7
Benjamin	1958.	Stanford University, California	1:2,94	M	5
			1:1,33		2
			1:1		1
			1:4		5
			1:2,38		7
Zovkić	2012.	Građevinski fakultet, Osijek	1:2,5	C	9

[1]Opterećenje: C-ciklično /pseudo-dinamičko; M - monotono opterećenje

Cilj formiranja baze podataka je sistematizacija provedenih eksperimentalnih ispitivanja radi utvrđivanja zakonitosti ponašanja. Analiza se radi pomoću neuralnih mreža, s namjerom dobivanja "alata" koji može predvidjeti načine otkazivanja nosivosti i anvelopu nosivosti razmatranih okvira s ispunom. Prikupljena eksperimentalna baza podataka sadrži podatke o geometriji, materijalu i rezultatima 113 uzoraka Odabir parametara eksperimentalne baze koji karakteriziraju svaki od eksperimentalnih uzoraka, temeljio se na dostupnosti podataka ispitivanja, pa su prvotno odabrane materijalne i geometrijske karakteristike, tip i veličina opterećenja, načini otkazivanja nosivosti, te

vrijednosti nosivosti a-b okvira sa zidanim ispunom, te pripadajući međukatni pomaci s obzirom na točke primarne krivulje. Iako je početni cilj bio kreiranje baze koja ima veliki broj varijabilnih parametara, neki od njih su izostavljeni iz baze zbog nedostupnosti ili nepotpunosti (poprečna armatura u stupovima i gredama, materijalne karakteristike morta i zidnih elemenata, posmična čvrstoća zida, maksimalna vrijednost pomaka nakon dostizanja granične nosivosti).

Ovdje obrađeni eksperimenti su u velikom broju bili izvedeni na umanjenim modelima u rasponu mjerila 1:1 – 1:8, pa su se svi podaci skalirali s obzirom na teoriju modelne podobnosti na mjerilo 1:1. Većina eksperimenata je izvedena na osnovu jednostavne modelne podobnosti koja podrazumijeva da su i za prototip (realna konstrukcija) i eksperimentalni model (laboratorijski uzorak) uzete iste materijalne karakteristike.

3.1. Teorija modelne podobnosti

Ponašanje konstrukcija moguće je simulirati na umanjenim modelima, ali je u tom slučaju potrebno poštivati pravila modeliranja, kako ih propisuje teorija modelne podobnosti.

Teorija modelne podobnosti razvijena je iz Buckinghamovog teorema i dimenzionalne analize. Prema Buckinghamovu teoremu svaku dimenzionalnu homogenu jednadžbu, koja uključuje osnovne fizikalne veličine, moguće je reducirati na ekvivalentni sustav jednadžbi koji sadrži skup bezdimenzionalnih podataka. Prema dimenzionalnoj analizi moguće je svaki fizikalni problem, u kojem sudjeluje dostatan broj parametara izraziti homogenom funkcijom (Harris, 1999.). Na osnovu teorije modeliranja dobivaju se jednadžbe za projektiranje modela pomoću kojih jednostavno definiramo ovisnosti između modela i prototipa.

Sve fizikalne veličine, koje predstavljaju ponašanje modela, izražavaju se pomoću tri temeljne neovisne fizikalne veličine:

- mjerilo duljina $S_L = L_p / L_m$ (geometrijska podobnost)
- mjerilo sila $S_F = F_p / F_m$ (podobnost sila)
- mjerilo vremena $S_t = t_p / t_m$(vremenska podobnost)

Gdje je:$_p$ – veličina koja se odnosi na prototip (realna konstrukcija),$_m$ – veličina koja se odnosi na model (umanjeni model realne konstrukcije modificiran prema pravilima teorije modelne podobnosti). Osnovno mjerilo pomoću kojeg definiramo sva ostala mjerila je mjerilo duljine.

Glavni problem pri definiranju umanjenog modela je zahtjev za karakteristikama materijala modela što bližim karakteristikama prototipa. S obzirom na takve zahtjeve moguće je razmatrati dva različita slučaja:

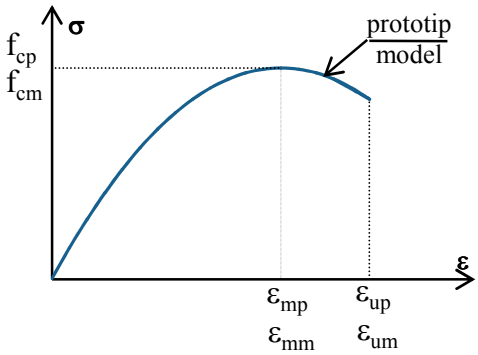
- Jednostavna podobnost - pri izradi modela je uporabljen materijal istih karakteristika kao na prototipu,

- Potpuna modelna podobnost - za model su uporabljeni materijali karakteristika koje su u određenom mjerilu u odnosu na materijal prototipa.

3.1.1. Jednostavna modelna podobnost

Pri izradi modela prema metodi jednostavne podobnosti koristimo materijale jednake materijalima prototipa (slika 9) pa su mjerila deformacija, naprezanja, modula elastičnosti i gustoće jednaka jediničnoj vrijednosti.

$$S_\varepsilon = S_\sigma = S_E = S_\rho = 1 \tag{15}$$



Slika 9. σ-ε dijagram na primjeru jednostavne modelne podobnosti

Prema definiciji naprezanja određuje se mjerilo sila:

$$S_F = S_\sigma \cdot S_L^2 = S_L^2 \tag{16}$$

Ako pretpostavimo da mjerilo ubrzanja ima jediničnu vrijednost, tada će i gravitacijsko ubrzanje imati isto mjerilo:

$$S_a = S_g = 1 \tag{17}$$

Iz definicije ubrzanja moguće je odrediti mjerilo vremena:

$$S_t = \sqrt{S_L} \tag{18}$$

Mjerilo za specifičnu težinu određuje se pomoću definicije za gustoću:

$$\begin{aligned} S_F &= S_m \cdot S_a \\ S_m &= S_\rho \cdot S_L^3 \\ S_L^2 &= S_\rho \cdot S_L^3 \cdot S_a \end{aligned} \tag{19}$$

$$S_\rho = \frac{1}{S_L} \neq 1 \tag{20}$$

Tablica 5. Pregled modelnih odnosa na primjeru teorije jednostavne modelne podobnosti za mjerilo 1:2

veličina	**oznaka**	**mjerilo**
duljina	S_L	2
deformacija	S_ε	1
naprezanje	S_σ	1
specifična težina	S_Γ	1
Poissonov koeficijent	$S_\nu=1$	1
prigušenje	$S_\xi=1$	1
modul elastičnosti	S_E	1
sila	$S_F=S_L^2$	4
pomak	$S_u=S_L$	2
površina armature	$S_n=S_L^2$	4
promjer armature	$S_\phi=S_L$	2

Gustoća materijala modela bi morala biti jednaka:

$$\rho_m = \rho_p \cdot S_L \tag{21}$$

pa je modelu potrebno pridodati dodatnu masu ukoliko želimo modelirati utjecaj sila i gravitacije:

$$\begin{aligned} &\frac{m_m + m_{added}}{V_m} = \rho_p \cdot S_L \\ &m_{added} = \rho_p \cdot V_m \cdot (S_L - 1) = m_m \cdot (S_L - 1) \end{aligned} \tag{22}$$

gdje je m_m masa modela izrađenog iz materijala modela. Pri tome se mora voditi računa o raspodjeli dodatnih masa na modelu, u odnosu na prototip, da ne bi došlo do odstupanja.

3.1.2.Potpuna modelna podobnost

Pri izradi modela prema potpunoj modelnoj podobnosti potrebno je koristiti posebne materijale sa zahtijevanim karakteristikama, σ-ε dijagrami materijala prototipa i modela imaju jednaki oblik, tako da su deformacije materijala modela i prototipa jednake, dok su naprezanja materijala modela znatno manja (slika 10).

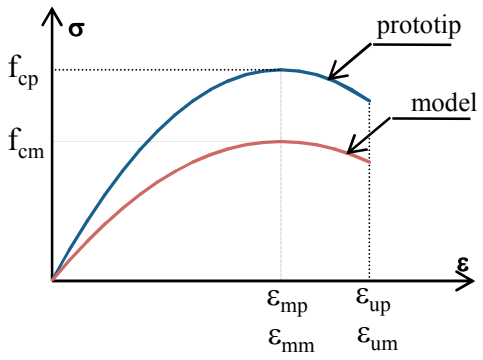
$$S_\sigma = S_L \tag{23}$$

Mjerilo modula elastičnosti je također jednako mjerilu duljina:

$$S_E = S_L \tag{24}$$

dok je mjerilo sila jednako:

$$S_F = S_\sigma \cdot S_L^2 = S_L^3 \tag{25}$$



Slika10. σ-ε dijagram na primjeru potpune modelne podobnosti

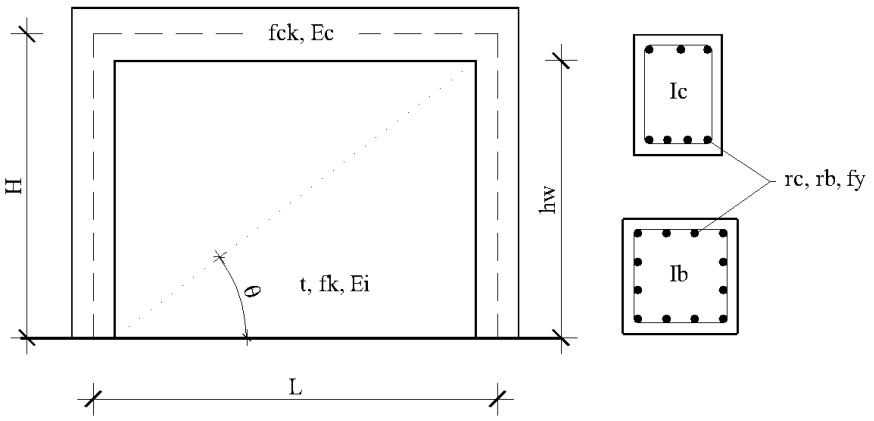
Iz Newton–ova zakona određuje se mjerilo vremena:

$$\begin{aligned} S_F &= S_m \cdot S_a = S_L^3 \\ S_m &= S_\rho \cdot S_L^3 \\ S_\rho \cdot S_L^3 \cdot \frac{S_L}{S_t^2} &= S_L^3 \\ S_t &= \sqrt{S_L \cdot S_\rho} \end{aligned} \tag{26}$$

3.2. Ulazni podaci EDIF baze

Ulazni podaci eksperimentalne baze podataka su odabrani s obzirom na dostupnost podataka kao i na istovrsnost istih. Odabir ulaznih parametara svodio se na prikaz bezdimenzionalnih veličina parametara u svim slučajevima u kojima je to bilo moguće.

Osnovne geometrijske karakteristike okvira su osni raspon grede (L) i osna visina stupova/etaže (H). Poprečni presjek i uzdužna armatura elemenata okvira su uzeti kao lokalni parametri izraženi kroz momente inercije i koeficijente armiranja (slika 11). Podatci o poprečnoj armaturi elemenata okvira bili su dostupni samo za 2/3 uzoraka eksperimentalne baze, stoga su iz iste izostavljeni.

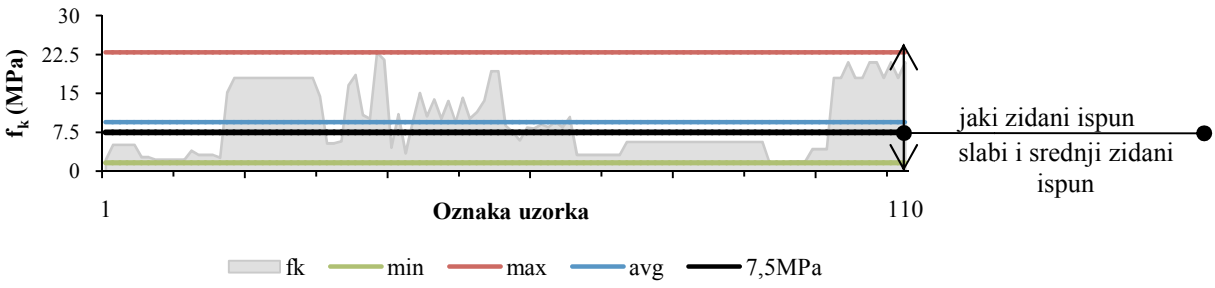


Slika 11. Materijalni i geometrijski ulazni parametri eksperimentalne baze podataka

Geometrijski ulazni parametri su izraženi kao bezdimenzionalni u svim slučajevima u kojima je to bilo moguće (a -odnos visine i raspona okvira, b- odnos momenta inercije grede prema stupu, g- odnos širine stupa i debljine zidanog ispuna, r_c, r_b - koeficijenti armiranja uzdužne armature stupa i grede).

Materijalne karakteristike a-b okvira su tlačna čvrstoća (f_{ck}) i modul elastičnosti betona (E_c) te granica popuštanja armaturnog čelika (f_y).

Eksperimentalni podaci o karakteristikama ziđa zidanih ispuna variraju s obzirom na dostupnost podataka, pa je stoga zbog nepotpunih podataka o karakteristikama zidnih elemenata i morta, kao osnovna materijalna karakteristika uzeta tlačna čvrstoća ziđa f_k. Parametri ziđa u bazi podataka su: tlačna čvrstoća ziđa (f_k), modul elastičnosti (u vertikalnom smjeru) okomit na horizontalne sljubnice (E_i) i debljina zidanog ispuna (t). Na slici 12. prikazana je distribucija tlačne čvrstoće ziđa s ciljem utvrđivanja slabog i jakog zidanog ispuna. Veliki broj eksperimenata ima tlačnu čvrstoću manju od srednje vrijednosti od 7,5 MPa, pa su oni karakterizirani da odgovaraju po kategorizaciji slabom i srednjem tipu zidanog ispuna, slabi i srednji ispun. Jaki ispuni su bili karakteristični za ispitivanja provedena u Americi.



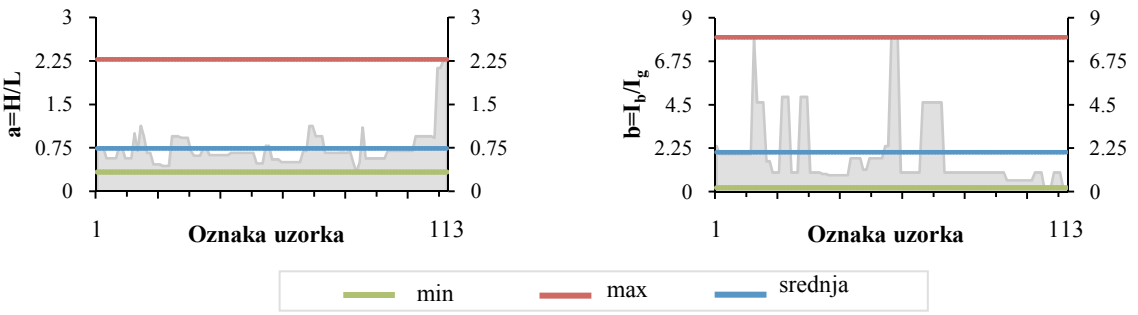
Slika 12. Disperzija tlačne čvrstoće ziđa - f_k uzoraka eksperimantalne baze

Tablica 6. Pregled raspona vrijednosti ulaznih podataka

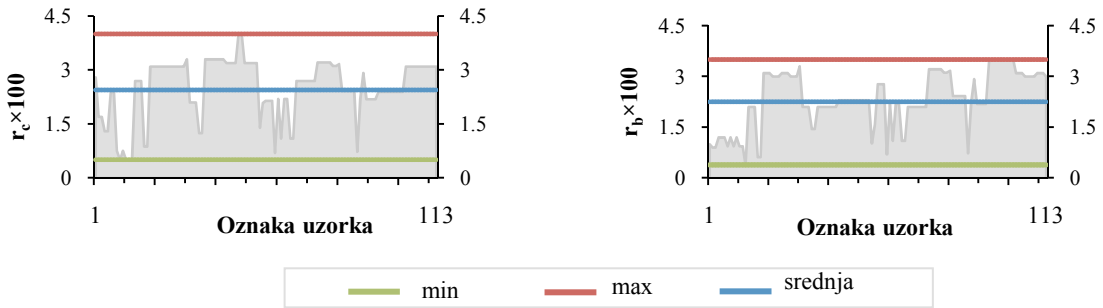
	a	b	g	r_c	r_b	f_{ck}	E_c	f_y	t	f_k	E_i	N	H_{load}
min	0,33	0,20	1,00	0,01	0,00	14,20	11,00	203,37	0,05	1,63	0,66	0,00	1
max	2,28	8,00	6,10	0,04	0,04	55,16	37,83	607,00	0,40	22,88	18,30	2343,75	2
srednja	0,74	1,94	1,97	0,03	0,02	30,03	27,69	410,37	0,21	9,42	5,49	599,06	1,49
Std.dev.	0,33	1,80	0,88	0,01	0,01	12,22	6,54	108,29	0,06	6,41	3,90	686,08	0,50

Neophodno je definirati opterećenje koje je djelovalo tijekom testiranja uzoraka. Naneseno opterećenje je bilo statičko i to monotono rastuće ili ciklično/pseudo-dinamičko. Odabrani parametri u eksperimentalnoj bazi su bili tip horizontalnog opterećenja H_{load} (monotono - 1 ili ciklično - 2) i vertikalno opterećenje N , koje je djelovalo kao konstantna aksijalna sila u stupovima.

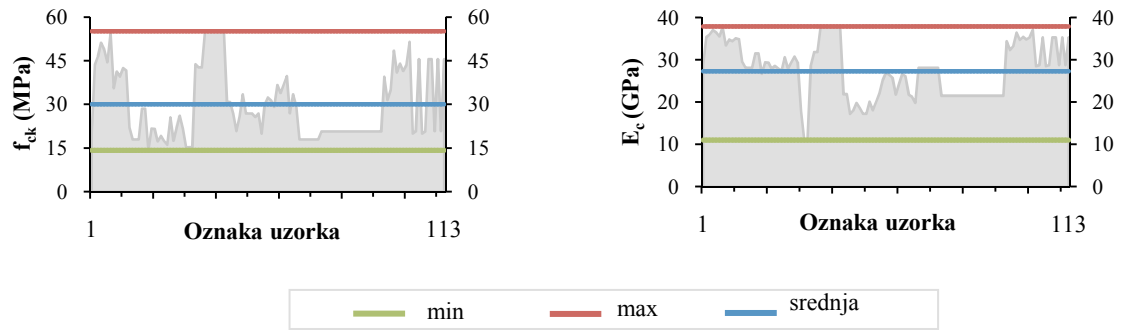
Statistička raspodjela ulaznih podataka prikazana je na slikama 13-17 disperzijom vrijednosti za svaki od parametara.



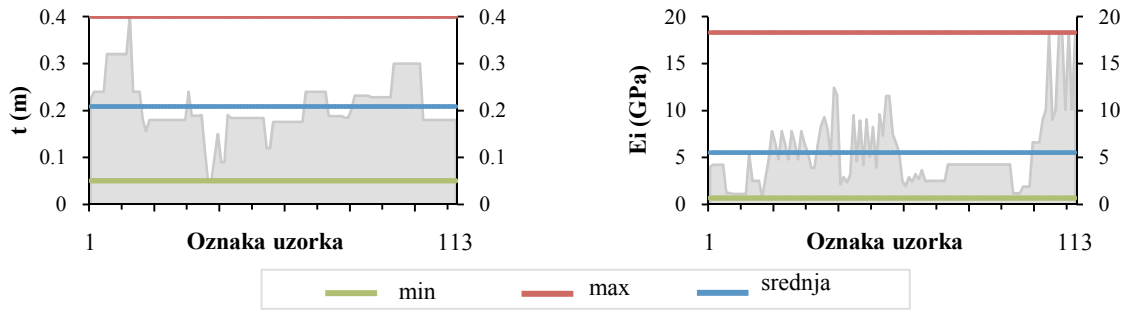
Slika 13. Disperzija geometrijskih parametara okvira: a=odnos visine i raspona okvira i b=odnos momenata inercije grede i stupa



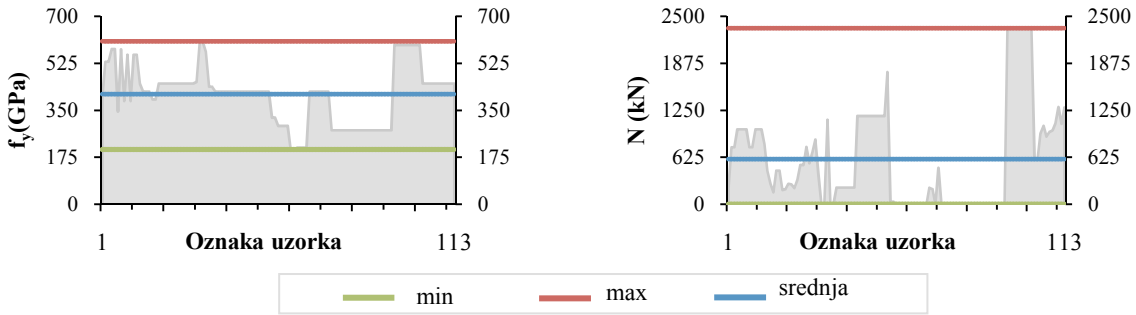
Slika 14. Disperzija koeficijenata armiranja elemenata okvira: r_c=koeficijent armiranja stupa i r_b=koeficijent armiranja grede



Slika 15. Disperzija materijalnih karakteristika okvira: f_{ck}=tlačna čvrstoća betona i E_c=modul elastičnosti betona



Slika 16. Disperzija karakteristika zidanog ispuna: t=debljina zidanog ispuna i E_i=modul elastičnosti zidanog ispuna



Slika 17. Disperzija f_y=granice popuštanja čelika i N=aksijalno tlačno opterećenje na stupove

3.3. Izlazni podaci EDIF baze

Glavni cilj pri dobivanju prognoziranih izlaznih podataka bio je izraziti nelinearno ponašanje dobiveno eksperimentom pomoću idealizirane primarne krivulje nosivosti koja opisuje ponašanje sustava "uokvirenog zida" tijekom svake pojedinačne faze. Ponašanje uokvirenog zida se može

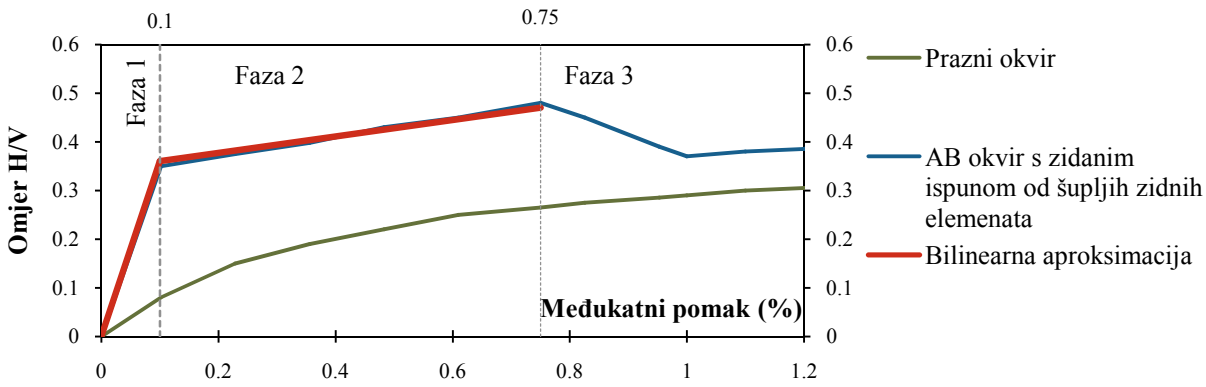
prikazati s tri faze koje opisuju interakciju između zidanog ispuna i okvira, prikazana omjerom horizontalne nosivosti i vertikalnih masa s međukatnim pomakom, kako je prikazano na slici 18:

- Faza 1- (do nastanka prve značajne pukotina) zidani ispun značajno povećava krutost okvira. U ovoj fazi a-b okvir i zidani ispun djeluju zajedno kao jedan sustav;

- Faza 2 – (do maksimalne nosivosti) započinje popuštanje zidanog ispuna, smanjuje se krutost i dolazi do odvajanja zidanog ispuna u nasuprotnim kutevima. Nosivost a-b okvira sa zidanim ispunom na kraju ove faze doseže najveću vrijednost.;

- Faza 3 – (do granice rušenja) opada nosivost sustava i doprinos zidanog ispuna se može zanemariti. Ostvareni pomak direktno ovisi o nosivosti a-b okvira. Parametri eksperimentalne baze koji opisuju ovu fazu su izostavljeni jer nisu bili dostupni u većini eksperimenata.

Za predstavljanje ponašanja kompozitnog sustava uokvirenog zida od najveće su važnosti prve dvije faze, stoga je nelinearna krivulja nosivosti zamjenjena bilinearnom na osnovu pravila jednakih energija. Na taj način smo dobili dvije točke idealizirane bilinearne krivulje: točka popuštanja (V_y and d_y) i točka granične nosivosti (V_u and d_u). Točka popuštanja predstavlja naglo smanjenje krutosti sustava (najčešće ispuna), dok točka granične nosivosti predstavlja maksimalnu horizontalnu nosivost sustava.



Slika 18. Faze ponašanja AB okvira sa zidanim sipunom

Izlazni rezultati obuhvaćaju:

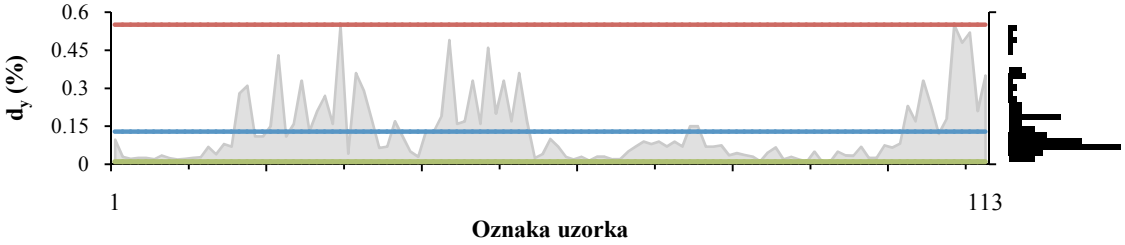
- Anvelopa ponašanja sustava okvira s ispunom (uokvirenog zida) koja obuhvaća:

- područje popuštanja (V_y(kN) i d_y(%) – (sila i pripadajući međukatni pomak) ,
- područje granične nosivosti (V_u(kN) i d_u(%) – (sila i pripadajući međukatni pomak);

- Način otkazivanja nosivosti okvira s ispunom – (eng. failure mode – FM) (poglavlje1.2.1.)

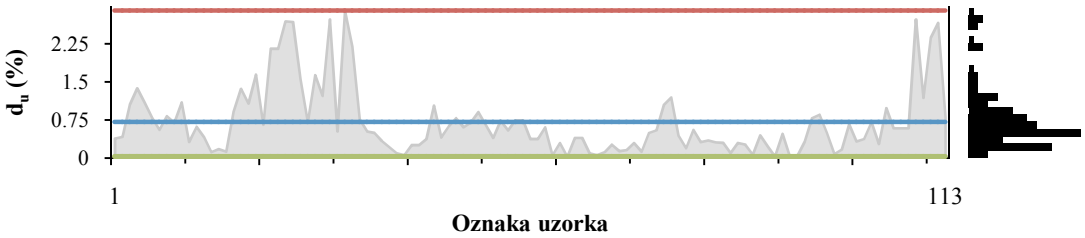
Tablica 7. Pregled raspona vrijednosti izlaznih podataka

	d_y	d_u	V_y	V
min	0,01	0,03	55,90	76,95
max	0,55	2,91	2278,40	2563,20
srednja	0,13	0,71	594,64	878,22
Std.dev.	0,13	0,68	367,39	476,41



Slika 19. Prikaz vrijednosti međukatnog pomaka pri popuštanju sustava eksperimentalne baze podataka

Na slikama 19. i 20. su osim raspona vrijednosti prikazani i histogrami koji pokazuju učestalost pojave vrijednosti karakterističnih međukatnih pomaka sustava. Kako je definiranje globalnog ponašanja okvira sa zidanim ispunom usko povezano s vrijednostima međukatnih pomaka, nužno je utvrditi na osnovu podataka eksperimentalne baze očekivani međukatni pomak u području popuštanja (za male potrese i vjetar) i granične nosivosti (za jake potrese). Kao što je prikazano na histogramima, najveći broj vrijednosti nalazi se u području između minimalne i srednje vrijednosti što u slučaju međukatnog pomaka popuštanja iznosi do 0,1%, dok je u području granične nosivosti vrijednost 0,75%. Te dvije vrijednosti ujedno predstavljaju i granice za definiranje područja ponašanja, pri čemu vrijednosti međukatnog pomaka veće od 0,1% predstavljaju „ograničeno oštećenje“, dok vrijednosti veće 0,75% predstavljaju područje „blizu rušenja“ (Poglavlje 7).

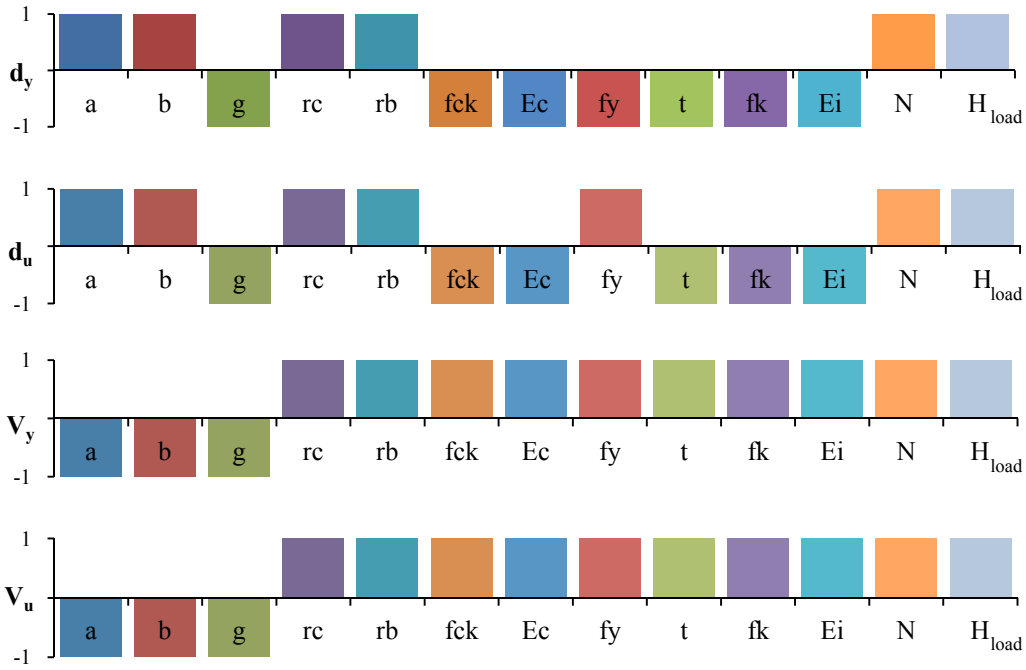


Slika 20. Prikaz vrijednosti graničnog međukatnog pomaka sustava eksperimentalne baze podataka

3.4. Međuovisnost ulaznih i izlaznih podataka

Da bi se analizirao međusobni utjecaj ulaznih podataka na izlazne podatke, provedena je analiza na osnovu kovarijantne matrice. Negativni predznak predstavlja povećanje izlazne vrijednosti u slučaju povećanja ulaznog parametra, dok pozitivan predznak znači istovremeno povećanje ili smanjenje i ulaza i izlaznog rezultata.

Manja vrijednost bezdimenzionalnog parametra odnosa visine i raspona (a) je povezana s većom vrijednosti međukatnog pomaka pri popuštanju (d_y). Međukatni pomak pri popuštanju (d_y) imati će veće vrijednosti za manje vrijednosti čvrstoća materijala (f_{ck}, f_y, f_k) i manju debljinu zidanog ispuna (t). Granična vrijednost međukatnog pomaka (d_u) će biti veća za manje vrijednosti odnosa H/L (a) i više vrijednosti materijalnih karakteristika komponenata sustava okvir-zidani ispun (f_{ck}, f_k). Povećanje tlačne čvrstoće betona (f_{ck}) i ziđa (f_k) značajno doprinosi povećanju nosivosti i u području popuštanja (V_y) i u području maksimalne nosivosti (V_u).



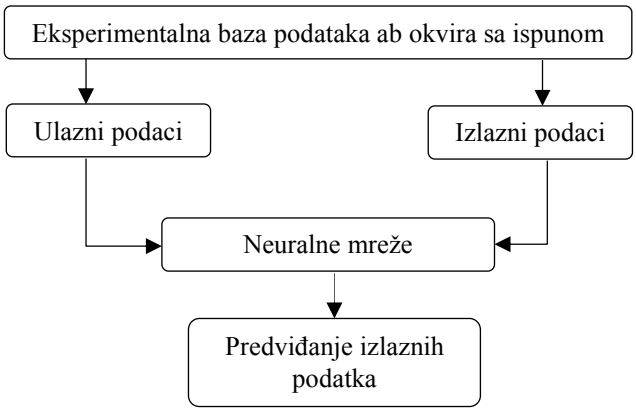
Slika 21. Međuovisnost ulaznih i izlaznih podataka

3.5. Metodologija procesuiranja eksperimentalne baze pomoću neuralnih mreža

Osnovni cilj kreiranja i procesuiranja eksperimentalne baze podataka je sistematizacija podataka izražena u obliku parametara nosivosti (sila) i deformacija (pomaka) u karakterističnim područjima ponašanja, radi utvrđivanja osnovnih zakonitosti ponašanja uokvirenog zida i mogućnosti dobivanja "alata" koji će predviđati načine otkazivanja nosivosti i parametre primarne krivulje nosivosti. Ti podaci su neophodni za procjenu ponašanja sustava.

Stoga je neophodno povezati ulazne i izlazne podatke, kao i procijeniti doprinos svakog ulaznog parametra izlaznom. Za izvršavanje takvog zadatka primjenjene su neuralne mreže koje imaju široku primjenu u znanstvenom istraživanju, kao i u praksi za klasifikaciju, aproksimaciju funkcija, optimizaciju i predviđanje.

Na slici 22. prikazan je dijagram toka uporabe neuralnih mreža za procesuiranje eksperimentalne baze podataka.



Slika 22. Dijagram toka za procesuiranje eksperimentalne baze podataka

4. NEURALNE MREŽE I NJIHOVA PRIMJENA

„Neuronska mreža je masivni paralelni distribuirani sustav za obradu podataka koji se sastoji od jednostavnih elemenata i ima prirodnu sklonost pohranjivanja iskustvenog znanja koje potom može i koristiti, a sličan je mozgu prema načinu na koji stječe i pohranjuje znanje. Neuronska mreža znanje stiče kroz proces učenja, a pohranjuje ga posredstvom intenziteta međuneuronskih veza." (Haykin, 1999).

4.1. Općenito o neuralnim mrežama

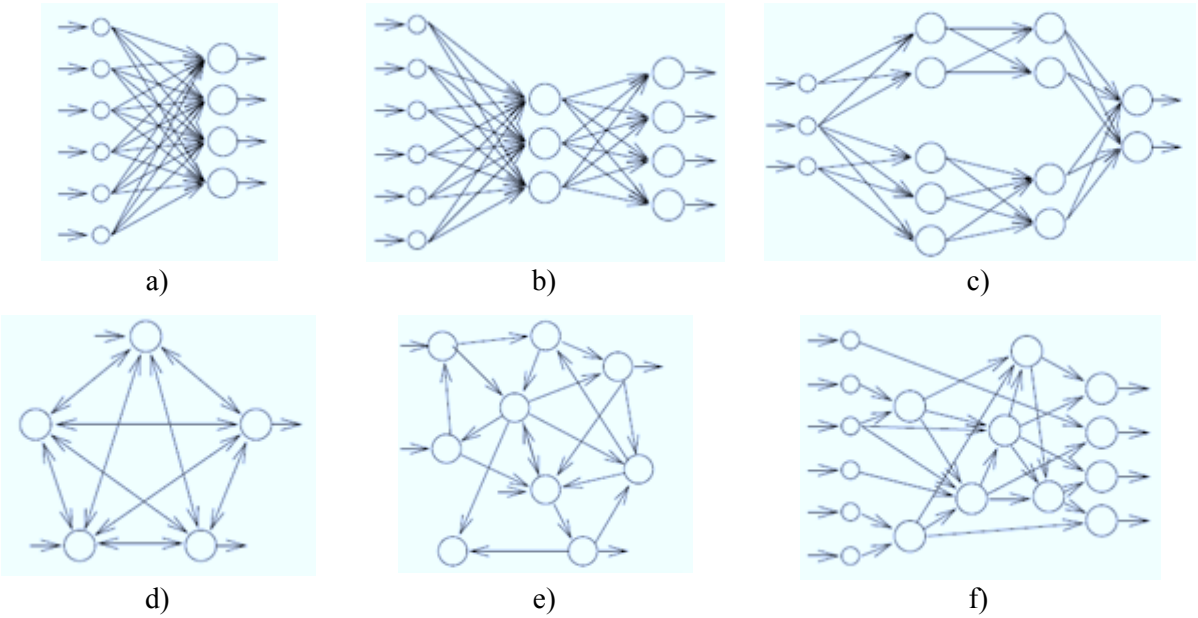
U novije vrijeme pojavio se inovativni pristup rješavanju problema predviđanja, klasificiranja i prepoznavanja, bitno drugačiji od algoritamskog pristupa koji je softverski realiziran u tzv. neuralnim mrežama. Neuralna mreža je međusobno povezana skupina jednostavnih elemenata obrade, jedinica ili čvorova, čija je sposobnost obrade posljedica jačine veza među jedinicama, a postiže se kroz proces adaptacije i učenja na osnovu skupa učenja. Suštinska ideja je u tome da se računalom simulira proces učenja, koji prakticira čovjek preko svojih osjetila i mozga.

Kao što čovjek putem svojih osjetila, prima vanjske podražaje (ulazne podatke), i zatim ponavljanjem uči pravilno reagirati na njih (izlazni podaci), tako se i neuralna mreža može naučiti, višestrukim propuštanjem kroz nju određenih ulaznih i odgovarajućih izlaznih podataka, pravilno reagirati na budući ulazni podatak. Neuralna mreža predstavlja veliki paralelni distributivni procesor, kreiran od jednostavnih procesnih jedinica, koji ima tendenciju pohranjivanja i uporabljivosti informacija dobivenih iz eksperimentalnih istraživanja (Haykin,1999.).

Svaka neuralna mreža ima svoju arhitekturu i određeni skup parametara koje treba prilagoditi problemu koji se rješava. Stoga istraživač mora, dakako poznavati stručnu stranu dotičnog problema, ali i principe funkcioniranja neuronskih mreža, što će omogućiti odabir prikladne topologije mreže i podešavanje njezinih parametara. Neuralne mreže predstavljaju metodu implementiranja kompleksnih nelinearnih funkcija pomoću jednostavnih elementarnih jedinica koje su povezane težinskim adaptivnim vezama. Prednost neuralnih mreža leži u njihovoj sposobnosti da predstavljaju i linearne i nelinearne odnose, kao i da te sposobnosti procesuiraju na osnovu niza ulaznih i izlaznih podataka.

Primjena većine neuralnih mreža se može podijeliti u tri kategorije: *klasifikacijske* (prepoznavanje uzoraka) – pomoću kojih neuralne mreža klasificiraju uzorke u predefinirane kategorije, *predviđajuće* – pomoću kojih mreža ekstrapolira na osnovu ulaznih uzoraka i *kontrolne* – mreža interaktivno upravlja nekim vanjskim procesom ili elementom. Prva dva tipa predstavljaju slučajeve aproksimiranja funkcija i najčešće su u uporabi.

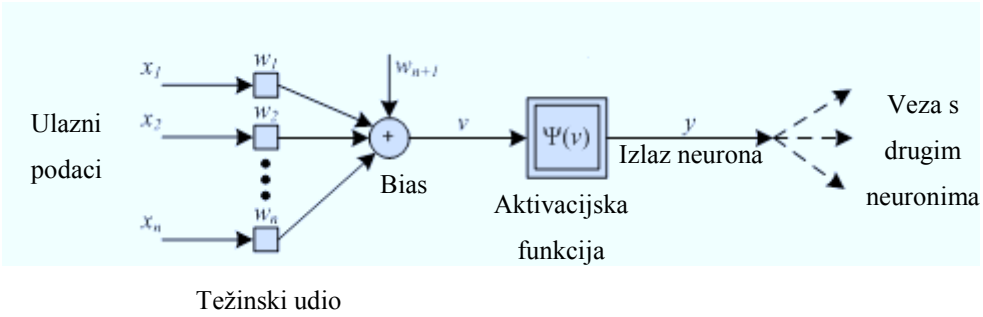
Topologija mreže određuje načine na koji su neuroni međusobno povezani. S aspekta topologije, neuralne mreže se mogu klasificirati na različite načine (slika 23). U ovisnosti o tome da li u topologiji mreže postoje zatvorene konture razlikujemo povratne i nepovratne mreže. Povratne ili rekurzivne mreže predstavljaju nelinearne dinamičke sustave čije je projektiranje i implementacija složeno prvenstveno uslijed nelinearnog ponašanja aktivacijskih funkcija pojedinih neurona. Kod nepovratnih mreža u tokovima podataka ne postoji zatvorena petlja pa se ulazne informacije prolaskom kroz konačan broj neurona transformiraju u izlazne. Specijalna potkategorija nepovratnih neuralnih mreža su slojevite mreže kod kojih se neuroni dijele u slojeve pri čemu su izlazne informacija svakog sloja istovremeno ulazne informacije sljedećeg sloja. Najpopularniji tip neuralne mreže je višeslojna perceptron mreža (eng. Multilayer perceptron MLP) s najčešćim povratnim algoritmom učenja (eng. back propagation BP) koji se temelji na gradijentu pogreške i distribuira je s ciljem da se ostvari najbolja podudarnost, odnosno minimalna pogrješka. Algoritam prilagođava težinske udjele mreže da bi se vrijednost pogrješke reducirala za manje iznose. Ponavljanje tog procesa za dostatno veliki broj ciklusa učenja ili "epoha", mreža konvergira prema vrijednosti sa zadovoljavajućom vrijednosti pogrješke. Tradicionalni BP algoritam koristi opadajući gradijent da bi odredio težinske udjele, pri čemu je proces učenja zbog linearne konvergencije sporiji. Moderni algoritmi drugog stupnja, kao što je Levenberg-Marquardt (LMA), prihvatili su metodu druge derivacije, pri čemu su za većinu problema značajno brži, ali i zahtijevaju više memorije.



Slika 23. Različite topologije neuralnih mreža: a) Jednoslojna perceptron mreža (SLP); b) višeslojna perceptron mreža (MLP), c) modularna MLP; d) potpuno povezana povratna mreža; e) djelomično povezana povratna mreža; f) višeslojna nepovratna mreža

Osnovna struktura neuralne mreže sastoji se od tri svojstvena sloja: ulazni - u kojem su ulazne informacije predstavljene modelu, skriveni ili unutarnji - u kojem su podaci procesuirani i izlazni sloj, koji predstavlja rezultate učenja. Svaki sloj ima čvorove, odnosno neurone, koji su povezani s drugim neuronima u sljedećem sloju. Neuroni u ulaznom sloju primaju i prosljeđuju ulazne informacije neuronima u skrivenom sloju. Neuroni se sastoje od tri osnovne komponente: težine, biasa (otklon ili pomak) i aktivacijske funkcije (slika 24).

Matematički model neurona predstavlja pravilo kako od *x* ulaznih veličina dobiti izlaznu *y*. Najčešće se taj postupak razdvaja na dva dijela: kombinirani postupak kojim se od *n* ulaznih veličina na osnovu težinskih udjela dobiva jedna veličina *v* i nakon toga slijedi postupak dobivanja izlazne veličine *y* na osnovu vrijednosti *Ψ(v)*.



Slika 24. Neuron – osnovni element neuralne mreže

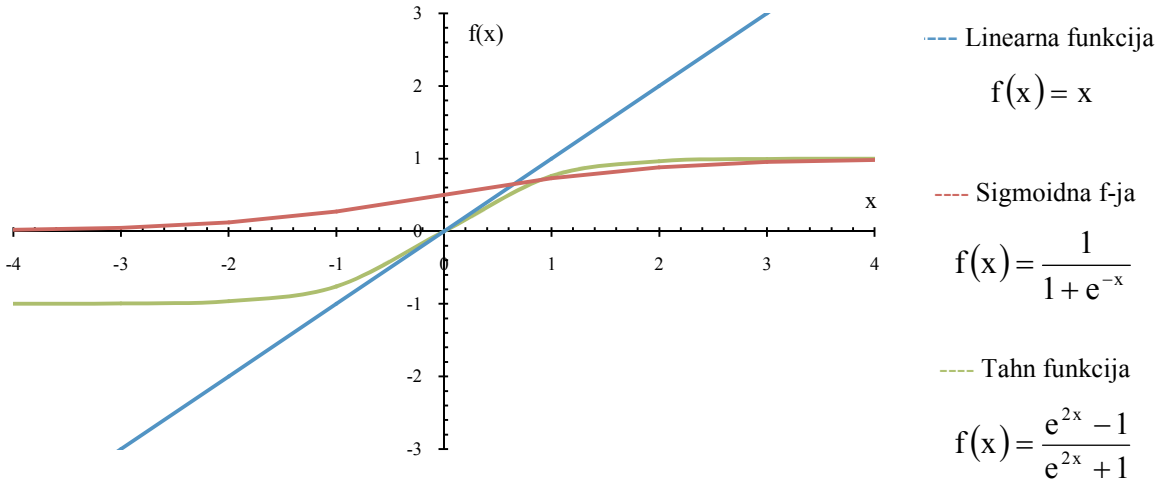
Matematički, neuron se može definirati pomoću izraza (27-28)

$$v = \sum_{i=1}^{n} w_i x_i - w_{n+1} = \mathbf{w} \cdot \mathbf{x}^{\mathrm{T}} - w_{n+1} \tag{27}$$

$$y = \Psi(v) \tag{28}$$

gdje je: $\mathbf{w} = [w_1, w_2, ..., w_n]$ - vektor težina; $\mathbf{x} = [x_1, x_2, ..., x_n]$ - vektor ulaza; w_{n+1} - bias (konstantna, ne nulta vrijednost).

Standardna aktivacijska funkcija uključuje nelinearnu sigmoidnu funkciju (logsig, tansig) i linearne funkcije (poslin, purelin), pri čemu njihov odabir ovisi o namjeni neuralne mreže. One su obično definirane za svaki sloj, odnosno, svi neuroni promatranog sloja imaju istu aktivacijsku funkciju.



Slika 25. Aktivacijske funkcije

Broj skrivenih neurona u modelu neuralne mreže mora biti dostatan za pravilno modeliranje problema, ali također dovoljno mali da bi osigurao generalizaciju koja zahtijeva optimalan broj neurona. Preveliki broj neurona može prouzrokovati poopćenje rezultata (over-fitting).

Evaluacija modela neuralne mreže može se odrediti na osnovu dva različita kriterija: srednje kvadratne pogrješke (eng. mean squared error - MSE) i korelacijskog koeficijenta (R). Pogrješka između stvarne i predviđene vrijednosti predstavlja uspjeh ili neuspjeh neuralne mreže i njenu primjenjivost pri određivanju izlaznog rezultata. Korelacijski koeficijent je često uporabljeni statistički parametar koji daje informaciju o jačini linearne veze između stvarne i predviđene vrijednosti. Kada je korelacijski koeficijent jednak jediničnoj vrijednosti radi se o potpunoj korelaciji, ukoliko je R=0-0,2 radi se o nikakvoj ili neznatnoj povezanosti; R=0,2-0,4 radi se o lakoj povezanosti; R=0,4-0,7 radi se o značajnoj povezanosti i ukoliko je R=0,7-1 radi se o visokoj ili vrlo visokoj povezanosti (Petz, 2007.) Srednja kvadratna pogreška i korelacijski koeficijent se određuju prema sljedećim izrazima:

$$MSE = \frac{\sum_{j=1}^{n}(x_j - y_j)^2}{n} \tag{29}$$

$$R = \frac{\sum_{j=1}^{n}(x_j - \bar{x})(y_j - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{j=1}^{n}(x_j - \bar{x})^2 \sum_{j=1}^{n}(y_j - \bar{y})^2}} \tag{30}$$

gdje je: x_j = stvarna vrijednost, $\bar{x}$ = srednja vrijednost od x_j; y_j= predviđena vrijednost, $\bar{y}$ = srednja vrijednost od y_j; n = veličina seta za evaluaciju.

Numerička učinkovitost neuralnih mreža je također ocjenjena kroz faktor točnosti (eng. success ratio SR) (Kuzniar, 2007.) primjenom sljedećih formula:

$$SR = \frac{NBep}{V} \times 100\% \tag{31}$$

$$\mathrm{ep_i} = \left(1 - \frac{\mathrm{x_j}}{\mathrm{y_j}}\right) \times 100\%; \quad |\mathrm{ep_i}| = \left|1 - \frac{\mathrm{x_j}}{\mathrm{y_j}}\right| \times 100\%; \quad \mathrm{ep} = \frac{1}{\mathrm{n}} \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{n}} |\mathrm{ep_i}| \tag{32}$$

gdje je: *NBep*= broj uzoraka koji odgovaraju modulu relativnih pogrješaka (npr., |ep|≤ Bep za pretpostavljenu pogrješku Bep, V= L, T, P – broj uzoraka učenja (L), testiranja (T) i svih (P), ep =relativna pogrješka.

Faktor točnosti omogućuje uvid u to koliki postotak uzoraka *SR* (%) daje rezutat neuralne mreže s relativnom pogrješkom ne većom od *ep* (%).

Problem učenja mreže koja bi na točan način predvidjela ponašanje, čak i na uzorcima koji nisu bili korišteni pri treniranju uzoraka, zahtijeva dodatne tehnike zbog opasnosti da mreža poopći podatke i ne uspije naučiti algoritam statističkog procesa eksperimentalne baze. Iz tog razloga primjenjuje se jednostavna heuristička metoda, tzv. rano zaustavljanje (eng. early stopping), implementirana u neuralne mreže pri čemu se osigurava dobra generalizacija mreže.

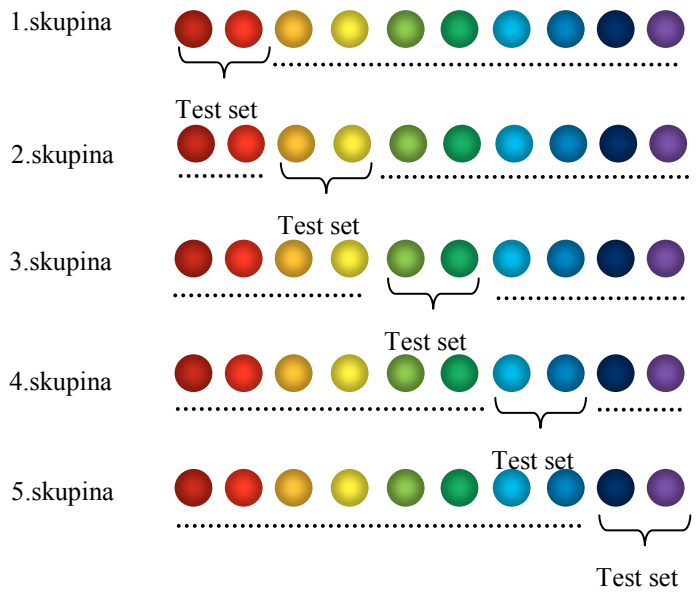
Neuralna mreža uči na osnovu dostupnih podataka. Ti podaci su uobičajeno podijeljeni na tri seta: set za treniranje, set za validaciju (ocjenu) i set za testiranje. Nakon što je neuralna mreža prošla proces treniranja na setu za treniranje (podaci iz ovog seta koriste se za prilagodnu težinskih udjela i biasa) nakon svakog ciklusa mreža prolazi proces evaluacije na validacijskom setu. Kada je na validacijskom setu dosegnut uvjet "ranog zaustavljanja", kvaliteta trenirane mreže se testira na setu za testiranje. Treniranje mreže je gotovo kada nastupi jedan od četiri uvjeta "ranog zaustavljanja": a) pogreška tijekom treniranja je izrazito mala; b) pogreška mreže (MSE) je jednaka ili manja od zadane minimalne vrijednosti; c) nema poboljšanja mreže kod validacijskog seta; d) dosegnut je maksimalni broj epoha.

U situacijama u kojima eksperimentalna baza sadrži relativno mali broj uzoraka, pogodna neuralna mreža s dobrim svojstvima generalizacije može se dobiti primjenom cross validacije (unakrsna validacija) ili Bayesianove regulacije. Prednost unakrsne validacije u odnosu na Bayesiana je da se točno poznaje model mreže koje se koristi (broj neurona), a nedostatak je zahtijevano veće vrijeme obrade podataka.

Metoda unakrsne validacije (Haykin, 1999.) ispituje mogućnost predviđanja neuralne mreže u pogledu uzorkovanja varijacije kako bi se spriječila pretreniranost ili poopćenje rezultata mreže. Jednostavna uporaba metode sastoji se u nasumičnoj podijeli baze podataka na dva podseta: set za

treniranje (najčešće 80% podataka) i set za testiranje (najčešće 20%). Kako se treniranje provodi na jednom setu moguće je da u slučaju malo dostupnih podataka optimistično odredi najmanju pogrješku mjere.

Ovaj problem se može umanjiti pomoću tzv.*k*-fold unakrsne validacije (slika 26), odnosno provedbom jednostavnih cross-validacija *k* puta. Set podataka se dijeli na *k* jednakih skupina. Treniranje se provodi na svim *k-1* podskupovima, dok se validacija provodi na preostalom podskupu i tako *k* puta. Prosječna promatrana pogreška za *k* podskupova predstavlja pokazatelj uspješnosti modela neuralnih mreža.



Slika 26. 5-fold unakrsna validacija (..... – set za treniranje)

Bayesian-ov algoritam (Mackay,1992.) može se primijeniti za treniranje neuralnih mreža. Omogućuje procjenu efektivnog broja parametara koji upravljaju modelom neuralne mreže, npr. broj težina mreže koje su potrebne da bi se riješio određeni problem. Bayesian-ova metoda proširuje funkciju težinskog udjela tako da ne traži samo minimalnu pogrješku, nego i minimalnu pogrješku za minimalne težine, ali također i za minimalne pogrješke pomoću minimalne težine. Dobiveni modeli neuralnih mreža su izračunati i trenirani na efektivnom broju parametara i ne mogu uzrokovati nastajanje poopćenih rezultata. Ugradnjom Occam-ovog razora automatski i optimalno sankcionira pretjerano složene modele. Neuralne mreže trenirane pomoću Bayesianove metode su bitno neosjetljive na arhitekturu mreže (broj neurona), sve dok je minimum arhitekture osiguran. Također je dokazano da mreže dobivene ovom metodom ne trebaju set za testiranje jer proizvode najbolji mogući model u skladu s podacima. Također, nema potrage za brojem skrivenih neurona koji će dati najmanju pogrješku.

Modeli neuralnih mreža izrađeni su, trenirani i testirani u Matlab-u (2012.) uporabom Neural Network Toolbox-a.

4.2. Projektiranje ulaznih podataka za procesuiranje neuralnih mreža

Svaki stadij projekta primjene neuralnih mreža zahtjeva primjenu metode pokušaja i pogrješke koja se može razviti na stvaranje novih mreža, testiranje mreža na različitim razinama učenja i inicijalizaciju mreže s različitim težinskim faktorima veza. Prije odabira topologije mreže važno je definirati potreban broj ulaznih i izlaznih podataka. Kod inženjerskih problema broj ulaznih i izlaznih parametara se općenito definira na osnovu zahtijevanih veličina pri projektiranju. Broj ulaznih parametara dimenzionalno određuje veličinu neuralne mreže, dok broj izlaznih parametara definira broj rješenja dobivenih generiranjem neuralne mreže. Preveliki broj ulaznih i izlaznih parametara može značajno usporiti proces učenja mreže, pa je stoga potrebno izvršiti optimizaciju njihovog broja prije početka konstruiranja mreže.

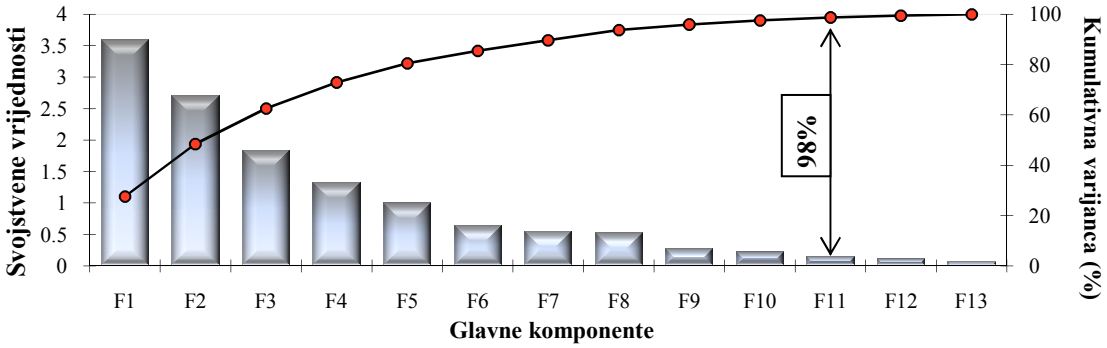
Broj ulaznih i izlaznih parametara općenito određuje potrebnu duljinu procesuiranja u rješavanju inženjerskim problema. Ulazni parametri određuju veličinu neuralne mreže, a izlazni parametari definiraju broj rješenja dobivenih generiranom neuralnom mrežom. Smanjenje dimenzionalnosti je važan korak u dobivanju korisnih informacija iz visokog dimenzionalnog seta podataka (EDIF baza podataka u ovom istraživanju sastojala se od 113 uzoraka s 13 ulaznih i 5 izlaznih podataka). Također, velik broj ulaznih varijabli može dovesti do pretreniranosti. U cilju smanjenja dimenzionalnosti i postizanja boljih rezultata neuralnih mreža, primijenjene su metode smanjena dimenzionalnosti: analiza glavnih komponenata, analiza osjetljivosti i primjena bezdimenzijskih parametara u modeliranju.

4.2.1. Analiza glavnih komponenata (PCA)

Jedna od najpopularnijih linearnih metoda za smanjenje dimenzionalnosti je analiza glavnih komponenata (eng. Principal component anlysis - PCA) (Abdi, 2010). To je matematički postupak koji provodi linearno smanjenje dimenzionalnosti određivanjem prvih *n* glavnih komponenti i pretvara zadani broj koreliranih varijabli u manji broj linearno neovisnih varijabli. PCA je relativno jednostavan matematički proces koji uključuje matričnu algebru i otkriva unutarnju strukturu podataka pomoću varijance. Vektori svojstvenih vrijednosti određuju dimenzije koje imaju istu varijancu kao izvorni skup podataka ali s određenom pogrješkom. S ovom metodom izvorni skup podataka može biti zastupljen sa samo nekoliko parametara koji su njegovi ortogonalne linearne transformacije. Izvorna varijanca je prikazana novim koordinatama i projekcija najvećeg broja podataka se nalazi na prvoj koordinatnoj osi (glavna komponenta), druga najveća na drugoj koordinatnoj osi i tako dalje.

Svojstvene vrijednosti su izračunate iz kovarijantne matrice modificiranih ulaznih podataka koji su dobiveni oduzimanjem srednje vrijednosti iz svake dimenzije (parametra) podataka. Glavne komponente su one s najvećim obimom informacija iz početnog seta na osnovu svojstvenih vrijednosti. Dimenzionalnost izvornih podataka se smanjuje množenjem podataka s pripadajućim vektorima.

PCA metoda je primijenjena kako bi se provjerila mogućnost smanjena broja ulaznih podataka. Svojstvene vrijednosti i vektori svojstvenih vrijednosti su dobiveni i prikazani u silaznom redoslijedu. Svaka dobivena svojstvena vrijednost je uporabljena za određivanje broja komponenti koje predstavljaju 100% varijance u skupu ulaznih podataka.



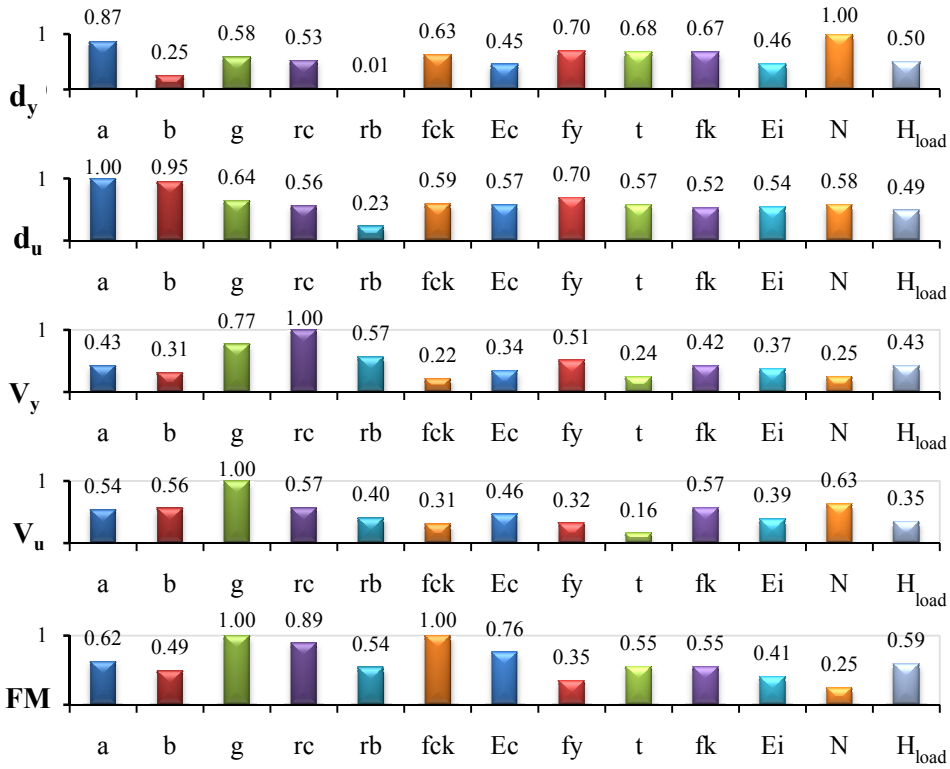
Slika 27. Rezultati analize glavnih komponenata: varijabilnost i svojstvene vrijednosti za 13 glavnih komponenata

Kumulativna varijanca u ovisnosti o broju glavnih komponenti prikazana je na slici 27. PCA pretvara ulazni prostor u drugi podprostor, što znači da nije poznato koji su ulazni parametri zastupljeni u prvoj najvažnijoj glavnoj komponenti. S obzirom da 11 komponenata obuhvaća više od 98% od ukupne varijacije u setu podataka (98% je odabrani prag), značajno smanjenje dimenzionalnosti nije postignuto korištenjem analize glavnih komponenata.

4.2.2. Stupnjevita analiza osjetljivosti metodom unaprijed

Nakon što su ulazni podaci odabrani (a - odnos visine i raspona okvira, b - odnos momenta inercije grede prema stupu, g - odnos širine stupa i debljine zidanog ispuna, r_c, r_b - koeficijenti armiranja uzdužne armature stupa i grede, f_{ck} - tlačna čvrstoća betona, E_c - modul elastičnosti betona, f_y - granica popuštanja armaturnog čelika, f_k - tlačna čvrstoća ziđa, E_i - modul elastičnosti ziđa, t - debljina zidanog ispuna, N - vertikalno opterećenje u stupovima i H_{load} - tip horizontalnog opterećenja),

statistička analiza osjetljivosti na temelju metode unaprijed (Gevrey, 2003.) uporabljena je za evaluaciju i eliminaciju nebitnih parametara u procesu učenja. Stupnjevita metoda unaprijed procjenjuje promjenu srednje kvadratne pogreške (MSE) sekvencijalnim dodavanjem uvijek jednog i uvijek novog ulaznog podatka u model neuralne mreže za jedan izlazni podatak (obnova neuralne mreže u svakom stupnju-koraku).



Slika 28. Rezultati analize osjetljivosti

Promjena srednje kvadratne pogrješke za svaku varijablu ilustrira relativnu važnost iste. Stupnjevita analiza osjetljivosti metodom unaprijed napravljena je za unakrsnu validaciju i Bayesianovu metodu. Rezultati za obje metode su vrlo slični pa su prikazani samo oni dobiveni primjenom unakrsne validacije za 4 skrivena neurona.

Srednja kvadratna pogreška (MSE), kao što je prikazano na slici 28, normalizirana je na vrijednosti u rasponu 0-1 (gdje 0 označava maksimalnu MSE, a 1 minimalnu MSE). Niža vrijednost ukazuje na manju važnost ulazne varijable. Na osnovu srednjih vrijednosti normaliziranih MSE za sve izlazne rezultate, koeficijent armiranja grede (r_b) i tip horizontalnog opterećenja (H) imaju najmanji utjecaj za svih pet promatranih izlaza. Oni su izostavljeni iz daljnje analize, tako da je broj ulaznih parametara smanjen na 11.

4.2.3.Bezdimenzijski pristup modeliranju

Za proces modeliranja potrebno je imati opće podatke koji se odnose na geometriju okvira i ispuna, materijalna svojstva okvira i ispune, količinu uzdužne armature u stupovima i vrijednosti aksijalnog opterećenja na stupovima.

S obzirom na linearnu vezu između tlačne čvrstoće i modula elastičnosti, što potvrđuju i vrijednosti iz EDIF baze podataka, veza između tlačne čvrstoće i modula elastičnosti zidanog ispuna (jednadžba 33), i tlačne čvrstoće i modula elastičnosti betona (jednadžba 34) izražena je prema prijedlozima FEMA 306 i Kaushika (2007.) i Eurocode 2 (2004.) čime je broj ulaznih podataka s 11 smanjen na 9 (a, b, g, r_c,Ec, f_y, t, Ei, V) bez tlačnih čvrstoća ziđa i betona.

$$E_i = 550 f_k \tag{33}$$

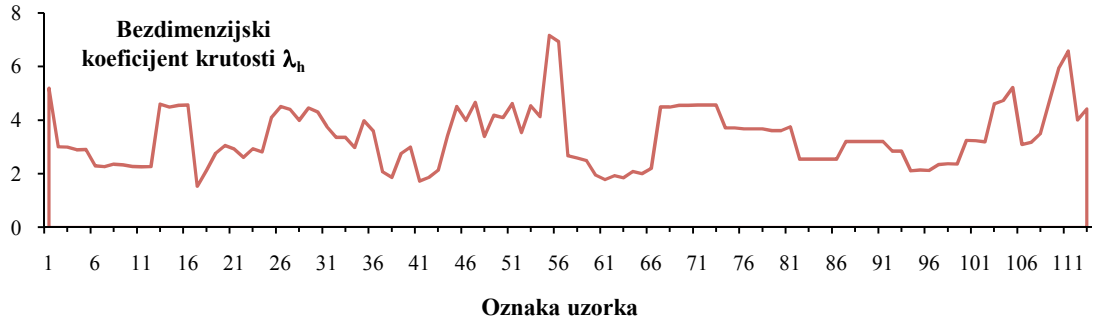
$$E_c = 9500\sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad \text{(MPa)} \tag{34}$$

Razne metode projektiranja razvijene su za idealizaciju ponašanja sustava“uokvirenog ziđa“ pri djelovanju potresnog opterećenja. Postojeći makro modeli uključuju pojednostavljene modele temeljene na fizikalnom razumijevanju ponašanja zidanog ispuna i obično uključuju koncept ekvivalente tlačne dijagonale. Koncept se temelji na pretpostavci da bez obzira na način otkazivanja nosivosti, odvajanje zidanog ispuna uvijek nastaje u nasuprotnim kutovima, te se može zamijeniti tlačnom dijagonalom.

Koncept ekvivalent dijagonale je prvi predstavio Polyakov (1956.), a kasnije Holmes (1961.) i Stafford Smith (1962.). Za primjenu ovog koncepta širina zamjenjujuće tlačne dijagonale *w* je najvažniji parametar. Stafford Smith (1962.) je predložio primjenu promjenjive širine koja ovisi o odnosu krutosti između okvira i ispune s kontaktnom duljinom u opterećenim kutovima. Kasnije su Stafford Smith i Carter (1969.) razvili metodu za analizu a-b okvira sa zidanim ispunom, temeljenu na horizontalnoj krutosti sustava i efektivnoj širini dijagonale. Osnovni parametar njihove metode, bezdimenzijski koeficijent krutosti λ_h (izraz (1)) predstavlja mjeru relativne krutosti armiranobetonskog okvira i zidanog ispuna (viša vrijednost odgovara fleksibilnijem okviru).

$$\lambda_h = h\sqrt[4]{\frac{E_i \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4E_c \cdot I \cdot h'}}$$

Bezdimenzijski parametar definiran je pomoću materijalnih i geometrijskih ulaznih podatka iz EDIF baze, pa je njegovim uključivanjem u analizu za primjenu neuralnih mreža broj ulaznih podataka reduciran na sedam najvažnijih (a, b, g, r_c, f_y, λ_h, V).



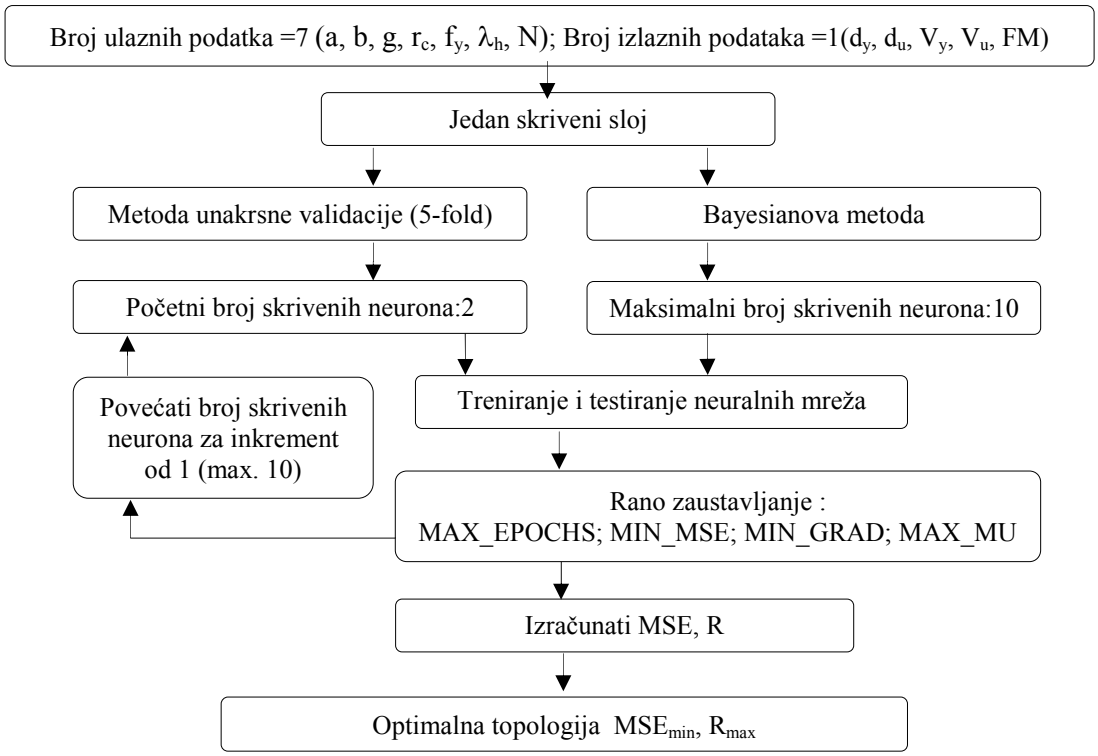
Slika 29. λh koeficijent krutosti za 113 eksperimentalnih uzoraka iz Eksperimentalne baze EDIF

4.3. Primijenjena topologija neuralne mreže

Prikupljena eksperimentalna baza podatka (EDIF) obuhvaća ulazne i izlazne rezultate 113 eksperimentalnih uzoraka jednokatnih, jednorasponskih okvira sa zidanim ispunom. Studija primjene neuralnih mreža napravljena je na bazi od 113 uzoraka sa 7 najvažnijih ulaznih (poglavlje 4.2.) i 5 izlaznih parametara.

Zbog relativno malog broja uzoraka EDIF baze, za određivanje optimalne topologije neuralnih mreža za svaki pojedini izlaz primijenjene su metode unakrsne validacije i Bayesianove regulacije. Metoda unakrsne validacije je primijenjena s ciljem utvrđivanja točnog modela neuralne mreže. U obje metode primijenjen je Levenberg-Marquardt algoritam treniranja. Set za treniranje i testiranje su određeni na osnovu slučajnog odabira: 80% uzoraka za treniranje i 20% za testiranje. Uporabljena je višeslojna neuralna mreža s adaptivnim težinskim udjelima.

Broj neurona u ulaznom sloju bio je jednak broj ulaznih parametara. Hiperbolička tangentna sigmoidna aktivacijska funkcija (tansig) je primijenjena za skriveni sloj. Izlazni sloj imao je samo jedan neuron (model neuralne mreže je određen za svaku pojedini izlaz), dok je za aktivacijsku funkciju uporabljena linearna funkcija (purelin). Za 5-fold unakrsnu validaciju provedena je optimalizacija topologije mreže variranjem broja neurona u skrivenom sloju od 2 do 10. Bayesianova metoda je provedena s maksimalno 10 neurona u skrivenom sloju.



Slika 30. Dijagram toka odabira optimalne topologije neuralne mreže

Optimalizacija neuralne mreže je temeljena na minimalnoj srednjoj kvadratnoj pogrješci i maksimalnom koeficijentu korelacije, MSE_{min} and $R_{max.}$ Treniranje neuralne mreže je završeno kada je nastupio jedan od zadanih uvjeta:

1) Dosegnut je maksimalni broj od 10000 epoha (ciklusa učenja) (MAX_EPOCHS).
2) MSE ima minimalnu vrijednost od 1% varijance izlaznog parametra (MIN_MSE).
3) Gradijent Levenberg-Marquardt algoritma ima manju vrijednost od $1 \times e^{-10}$ (MIN_GRAD).
4)Adaptivna *mu* vrijednost Levenberg-Marquardt algoritma ima veću vrijednost od$1 \times e^{10}$(MAX_MU).

4.4. Usporedba rezultata i odabir optimalne topologije

Kvaliteta predviđanja istrenirane neuralne mreže procjenjena je na 23 eksperimentalna uzorka (20% uzoraka iz EDIF baze) koje neuralna mreža "nije vidjela". Prikazani su rezultati za obje metode: unakrsna validacija za 5-fold (preklapanja) i Bayesianova regulacija.

Rezultati dobiveni obradom podataka eksperimentalne baze podataka prikazani su preko točnosti treniranja i testiranja neuralnih mreža i kontrole rezultata za pet izlaznih parametara.

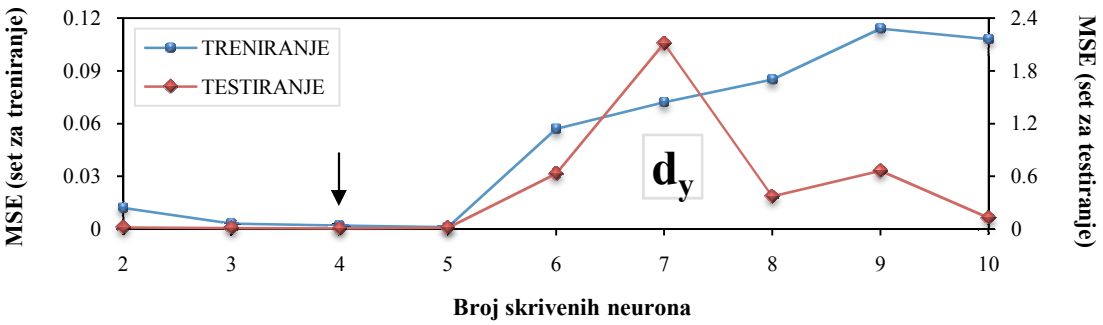
4.4.1. Međukatni pomak u području popuštanja - d_y

Važnost predviđanja vrijednosti međukatnog pomaka u području popuštanja u kojem konstrukcija prelazi iz elastičnog u nelinearno plastični stadij neophodno je eksplicitno izraziti radi primjene u postupku definiranja stanja „ograničenog oštećenja“.

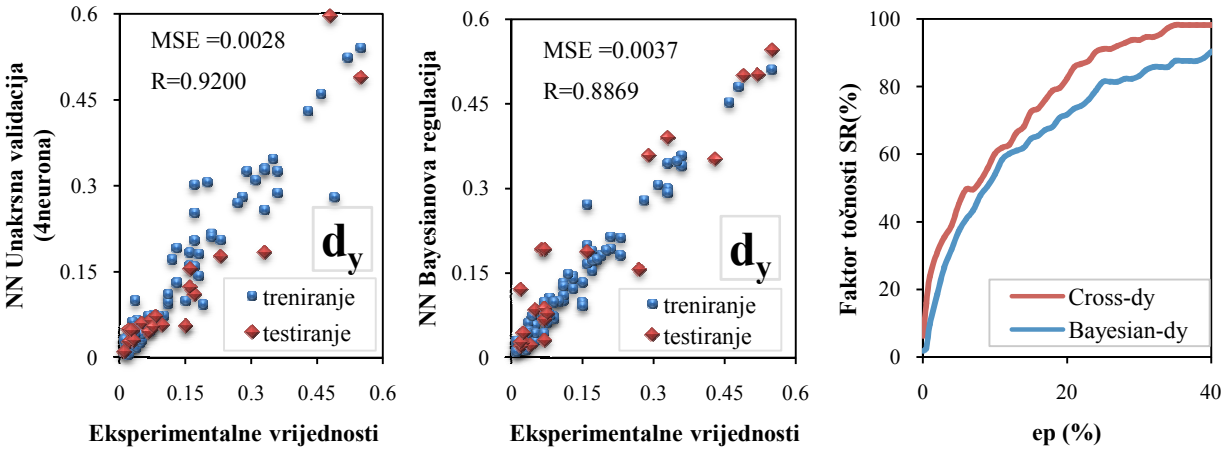
U postupku treniranja i testiranja broj neurona značajno utječe na razinu točnosti predviđanja kod metode unakrsne validacije. Najmanje pogrješke u ovisnosti o broju neurona (tablica 8.) bile su za neuralne mreže koje su imale 3, 4 i 5 skrivenih neurona u skrivenom sloju (slika 31). Neuralna mreža sa 4 neurona u skrivenom sloju imala je najmanju srednju kvadratnu pogrješku i najveći koeficijent korelacije za unakrsnu validaciju. Srednja vrijednost koeficijenta korelacije bila je 0,93 za set za treniranje i 0,50 za set za testiranje, kod kojeg je vrijednost značajno manja u odnosu na mrežu sa 4 skrivena neurona (41%).

Tablica 8. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za pomak u području popuštanja u ovisnosti o broju neurona

Broj skrivenih neurona		Set za treniranje		Set za testiranje	
		MSE	R	MSE	R
Unakrsna validacija s 5 preklapanja	2	0.012	0.9162	0.018	0.5244
	3	0.003	0.9152	0.0126	0.7718
	4	**0.002**	**0.9532**	**0.008**	**0.8397**
	5	0.001	0.9671	0.014	0.6778
	6	0.057	0.9328	0.631	0.1039
	7	0.072	0.9846	2.110	0.2960
	8	0.085	0.8910	0.37	0.2627
	9	0.114	0.9232	0.661	0.4694
	10	0.108	0.9295	0.126	0.5457
Bayesianova regulacija	**max.10**	**0.0004**	**0.9837**	**0.0166**	**0.7142**



Slika 31. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za pomak u području popuštanja



Slika 32.Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za pomak u području popuštanja

Obje metode za treniranje i testiranje dale su vrlo slične rezultate. Dobivene vrijednosti srednje kvadratne pogrješke i koeficijenta varijacije prikazane su na slici 32. za sve eksperimentalne uzorke iz EDIF baze. Bayesianova regulacija je u odnosu na unakrsnu validaciju dala 4% nižu vrijednost koeficijenta korelacije i 24% veću vrijednost srednje kvadratne pogrješke.

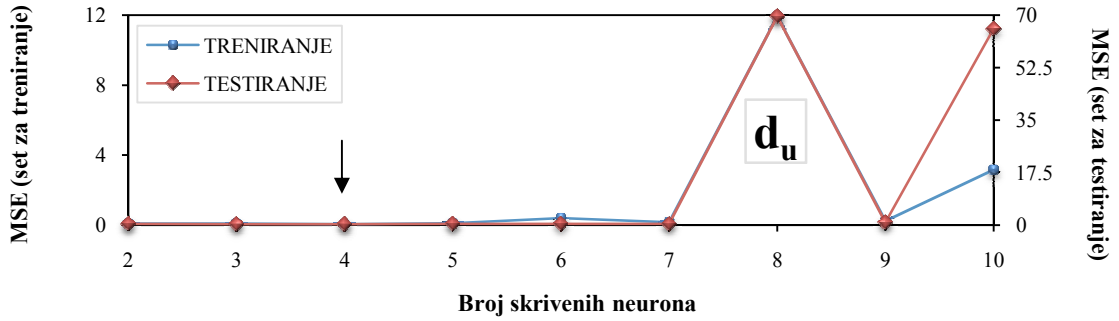
4.4.2. Međukatni granični pomak - d_u

Međukatni granični pomak (d_u) predstavlja pomak pri graničnoj nosivosti (V_u), odnosno točku primarne krivulje nakon koje nastaje progresivna degradacija konstrukcije. Ova točke predstavlja nastanak stanja „blizu rušenja“.

Neuralna mreža koja je dala najbolje rezultate za oba seta treniranja i testiranja primjenom unakrsne validacije bila je ona koja je sadržavala 4 neurona u skrivenom sloju modela neuralne mreže, na osnovu minimalne vrijednosti srednje kvadratne pogrješke i maksimalne vrijednosti koeficijenta korelacije (tablica 9 i slika 33).

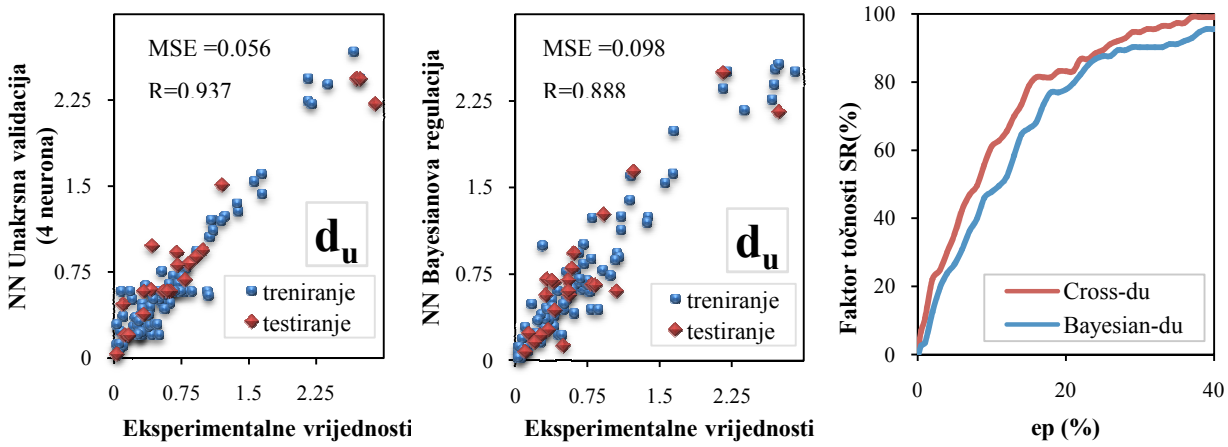
Tablica 9. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za međukatni granični pomak u ovisnosti o broju neurona

Broj skrivenih neurona		Set za treniranje		Set za testiranje	
		MSE	R	MSE	R
Unakrsna validacija s 5 preklapanja	2	0.093	0.899	0.440	0.336
	3	0.092	0.908	0.303	0.615
	4	**0.025**	**0.965**	**0.179**	**0.881**
	5	0.104	0.872	0.424	0.532
	6	0.396	0.437	0.418	0.058
	7	0.155	0.839	0.385	0.521
	8	11.94	0.043	69.63	0.218
	9	0.241	0.776	0.839	0.786
	10	3.161	0.2201	65.45	0.168
Bayesianova regulacija	**max.10**	**0.075**	**0.918**	**0.189**	**0.824**



Slika 33.Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neuron za granični međukatni pomak

Relativna pogrješka korelacijskog koeficijenta za set za treniranje i set za testiranje je 45% i 57% za broj skrivenih neurona jednak i veći od 5. Na slici 34. prikazane su vrijednosti svih međukatnih pomaka iz EDIF baze u odnosu na one dobivene neuralnim mrežama. Predviđanje Bayesianovom regulacijom u odnosu na unakrsnu validaciju rezultiralo je 5% nižom vrijednosti korelacijskog koeficijenta i 42% višom vrijednosti srednje kvadratne pogrješke.



Slika 34.Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za granični pomak

4.4.3. Sila u području popuštanja - V_y

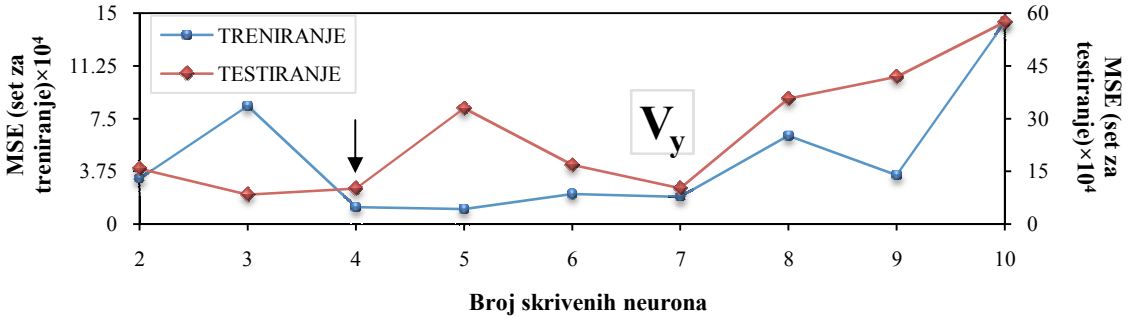
Sila u području popuštanja (V_y) predstavlja promjenu u ponašanju konstruktivnog sustava značajnom degradacijom krutosti u odnosu na inicijalnu. Ona odgovara pomaku d_y i za uokvireno zide odgovara pojavi prve pukotine..

Srednja kvadratna pogrješka je najniža, a koeficijent korelacije i u ovom slučaju najviši za 4 skrivena neurona kod metode unakrsne validacije. Prosječna relativna pogrješka u odnosu na

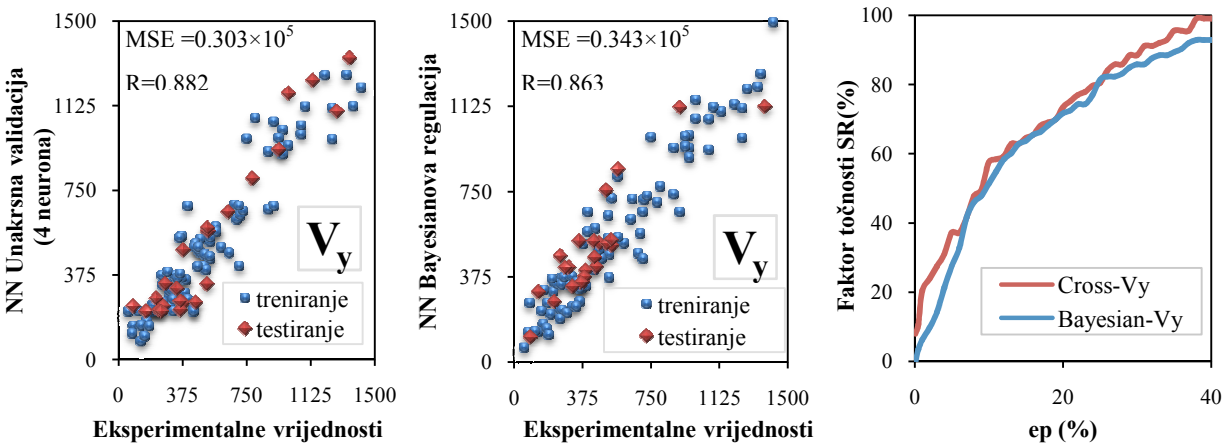
koeficijent korelacije referentne neuralne mreže iznosila je 12% za set za treniranje, odnosno 37% u odnosu na set za testiranje.

Tablica 10. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za silu u području popuštanja u ovisnosti o broju neurona

Broj skrivenih neurona		Set za treniranje		Set za testiranje	
		MSE($\times 10^4$)	R	MSE($\times 10^4$)	R
Unakrsna validacija s 5 preklapanja	2	3.23	0.845	15.78	0.529
	3	8.40	0.645	8.36	0.518
	4	**1.21**	**0.943**	**10.11**	**0.763**
	5	1.08	0.926	32.91	0.302
	6	2.14	0.807	16.81	0.343
	7	1.93	0.907	10.20	0.692
	8	6.27	0.802	35.66	0.466
	9	3.47	0.887	41.87	0.311
	10	14.33	0.682	57.43	0.383
Bayesianova regulacija	**max.10**	**3.86**	**0.856**	**1.76**	**0.893**



Slika 35.Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za silu u području popuštanja



Slika 36.Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za silu u području popuštanja

Vrijednosti sila u području popuštanja dobivene modelom neuralnih mreža prema unakrsnoj validaciji imale su 2% veći koeficijent korelacije i 13% nižu vrijednost srednje kvadratne pogreške u odnosu na Bayesianovu regulaciju.

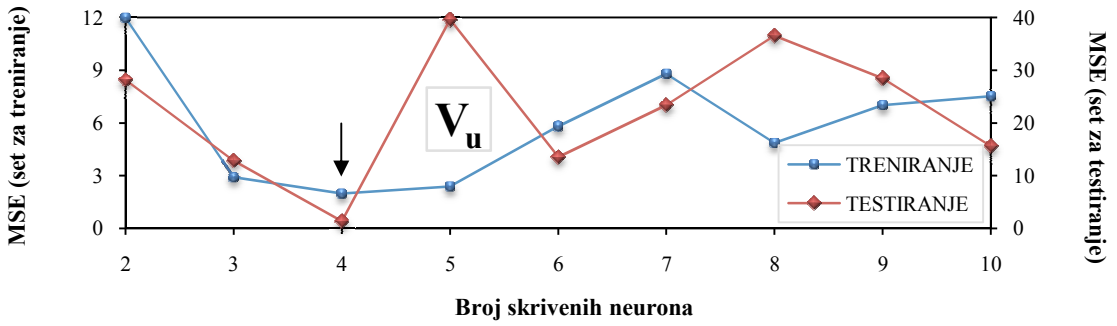
4.4.4. Granična sila nosivosti - V_u

Granična sila nosivosti V_u odgovara graničnom međukatnom pomaku d_u i određuje najvišu točku primarne krivulje. Ta točka predstavlja stanje granične maksimalne nosivosti sustava uokvirenog zida, koje prema području ponašanja odgovara stanju „blizu rušenja“. Njoj prethodi popuštanje ispuna s dosezanjem njegove granične nosivosti, odnosno stanje unutar kojeg uokvireno zide postiže maksimalnu vrijednost sile. Nakon tog stanja zidani ispun ima jako mali ili neznatan utjecaj horizontalnoj nosivosti sustava, tako da nosivost ovisi samo i isključivo o nosivosti AB okvira.

Tablica 11. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za graničnu silu nosivosti u ovisnosti o broju neurona

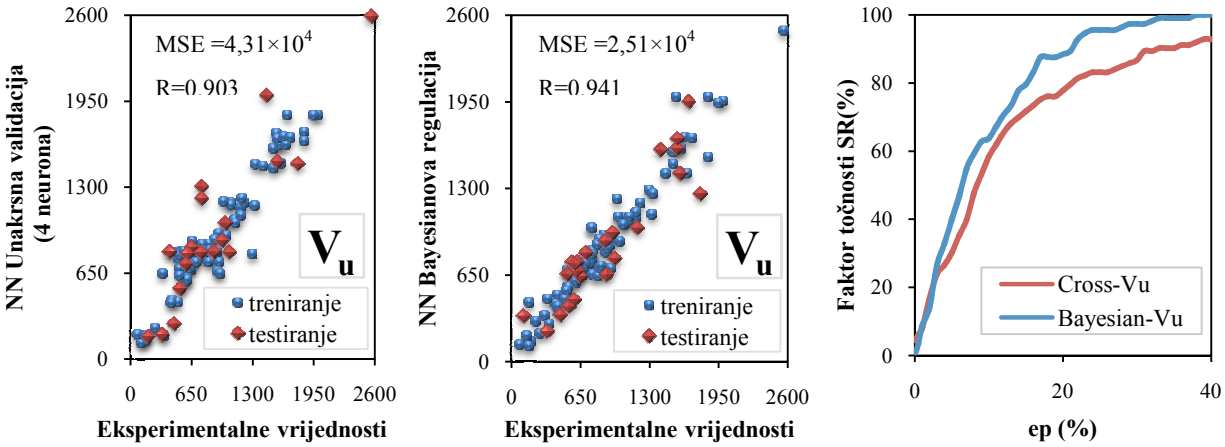
Broj skrivenih neurona		Set za treniranje		Set za testiranje	
		MSE($\times 10^4$)	R	MSE($\times 10^4$)	R
Unakrsna validacija s 5 preklapanja	2	11.97	0.635	28.13	0.384
	3	2.91	0.929	12.82	0.808
	4	**1.98**	**0.952**	**1.34**	**0.793**
	5	2.38	0.941	39.56	0.654
	6	5.81	0.883	13.51	0.614
	7	8.79	0.768	23.38	0.479
	8	4.86	0.904	36.54	0.359
	9	7.00	0.861	28.46	0.717
	10	7.51	0.868	15.6	0.547
Bayesianova regulacija	**max.10**	**2.052**	**0.954**	**4.72**	**0.892**

Srednja kvadratna pogrješka je imala najmanju, a koeficijent korelacije najvišu vrijednost za neuralnu mrežu sa četiri skrivena neurona prema metodi unakrsne validacije. Prosječni relativni koeficijent korelacije je iznosio17% za set za treniranje i set za testiranje u odnosu na referentnu neuralnu mrežu. Srednja vrijednost koeficijenta korelacije za set za treniranje je iznosila 0,86, dok je kod seta za testiranje vrijednost bila 0,59. Te vrijednosti su bile niže od onih dobivenih referentnom neuralnom mrežom (9% i 24%).



Slika 37. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za graničnu silu nosivosti

Na slici 38. prikazane su vrijednosti seta za treniranje i seta za testiranje u odnosu na eksperimentalne vrijednosti za graničnu silu nosivosti. Unakrsna validacija u odnosu na Bayesianovu regulaciju dala je 4% višu vrijednost koeficijenta korelacije i 40% višu vrijednost srednje kvadratne pogrješke.



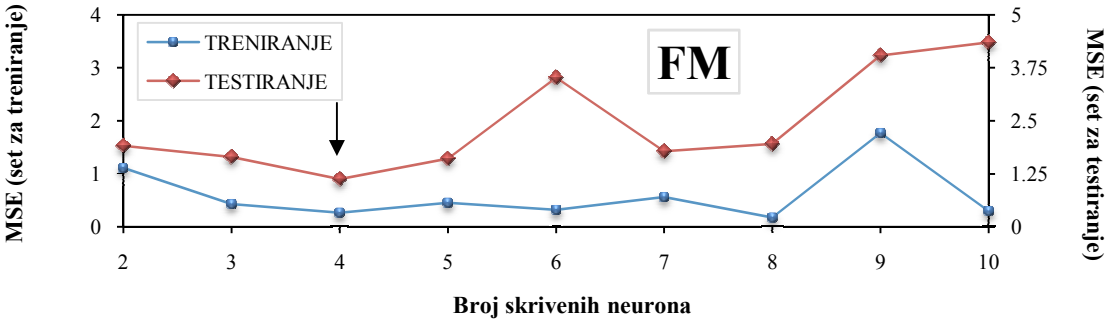
Slika 38. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za graničnu silu nosivosti

4.4.5. Model otkazivanja nosivosti - FM

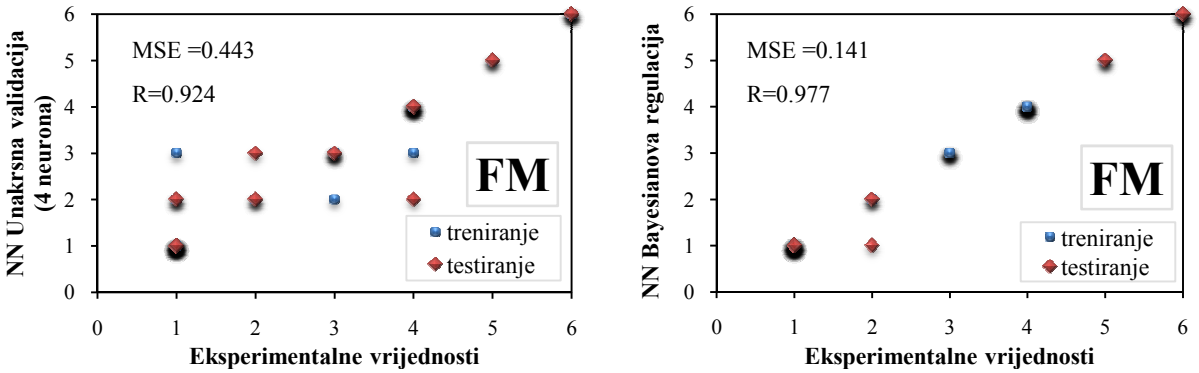
Modeli otkazivanja nosivosti detektiraju dominantni način sloma koji će nastupiti u uokvirenom zidu i ovise o različitim geometrijskim i materijalnim karakteristikama sustava kao što su relativna krutost okvira i zidanog ispuna, čvrstoća materijala komponenata kao i dimenzije konstrukcije. Modeli otkazivanja nosivosti mogu nastupiti u zidanom ispunu ili u elementima okvira ovisno o karakterizaciji komponente sustava po nosivosti i detaljno su opisani u poglavlju 1.2.

Tablica 12. Srednja kvadratna pogreška i koeficijent korelacije za model otkazivanja nosivosti u ovisnosti o broju neurona

Broj skrivenih neurona		Set za treniranje		Set za testiranje	
		MSE	R	MSE	R
Unakrsna validacija s 5 preklapanja	2	1.11	0.798	1.913	0.608
	3	0.433	0.931	1.651	0.724
	4	**0.267**	**0.953**	**1.13**	**0.828**
	5	0.456	0.914	1.608	0.825
	6	0.322	0.926	3.521	0.585
	7	0.562	0.921	1.783	0.682
	8	0.177	0.971	1.956	0.624
	9	0,277	0,817	4.04	0.472
	10	0.3	0.951	4.35	0.357
Bayesianova regulacija	**max.10**	**0**	**1**	**0.696**	**0.93**



Slika 39. Srednja kvadratna pogreška na setu za treniranje i testiranje u ovisnosti o broju skrivenih neurona za model otkazivanja nosivosti



Slika 40. Rezultati unakrsne validacije i Bayesianove regulacije za model otkazivanja nosivosti

Modeli otkazivanja nosivosti su prikazani kao kategorijska skupina podataka za razliku od prethodnih numeričkih izlaznih parametara. Kako je u ovom slučaju kategorijske skupine broj mogućih rezultata bio jednak broju mogućih načina otkazivanja nosivosti tako je i rasipanje rezultata

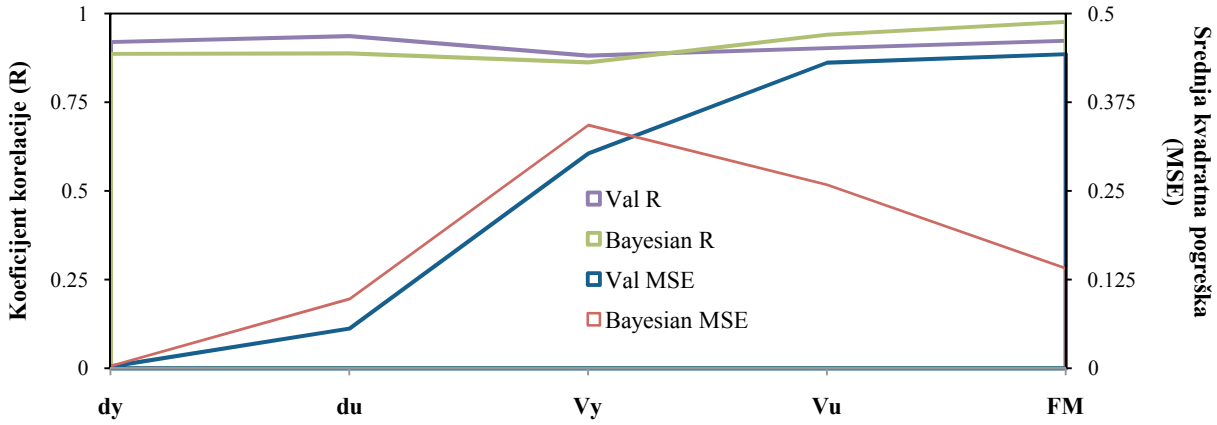
bilo manje, a što je vidljivo na slici 39. I u ovom slučaju broj skrivenih neurona koji je jednak 4 bio je dostatan za postizanje minimalne moguće pogrješke.

Bayesianova regulacija je dala nižu vrijednost srednje kvadratne pogreške (214%) i viši koeficijent korelacije (5%) u odnosu na metodu unakrsne validacije.

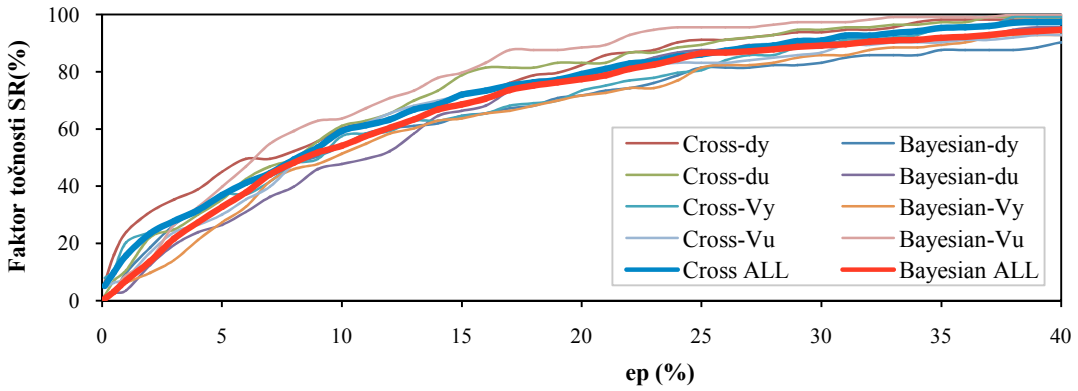
4.4.6. Usporedba točnosti predviđanja na osnovu tipa topologije neuralne mreže

Sposobnost predviđanja rezultata i dobivanje optimalnih algoritama neuronskih mreža testirani su na podacima eksperimentalne baze EDIF primjenom metoda unakrsne validacije i Bayesianove regulacije. Uspješnost predviđanja varira između 90% (međukatni pomak pri popuštanju), 91% (međukatni granični pomak), 87% (sila u području popuštanja), 92% (granična sila nosivosti) i 95% (model otkazivanja nosivosti) (slika 41).

S obzirom na faktor točnosti SR, svi modeli neuralnih mreža za oba pristupa dali su vrlo slične rezultate: 58% uzoraka po metodi Crossa i 56% uzoraka po metodi Bayesiana imalo je relativnu pogrešku manju od 10%, dok je 88% uzoraka prema obje metode imalo relativnu pogrješku manju od 20% (slika 42).



Slika 41.Usporedba unakrsne validacije (Val) i Bayesianove regulacije preko koeficijenta korelacije i srednje kvadratne pogreške



Slika 42.Usporedba unakrsne validacije (Val) i Bayesianove regulacije preko faktora točnosti

Obje metode dale su vrlo dobre i vrlo slične rezultate. Unakrsna validacija zahtijeva više proračunskog vremena, pa je stoga Bayesianov pristup prihvatljiviji i njime smo dobili optimalne neuralne mreže za svih 5 izlaza EDIF baze. Dobiveni rezultati pokazuju da se neuralne mreže, procesuirane na bazi podataka, mogu uporabiti za predviđanje stvarnog ponašanja armiranobetonskih okvira sa zidanim ispunom pri djelovanju potresa, s ograničenjem ulaza prema statističkom nizu ulaznih podataka.

5. MODELIRANJE A-B OKVIRA SA ZIDANIM ISPUNOM

Osnovni zahtjevi za prikladni numerički model za narednu opsežnu analizu procjene seizmičke oštetljivosti zgrada sustava uokvirenog zida su točnost unutar inženjerskih tolerancija, jednostavnost i pouzdanost. Pri selekciji optimalnog modela analizirane su mogućnosti i rezultati dobiveni pomoću softwera za neelastičnu dinamičku analizu RUAUMOKO (Carr, 2003.) i SEISMOSTRUCT ver. 6 (Seismosoft, 2012.).

5.1. Model elemenata a-b okvira

5.1.1. Općenito

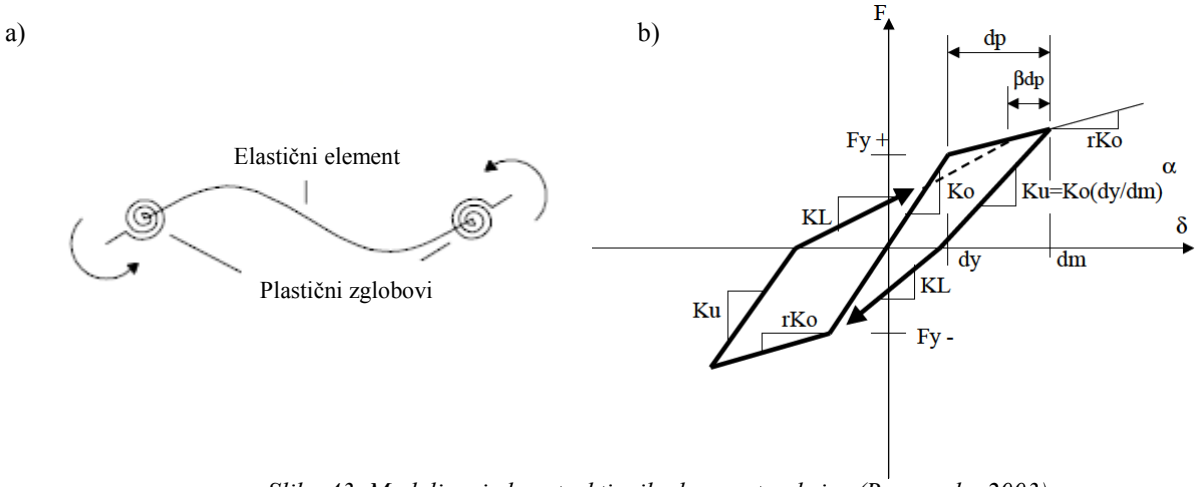
Kod armiranobetonskih okvirnih konstrukcija modeli elemenata moraju biti dovoljno točni, fizikalno podobni, učinkoviti i jednostavni. Svaki element okvira (stup, greda) se uobičajeno diskretizira u jedan element čije se ponašanje kontrolira fenomenološkim modelima u određenim kritičnim presjecima. Osim globalnog odgovora cjelokupne konstrukcije, modeli elemenata daju uvid u ponašanje samog elementa na lokalnom nivou, kao što su lokalna duktilnost i ocjena oštetljivosti i raspodjela istih.

Postoji mnogo prijedloga za modeliranje elemenata a-b okvira. Neki od njih uzimaju za pretpostavku neelastično ponašanje samo u definiranim područjima na krajevima elemenata, dok ostali uzimaju u obzir neelastičnost duž cijelog elementa da bi se na bolji način prikazalo stvarno ponašanje. U sljedećim poglavljima prikazati će se samo oni modeli elemenata koji su primjenjeni za analizu

5.1.2. Primjenjeni elementi okvira u programu Ruaumoko

Grede i stupovi su modelirani kao monodimenzionalni elastični elementi s neelastičnim ponašanjem koncentriranim u područjima plastičnih zglobova (Giberson, 1967.). Ovaj model za elemente okvira uokvirenog zida primijenjen je zbog prethodno potvrđene dobre prognoze ponašanja. Plastični zglob je definiran prikladnom histereznom krivuljom moment – zakrivljenost, koje mogu biti različite. U analizi je prihvaćeno modificirano Takeda histerezno pravilo (Otani,1974.) prikazano na slici 43.b) koje je definirano s tri parametra: α – rasterećenje jednako inverznoj vrijednosti kvadrata duktiliteta, β – ponovno opterećenje i NF – parametar opterećenja i rasterećenja. Četvrti parametar (KKK) je potreban da bi se definirao način rasteretnog dijela krivulje (=1 za rasterećenja prema DRAIN-2D; =2 za rasterećenje prema Emori, kao na slici 43.b). Vrijednosti parametara su usvojene kako slijedi: α=0,4; β=0; NF=1; KKK=1. Omjer početne krutosti i krutosti nakon početka tečenja definiran je faktorom Ramberg-Osgood (0,05) na osnovu bilinearna idealizacije krivulje odnosa momenta nosivosti i zakrivljenosti. Materijal betona je modeliran preko elastičnih karakteristika:

modula elastičnosti i modula posmika, uz geometrijske karakteristike: površina elementa, te moment inercije.

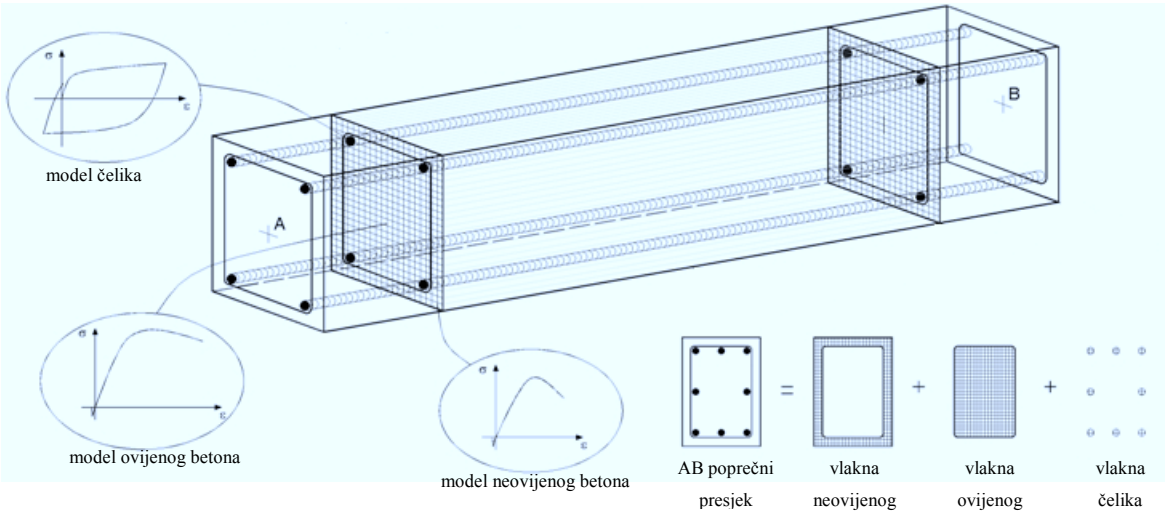


Slika 43. Modeliranje konstruktivnih elemenata okvira (Ruaumoko,2003)

a) Gibersonov model; b) Modificirana Takeda histereza (Otani, 1974)

5.1.3. Primjenjeni elementi okvira u programu – Seismostruct

Elementi okvira se definiraju konačnim elementima unutar poprečnog presjeka elementa i duž elementa. Njima se pripisuju karakteristike geometrijske i materijalne nelinearnosti. Stanje naprezanja i deformacija elemenata okvira se dobiva integracijom nelinearnog jednoosnog ponašanja materijala pojedinih vlakana (eng. fiber) u koje je poprečni presjek izdijeljen, pri čemu se proračunava nelinearnost po visini poprečnog presjeka i po duljini elementa.

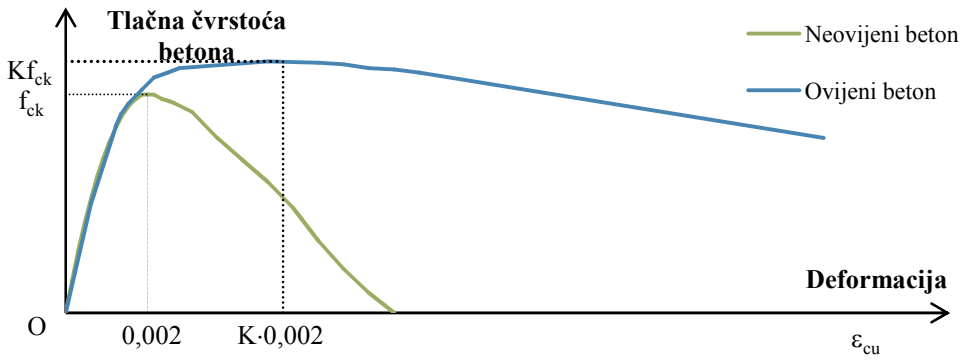


Slika 44. Podjela poprečnog presjeka na vlakna s definiranjem jednoosnog ponašanja materijala

Za analizu su primjenjeni force - based (FB) elementi s plastičnim zglobovima na krajevima elemenata jer su se prethodnom analizom varijacije tipa elemenata okvira pokazali kao preferirana opcija.

5.1.3.1. Materijalna nelinearnost betona i armaturnog čelika

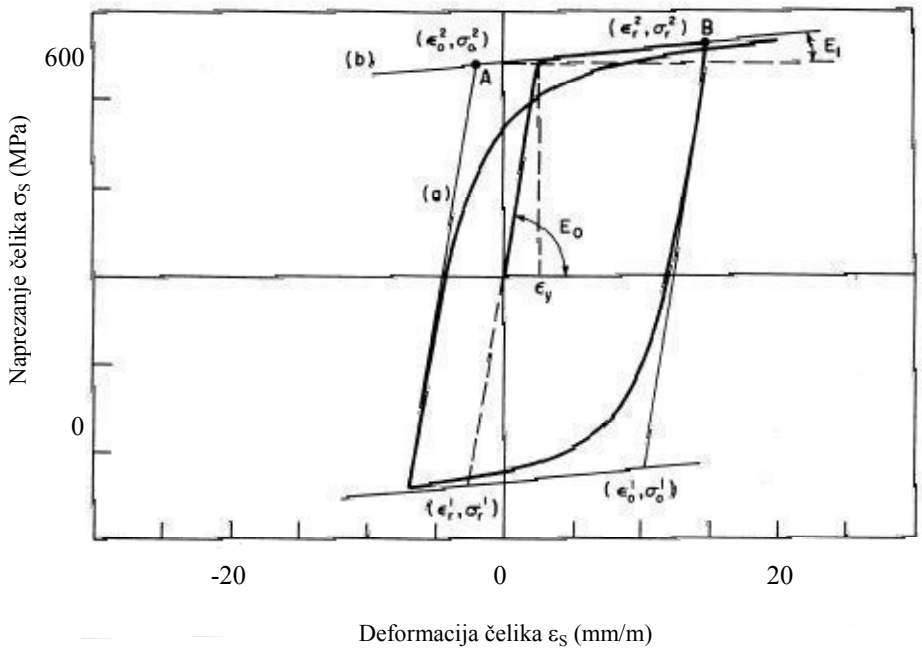
Za simuliranje nelinearnog ponašanja betona promjenjen je Manderov model (1988.) s konstantnom ovijenosti. Faktor ovijenosti (K) definiran je kao omjer između ovijenog i neovijenog naprezanja u betonu i koristi se za skaliranje odnosa naprezanje-deformacija po cijelog duljini raspona deformacija. Model materijala je primjenjen i za ovijeni dio elemenata (jezgra elemenata) i za neovijeni (zaštitini sloj elemenata), pri čemu je faktor ovijenosti za prvi uzet kao 1,2, a za drugi kao jedinična vrijednost. Vrijednost deformacije pri vršnom naprezanju neovijenog betona, u onim slučajevima u kojima nije bila poznata ta vrijednost, uzeta je kao 0,002.



Slika 45. σ-ε dijagram za model betona prema ovijenosti(Mander,1988.)

Za armaturni čelik primijenjen je model Menegotto-Pinto (1973.). Model materijala mora pravilno opisati njegovo histerezno ponašanje pri cikličnom djelovanju. Raspon deformacija kojima su armaturne šipke izložene značajno se razlikuje u odnosu na konstruktivne čelične elemente u kojima su tlačne deformacije značajno manje u odnosu na vlačne. To je uzrokovano smanjenjem veze između betona i armature i zatvaranjem pukotina pri čemu se armaturne šipke štite od prekomjernog popuštanja u tlaku prije nego dođe do raspadanja zaštitnog sloja betona. Dokle god je poprečni presjek neraspucan ili su prethodno otvorene pukotine zatvorene bez značajnog oštećenja zaštitnog sloja, tlačne sile preuzima beton. U slučaju otvaranja pukotina raskidanje veze u blizini pukotine sprječava nagli porast sile u armaturnom čeliku. Kod odabira prikladnog modela nužno je utvrditi numeričku učinkovitost zbog velikog broja iteracija i evaluacije funkcije naprezanje–deformacija u svakom koraku opterećenja. Uzimajući u obzir potrebu za pojednostavljenjem u pogledu točnosti, model se mora temeljiti na pretpostavci da će pukotine koje nastaju po visini elementa ostati otvorene tijekom promjene momenata, uzrokujući kontrolu histereznog odgovora presjeka samo preko ponašanja

armaturnog čelika. Točnije, mora se uzeti u obzir Bauschingerov efekt. Ova činjenica onemogućuje primjenu jednostavnog bilinearnog modela u svim slučajevima opterećenja osim u slučaju monotonog.



Slika 46. Model čelika prema Menegotto-Pinto (1973.)

Model uporabljen u numeričkoj analizi je definiran pomoću parametara prikazanih u tablici 13. Unatoč jednostavnosti formulacije model omogućuje reprodukciju eksperimentalnih rezultata unutar područja mogućih deformacija konstruktivnog čelika.

Tablica 13. Parametri modela Menegotto-Pinto za ponašanje čelika

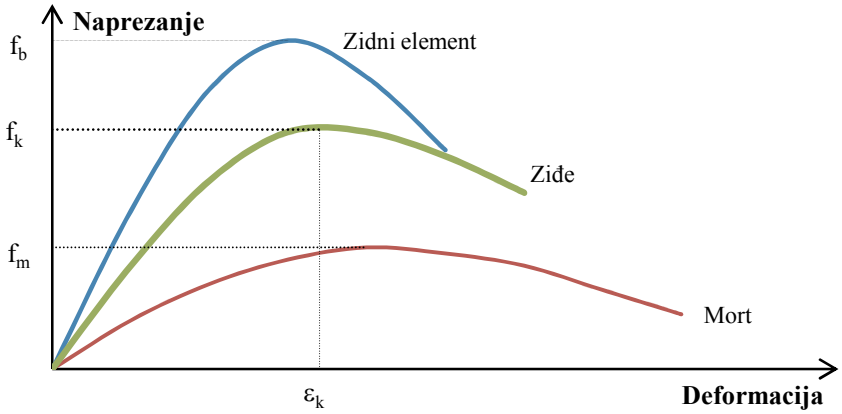
Parametar	Vrijednost	Preporuka
R_0	20	Menegotto-Pinto (1973)
a_1	18,5	Menegotto-Pinto (1973)
a_2	0,15	Menegotto-Pinto (1973)
a_3	0,01	Filippou i ostali (1983)
a_4	7	Filippou i ostali (1983)

5.2. Model zidanog ispuna

Ciklično ponašanje zidanog ispuna je modelirano histereznim pravilom koje je predložio Crisafulli (1997) koje simulira aksijalni odgovor zida. Ovaj model uzima u obzir nelinearni odgovor zida u tlaku, uključujući efekte kontaktne duljine u raspucanom materijalu.

5.2.1. Karakteristike zida

Zide predstavlja materijal koji svoje optimalnu funkciju postiže pri tlačnom opterećenju. Tlačna čvrstoća predstavlja jedan od najvažnijih parametara za kvantifikaciju njegovih karakteristika. Zide je neelastični, nehomogeni i anizotropan materijal sastavljen od dva materijala potpuno različitih karakteristika: krutih zidnih elemenata i relativno mekšeg morta. Pri horizontalnom opterećenju zide se niti u području malih deformacija ne ponaša elastično. Čvrstoća i krutost zida se po vrijednostima nalazi između svojstava zidnih elemenata i morta (slika 47). Njegova tlačna čvrstoća f_k, ovisi o mehaničkim karakteristikama konstitutivnih materijala i načinu povezivanja.



Slika 47. Dijagram naprezanje-deformacija za zidni element, mort i zide

Faktori koji utječu na tlačnu čvrstoću zida su:

- Tlačna čvrstoća zidnih elemenata f_b – općenito je prihvaćeno da tlačna čvrstoća zidnih elemenata predstavlja glavni indikator kvalitete zida. Vlačna čvrstoća zida, koja predstavlja osnovni faktor u slučaju sloma u zidu izazvanog horizontalnih slomom zidnog elementa, ovisi o tlačnoj čvrstoći zidnog elementa.

- Čvrstoća morta f_m – u većini slučajeva čvrstoća zidanog elementa ima veći utjecaj na čvrstoću zida u odnosu na čvrstoću morta, ali je i evidentno povećanje čvrstoće u slučaju jačeg morta. Utjecaj morta je izraženiji za niske vrijednosti omjera debljine morta i visine zidnog elementa i za visoke vrijednosti omjera vlačne i tlačne čvrstoće zidnih elemenata.

5.2.1.1. Određivanje tlačne čvrstoće zida

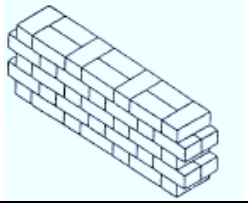
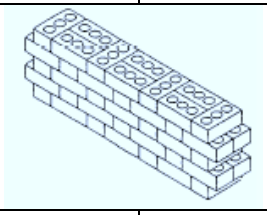
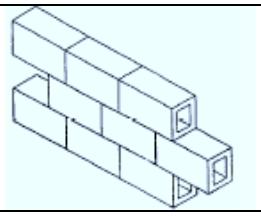
Ukoliko ne postoje eksperimentalni podaci za tlačnu čvrstoću zida, ista se može odrediti na osnovu analitičkih izraza dobivenih na osnovu eksperimentalnih ispitivanja.

Prema Eurokodu 6 (CEN 2005) tri tlačne čvrstoće su prikladno povezane izrazom:

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta} \tag{35}$$

gdje je K faktor korekcije, α i β su konstante, koje uzimaju u obzir veličinu i oblik zidanih elemenata, te postotak šupljina. Kako f_k ne ovisi o čvrstoći morta koliko o čvrstoći zidnih elemenata, pa je stoga α veće od β. Vrijednosti α i β prema Eurokodu 6 (CEN 2005) iznose 0,65 i 0,25, dok konstanta K varira od 0,4 do 0,6 ovisno o karakteristikama zidnih elemenata i vezi između zidnog elementa i morta (tablica 14.). Te vrijednosti se odnose samo za mort čija tlačna čvrstoća ne prelazi vrijednost od 20 N/mm^2 ili dvostruku vrijednost f_b.

Tablica 14. Određivanje konstante K ovisno o karakteristikama zidnih elemenata

	Grupa 1	Grupa 2a	Grupa 2b	Grupa 3
Konstanta K u ovisnosti u grupi zidnih elemenata				
Volumen šupljina (% od bruto volumena)	≤ 25	25-45 (glina); 25-50 (beton)	45-55 (glina); 50-60 (beton)	≤ 70
Vertikalna sljubnica morta nije prisutna kroz cijeli zid ili jedna dio zida	0,6	0,55	0,50	0,40
Vertikalna sljubnica morta prisutna kroz cijeli zid ili jedna dio zida	0,5	0,45	0,40	0,40

Na osnovu regresijske analize podataka dobivenih eksperimentalnom studijom, Dayaratnam (1987.) je predložio drugačije vrijednosti za K, α i β prema sljedećoj jednadžbi:

$$f_k = 0{,}275 f_b^{0,5} f_m^{0,5} \tag{36}$$

Masonry Standards Joint Committee (2002.) je na osnovu ispitivanja zida od pune opeke predložio izraz za određivanje tlačne čvrstoće zida:

$$f_k = A(400 + Bf_b)(psi) \tag{37}$$

gdje je A=1 za ispitano zide, B varira od 0,2-0,25 za različite vrste morta. Mjerna jednica za f_b u gornjoj jednadžbi je psi (1MPa ≈145psi).

Kaushik (2007.) je na osnovu provedenih eksperimentalnih ispitivanja obradom podataka regresijskom analizom i metodom najmanjih kvadrata izrazio sljedeću jednadžbu:

$$f_k = 0{,}63 f_b^{0{,}49} f_m^{0{,}32} \tag{38}$$

Hendry i Malek (1990.) su na osnovu ispitivanja nekoliko stotina uzoraka predložili sljedeće izraze:

$$f_k = 1{,}242 f_b^{0{,}531} f_m^{0{,}208} \tag{39}$$

$$f_k = 0{,}334 f_b^{0{,}778} f_m^{0.,234} \tag{40}$$

Mehlmann i Oppermann (1988.) su definirali izraz za vezu između čvrstoće zidnih elemenata i morta i tlačne čvrstoće zida prema izrazu:

$$f_k = 0{,}83 f_b^{0{,}66} f_m^{0.,18} \tag{41}$$

Za definiranje relevantne formule za određivanje tlačne čvrstoće zida, na osnovu eksperimenata koje su proveli Matošević (2008.), Kaushik (2007.), Sarangpani (2005.), Tomaževič (1999.), Rai (1996.) i Naraine (1996.) napravljena je evaluacija prethodnih izraza (tablica 15).

Eksperimentalne vrijednosti tlačne čvrstoće zidnih elemenata variraju od 2,5 do 20,8 MPa, tlačne čvrstoće morta od 0,5 do 20,6 MPa i tlačne čvrstoće zida od 1,21 do 7,5 MPa. Za evaluaciju analitičkih izraza uporabljena je relativna pogrješka izražena u postotcima između vrijednosti određenih analitičkim izrazima u odnosu na eksperimentalne.

Eurokod 6 (2005.), uz ograničenje primjene izraza za tlačne čvrstoće morta veće od 20MPa, je u pretpostavci vrijednosti dobivenih eksperimentom rezultirao srednjom relativnom pogrješkom za dvanaest promatranih uzoraka od 24%.

Izraz Dayaratnama (1987.) za određivanje vrijednosti tlačne čvrstoće zida, za četrnaest uzoraka dao je srednju relativnu pogrešku od 27 %.

Masonry Standards Joint Committee (2002.) sa svojim predloženim analitičkim izrazom je očekivano rezultirao velikim prosječnim odstupanjem od 84%, dok je prijedlog Kaushika (2007.) dao srednju relativnu pogrešku od 21%.

Prvi analitički izraz koji su predložili Hendry i Malek (1990.) je dao najveće prosječno odstupanje od svih analitičkih izraza od čak 119%, dok je njihov drugi izraz s najmanjim prosječnim odstupanjem s 11% prihvaćen kao referentni za određivanje tlačne čvrstoće zida.

Prijedlog analitičkog izraza Mehlmanna i Oppermanna (1988.) sa srednjom relativnom pogreškom od 90% značajno odstupa u odnosu na eksperimentalne rezultate promatranih uzoraka.

Tablica 15. Evaluacija izraza za određivanje tlačne čvrstoće zida

	Eksperimentalne vrijednosti (MPa)			Vrijednosti određene analitičkim izrazima različitih autora[1] (MPa) {%}						
Ispitivanje	f_b	f_m	f_k	EC6(35)[2]	D(36)	MSJC(37)	K(38)	H&M(39)	**H&M(40)**	M&0(41)
Naraine (1989) - 1	13,1	6,1	5,4	4,18{23}[3]	2,41{55}	5,38{0}	3,69{27}	7,09{31}	3,77{30}	6,28{16}
Rai (1996) – 1	17	9,9	7,3	5,59{23}	3,50{52}	6,16{16}	5,26{28}	9,01{23}	5,18{29}	8,14{11}
Tomaževič (1999) - 1	10	0,5	2	1,88{6}	0,60{70}	4,76{138}	1,56{22}	3,65{83}	1,70{15}	3,35{67}
Tomaževič (1999) - 2	15	2,5	2,5	3,66{46}	1,65{34}	5,76{130}	3,18{27}	6,33{153}	3,40{36}	5,85{134}
Sarangpani (2002) - 1	8,2	3,1	2,3	2,60{13}	1,36{41}	4,40{91}	2,54{10}	4,80{109}	2,24{3}	4,08{77}
Sarangpani (2005) - 1	10,7	4,1	2,9	3,32{15}	1,79{38}	4,90{69}	3,16{9}	5,86{102}	2,94{1}	5,11{76}
Sarangpani (2005) - 2	10,7	10,6	3,2	4,21{32}	2,88{10}	4,90{53}	4,28{34}	7,14{123}	3,67{15}	6,07{90}
Kaushik (2007) - 1	20,8	3,1	4,1	4,77{16}	2,17{47}	6,92{69}	4,00{2}	7,87{92}	4,62{13}	7,54{84}
Kaushik (2007) - 2	20,8	15,2	6,6	7,10{8}	4,80{27}	6,92{5}	6,66{1}	10,96{66}	6,70{1}	10,04{52}
Kaushik (2007) - 3	20,8	20,6	7,5	-[4]	5,59{25}	6,92{8}	7,34{2}	11,68{56}	7,19{4}	10,60{41}
Matošević (2008) - 1	15	5,13	2,61	4,37{67}	2,37{9}	5,76{121}	4,01{54}	7,35{182}	4,03{54}	6,65{155}
Matošević (2008) - 2	7,5	6,98	1,27	3,01{137}	1,95{54}	4,26{235}	3,15{148}	5,42{327}	2,52{99}	4,45{251}
Matošević (2008) - 3	2,5	6,98	1,21	-[4]	1,13{7}	3,26{169}	1,84{52}	3,03{150}	1,07{11}	2,16{78}
Matošević (2008) - 4	10	4,05	2,11	3,17{50}	1,72{19}	4,76{126}	3,05{44}	5,64{167}	2,78{32}	4,88{131}

[1] – EC6 = Eurokod 6 (2005), D = Dayaratnam (1987), MSJC = Masonry Standards Joint Committee (2002), K = Kaushik (2007), H&M = Hendry i Malek (1990), M&O = Mehlmann i Oppermann (1988).
[2] – Oznake u zagradama ( ) predstavljaju oznake jednadžbi analitičkih izraza autora iz [1]
[3] - Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene analitičkim izrazima u odnosu na eksperimentalne.
[4] – Eurokod 6 (1996) je primjenjiv samo za zide čija je čvrstoća morta manja od 20 MPa ili od dvostruke vrijednosti tlačne čvrstoće zidnog elementa f_b

5.2.1.2. Modul elastičnosti ziđa

Najveći broj izraza za određivanje modula elastičnosti ziđa je direktno povezan s tlačnom čvrstoćom ziđa i to u rasponu od $400f_k < E_i < 1000f_k$.

Paulay i Priestley (1992) i Eurokod 6 (2005.) daju prijedlog izraza za slučaj ziđa od glinenih zidnih elemenata:

$$E_i = 750\, f_k \tag{42}$$

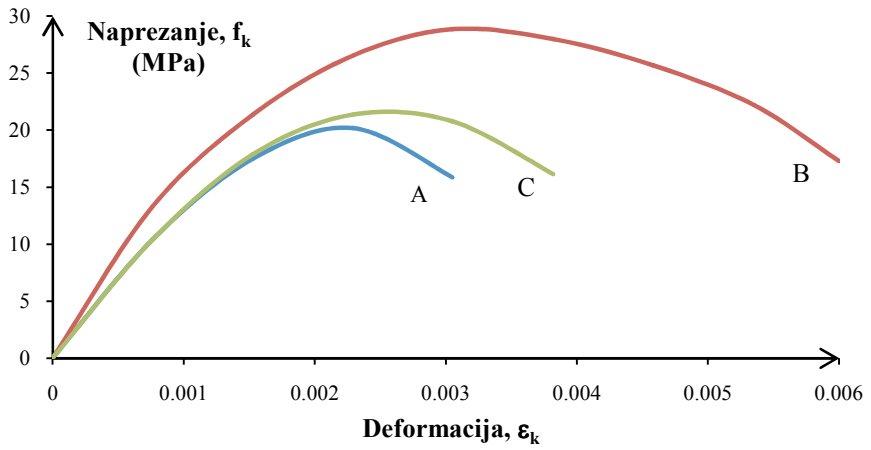
i izraz za slučaj betonskih zidanih elemenata:

$$E_i = 1000\, f_k \tag{43}$$

FEMA 306 i Kaushik (2007.) predlažu prosječnu vrijednost modula elastičnosti od $550f_k$ koja je i prihvaćena za mjerodavnu u daljnjoj analizi, dok IBC (2003.) i MJSC (2002.) preporučuju vrijednost od $700f_k$.

5.2.1.3. Dijagram naprezanje- deformacija za ziđe

Jedini parametri za elastičnu analizu ziđa su modul elastičnosti i tlačna čvrstoća, međutim u nelinearnom području potrebno je osim tih parametara poznavati vezu naprezanja i deformacija do samog sloma. Na slici 48. su prikazani rezultati dobiveni ispitivanjem ziđa Powella i Hodgkinsona (1976.) za uzorke ziđa od šupljih zidnih elemenata i pune opeke zajedno s mortom izrađen prema volumenskom omjeru 1:1/4:3 (cement:vapno:pijesak).



Slika 48. Dijagram naprezanje deformacija za različite uzorke ziđa A – šuplja opeka, B i C – puna opeka (Powell i Hodgkinson, 1976)

Eksperimentalni podaci koje je prikupio Hendry (1990.) pokazuju da se vrijednost deformacije ε_k kreće u rasponu od 0,001 do 0,0045. Ispitivanja koje je proveo Abrams (1992.) uporabom pune opeke s različitim vrstama morta pokazao je da se ε_k kreće od 0,0055 do 0,0088 (više vrijednosti odgovaraju ziđu s nižim tlačnim čvrstoćama morta).

Powell i Hodgkinson (1976.) su na osnovu provedenih eksperimentalnih ispitivanja zaključili da se ε_k kreće od 0,002 do 0,004, dok se granična deformacija kreće u rasponu od 0,003 do 0,006. Također, zaključili su da su sve krivulje vrlo slične u bezdimenzionalnom omjeru, tako da su krivulju naprezanje-deformacija predstavili formulom:

$$\frac{f_k}{f'_k} = 2\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon'_k} - \left(\frac{\varepsilon_k}{\varepsilon'_k}\right)^2 \tag{44}$$

gdje su f_k i ε_k naprezanje i deformacija u datoj točki krivulje, a f_k' maksimalna vrijednost naprezanja, dok je ε_k' pripadajuća deformacija.

Kaushik (2007.) je na osnovu rezultata eksperimentalne studije zaključio da se početni dio krivulje može izraziti pomoću parabolične krivulje, kao što su to zapazili i Paulay i Priestley (1992.) i Priestley i Elder (1983).

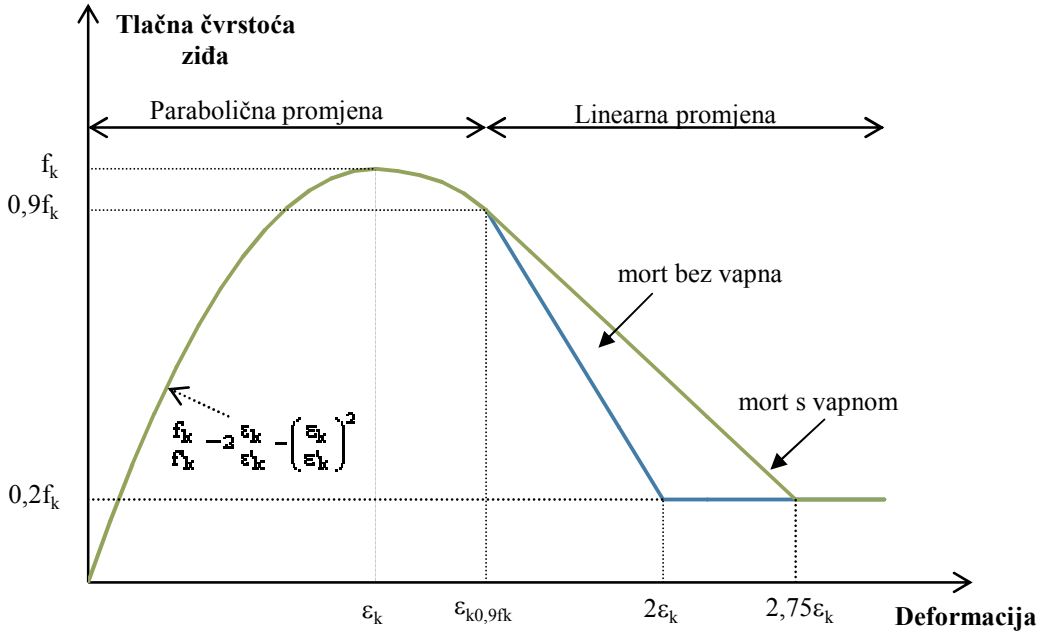
Prema Kaushiku (2007.) parabolična krivulja vrijedi sve dok se maksimalno tlačno naprezanje ne spusti do vrijednosti od 90%. Nakon što nivo naprezanja dosegne vrijednost od $0{,}9f_k'$ na padajućem dijelu krivulja se aproksimira kao linearni pravac do rezidualne vrijednosti od $0{,}2f_k'$.

Kaushik (2007.) je predložio i izraz za određivanje deformacije koja odgovara maksimalnom tlačnom naprezanju ziđa:

$$\varepsilon_k = C_m \frac{f_k'}{E_i^{0,7}} \tag{45}$$

$$C_m = \frac{0{,}27}{f_m^{0,25}} \tag{46}$$

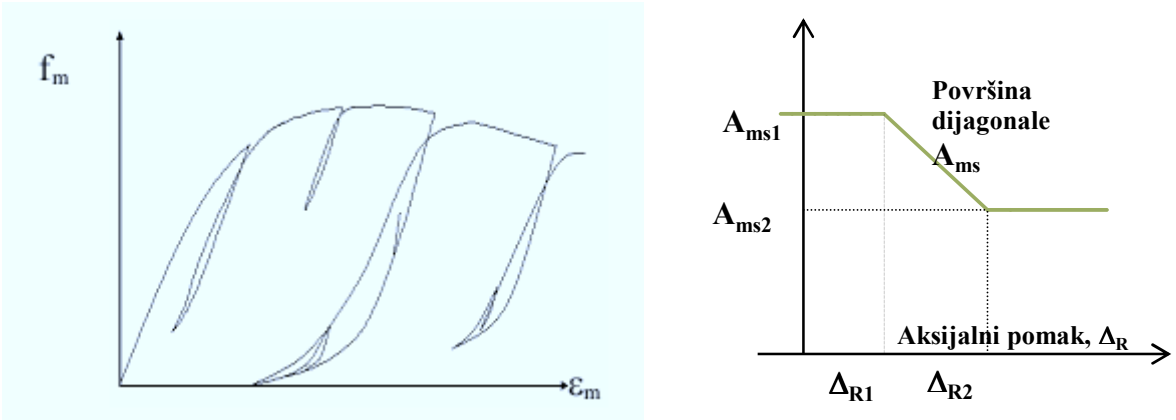
gdje je C_m faktor koji ovisi o čvrstoći morta f_m. Također je zaključio da se granična deformacija ziđa smanjuje s povećanjem čvrstoće morta i taj efekt je uključio u analizu i to pri definiranju granične deformacije kojom dominira slabija komponenta, u ovom slučaju mort.



Slika 49. Dijagram naprezanje – deformacija ziđa prema Kaushiku (2007)

Kao što je prikazano na slici 49. granična deformacija ziđa prema Kaushiku (2007.) u slučaju morta s vapnom iznosi $2,75\varepsilon_k$ ili bez vapna $2\varepsilon_k$, jer sadržaj vapna u mortu doprinosi većoj duktilnosti morta.

5.2.1.4. Ciklično ponašanje ziđa (zidanog ispuna) i histerezni model



Slika 50. a) Ciklični model zidanog ispuna; b) promjena površine tlačnih dijagonala u funkciji aksijalnih pomaka ili deformacija (Crisafulli, 1997.)

Model koji je predložio Crisafulli (1997.) za histerezno ponašanje zida uzima u obzir njegov nelinearni odgovor u tlaku. Kako model dozvoljava varijaciju površine poprečnog presjeka dijagonala kao funkciju aksijalne deformacije elementa tako je moguće uzeti u obzir gubitak krutosti pri skraćenju kontaktne duljine između okvira i zidanog ispuna pri povećanju horizontalnog opterećenja (slika 50).

Ulazni podaci koji su potrebni za definiranje modela aksijalnog ponašanja zida i karakteristika ekvivalentne dijagonale su:

$f_{m\theta}$- tlačna čvrstoća zida koje se odnosi na dijagonalnu nosivost zidanog panela te ne predstavlja uobičajenu tlačnu čvrstoću zida. Ako ne postoje eksperimentalni rezultati vrijednosti ovoga parametra, tada je najtočniji pristup proračun ove vrijednosti povezan s mogućim mehanizmima sloma te je mjerodavno usvajanje najniže vrijednosti tlačne čvrstoće – to je otpornost koja odgovara najvjerojatnijem mehanizmu sloma panela ispune. Za četiri oblika sloma daju se četiri izraza:

- stepeničasti posmični slom:

$$f_{m\theta(1)} = \frac{0{,}6 \cdot f_{ws} + 0{,}3 \cdot \sigma_v}{\frac{b_w}{d_w}} \tag{47}$$

- horizontalni posmični slom:

$$f_{m\theta(2)} = \frac{\left(1{,}2 \cdot \sin\theta + 0{,}45 \cdot \cos\theta\right) \cdot f_{wu} + 0{,}3 \cdot \sigma_v}{\frac{b_w}{d_w}} \tag{48}$$

- slom u kutovima ispuna:

$$f_{m\theta(3)} = \frac{1{,}12 \cdot f_k \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta}{K_1 \cdot (\lambda h)^{-0.12} + K_2 \cdot (\lambda h)^{0.88}} \tag{49}$$

- dijagonalni slom ispuna:

$$f_{m\theta(4)} = \frac{1{,}16 \cdot f_k \cdot tg\theta}{K_1 + K_2 \cdot (\lambda h)} \tag{50}$$

gdje je f_{ws} posmična otpornost dobivena ispitivanjem dijagonalnog tlaka, σ_v je okomito naprezanje uslijed gravitacijskih opterećenja f_{wu} je posmična otpornost pri klizanju dobivena ispitivanjem pri triplet test, f_k tlačna otpornost zida, h je međukatna visina. Ukoliko za f_{ws}, f_{wu} nema eksperimentalnih podataka iste se mogu odrediti prema preporuci Ali (2012.) na osnovu tlačne čvrstoće morta:

$$f_{ws} = 0{,}07 \cdot f_m^{\,0{,}8} \tag{51}$$

$$f_{wv} = 0{,}0326 \cdot f_m^{\,0{,}6633} \tag{52}$$

dok se f_k treba odrediti prema izrazu (40) koji su predložili Hendry i Malek (1990.) (ispitivanjem uzoraka ziđa).

Tablica 16. Parametri ekvivalentne dijagonale potrebni za definiranje najvjerojatnijeg mehanizma sloma zidanog ispuna (Bertoldi, Decanini, Gavarini, 1993.)

	λh<3,14	3,14<λh<7,85	λh>7,85
K_1	1,3	0,707	0,47
K_2	-0,178	0,01	0,04

f_t– vlačna čvrstoća ziđa ili čvrstoća veze između panela i okvira, mjerodavna je manja vrijednost. Kako je vlačna čvrstoća značajno manja od tlačne u nedostatku podataka može se usvojiti nulta vrijednost.

ε_m – deformacija pri maksimalnom aksijalnom naprezanju. Osnovni utjecaj na ponašanje ima u modifikaciji sekantne krutosti. Određuje se prema izrazu (59) koji je dao Kaushik (2007.).

ε_u – granična deformacija pri tlačnom aksijalnom naprezanju. Određuje se prema slici 55. u ovisnosti o prisutnosti vapna u mortu za zidanje (Kaushik , 2007.).

ε_{cl} – deformacija koje definira granično stanje pri kojem se pukotina djelomično zatvara i može se oduprijeti tlačnim naprezanjima. Kreće se u rasponu vrijednosti od 0 do 0,003. Kalibrirana i uporabljena vrijednost je 0,001.

E_i – modul elastičnosti predstavlja inicijalni nagib krivulje naprezanje–deformacija ziđa. Prihvaćena vrijednost je definirana prema poglavlju 5.2.1.2.

γ_{un}– faktor rasterećenja koji je uvijek veći od 1 i najčešće varira između vrijednosti 1,5 do 2,5.

α_{re} – definira točku u kojoj krivulja rasterećenja dostiže anvelopu nosivosti. Prema Crisafulli (1997.) iznosi 1,5.

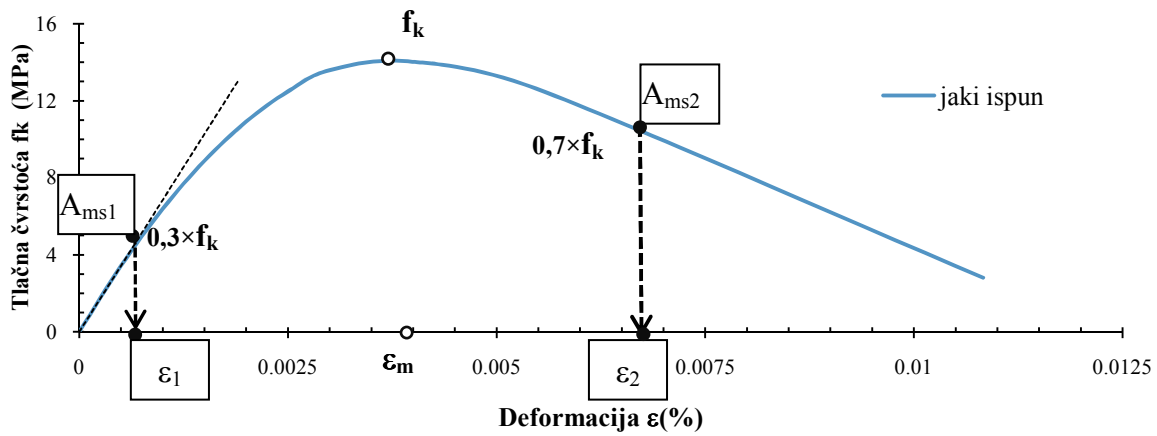
A_{ms1}, A_{ms2} – varijacija površina dijagonale određena je pomoću četiri parametra: početne i krajnje površine A_{ms1} i A_{ms2} i aksijalnih pomaka pri kojima dolazi do promjena površina Δ_{R1} i Δ_{R2}.

U pojednostavljenom modelu moguće je pretpostaviti da su inicijalna i krajnja površina dijagonale jednake, pri čemu je preporuka uzeti manju vrijednost površine u obzir da bi se izbjegao prekomjeran porast aksijalne nosivosti dijagonale. U analizama koje dopuštaju promjenu površine zamjenske dijagonale, veća vrijednost se usvaja kao inicijalna, dok se krajnja, A_{ms2}, uzima kao reducirana inicijalna površina za iznos od 10 do 30 %.

$$\begin{aligned} A_{ms} &= A_{ms1} && \text{za} \quad \Delta_R \geq \Delta_{R1} \\ A_{ms} &= A_{ms1} - (A_{ms1} - (A_{ms2})\left(\frac{\Delta_{R1} - \Delta_R}{\Delta_{R1} - \Delta_{R2}}\right) && \text{za} \quad \Delta_{R1} \prec \Delta_R \succ \Delta_{R2} \\ A_{ms} &= A_{ms2} && \text{za} \quad \Delta_R \leq \Delta_{R2} \end{aligned} \tag{53}$$

$$\Delta_R = \varepsilon_m d_i \tag{54}$$

Prema Decanini i Fantin (1986) inicijalna vrijednost se reducira ovisno o koeficijentu krutosti λ prema slici 8. Takva je usvojena pri analizi. Pripadajući pomaci (Ruaumoko) su određivani prema jednadžbi (54) i deformacijama koje odgovaraju promatranim graničnim stanjima; početak redukcije inicijalne površine A_{ms1} vezuje se za deformaciju koja odgovara kraju elastičnog linearnog ponašanja ($\varepsilon_m/3$) pri čemu se definira pripadajući pomak, krajnja površina A_{ms2} se dostiže pri 70% vrijednosti maksimalnog tlačnog naprezanja i povezuje se deformaciju koja odgovara 50% većoj vrijednosti od ε_m (slika 51.)



Slika 51. Definiranje varijabilnosti površina i pripadajućih pomaka na primjeru jakog ispuna

Za definiranje posmičnog ponašanja potrebno je definirati sljedeće varijable:

h_z – vertikalna udaljenost između dijagonala, preporučena vrijednost je z/3-z/2 pri čemu je z kontaktna duljina između okvira i ispuna;

x_{0i}, y_{0i} - horizontalne i vertikalne udaljenosti koje predstavljaju razmake između vanjskih i unutarnjih čvorova, odnosno visine elemenata okvira.

τ_0 - posmična čvrstoća veze i koeficijent trenja μ- parametri koji se dobivaju eksperimentalnim ispitivanjem ili u nedostatku istog mogu se usvojiti vrijednosti iz literature. Hendry (1990.) je ispitivanjem utvrdio da vrijednost posmične čvrstoće iznosi od 0,3 do 0,6 MPa. Paulay i Priestley (1992.) i Shrive (1991.) su ukazali na tipičan raspon vrijednosti od 0,1 do 0,7 MPa. Za približan izračun na osnovu poznate vrijednosti tlačne čvrstoće ziđa Paulay i Priestley (1992.) predlažu sljedeći izraz:

$$\tau_0 = 0{,}03 f_k \tag{55}$$

Eksperimentalni rezultati koje je objavio Hendry (1990.) upućuju na stav da koeficijent trenja ovisi o tipu zidnog elementa i prema različitih istraživačima vrijednosti variraju od 0,1 do 1,2 pri čemu je preporuka za donju pouzdanu granicu 0,7 MPa. Crisafulli (1997.), međutim, preporučuje uporabu reduciranih vrijednosti τ_0* i μ* prema modifikaciji Mannove i Müllerove (1982.) teorije koja uzima u obzir kompleksno stanje naprezanja u ispunu zbog kompozitne prirode ponašanja ziđa.

$$\tau_0{}^* = \frac{\tau_0}{1 + C_n \mu \frac{b_z}{d_z}} \quad \mu^* = \frac{\mu}{1 + C_n \mu \frac{b_z}{d_z}} \tag{56}$$

gdje je :

C_n - koeficijent koji predstavlja varijaciju normalnih naprezanja. Preporuka Manna i Müllera (1982) je 2, dok je preporuka koju je dao Crisafulli (1997) vrijednost 1,5.;

b_z – visina zidnog elementa; d_z – duljina zidanog elementa.

τ_{max} - maksimalno dopušteno posmično naprezanje u ispunu i određuje se kao najveća moguća vrijednost posmičnog sloma ziđa. Posmično naprezanje se na osnovu tipa sloma može odrediti iz sljedećih izraza:

- posmično naprezanje pri trenju:

$$\tau_m = \tau_0{}^* + \mu^* f_n \tag{57}$$

- posmično naprezanje pri dijagonalnom slomu:

$$\tau_m = \frac{f_{tb}}{C_s}\sqrt{1+\frac{f_n}{f_{tb}}} \tag{58}$$

gdje je vlačna čvrstoća zidnog elementa približno jednaka 1/10 tlačne čvrstoće $f_{tb}=0{,}1f_b$;

C_s je koeficijent omjera maksimalne i nominalne vrijednosti posmičnog naprezanja u zidnom elementu. Mann i Müller (1982.) su za C_s predložili vrijednost 2,3 dok je Crisafulli (1997.) predložio prosječnu vrijednost i izraz na osnovu visine zidnog elementa b_z i visina sljubnice morta j u vertikalnom presjeku zida:

$$C_s = \frac{\frac{b_z}{j}+1}{\frac{b_z}{2j}+1} \tag{59}$$

- Posmično naprezanje pri tlačnom slomu:

$$\tau_m = (f_k - f_n)\frac{d_z}{C_n b_z} \tag{60}$$

Tlačni slom će nastupiti samo u onim slučajevima u kojima je normalno naprezanje značajno veće od posmičnog, međutim takav slučaj se može registrirati samo kada su zidane konstrukcije opterećene isključivo na tlak.

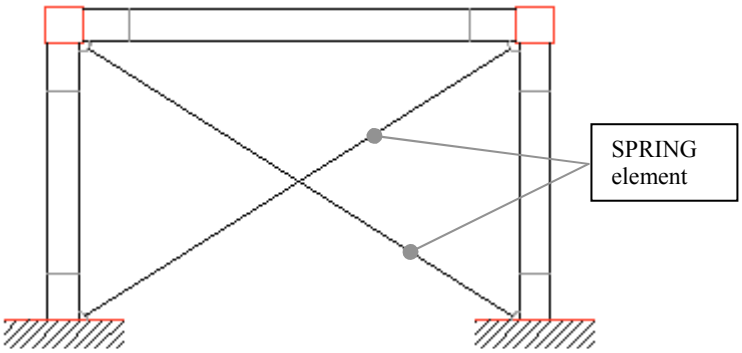
α_s – faktor posmičnog naprezanja varira od 1,40 do 1,65.

γ_s – predstavlja udio ukupne krutosti koja otpada na posmičnu oprugu i iznosi od 0,5 do 0,75.

t – debljina panela.

5.2.2. Element zamjenske tlačne dijagonale

Element zamjenske tlačne dijagonale je definiran pomoću elementa opruge (SPRING) u Ruaumoko-u (Carr, 2003.) kako je prikazano na slici 52. Elementu se pripisuju histerezno pravilo ponašanja (Crisafulli, 1997.), parametri krutosti duž promatranih lokalnih osi elementa. Ovaj tip makro modela se u slučaju monotonog rastućeg opterećenja predstavlja jednom dijagonalom zglobno pričvršćenom u nasuprotnim čvorovima na mjestu spoja stupa i grede, dok se u slučaju cikličkog opterećenja moraju uporabiti dvije zamjenske nasuprotne dijagonale, kako je i uporabljeno u radu.

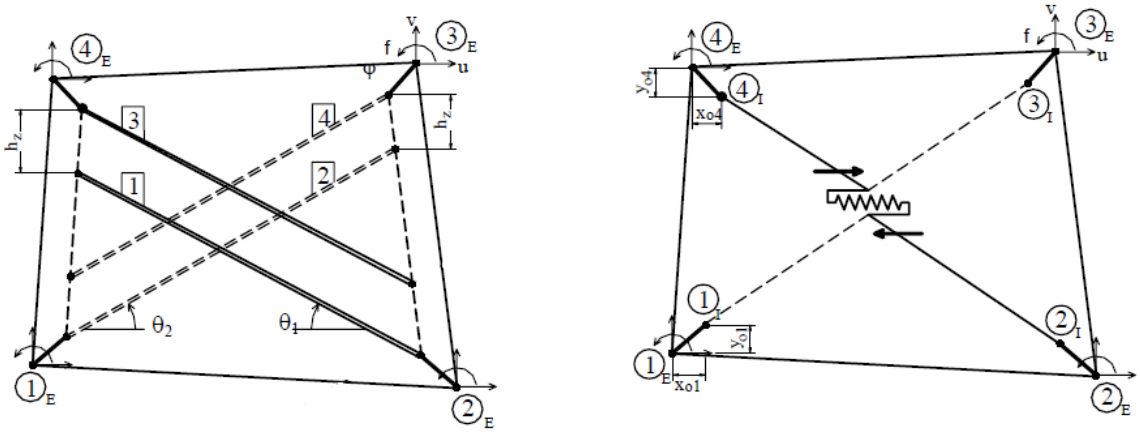


Slika 52. Nelinearni model a-b okvira sa zidanim ispunom u Ruaumoko-u

5.2.3. Panel element ispuna

Panel element ispuna (Crisafulli, 1997.) predstavlja ponašanje zidanog ispuna u tlaku i posmiku preko dvaju paralelnih dijagonala i posmičnom oprugom za svaki smjer djelovanja. Prihvaćen je kao numerički model zidanog ispuna u programima Ruaumoko (Carr, 2003.) i Seismostruct v6 (Seismosoft, 2012.). Ovakva konfiguracija zamjenskih dijagonala dozvoljava adekvatno uzimanje u obzir krutosti i nosivosti zidanog ispuna.

Praktična implementacija modela koji je predložio Crisafulli zahtjeva uporabu nekoliko elemenata opruge i grednih elemenata da bi se prikazalo ponašanje ispuna i okvira. Da bi se simplificirala uporaba predloženog modela formuliran je 4-čvorni panelni element koji je spojen s okvirom u točkama spoja stupova i grede. Uporabljena su tri različita seta čvorova za obuhvaćanje potrebnih geometrijskih karakteristika ispuna i okvira i to vanjski, unutarnji i lažni čvorovi. Lažni čvorovi definiraju položaje dijagonala koje nisu povezane u kutovima ispuna.



Slika 53. Formulacija panel modela:

a) konfiguracija tlačnih zamjenskih dijagonala; b) konfiguracija posmičnih opruga

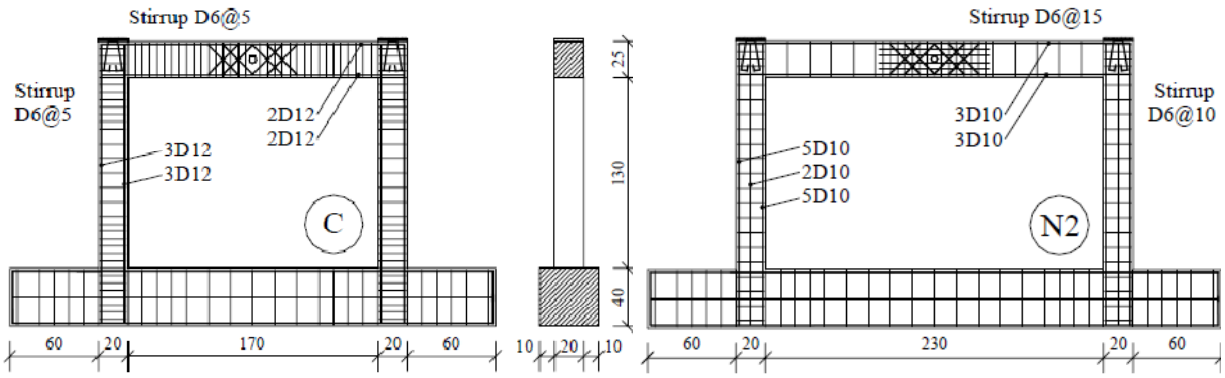
5.3. Kalibracija modela zidanog ispuna

Kalibracija modela zidanog ispuna provedena je kroz dva načina primjene: model s dvije nasuprotne zamjenske dijagonale u Ruaumoko-u (Carr, 2003.) i panel model ispuna u Seismostructu (Seismosoft, 2012.). Osim različitog načina za modeliranje ispuna obuhvaćeni su i različiti modeli za elemente okvira (poglavlje 5.1.). Svi makromodeli ispuna su sadržavali parametre histereznog modela prema Crisafulli-u (1997.) opisanog u poglavlju 5.2.1.4. i kalibrirani su s obzirom na rezultate eksperimentalnih uzoraka za verifikaciju.

5.3.1. Eksperimentalni uzorci i ulazni podaci za modeliranje

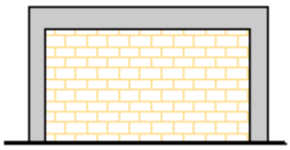
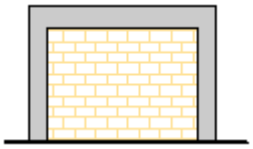
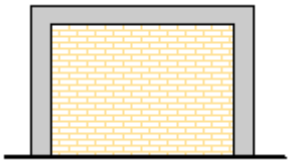
Da bi se obavila evaluacija preporučenih makro modela iz poglavlja 5.2.2. i 5.2.3. iz eksperimentalne baze podataka EDIF (poglavlje 3) odabrana su tri eksperimentalna uzorka jednokatnih jednorasponskih armiranobetonskih okvira s nearmiranim zidanim ispunima. Uzorci su odabrani tako da obuhvaćaju različite tipove zidanih ispuna prema vrijednostima tlačne čvrstoće ispuna (slabi, srednji i jaki ispun) i različite omjere visine i raspona.

Od eksperimenata koje je proveo Colangelo (2005.) odabrana su dva uzorka i to tako da jedan odgovara okviru sa slabim ispunom (N2), a drugi s ispunom srednje tlačne čvrstoće (C1). Uzorak koji odgovara okviru s jakim tipom ispuna (M1) eksperimentalno je ispitao Žarnić (1985.). Sva tri uzorka su izvedena u mjerilu 1:2.



Slika 54. AB okviri sa zidanim ispunima za numeričku analizu (Colangelo,2005.)

Tablica 17. Materijalne i geometrijske karakteristike eksperimentalnih uzoraka

Istraživač i oznaka		Colangelo N2	Colangelo C1	Žarnić M2
Uzorak				
okvir	h/l	0,57	0,75	0,70
	stup b_c/h_c (m)	0,2/0,2	0,2/0,2	0,22/0,22
	koef.uzd.arm. r_C	0,024	0,017	0,033
	greda b_b/h_b (m)	0,2/0,25	0,2/0,25	0,22/0,22
	koef.uzd.arm r_B	0,0094	0,009	0,033
	f_{ck}(MPa)	44,5	43,7	15,2
	E_c (MPa)	35576	35390	17860
	f_y (MPa)	578	531	456
ispun	t (m)	0,16	0,12	0,12
	f_k(MPa)	2,74	5,10	14,4
	E_i (MPa)	1212	4230	5486

Sva tri uzorka su tijekom eksperimentalnog ispitivanja bila opterećena vertikalnim stalnim opterećenjem. U slučaju Colangela (2005.) uzorci su predstavljali okvir prizemlja iz četverokatne zgrade, pa je masa od gornjih katova predstavljena koncentriranim vertikalnim opterećenjem od 190 kN na svakom stupu okvira za uzorak N2 i 250 kN za uzorak C1. Uzorak Žarnića (1985.) je također bio opterećen vertikalnim gravitacijskim opterećenjem od 100 kN po stupu okvira. Sva tri promatrana uzorka su ispitana statički cikličnim horizontalnim opterećenjem u nivou osi grede okvira. Eksperimentalni rezultati ponašanja okvira sa zidanim ispunom prikazani su pomoću primarne krivulje sila-pomak koja je karakterizirana točkama: područje popuštanja (odgovara području ponašanja „ograničeno oštećenje“ i granična nosivost sustava okvira s ispunom (odgovara području ponašanja „blizu rušenja“.

Osim potrebnih eksperimentalnih podataka, jedan od najvažnijih parametara pri modeliranju zidanog ispuna pomoću modela zamjenske dijagonale je njezina širina w. Postoje različite preporuke istraživača ovisne o bezdimenzionalnom parametru krutosti λ ili o duljini dijagonale d, međutim rezultati tih preporuka daju veliki raspon vrijednosti za definiranje širine zamjenske dijagonale i kao takvi se moraju verificirati s obzirom na mjerodavne rezultate dobivene eksperimentalnim ispitivanjima.

Verifikacija prijedloga načina određivanja širine zamjenske dijagonale *w* provedena je s obzirom na učestalost primjene određenih prijedloga. S obzirom na to za analizu su odabrani prijedlozi sljedećih istraživača: Stafford Smith i Carter (1969.); Mainstone (1971.); Žarnić (1992.); FEMA 356; Eurokod 8, koji su detaljno objašnjeni u poglavlju 2.2.

Tablica 18. Prikaz parametara za izračun širine zamjenske dijagonale prema različitim autorima

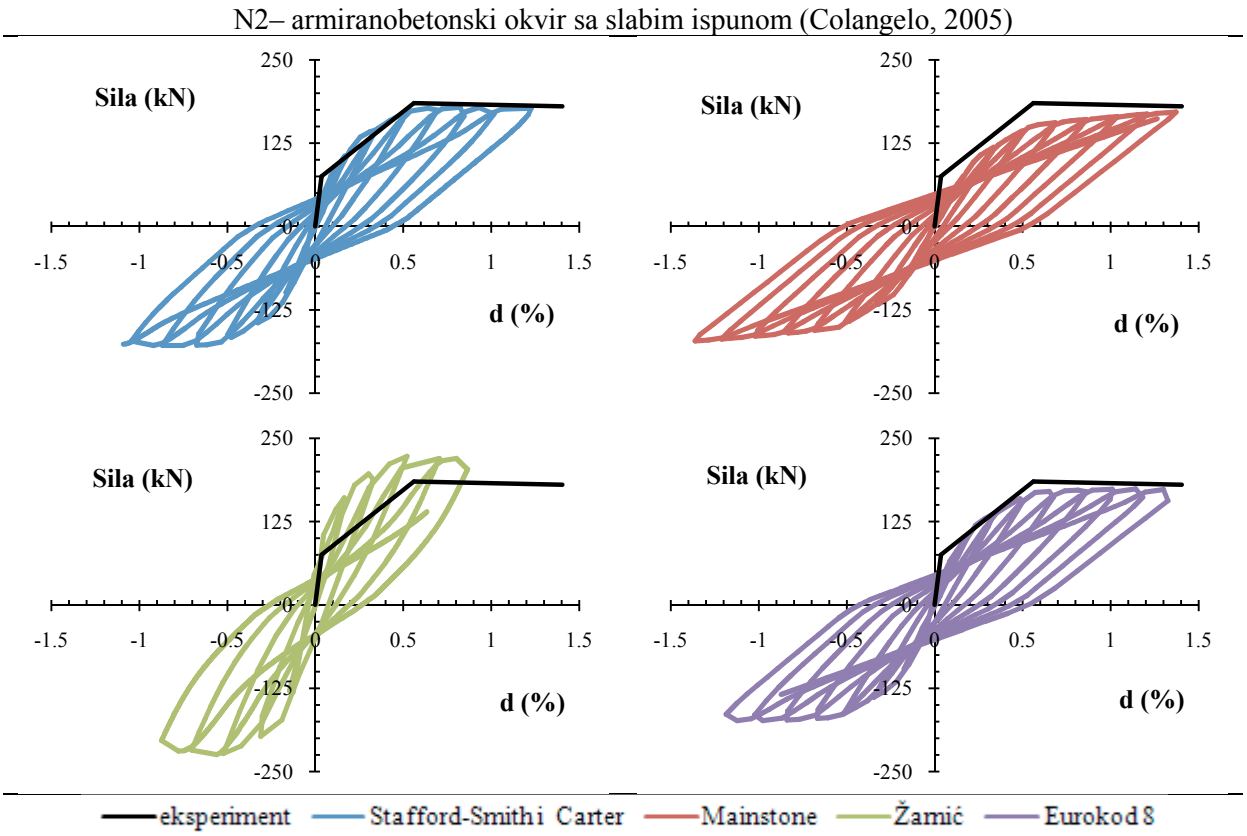
		Legenda	**N2**	**C1**	**M2**
	l (m)	raspon okvira	2,5	1,9	2,3
	h(m)	visina okvira	1,425	1,425	1,61
	b_c/h_c (m)	dimenzije stupa	0,2/0,2	0,2/0,2	0,22/0,22
	I (m^4)	mom. inercije stupa	0,00013	0,00013	0,00020
	E_c(kN/m^2)	modul el. stupa	3,56E+07	3,53E+07	1,26E+07
	h' (m)	visina ispuna	1,3	1,3	1,5
	l' (m)	raspon ispuna	2,3	1,7	2,08
	θ (°)	kut inkl. dijagonale	29,48	37,41	35,80
	t(m)	debljina ispuna	0,16	0,12	0,12
	d_i(m)	duljina dijagonale	2,64	2,14	2,56
	f_k (kN/m^2)	tl. čvrstoća ispuna	2740	5100	14400
	E_i (kN/m^2)	modul el. ispuna	1212000	4230000	5486000
	l'/h'	omjer raspona i visine panela	1,8	1,3	1,4
	h/l	omjer visine i raspona okvira	0,57	0,75	0,70
Stafford-Smith i Carter (1969)	λ	bezdim. par. krutosti	1,61	2,12	2,55
	λh	formula (1)	2,29	3,01	4,11
	w_1 (R/Rc=0)	slika 7.	***0,46***	***0,56***	***0,77***
Mainstone (1971)	w'	tablica 2	2,26	2,07	2,43
	w'_{eK} (m)	tablica2	***0,17***	***0,17***	***0,22***
FEMA 356	w(m)	formula (3)	***0,17***	***0,16***	***0,22***
Eurokod 8	w(m)	15%d_i	***0,40***	***0,32***	***0,38***
Žarnić (1992)	h_t=2/3h'	visina početka eksc.dijagonale	0,87	0,87	1,00
	b (°)	kut eksc. dijagonale	19,10	24,50	23,48
	l_s	duljina ekscentrične dijagonale	2,65	2,09	2,51
	K_t	krutost trokutnog dijela ispuna	95098,03	151153,05	217334,11
	A_s	površina zamj. dijagonale	0,19	0,06	0,08
	w=h_s	širina zamj. dijagonale	***1,16***	***0,51***	***0,70***

Za modeliranja ispuna primijenjen je histerezni model Crisafulli-a (1997.). Osnovna karakteristika tog modela je varijabilnost površine zamjenske dijagonale, što podrazumijeva da je potrebno poznavati inicijalnu i sekundarnu širinu dijagonale (slika 50.b)). U tablici 18. prikazani rezultati se odnose na inicijalnu širinu dijagonale, dok je za sekundarnu, odnosno krajnju površinu zamjenske dijagonale prihvaćena preporuka Decanini-a (slika 8).

5.3.2. Evaluacija modela sa zamjenskimtlačnim dijagonalama - Ruaumoko

Evaluacija modela provedena je s obzirom na točnost rezultata analize promatrano na svakom eksperimentalnom uzorku zasebno i s obzirom na preporuke različitih autora za primjenu širine zamjenske dijagonale modela.

Histerezne krivulje za model dviju nasuprotnih zamjenskih dijagonala za armiranobetonski okvir sa slabim zidanim ispunom prikazane su na slici 55. Prijedlog Mainstonea (1971.) je značajno podbacio u pogledu početne krutosti, dok preporuka Žarnića (1992.) premašuje vrijednost nosivosti.



Slika 55. Histerezne krivulje za N2eksperimentalni uzorak za model zamjenskih dijagonala

Osim usporedbi krutosti i nosivosti izračunatih histereznih krivulja u odnosu na primarne linearne krivulje eksperimentalnih rezultata, za evaluaciju su definirane vrijednosti sila i pomaka s obzirom na područje ponašanja: "ograničeno oštećenje" - područje popuštanja koje predstavlja promjenu koja se događa u zidanom ispunu izraženu preko nastanka i razvoja pukotina koje nužno ne predstavlja slom ispuna (grafički predstavlja područje u kojem dolazi do značajne promjene krutosti) i „blizu rušenja" - područje granične nosivosti koje predstavlja maksimalnu vrijednost nosivosti ostvarenu kroz interakciju zidanog ispuna i okvira.

Tablica 19. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na modelu zamjenskih dijagonala N2 eksperimentalnog uzorka

N2-model zamjenskih dijagonala		eksperiment	Stafford-Smith i Carter	Mainstone	Žarnić	Eurokod 8
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,035	0,039 {11}[1]	0,12{242}	0,03{14}	0,042{20}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,561	0,53 {5}	0,58{4}	0,54{4}	0,54{4}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	75	80 {7}	80{7}	130{73}	80{7}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	185	187 {1}	160{14}	230{24}	182{2}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički prema prijedlogu različitih autora u odnosu na eksperimentalne.

Usporedbom relativnih pogrešaka karakterističnih vrijednosti pomaka i sila dobivenim numeričkom analizom u odnosu na eksperimentalne (Tablica 19.) može se zaključiti da preporuke Stafford-Smitha i Cartera (1969.) i Eurokoda 8 u slučaju promatranog N2 okvira sa slabim ispunom daju prihvatljive vrijednosti odgovora.

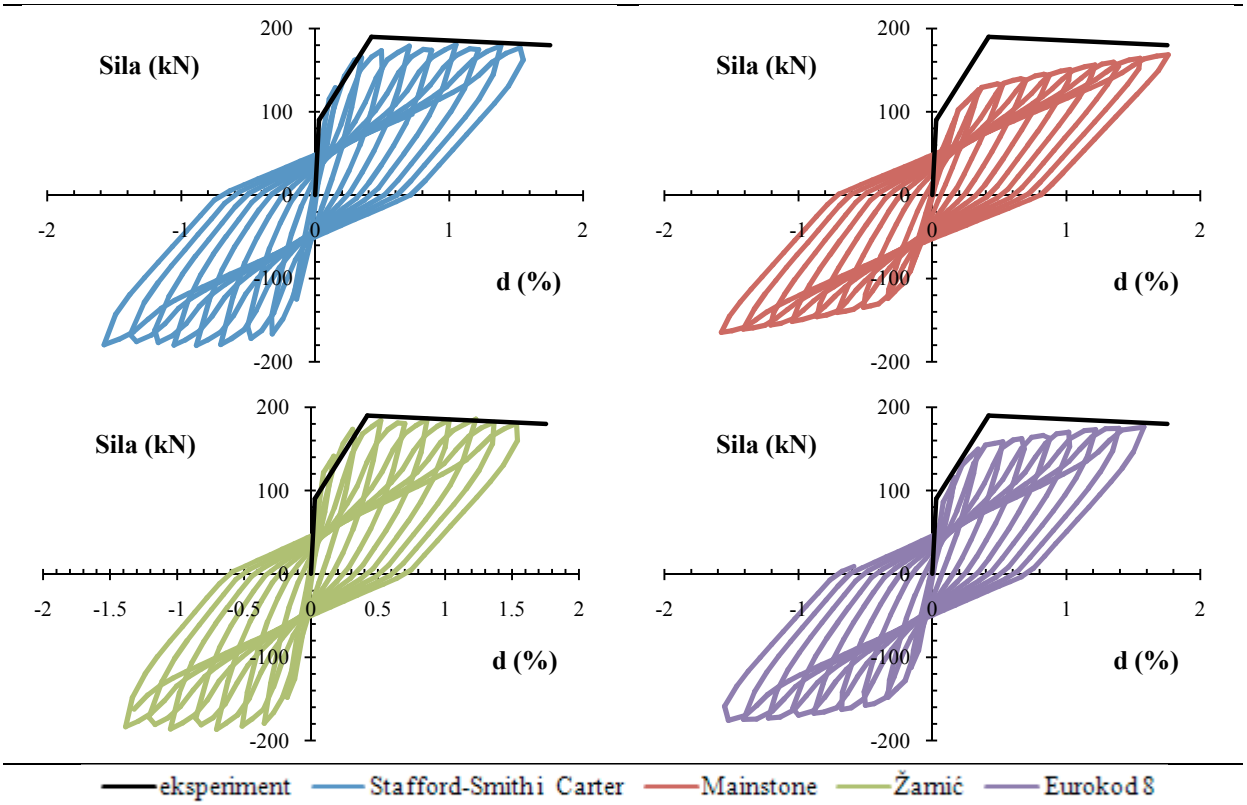
Histerezne krivulje eksperimentalnog uzorka C1 (Colangelo, 2005.) pokazuju da je osim po preporukama Mainstone-a (1971.), dosegnuta primarna i sekundarna krutost po preporukama ostalih autora. U pogledu granične nosivosti najviše odstupa preporuka Mainstonea, a zatim vrlo jednostavna preporuka Eurokoda 8. Ukoliko zamijenimo histerezne krivulje s trilinearnim pravcem možemo dobiti točniji podatak o odstupanju vrijednosti dobivenih nelinearnom numeričkom analizom u odnosu na eksperimentalne. Vrijednosti u karakterističnim točkama trilinearnog pravca su prikazane u tablici 18. i s obzirom na najmanje relativne pogreške može se zaključiti da preporuke Stafford-Smitha i Cartera rezultiraju najboljim predviđanjem ponašanja promatranog eksperimentalnog uzorka.

Tablica 20. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na modelu zamjenskih dijagonala C1 eksperimentalnog uzorka

C1-model zamjenskih dijagonala		eksperiment	Stafford-Smith i Carter	Mainstone	Žarnić	Eurokod 8
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,029	0,034 {17}[1]	0,12{314}	0,08{176}	0,07{141}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,42	0,41 {2}	0,35{17}	0,42{0}	0,34{19}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	90	97 {8}	90{0}	120{33}	85{6}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	190	192 {1}	130{32}	194{2}	160{16}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički prema prijedlogu različitih autora u odnosu na eksperimentalne.

C1– armiranobetonski okvir sa srednjim ispunom (Colangelo, 2005)



Slika 56. Histerezne krivulje za C1 eksperimentalni uzorak za model zamjenskih dijagonala

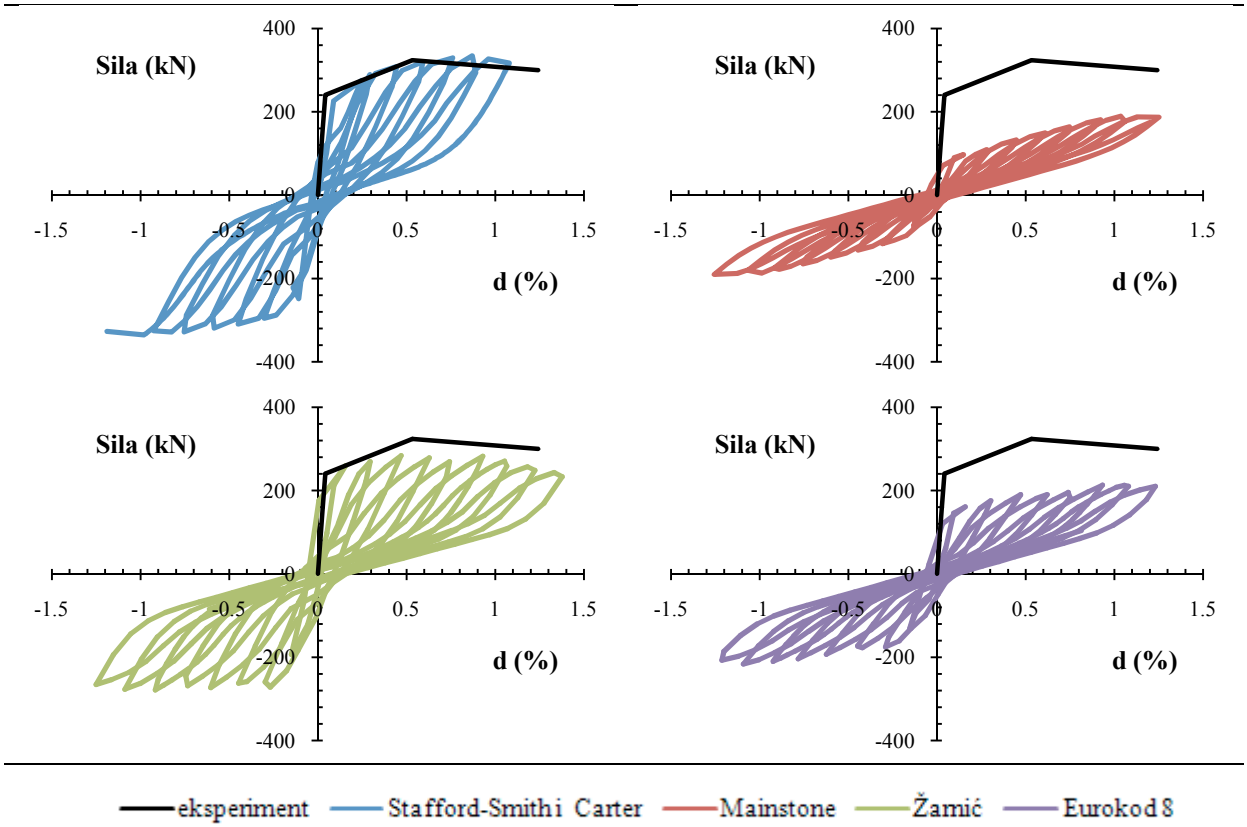
Eksperimentalni uzorak M2 koji odgovara armiranobetonskom okviru s jakim zidanim ispunom visoke tlačne čvrstoće rezultirao je histereznim krivuljama, prema preporukama različitih autora, prikazanim na slici 61. Smanjena vrijednost početne i sekundarne krutosti, kao i nosivosti je očit u slučaju prijedloga širine zamjenske dijagonale Mainstone-a (1971.) i Eurokoda 8.

Tablica 21. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na modelu zamjenskih dijagonala M2 eksperimentalnog uzorka

M2-model zamjenskih dijagonala		eksperiment	Stafford-Smith i Carter	Mainstone	Žarnić	Eurokod 8
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,042	0,05 {19}[1]	0,1{138}	0,07{67}	0,07{67}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,53	0,54 {2}	0,65{23}	0,52{2}	0,58{9}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	240	220 {8}	90{63}	230{4}	160{33}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	324	320 {1}	170{48}	300{7}	200{38}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički prema prijedlogu različitih autora u odnosu na eksperimentalne

M2– armiranobetonski okvir sa srednjim ispunom (Žarnić, 1985)



Slika 57. Histerezne krivulje za M2 eksperimentalni uzorak za model zamjenskih dijagonala

Kao i slučaju prethodno numerički ispitanih eksperimentalnih uzoraka, N2 i C1, ponovo prijedlog Stafford-Smitha i Cartera (1969.) iako najkompliciraniji za primjenu i definiranje širine dijagonale rezultira najboljim predviđanjem ponašanja s najmanjom relativnom prosječnom pogreškom od 7,5 % (tablica 21.).

Primjena modela s dvije nasuprotne ekvivalentne tlačne dijagonale koje zamjenjuju zidani ispun rezultirala je vrlo dobrim predviđanjem odgovora sila-pomak uz kalibraciju parametara i primjenu određenih preporuka autora za širinu zamjenskih dijagonala.

Preporuke Stafford–Smitha i Cartera (1969.) iako najsloženije za primjenu mogu vrlo dobro predvidjeti ponašanje eksperimentalnih uzoraka, neovisno o tipu ispuna i veličini tlačne čvrstoće. Najveće je odstupanje, iako u granicama prihvatljive točnosti, u slučaju pomaka u području popuštanja s prosječnom relativnom pogreškom od 15%.

Prijedlog Mainstone-a (1971.) za definiranje širine zamjenske dijagonale, iako prihvaćen u FEMA 356, rezultirao je najvećim odstupanjem u pogledu nosivosti i krutosti za sva tri tipa ispuna. Usporedbom histereznih krivulja i rezultata dobivenim pomoćnim bilinearnim krivuljama može se

zaključiti da odstupanja rastu s veličinom tlačne čvrstoće zidanog ispuna. Preporuka Mainstone-a je, s obzirom na rezultate ove studije, prihvatljivija za primjenu kod okvira sa slabim zidanim ispunima.

Preporuke Žarnića (1992.) za određivanje geometrijskih karakteristika zamjenskih dijagonala, nasuprot preporukama Mainstone-a, rezultiraju dobrim predviđanjem ponašanja kod okvira sa srednjim i jakim ispunom. S obzirom da je Žarnić u svojim eksperimentima primjenjivao te tipove ispuna i na osnovu tih ispitivanja temeljio preporuke za modeliranje, rezultati koji su dobiveni nelinearnom numeričkom analizom s najvećim odstupanjem u slučaju armiranobetonskog okvira sa slabim ispunom su dali očekivana rješenja.

Najjednostavnija preporuka Eurokoda 8 za definiranje širine zamjenske dijagonale preko postotka duljine dijagonale od 15% dala je dobra rješenja samo za okvir sa slabim ispunom.

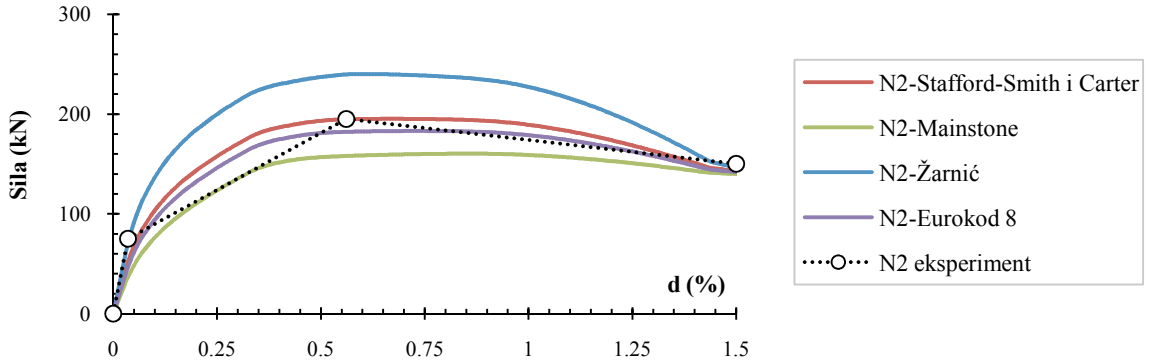
5.3.3. Evaluacija panel modela - Seismostruct

Panel model se za razliku od modela s dvjema nasuprotnim tlačnim dijagonalama sastoji od 4 dijagonale ekscentrično postavljene u odnosu na spoj stupa i grede okvira i dvije opruge postavljene horizontalno koje simuliraju posmično ponašanje (poglavlje 5.2.3.).

Za evaluaciju panel modela primijenjena su ista tri eksperimentalna uzorka armiranobetonskih okvira: N2-slabi ispun, C1-srednji ispun i M2-jaki ispun. Usporedba rezultata dobivenih nelinearnom numeričkom analizom i eksperimentalnih vrijednosti sila-pomak izražena je preko relativne pogrješke karakterističnih vrijednosti aproksimacijom krivulja trilinearnim pravcem ograničenim s dva područja kako je objašnjeno u prethodnom poglavlju.

Krivulje ponašanja sila-pomak za eksperimentalni uzorak sa slabim ispunom-N2 (slika 58.), pokazuju najveća odstupanja za slučaj preporuka Žarnića (1992.) s premašivanjem vrijednosti nosivosti i u području popuštanja i u maksimalnom tzv. graničnom području. S druge strane preporuke Mainstone-a (1971.) za širinu dijagonale rezultirale su nedovoljnom krutosti i nosivosti za oba promatrana područja.

Za promatrani eksperimentalni uzorak N2 najmanje relativne pogrješke su u slučaju prijedloga modeliranja Stafford-Smitha i Cartera s prosječnom relativnom pogreškom od 8% (tablica 22.).

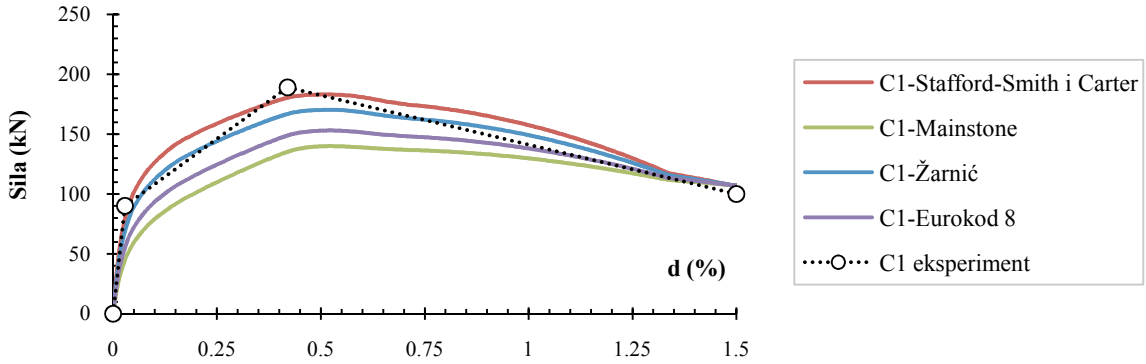


Slika 58. Krivulje za N2 eksperimentalni uzorak za panel model ispuna

Tablica 22. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na panel modelu ispuna N2 eksperimentalnog uzorka

N2-panel model ispuna		eksperiment	Stafford-Smith i Carter	Mainstone	Žarnić	Eurokod 8
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,035	0,04{14}[1]	0,08{129}	0,06{71}	0,05{43}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,561	0,6{7}	0,73{30}	0,67{19}	0,62{11}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	75	67{11}	50{33}	106{41}	63{16}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	195	194{1}	160{18}	240{23}	183{6}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički prema prijedlogu različitih autora u odnosu na eksperimentalne.



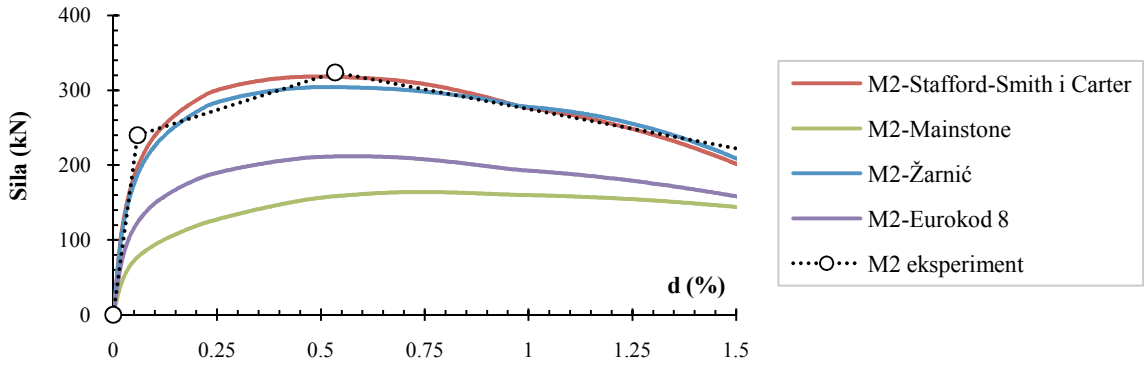
Slika 59. Krivulje za C1 eksperimentalni uzorak za panel model uzorka

Kod eksperimentalnog uzorka C1 sa srednjim tipom ispuna s obzirom na veličinu tlačne čvrstoće zidanog ispuna vidljiva su značajna odstupanja s obzirom na početnu krutost i nosivost, osim u slučaju preporuke Stafford-Smitha i Cartera (1969.) (slika 59.).

Tablica 23. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na panel modelu C1 eksperimentalnog uzorka

C1-panel model		eksperiment	Stafford-Smith i Carter	Mainstone	Žarnić	Eurokod 8
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,029	0,032 {10}[1]	0,04{38}	0,05{72}	0,05{72}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,42	0,45{7}	0,6{43}	0,52{24}	0,62{48}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	90	87{3}	54{40}	88{2}	63{30}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	190	183 {4}	139{27}	170{11}	183{4}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički prema prijedlogu različitih autora u odnosu na eksperimentalne.



Slika 60. Krivulje za M2 eksperimentalni uzorak za panel model uzorka

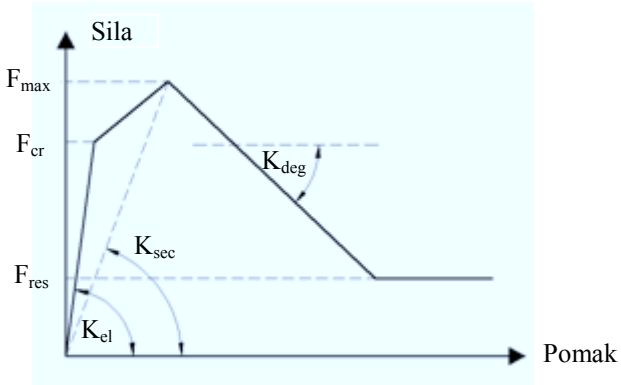
Rezultati nelinearne numeričke analize za uzorak armiranobetonskog okvira s jakim ispunom-M2 (Žarnić, 1985.) primjenom panel modela prikazani su na slici 60. Dostatna primarna i sekundarna krutost ostvarene su ponovo primjenom prijedloga modeliranja Stafford-Smitha i Cartera (1969.), kao i u slučaju prijedloga Žarnića. Vrijednosti relativnih pogrešaka u tablici 24. pokazuju značajna odstupanja za ovakav tip ispuna uz primjenu preporuka Mainstone-a (1971.) i Eurokoda 8.

Tablica 24. Evaluacija prijedloga definiranja širine zamjenske dijagonale na panel modelu M2 eksperimentalnog uzorka

M2-panel model		eksperiment	Stafford-Smith i Carter	Mainstone	Žarnić	Eurokod 8
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,042	0,047{12}[1]	0,05{19}	0,05{19}	0,05{19}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,53	0,49{8}	0,75{42}	0,5{6}	0,58{9}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	240	202{16}	75{69}	190{21}	121{50}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	324	319{2}	163{50}	304{6}	211{35}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički prema prijedlogu različitih autora u odnosu na eksperimentalne.

Osim usporedbe ukupnog odgovora sustava okvira s ispunom, napravljena je i kontrola odnosa sila - pomak za zidani ispun koji je modeliran kao model panela (Panagiotakos and Fardis, 1996.). S obzirom da je preporuka Stafford-Smitha i Cartera dala najbolje rezultate, kontrola zidanog ispuna obuhvaća širinu dijagonala prema njihovim uputama.



Slika 61. Anvelopa nosivosti zidanog ispuna (panela (Panagiotakos and Fardis, 1996.)

Karakteristične krutosti anvelope nosivosti se određuju prema slijedećim izrazima:

$$K_{el} = \frac{G_i \cdot A_i}{h'} \tag{61}$$

$$K_{sec} = \frac{E_i \cdot w \cdot t}{d_i} \cdot \cos^2 \theta \tag{62}$$

$$K_{deg} = \alpha_K \cdot K_{el} \tag{63}$$

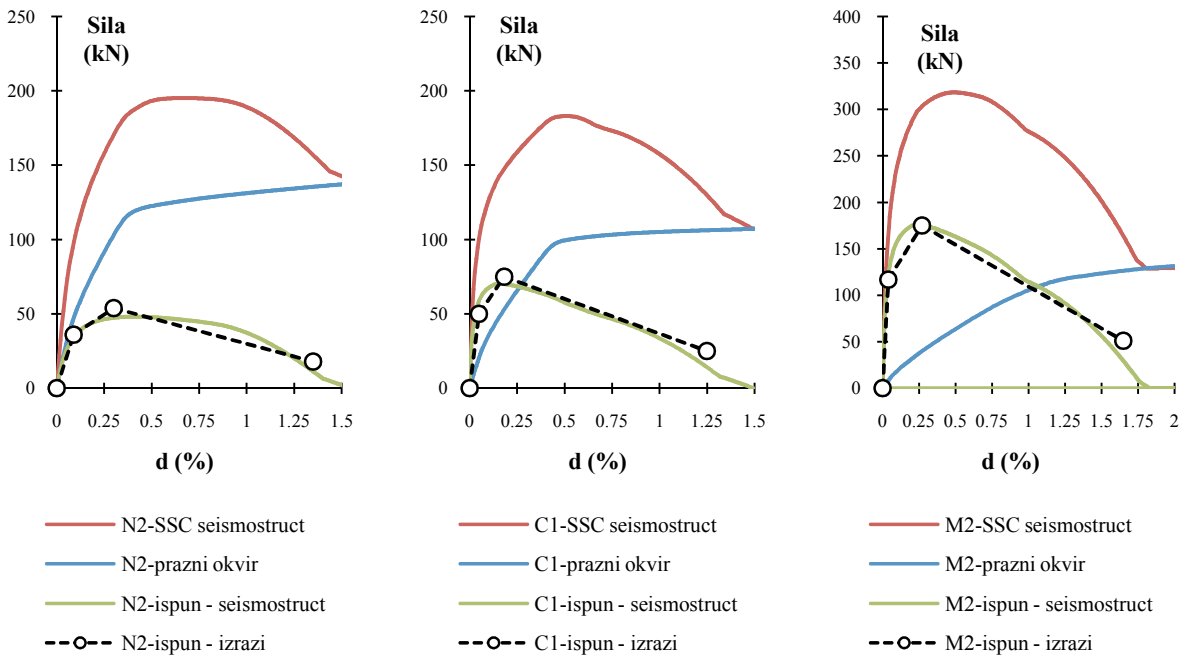
gdje je: G_i – modul posmika zidanog ispuna; A_i – površina poprečnog presjeka zidanog ispuna; E_i – model elastičnosti zidanog ispuna, w – širina dijagonale, t – debljina zidanog ispuna, d_i – duljina dijagonale zidanog ispuna, θ - kut koji dijagonala zatvara s horizontalom.

$$F_{cr} = \tau_{cr} \cdot A_w \tag{64}$$

$$F_{max} = 1{,}3 \cdot F_{cr} \tag{65}$$

$$F_{res} = 0{,}3 \cdot F_{max} \tag{66}$$

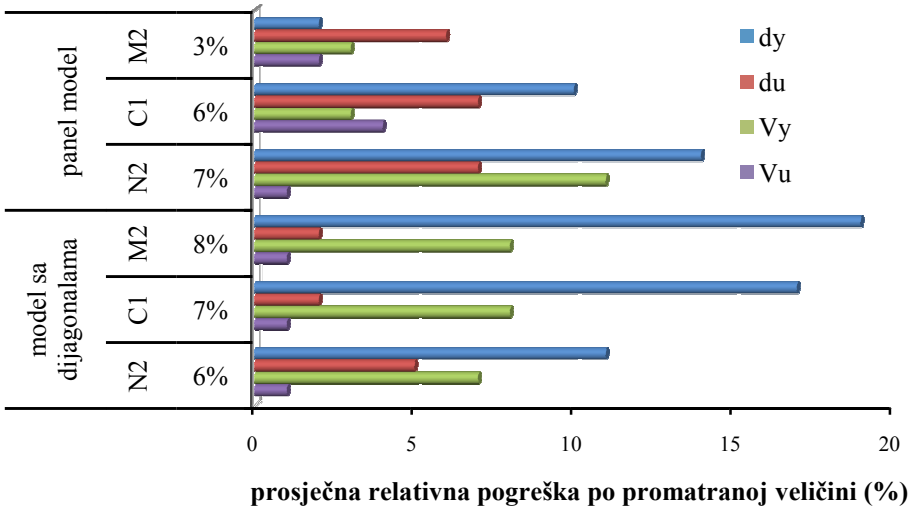
Sila F_{cr} predstavlja posmičnu nosivost zidanoga ispuna pri pojavi pukotina, F_{max} maksimalnu, dok je F_{res} rezidualna nosivost zidanog ispuna. Gore napisani izrazi odnose na horizontalni smjer, te su se za potrebe usporedbe numeričkog modela panela podijelili s kosinuom kuta dijagonale.



Slika 62. Usporedba anvelopa nosivosti panel modela dobivenih prema izrazima i Seismostruct rezultatima

Usporedbom dvaju primijenjenih modela za modeliranje zidanog ispuna vidljivo je da ne postoje značajne razlike u obliku niti u vrijednostima karakterističnih točaka aproksimiranim linearnim krivuljama. Kako je za oba modela i tri različita eksperimentalna uzorka preporuka Stafford-Smitha i Cartera (1969.) za definiranje širine zamjenskih dijagonala dala najmanja odstupanja u odnosu na očekivane vrijednosti dobivene eksperimentom, u daljnjim analizama ta metoda će se koristiti kao mjerodavna i referentna.

Kod odabira mjerodavnog načina modeliranja zidanog ispuna osnovna smjernica je uporaba modela koji je kod sva tri eksperimentalna uzorka imao najmanje relativne i prosječne relativne pogrješke između vrijednosti dobivenih aproksimacijom bilinearnim pravcem i eksperimentalno dobivenih. Kako je vidljivo na slici 63. panel model je rezultirao najmanjim pogrješkama kako po pojedinim karakterističnim veličinama promatranih područja bilinearnih krivulja tako i skupno kao prosječna relativna pogrješka na pojedinom eksperimentalnom uzorku.



Slika 63. Usporedba dvaju modela za modeliranje zidanog ispuna prema relativnim pogrješkama primjenom prijedloga Stafford-Smitha i Cartera (1969)

5.3.4. Kalibrirani histerezni model zidanog ispuna

Za modeliranje zidanog ispuna pomoću dvaju zamjenskih nasuprotnih tlačnih dijagonala i pomoću panel modela ispuna primijenjen je histerezni model ponašanja zidanog ispuna prema Crisafulli-u (1997.) koji je implementiran u oba programa primjerena za evaluaciju modela (Ruaumoko, Seismostruct). S obzirom na rezultate kalibracije prema eksperimentalnim rezultatima na tri različita uzorka s različitim tipovima ispuna usvojene su slijedeće preporuke za modeliranje:

Tablica 25. Kalibracija parametara histereznog modela zidanog ispuna

Parametar	Opis	Preporučena vrijednost	Usvojena kalibrirana vrijednost	
			Model dijagonala Ruaumoko	Panel model Seismostruct
$f_{m\theta}$	tlačna čvrstoća ziđa	-	f_k prema izrazu (54)	minimalna vrijednost $f_{m\theta}$ prema izrazima (61-64)
f_t	vlačna čvrstoća ziđa	nulta vrijednost	$0{,}2\times f_k$	0
ε_m	deformacija pri maksimalnom naprezanju	0,002-0,005	ε_k –izraz (59) $\varepsilon_m=\varepsilon_k/6$	ε_k –izraz (59) $\varepsilon_m=\varepsilon_k$
ε_u	granična deformacija	$20\times\varepsilon_m$	$\varepsilon_m\times 2{,}75$	
ε_{cl}	deformacija zatvaranja pukotine	0,003	0,003	
E_i	modul elastičnosti	$E_i \geq \frac{2f_{m\theta}}{\varepsilon_m}$	$550f_k$	
γ_{un}	faktor rasterećenja	1,5-2,5	1,7	
α_{re}	faktor opterećenja	0,2-0,4	0,2	
A_{ms1}	inicijalna površina dijagonale	0,1-0,25 d_i	preporuka SSC(1969)	
A_{ms2}	sekundarna površina dijagonale	10-30% A_{ms1}	Slika 8. (Decanini i Fantin)	Slika 8. (Decanini i Fantin)
$\Delta_{R1}/\varepsilon_1$	pomak /deformacija pri A_{ms1}	0,0003	$\varepsilon_m\times d_i/3{,}33$	$\varepsilon_m/3$
$\Delta_{R2}/\varepsilon_2$	pomak /deformacija pri A_{ms2}	0,0006	$\varepsilon_m\times d_i$	$1{,}5\times\varepsilon_m$
h_z	vertikalna udaljenost između dijagonala	(1/2 do 1/3) z z-izraz (2)	1/2z	
τ_0	posmična čvrstoća veze	0,3MPa	-	$0{,}03\times f_k$
μ	koeficijent trenja	0,7	-	0,7
τ_{max}	maksimalno dopušteno posmično naprezanje u ispunu	0,6MPa	-	usvaja se veća vrijednost prema izrazima (65) i (66)
α_s	faktor posmičnog naprezanja	1,4-1,65	-	1,5

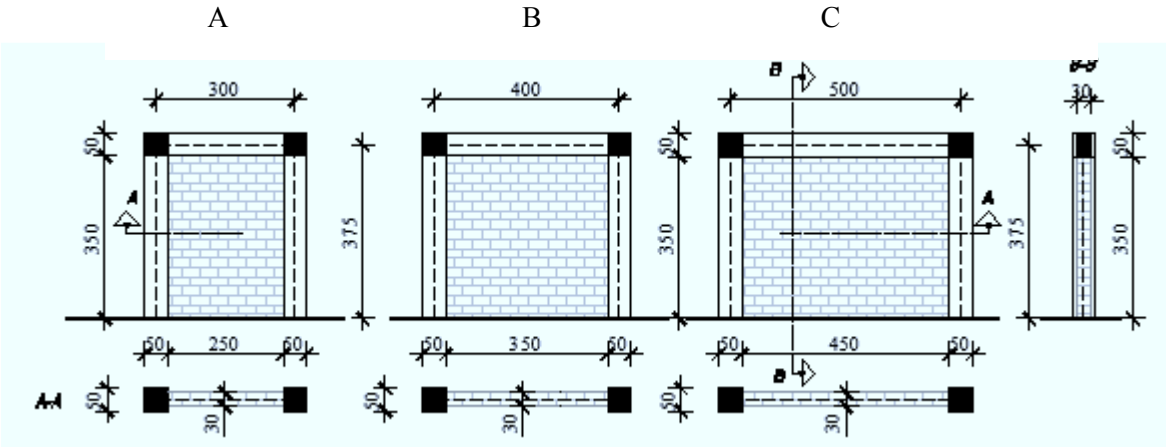
5.4. Proširenje primjene neuralnih mreža za predviđanje ponašanja višekatnih, višerasponskih okvira sa zidanim ispunom (uokvirenog zida)

5.4.1. Opis modela

Pouzdanost primjene neuralnih mreža za predviđanje ponašanja sustava jednokatnih, jednorasponskih a-b okvira sa zidanim ispunom pokazana je na eksperimentalnoj bazi EDIF (poglavlje 3. i 4.). Dokazano je da se primjenom metode Bayesianove regulacije mogu predvidjeti karakteristične točke primarne krivulje i model otkazivanja nosivosti. Rezultati dobiveni na jednokatnim, jednorasponskim okvirima iz EDIF baze, proširit će se na višekatne višerasponske okvire evaluacijom i usporedbom rezultata numeričkog modeliranja i neuralnih mreža.

Prihvaćeni kalibrirani numerički model za zidani ispun je panel model ispuna implementiran u program Seismostruct ver. 6, (Seismosoft, 2012.). Modeli uokvirenog zida, odabrani za analizu neuralnim mrežama i nelinearnom numeričkom analizom, su tri različita tipa s obzirom na omjer raspona i visine okvira te na srednji tip zidanih ispuna s obzirom na tlačnu čvrstoću zida. Za utvrđivanje primjenjivosti kod višerasponskih okvira, napravljena je analiza za istovrsne i raznovrsne okvire s dva, odnosno tri raspona.

Armiranobetonski okviri su visine 3,75 m, ali se razlikuju po rasponu i to 3 m (A okvir), 4 m (B okvir) i 5m (C okvir). Dimenzije poprečnih presjeka elemenata su uzete kao konstantne vrijednosti za sve raspone, pa su tako stupovi i gredeđimenzija 50/50 cm, odnosno 30/50 cm. Svi okviri su klase betona C30/37 s armaturnim čelikom B500. Elementi okvira su armirani sa zadovoljenjem uvjeta površine armaturnog čelika od 2% površine poprečnog presjeka elementa.



Slika 64. Armiranobetonski okviri za analizu neuralnim mrežama

Za nelinearnu analizu za elemente okvira uporabljeni su FB (force-based) elementi koncentracijama plasičnih zglobova na krajevima elemenata. Za simulacije nelinernosti materijala primjenjeni su Manderov model (1988.) za beton i Menegotto-Pinto (1973.) za armaturni čelik.

Tablica 26. Odabir zidanih elemenata za skupine zidanih ispuna za analizu

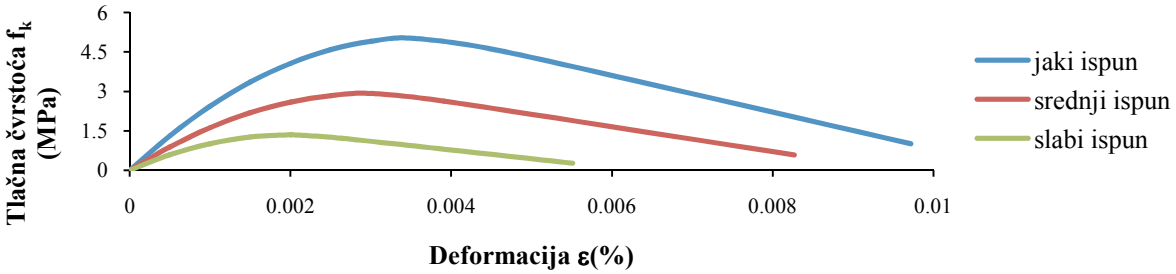
Zidni elementi	Naziv	Dimenzije (cm)	f_b (MPa)	Proizvođač
Slabi ispun	Euroterm 12UT	12×50×23,8	1,5	Opeka, Osijek
	Pregradna opeka	12×50×19	10	Wienerberger
	Ytong zidna ploča ZP 10	62,5×10×25	3	Ytong-Xella
Srednji ispun	Šuplji blok V6	29×19×19	10	Opeka, Osijek
	Eko blok	29×19×19	10	Eko Međimurje
	Poroblok 5,5	29×19×19	10	Wienerberger
Jaki ispun	Puna opeka PO 1/1	25×12×6,5	20	Opeka, Osijek
	Puna opeka	25×12×6,5	20	Eko Međimurje

Za analizu je uporabljen srednji tip zidanog ispuna, koji je najčešće u uporabi - šuplji blok, dimenzija 29×19×19 cm, tlačne čvrstoće zidnog elementa od 10MPa.

Da bi definirali osnovne materijalne karakteristike zidanih ispuna izražene preko tlačne čvrstoće zidanog ispuna i dijagrama naprezanje-deformacija u tlaku uporabljene su verificirane preporuke za određivanje tlačne čvrstoće zidanog ispuna na osnovu čvrstoća zidnog elementa i morta prema Hendry i Malek (1990.) – jednadžba (40). Definiranje ponašanja u tlaku je određeno prema preporukama Kaushika (2007.).

Tablica 27. Određivanje tlačne čvrstoće zidanog ispuna

Zidani ispun	Tlačna čvrstoća zidanog elementa f_b (MPa)	Tlačna čvrstoća morta f_m (MPa)	Tlačna čvrstoća zida f_k (MPa)– izraz (54)
Slabi ispun	3	10	1,35
Srednji ispun	**10**	**5**	**2,92**
Jaki ispun	20	5	5,01



Slika 65. Dijagrami naprezanje- deformacija za tri tipa zidanih ispuna prema Kaushiku (2007)

Za izračun širine zamjenske dijagonale i panel modela ispuna (tablica 28.) primijenjena je preporuka Stafford-Smitha i Cartera (1969.) koja je u prethodnom poglavlju verificirana. Svi ostali parametri za modeliranje usvojeni su prema tablici 25.

Tablica 28. Izračun širine zamjenske dijagonale prema Stafford-Smithu i Carteru (1969) za tri modela

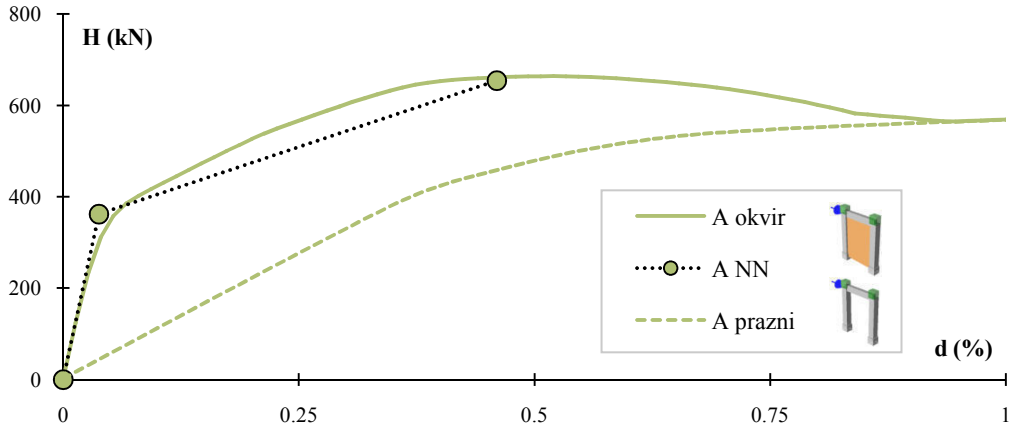
Parametri[1]	A	B	C
l (m)	3	4	5
h(m)	3,75	3,75	3,75
b_c/h_c (m)	50/50	50/50	50/50
I (m^4)	$5{,}208\times10^{-3}$	$5{,}208\times10^{-3}$	$5{,}208\times10^{-3}$
E_c(kN/m^2)	$3{,}2\times10^{7}$	$3{,}2\times10^{7}$	$3{,}2\times10^{7}$
h' (m)	3,5	3,5	3,5
l' (m)	2,5	3,5	4,5
θ (°)	54,46	45,00	37,87
t(m)	0,29	0,29	0,29
d_i(m)	4,30	4,95	5,70
f_k (kN/m^2)	2920	2920	2920
E_i (kN/m^2)	$1{,}61\times10^{6}$	$1{,}61\times10^{6}$	$1{,}61\times10^{6}$
l'/h'	0,7	1,0	1,3
h/l	1,25	0,94	0,75
λ	0,659	0,668	0,663
λh	2,472	2,507	2,487
w/d_i	0,396	0,395	0,385
w_1 (m)	1,70	1,96	2,19

[1] – Kazalo parametara s dodatnim opisom prikazano je u tablici 18.

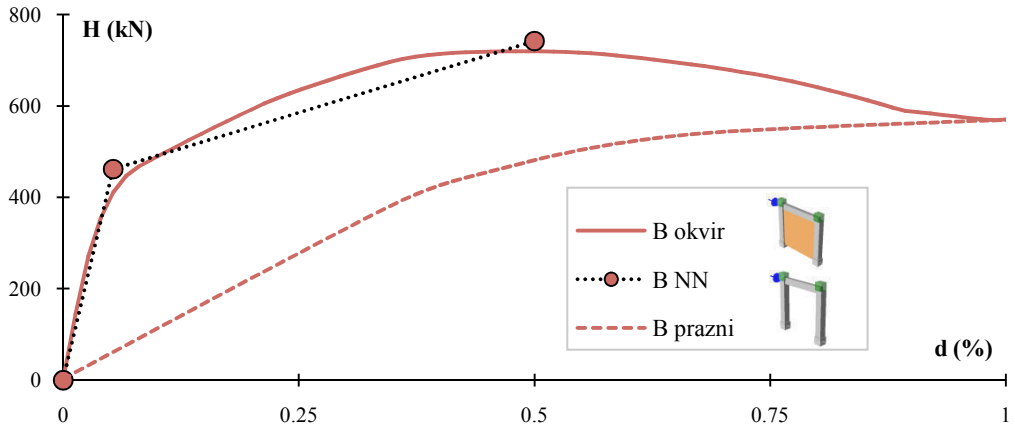
5.4.2. Rezultati proračuna i prognoze neuralnim mrežama

Rezultati prognoze karakterističnih točaka primarne krivulje i numeričkog proračuna su verificirani na osnovi relativne pogrješke između vrijednosti dobivenih neuralnim mrežama i vrijednosti dobivenih numeričkim modeliranjem.

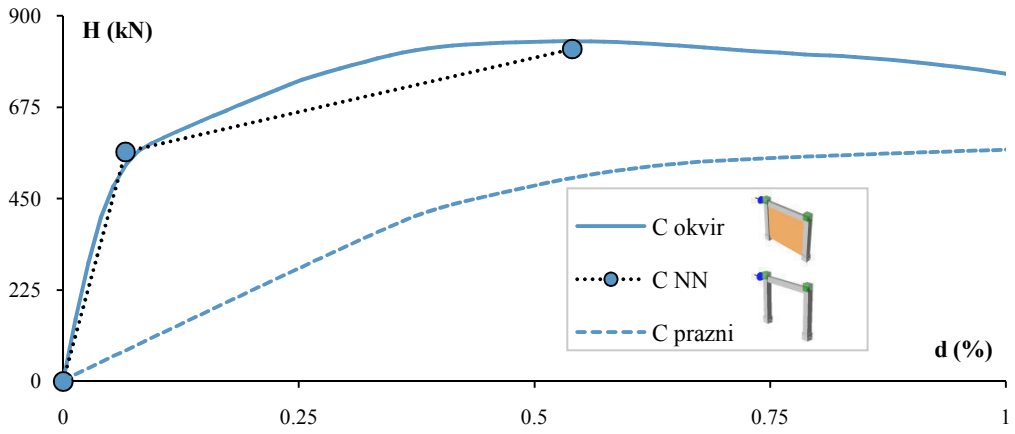
Na slikama 66-68. prikazane su krivulje sila-pomak za armiranobetonske okvire bez ispuna i s ispunima da bi se uočio doprinos nosivosti i krutosti. Okvir s ispunom ima prosječno 8 puta veću krutost i 1,5 puta veću graničnu nosivost u odnosu na prazni okvir. Verifikacija primjene neuralnih mreža za jednokatni, jednorasponski okvir prikazana je u tablici 29. gdje su prikazane relativne pogrješke za svaki od uokvirenih zidova. Usporedbom rezultata neuralnih mreža i modeliranja može se zaključiti da su rezultati u pogledu nosivosti vrlo bliski, dok za razliku od početne krutosti, sekundarna krutost je nešto manja (25%). Srednje vrijednosti relativnih pogrješaka su zadovoljavajuće male (<10%), pa se može zaključiti da su numerički dobiveni rezultati i rezultati prognoze primjenom neuralnih mreža ekvivalentni.



Slika 66. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir A sa i bez zidanog ispuna

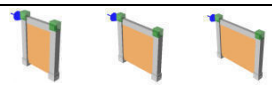


Slika 67. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir B sa i bez zidanog ispuna



Slika 68. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir C sa i bez zidanog ispuna

Tablica 29. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele okvira A, B i C

		A	B	C	ANN	BNN	CNN
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,04	0,054	0,067	0,038{5}	0,053{2}	0,066{1}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,49	0,5	0,51	0,46{8}	0,5{2}	0,54{6}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	357,92	447,04	545,96	363{2}	462{3}	565{3}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	663,83	719,69	815,47	658{1}	742{3}	818{1}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrješku izraženu u postotcima vrijednosti određene neuralnim mrežama u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Na slikama 66-68 usporedbom praznog okvira s okvirom sa zidanim ispunom promatranjem dvaju područja može se zaključiti sljedeće:

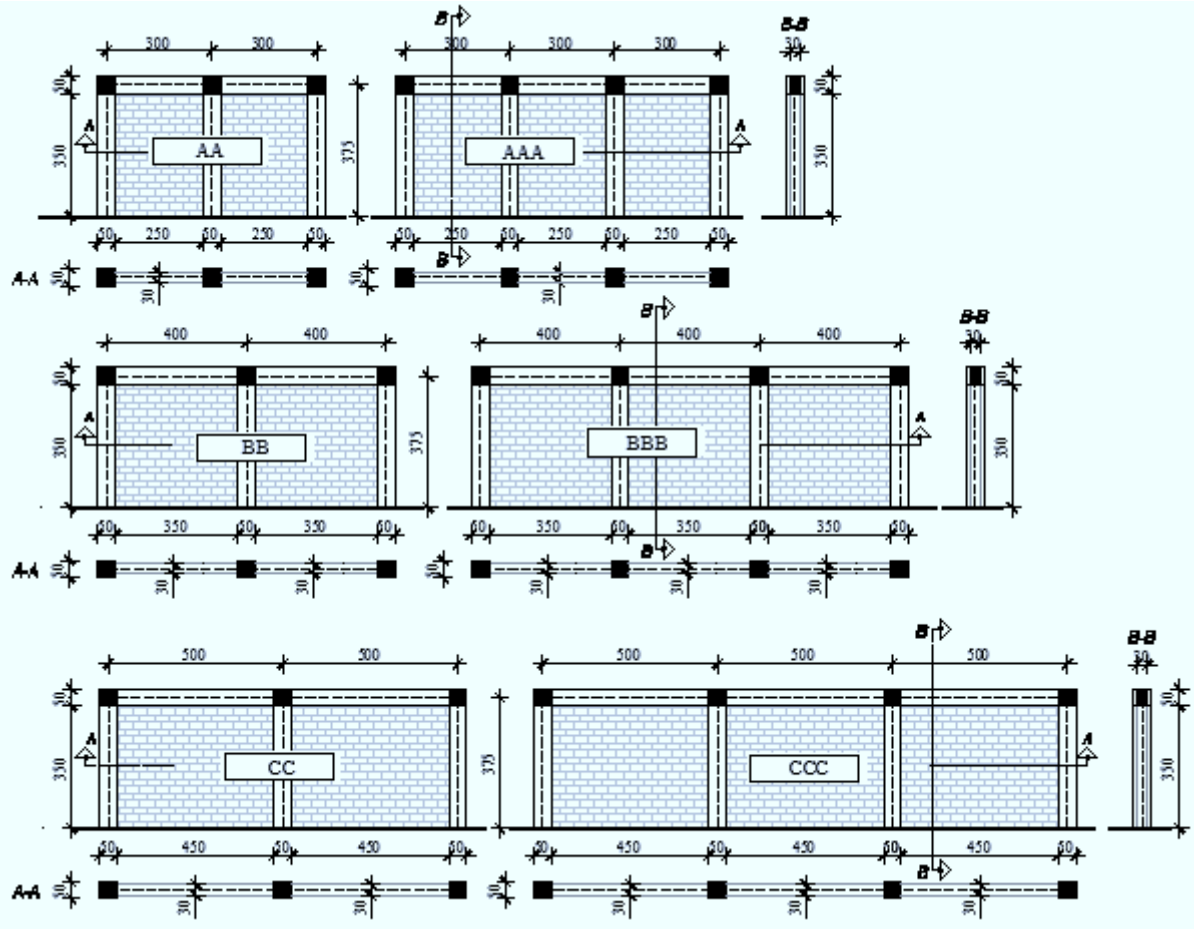
- u području popuštanja zidani ispun preuzima 80% nosivosti, dok AB okvir preuzima 20% nosivosti (10% postupu);

- u području granične nosivosti zidani ispun preuzima prosječno 40%, dok okvir, odnosno svaki od stupova preuzme 30% nosivosti.

S obzirom na navedene vrijednosti možemo zaključiti da dodavanjem dodatnog okvira na inicijalni, nosivost u području popuštanja se povećava za 90%, dok se granična nosivost za svaki od dodanih istovrsnih raspona povećava za 70%.

5.4.2.1. Primjena neuralnih mreža na višerasponskim okvirima istog raspona

Prethodna razmatranja će se proširiti na višerasponske okvire s istim rasponima za dva odnosno tri raspona (slika 69). Kod višerasponskih okvira nisu direktno primjenjeni rezultati dobiveni neuralnim mrežama, nego su oni izraženi i uvršteni u aproksimativne formule s faktorima udjela ovisno o broju raspona.



Slika 69. Modeli višerasponskih okvira uokvirenog zida jednakih raspona

Modeli višerasponskih okvira jednakih raspona dobiveni su dodavanjem jednog (AA,BB,CC) i dva (AAA, BBB, CCC) dodatnog istovrsnog raspona na početni okvir (A, B, C). Za svaki od modela dobiveni su rezultati metodom postupnog guranja u programu Seismostruct v6 (2012.), te su isti prikazani na sljedećim slikama i tablicama. S obzirom na zaključak iz prethodnog poglavlja o doprinosu dodatnog okvira inicijalnom, predložene su sljedeće jednadžbe aproksimacije za višerasponske okvire jednakih primjenom rezultata dobivenim neuralnim mrežama za jednorasponske okvire:

$$d_{y,i} = d_y(NN) \cdot (1 + 0{,}3 \cdot (i-1)) \tag{67}$$

$$d_{u,i} = d_u(NN) \tag{68}$$

$$V_{y,i} = V_y(NN) \cdot (1 + 0{,}9 \cdot (i-1)) \tag{69}$$

$$V_{u,i} = V_u(NN) \cdot (1 + 0{,}7 \cdot (i-1)) \tag{70}$$

gdje je:

$d_{y,i}$ - međukatni pomak pri popuštanju višerasponskog okvira,

$d_{u,i}$ - međukatni granični pomak višerasponskog okvira,

$V_{y,i}$- sila pri popuštanju višerasponskog okvira,

$V_{u,i}$ - granična sila višerasponskog okvira,

d_y (NN) - međukatni pomak pri popuštanju jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

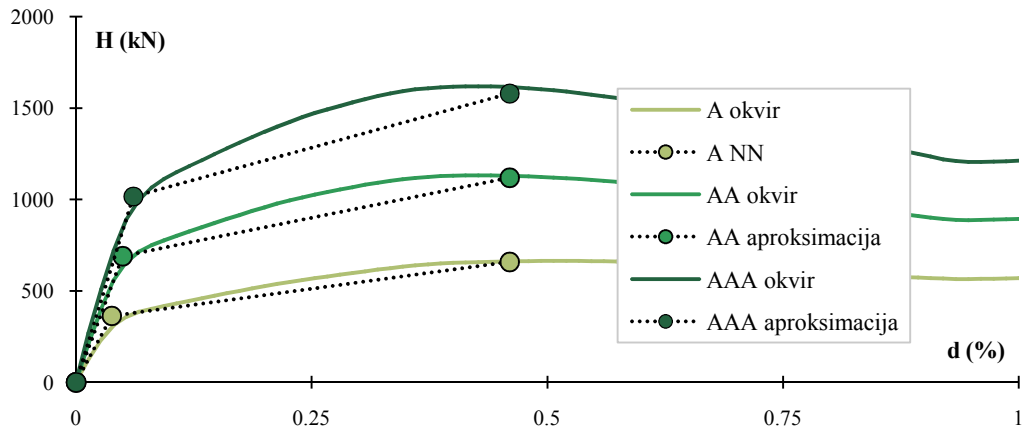
d_u (NN) - međukatni granični pomak jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

V_y (NN) - sila pri popuštanju jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

V_u (NN) - granična sila nosivosti jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

i=2,...,n - broj raspona višerasponskog okvira

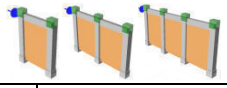
Prihvatljivost izraza 67-80 prikazana je na slici 70. i tablici 30, za višerasponski okvir A s dva i tri raspona. Na slici su krivuljama prikazani rezultati nelinearne analize za tri promatrana okvira, dok su bilinearnim krivuljama prikazana rješenja aproksimativnim jednadžbi.



Slika 70. Primarne krivulje za višerasponski armiranobetonski okvir A sa 2 i 3 raspona

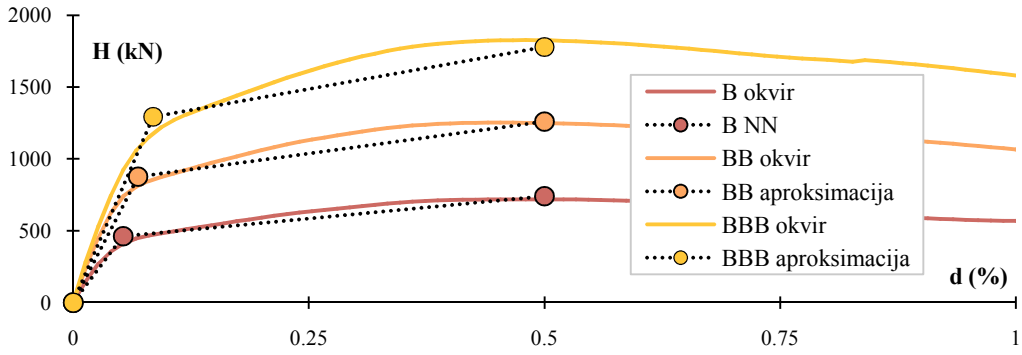
Relativne pogrješke za slučaj višerasponskih okvira za promatrani okvir A su vrlo male: prosječna vrijednost pogrješke za okvir s dva, kao i za okvir s tri raspona je 4%.

Tablica 30. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele višerasponskih okvira AA i AAA

		A	AA	AAA	ANN	AAaproks (67)-(70)	AAAaproks (67)-(70)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,04	0,053	0,067	0,038{5}	0,049{5}	0,061{10}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,5	0,47	0,47	0,46{8}	0,46{1}	0,46{2}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	357,92	656,83	996,97	363{1}	689,7{9}	1016,4{2}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	663,83	1129,91	1617,87	658{1}	1118,6{2}	1579,2{2}

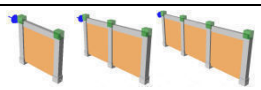
[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Za promatrani okvir B, izrađeni su nelinearni modeli okvira s dva i tri raspona B okvira prikazan krivuljama na slici 71. Primjenom predloženih izraza (67-70) dobivene su bilinearne krivulje, koje su usporedbom s vrijednostima iz nelinearne analize rezultirale srednjim relativnim pogrješkama od 6% za promatrane višerasponske okvire.



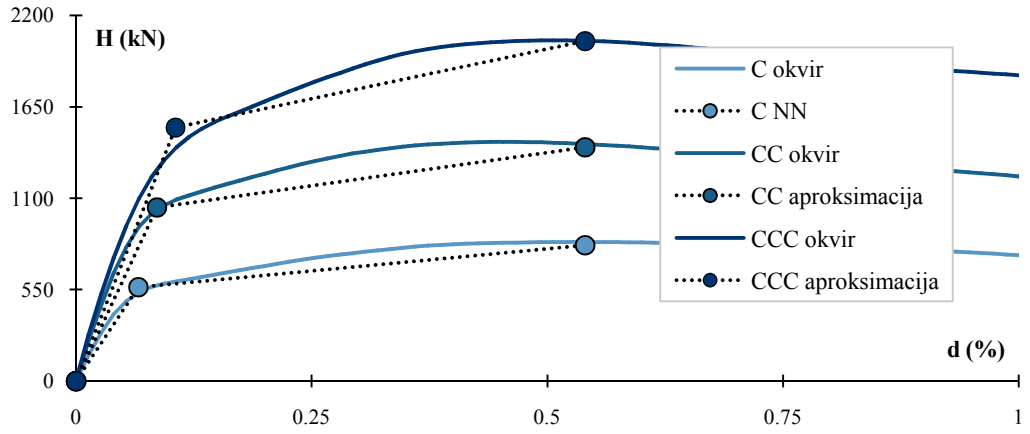
Slika 71. Primarne krivulje za višerasponski armiranobetonski okvir B sa 2 i 3 raspona

Tablica 31. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele višerasponskih okvira BB i BBB

		B	BB	BBB	BNN	BBaproks (67)-(70)	BBBaproks (67)-(70)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,054	0,08	0,093	0,053{2}	0,069{14}	0,085{9}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,49	0,48	0,47	0,5{2}	0,5{4}	0,5{6}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	474,04	846,43	1219,77	462{3}	877,8{4}	1293,6{6}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	719,69	1253,28	1827,99	742{3}	1261,4{1}	1780,8{3}

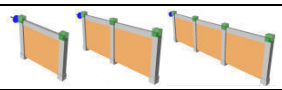
[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrješku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Za okvire CC i CCC na slici 72. prikazani su rezultati nelinearne analize i bilinearne krivulje dobivene aproksimativnim formulama. Prosječne relativne pogrješke za aproksimaciju pomoću neuralnih mreža su iznosile 4 % za dva i 3% za tri raspona okvira.



Slika 72. Primarne krivulje za višerasponski armiranobetonski okvir C sa 2 i 3 raspona

Tablica 32. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele višerasponskih okvira CC i CCC

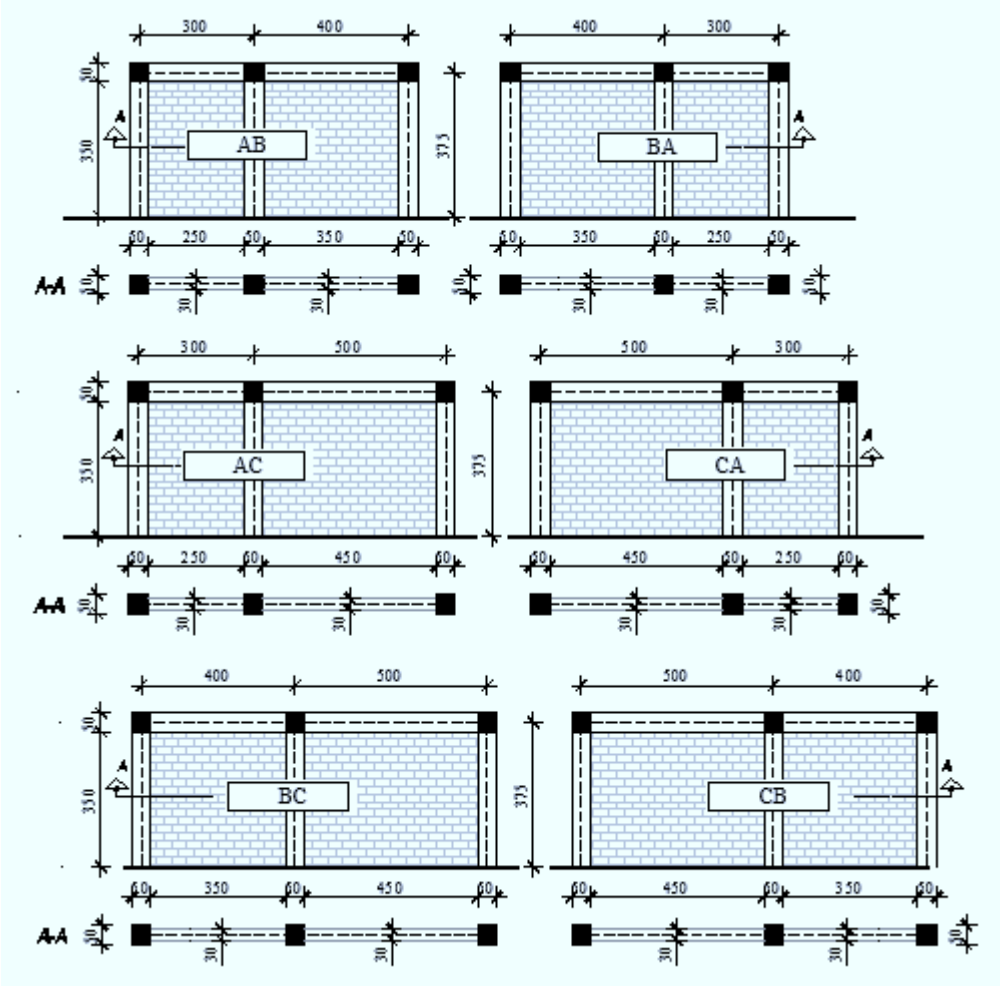
		C	CC	CCC	CNN	CCaproks (67)-(70)	CCCaproks (67)-(70)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,067	0,08	0,107	0,066{2}	0,086{7}	0,1056{1}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,51	0,55	0,55	0,54{6}	0,54{2}	0,54{2}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	567,31	1005,25	1405,98	565{1}	1045,25{4}	1525,5{9}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	837,39	1386,18	2046,39	818{2}	1406,96{2}	2045{1}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrješku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Kod višerasponskih okvira s jednakim rasponima primjenjeni su izrazi aproksimacije za međukatne pomake i sile za oba područja ponašanja. Izrazi aproksimacije predstavljaju doprinos pojedinih okvira u ponašanju višerasponskih okvira. S obzirom na odnose između rezultata dobivenim neuralnim mrežama na jednorasponskim okvirima i rezultata nelinearnog modeliranja za višerasponske okvire može se zaključiti da se sa zadovoljavajućom točnosti (94%) mogu predvidjeti primarne krivulje primjenom predloženih izraza (67-70).

5.4.2.2. Primjena neuralnih mreža na višerasponskim okvirima različitih raspona

Da bi istražili ponašanje višerasponskih okvira s dva, odnosno tri različita raspona, nelinearnim modeliranjem izrađene su kombinacije od tri okvira A, B, C s ciljem verifikacije primjene rezultata dobivenih neuralnim mrežama. Na slici 73. prikazani su modeli višerasponskih okvira s dva različita raspona.



Slika 73. Modeli dvorasponskih okvira različitih raspona

Usporedbom rezultata primarnih krivulja okvira s dva, odnosno tri različita raspona, predloženi su sljedeći izrazi aproksimacije:

$$d_{yr,i} = d_{y1}(NN) + 0{,}3.\sum_{j=2}^{n} V_{yj}(NN) \tag{71}$$

$$d_{ur,i} = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} d_{uj}(NN) \tag{72}$$

$$V_{yr,i} = V_{y1}(NN) + 0{,}9.\sum_{j=2}^{n} V_{yj}(NN) \tag{73}$$

$$V_{ur,i} = V_{u1}(NN) + 0{,}7.\sum_{j=2}^{n} V_{uj}(NN) \tag{74}$$

gdje je:

$d_{yr,i}$ - međukatni pomak pri popuštanju višerasponskog okvira različitih raspona,

$d_{ur,i}$ - međukatni granični pomak višerasponskog okvira različitih raspona,

$V_{yr,i}$ - sila pri popuštanju višerasponskog okvirarazličitih raspona,

$V_{ur,i}$ - granična sila višerasponskog okvirarazličitih raspona,

d_{yj} (NN) - međukatni pomak pri popuštanju jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

d_{uj}(NN) - međukatni granični pomak jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

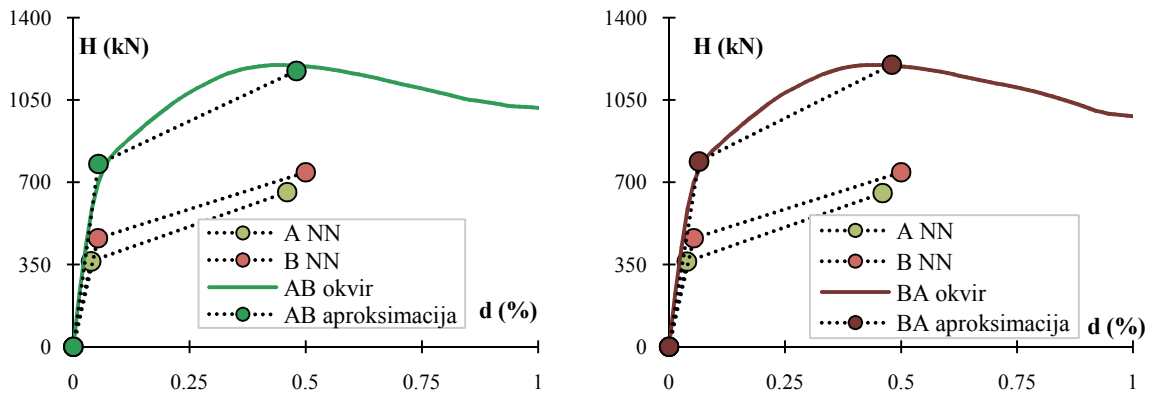
V_{yj} (NN) - sila pri popuštanju jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

V_{uj} (NN) - granična sila nosivosti jednorasponskog okvira dobiven pomoću NN

i=2,...,n - broj raspona višerasponskog okvira

j=1,...,n - redni broj okvira u višerasponskom okviru

Na slici 74. prikazani su rezultati za dvorasponski okvir s kombinacijama A i B okvira različitih raspona: krivuljom su prikazani rezultati nelinearnom modeliranja dvorasponskih okvira, dok su bilinearnim krivuljama prikazani prvotno rezultati dobiveni neuralnim mrežama (A NN, B NN), te bilinearne krivulje aproksimativnih jednadžbi (71-74), koje se uspoređuju s rezultatima nelinearne analize.

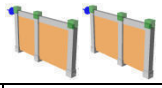


Slika 74. Primarne krivulje za dvorasponski armiranobetonski okvir AB i BA

Promatrano u tabličnom prikazu (tablica 33.) za modele AB i BA najveća odstupanja su u slučaju međukatnog pomaka područja popuštanja i to za prosječnu relativnu pogrešku od 9%.

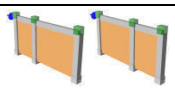
Prosječna relativna pogreška za 4 promatrane vrijednosti za kombinaciju okvira AB i BA je 6 %, odnosno 5%. Kako rezultati za okvire s istom kombinacijom, ali različitim rasporedom okvira nisu jednaki dokazano je kako je prvi okvir onaj koji najviše doprinosi ponašanju višerasponskog okvira i to sa 100% vrijednosti i za područje popuštanja i za područje granične nosivosti.

Tablica 33. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele dvorasponskih okvira AB i BA

		ANN	BNN	AB	BA	ABaproks (71-74)	BAaproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,038	0,053	0,06	0,06	0,054{10}	0,064{7}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,46	0,5	0,44	0,44	0,48{9}	0,48{9}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	362	462	764,33	765,62	777,8{2}	787,8{3}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	658	742	1198,25	1198,61	1173,4{2}	1199,8{0}

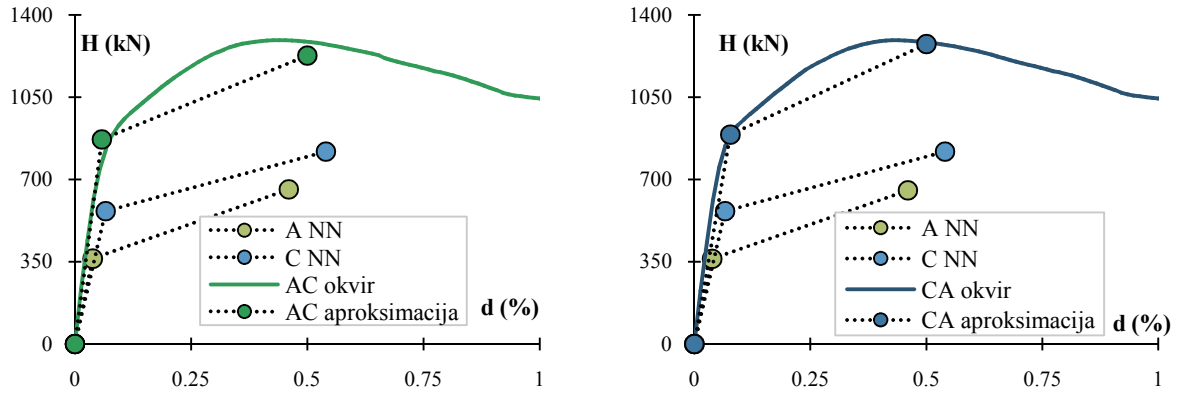
[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Tablica 34. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele dvorasponskih okvira AC i CA

		ANN	CNN	AC	CA	ACaproks (71-74)	CAaproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,038	0,066	0,067	0,08	0,058{13}	0,077{3}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,46	0,54	0,48	0,48	0,5{4}	0,5{4}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	362	565	829,41	898,88	870,5{5}	890,8{1}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	654	818	1292,75	1291,81	1226,6{5}	1275,8{1}

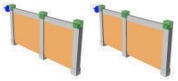
[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Za kombinacije okvira A i C, srednja relativna pogreška je 7%, odnosno 2%, za okvire AC i CA (slika 75. tablica 34).



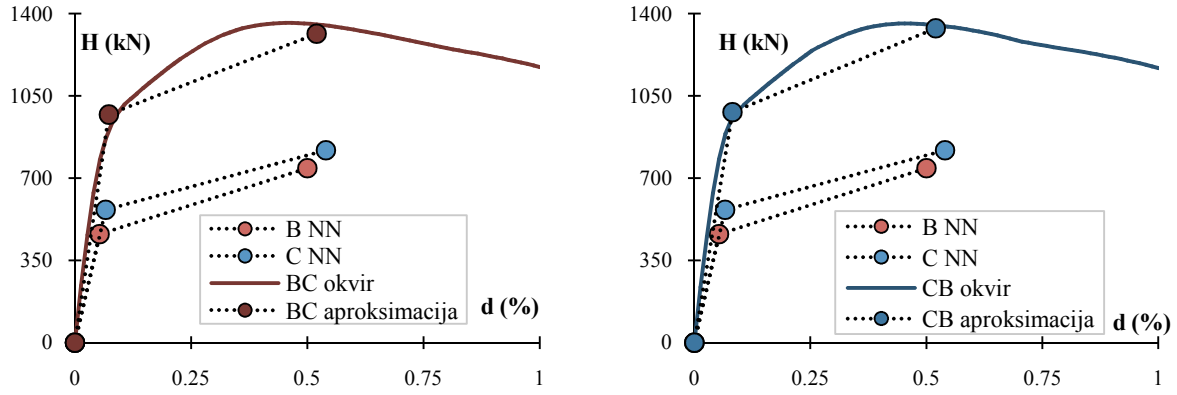
Slika 75. Primarne krivulje za dvorasponski armiranobetonski okvir AC i CA

Tablica 35. Verifikacija primjene neuralnih mreža za modele dvorasponskih okvira BC i CB

		BNN	CNN	BC	CB	BCaproks (71-74)	CBaproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,053	0,066	0,08	0,08	0,073{9}	0,082{2}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,5	0,54	0,49	0,49	0,52{6}	0,52{6}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	462	565	934,02	986,58	970,5{4}	980,8{1}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	742	818	1359,93	1357,18	1314,6{3}	1337,4{1}

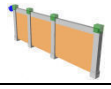
[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Prosječna relativna pogreška za dvorasponske okvire nastale kombinacijom okvira B i C iznose 6%, odnosno 3%.



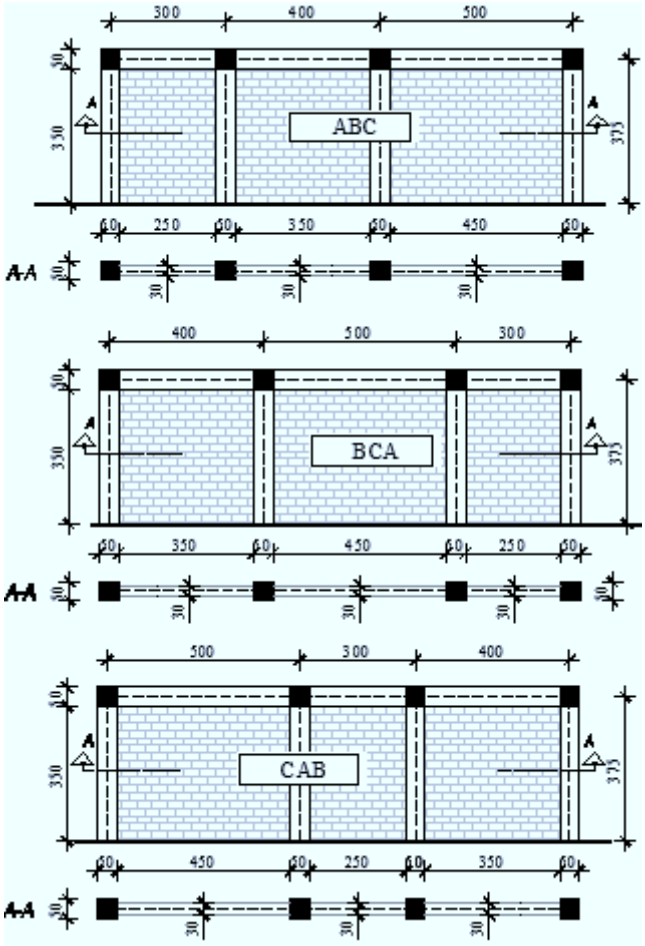
Slika 76. Primarne krivulje za dvorasponski armiranobetonski okvir BC i CB

Tablica 36. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model okvira s tri raspona ABC

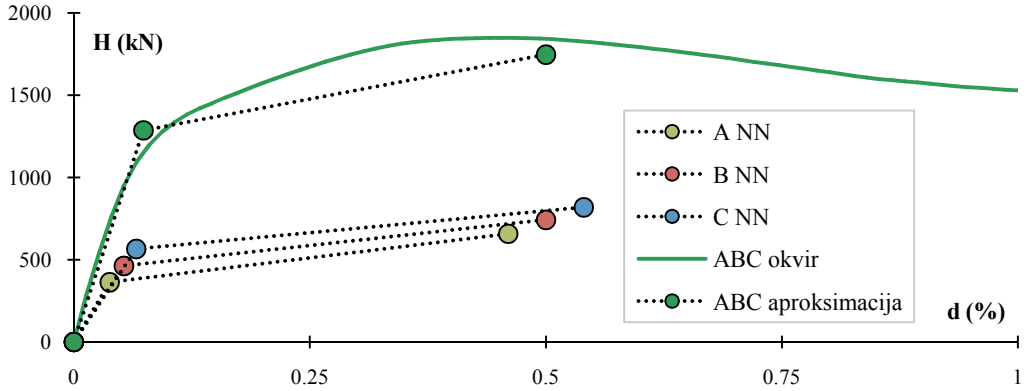
		ANN	BNN	CNN	ABC	ABCaproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,038	0,053	0,066	0,08	0,073{8}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,46	0,5	0,54	0,45	0,5{11}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	362	462	565	1197,65	1286,3{7}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	654	742	818	1848,31	1746{6}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene izrazima aproksimacije u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Nakon što su rezultati pokazali primjenjivost aproksimativnih jednažbi (71-74) za različite raspone dvorasponskih okvira, napravljena je analiza za trorasponske pri čemu je svaki okvir imao drugačiju vrijednost raspona od tri u nizu (slika 77).



Slika 77. Modeli trorasponskih okvira različitih raspona

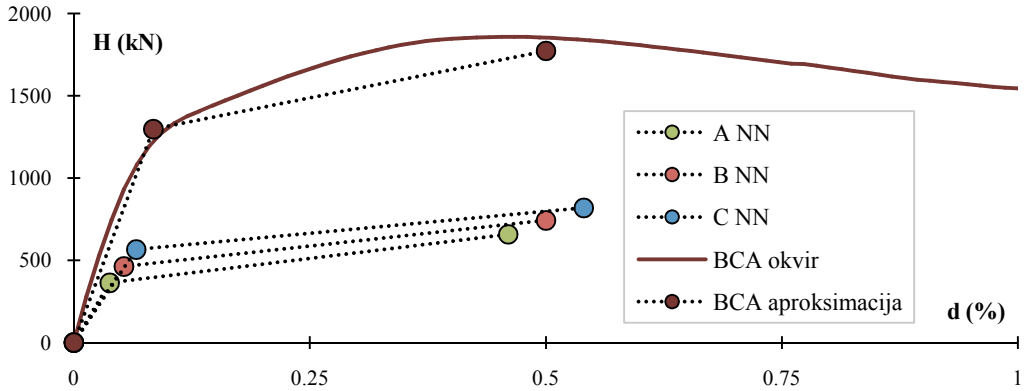


Slika 78. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir s tri raspona ABC

Tablica 37. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model okvira s tri raspona BCA

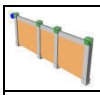
		ANN	BNN	CNN	BCA	BCAaproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,038	0,053	0,066	0,085	0,084{1}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,46	0,5	0,54	0,47	0,5{6}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	362	462	565	1275,44	1296,3{2}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	654	742	818	1857,63	1772,4{5}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrješku izraženu u postotcima vrijednosti određene neuralnim mrežama u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

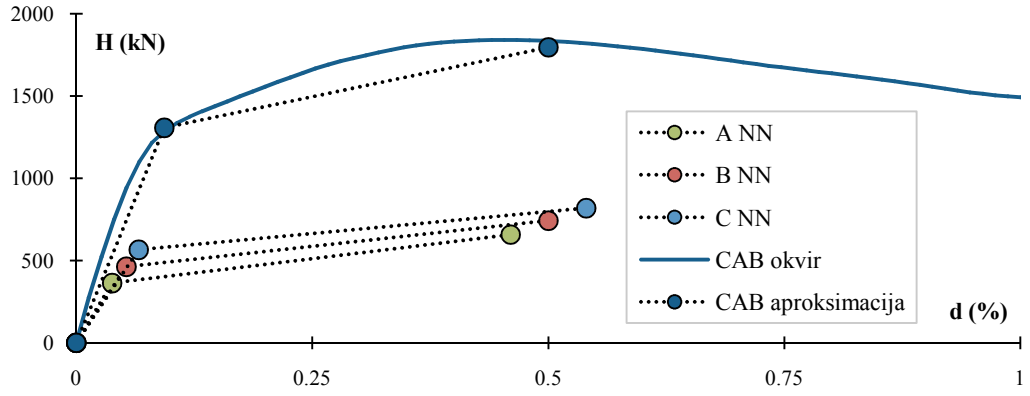


Slika 79. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir s tri raspona BCA

Tablica 38. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model okvira s tri raspona CAB

		ANN	BNN	CNN	CAB	CABaproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,038	0,053	0,066	0,09	0,093{4}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,46	0,5	0,54	0,48	0,5{4}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	362	462	565	1285,47	1306,6{2}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	654	742	818	1840,39	1795,2{3}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene neuralnim mrežama u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

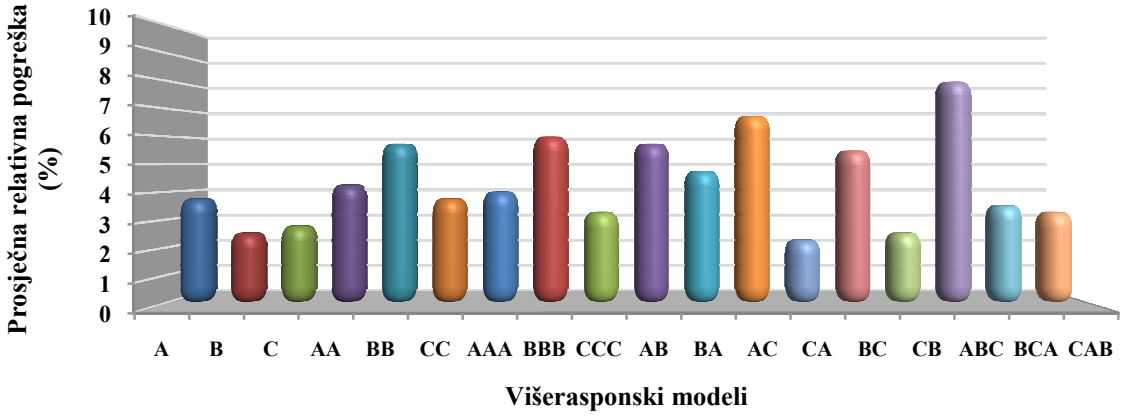


Slika 80. Primarne krivulje za armiranobetonski okvir s tri raspona CAB

5.4.2.3. Zaključak

Primjenom jednadžbi 71-74 predviđanje ponašanja za višerasponske okvire s različitim rasponima rezultiralo je vrlo malim odstupanjima (maksimalno odstupanje je 8%) u odnosu na vrijednosti dobivene nelinearnim modeliranjem. Na ovaj način je dokazana prihvatljivost izraza aproksimacije i primjena za višerasponske okvire neovisno o tipu (isti ili različiti rasponi), broju raspona i rasporedu.

Usporedbom primarnih krivulja armiranobetonskih višerasponskih okvira sa zidanim ispunima s rezultatima neuralnih mreža za jednorasponske okvire i primjenom izraza aproksimacije može se zaključiti da se ponašanje višerasponskih okvira može predvidjeti s točnošću od minimalno 92%. Rezultati neuralnih mreža su pokazali da je predviđanje ponašanja u pogledu nosivosti armiranobetonskih okvira sa zidanim ispunima vrlo realno s malom prosječnom pogrješkom od 5% za nosivost u području popuštanja i 4% za graničnu nosivost.



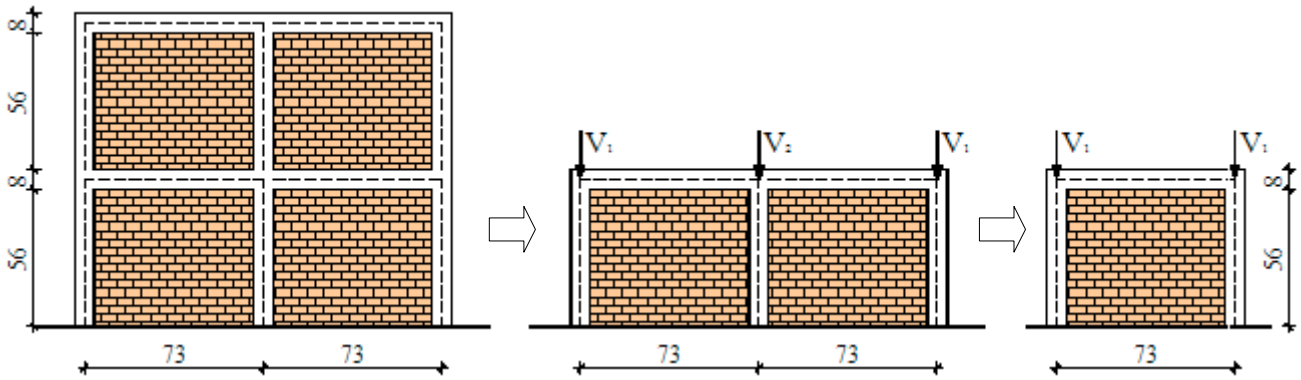
Slika 81. Prosječne relativne pogreške za primjenu izraza za aproksimaciju kod višerasponskih modela

Prijedlozi izraza koji se primjenjuju za određivanje primarnih krivulja višerasponskih okvira obuhvaćaju pravila da prvi okvir sudjeluje u potpunosti u nosivosti višerasponskih okvira, dok sljedeći okviri u nizu sudjeluju s 90% za područje popuštanja, odnosno 70% za područje granične nosivosti. Za određivanje pomaka pri graničnoj nosivosti mjerodavna je srednja vrijednost od svih pojedinačnih okvira u nizu višerasponskog okvira.

5.4.2.4. Primjena neuralnih mreža na višerasponskim i višekatnim okvirima različitih raspona

S ciljem utvrđivanja primjenjivosti neuralnih mreža naučenih na eksperimentalnoj bazi podataka EDIF, obavljena je evaluacija izraza za višerasponske okvire različitih i istih raspona na višekatnim građevinama. Kako su neuralne mreže nastale kao rezultat na jednokatnim i jednorasponskim okvirima za primjenu neuralnim mreža izrađeni su modeli aproksimacije. Temelje se na tome da se mase i opterećenja sa svih katova, prenose na stupove prizemlja. Kod višerasponskih modela, svaki od raspona je uzet kao pojedini jednorasponski okvir (slike 82, 84, 86). Pri odabiru vertikalnih sila za ulazne podatke pri procesuiranju neuralnih mreža odabrane su one koje odgovaraju rubnim uvjetima u slučaju dvorasponskih okvira jer je pretpostavljeno pri definiranju ulaznih podataka da su obje sile koje predstavljaju vertikalno opterećenje međusobno jednake.

Kontrola primjene obavljena je na eksperimentalnim uzorcima iz poglavlja 6: dvokatne građevine IFS, trokatne građevine Patras i četvorokatne građevine projektirane prema EC2 i EC8 (Fardis,1996.). S obzirom da se radi o višekatnim konstrukcijama, gravitacijsko opterećenje od katova je modelirano kao čvorno opterećenje u obliku mase koja djeluje na stupove prizemlja. Predstavlja vlastitu težinu stupova, greda, ploče i zidanog ispuna zajedno sa stalnim i korisnim opterećenjem od 2kN/m^2.



Slika 82. Model aproksimacije za višekatnu i višerasponsku građevinu IFS

Tablica 39. Opterećenje na jednokatnim, jednorasponskim okvirima

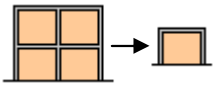
	Sila V_1 (kN)	Sila V_2 (kN)	Sila V_3 (kN)
Dvokatna zgrada IFS	21,2	21,2	-
Trokatna zgrada Patras	194,85	292,49	146,66
Cetverokatna zgrada EC8	233,26	464,02	309,52

Tablica 40. Ulazni podaci za procesuiranje neuralnih mreža

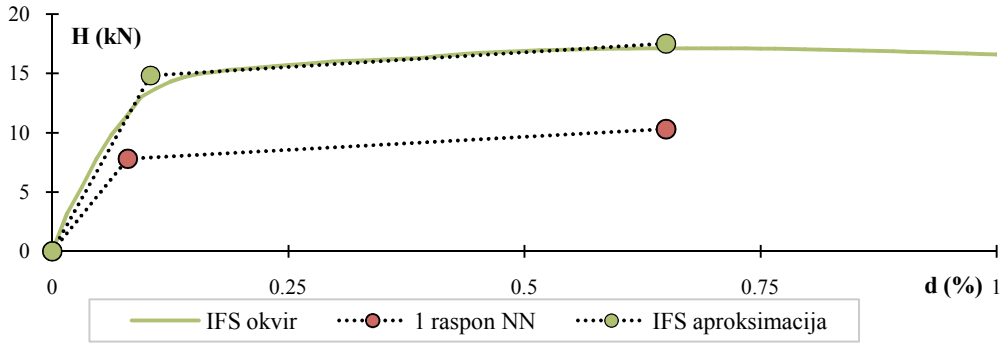
Zgrade		a	b	g	r_c	f_y	λh	N
Dvokatna IFS		0,87	1	2,66	1,76	240	2,65	21,2
3-katna	4m	0,875	0,76	3,57	2,00	555,0	2,22	194,9
	6m	0,583	0,76	3,57	2,00	555,0	2,12	146,7
4-katna EC8	4m	0,875	0,76	3,57	2,35	553,5	2,47	233,3
	6m	0,583	0,76	3,57	2,35	553,5	2,38	309,5

Aproksimacija dvokatnog dvorasponskog okvira IFS sastojala se u svođenju sustava na jednorasponski jednokatni okvir s pripadajućim opterećenjem, vertikalnim koncentriranim silama koje predstavljaju masu kata. Kako je riječ o simetričnom sustavu zamjenski sustav je bio jedan okvir kod kojeg su se za aproksimaciju primjenili izrazi za jednake raspone (67-70). Usporedbom rezultata dobivenih numeričkim modeliranjem na cjelokupnom sustavu i primjenom aproksimativnih izraza neuralnih mreža može se zaključiti da se iste s dostatnom prihvatljivošću mogu primijeniti osim za višerasponske i za višekatne konstrukcije. Najveća relativna pogrješka u slučaju IFS okvira iznosila je 8%, dok je srednja relativna pogrješka iznosila 4,5% (tablica 41, slika 83).

Tablica 41. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model višekatnog IFS okvira

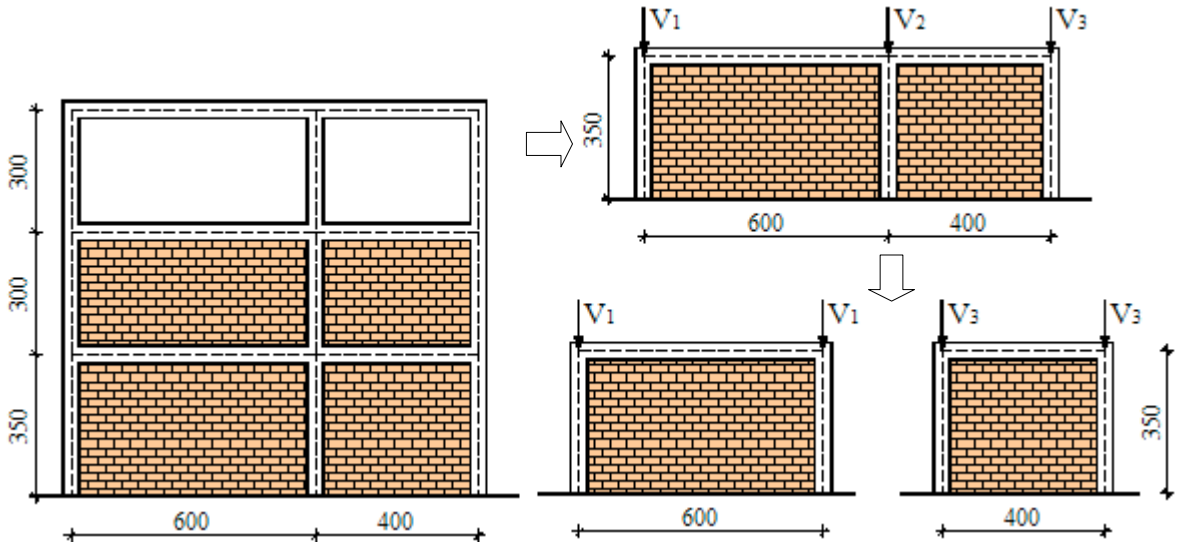
		NN	IFS	IFS aproks (67-70)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,08	0,104	0,104{5}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,65	0,65	0,67{3}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	7,8	14082	13,7{8}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	10,3	17,51	17,13{2}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene neuralnim mrežama u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.



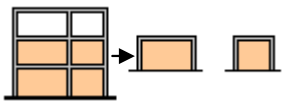
Slika 83. Primarne krivulje za višekatnu i višerasponsku IFS građevinu

Patras višekatni okvir (slika 84) sastoji se od tri kata od kojih su samo prizemlje i prvi kat ispunjeni zidanim ispunom (nejednolika raspodjela zidanog ispuna po visini konstrukcije) s dva raspona. Kako su rasponi različitih dimenzija za primjenu aproksimativnih formula bilo je nužno uporabiti izraze (71-74). Bez obzira što je drugi kat bio primjer praznog okvira, primijenjen je isti postupak kao i u slučaju IFS okvira; mase katova su predstavljene pomoću vertikalnog opterećenja na stupove jednorasponskog okvira.



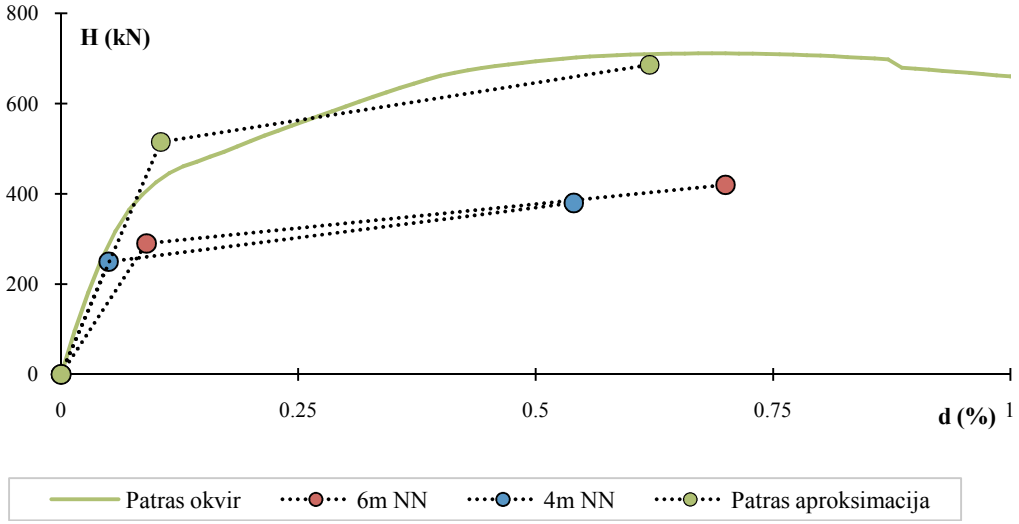
Slika 84. Model aproksimacije za višekatnu i višerasponsku građevinu Patras

Tablica 42. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model višekatnog Patras okvira

		6mNN	4mNN	Patras	Patras aproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,09	0,05	0,11	0,105{5}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,7	0,54	0,69	0,62{9}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	290	250	446,24	515{14}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	420	380	711,25	686{4}

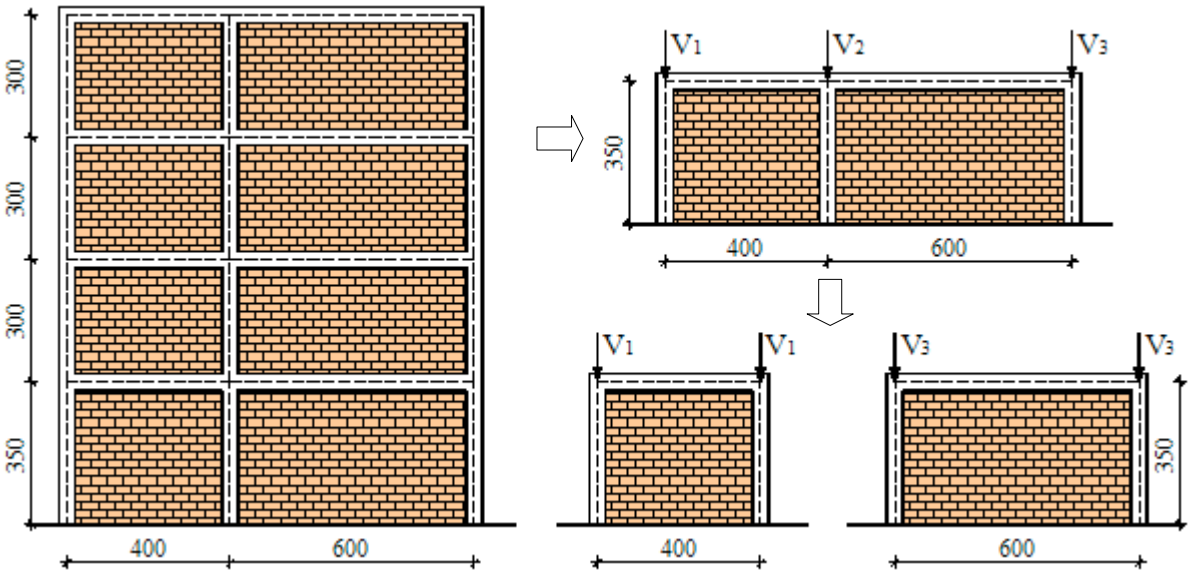
[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene neuralnim mrežama u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Rezultati usporedbe pokazuju primjenjivost izraza višerasponskih okvira različitih raspona (71-74) i na višekatne okvire s nejednolikom raspodelom zidanog ispuna sa srednjom relativnom pogreškom od 8%.

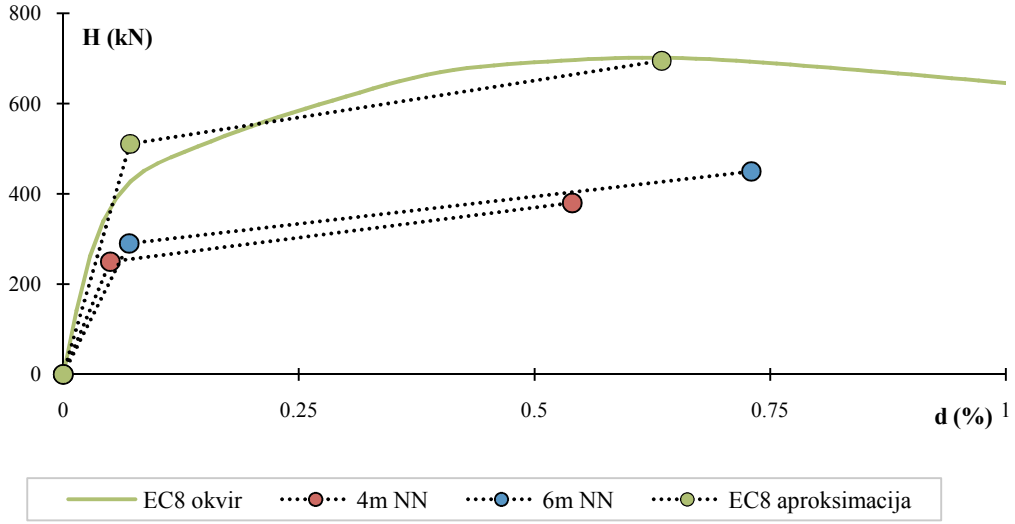


Slika 85. Primarne krivulje za višekatnu i višerasponsku Patras građevinu

Višekatni okvir EC8 predstavlja četverokatnicu nejednolikih raspona koja se za primjenu aproksimativnih izraza pojednostavila na dva jednokatna jednorasponska okvira od 4 i 6 metara. Primjenom izraza (71-74) na osnovu kojih prvi okvir u sustavu sudjeluje sa 100% nosivosti, a drugi preuzima 90% za područje popuštanja, odnosno 70% nosivosti, odnosno granično područje, utvrđuje se srednja relativna pogrješka od 7% (slika 87, tablica 43).

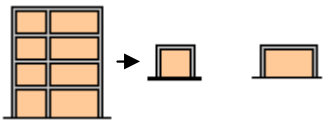


Slika 86. Model aproksimacije za višekatnu i višerasponsku građevinu EC8



Slika 87. Primarne krivulje za višekatnu i višerasponskuEC8 građevinu

Tablica 43. Verifikacija primjene neuralnih mreža za model višekatnog EC8 okvira

		4mNN	6mNN	EC8	EC8aproks (71-74)
d_y (%)	pomak u području popuštanja	0,05	0,07	0,071	0,08{11}
d_u (%)	granični pomak nosivosti	0,54	0,73	0,635	0,615{3}
V_y (kN)	sila u području popuštanja	250	290	511	451,15{13}
V_u (kN)	granična sila nosivosti	380	450	695	701,65{1}

[1] – Vrijednosti u zagradama {} predstavljaju relativnu pogrješku izraženu u postotcima vrijednosti određene neuralnim mrežama u odnosu na vrijednosti iz nelinearne numeričke analize.

Osim za višerasponske, formule (67-70) i (71-74) primjenjene su i na višekatne konstrukcije svodeći višekatnu konstrukciju na jednokatnu s pripadajućim gravitacijskim opterećenjem koje djeluje kao vertikalne sile na stupovima. Predviđanje vrijednosti karakterističnih točaka primarne krivulje, pomaka i sila, za višekatne višerasponske okvire bez obzira na katnost, različitost raspona i nejednoliku raspodjelu zidnanih ispuna po visini konstrukcije iznosilo je minimalno 92 %. Time je potvrđena primjenjivost aproksimativnih izraza uz uporabu rezultata dobivenih neuralnim mrežama.

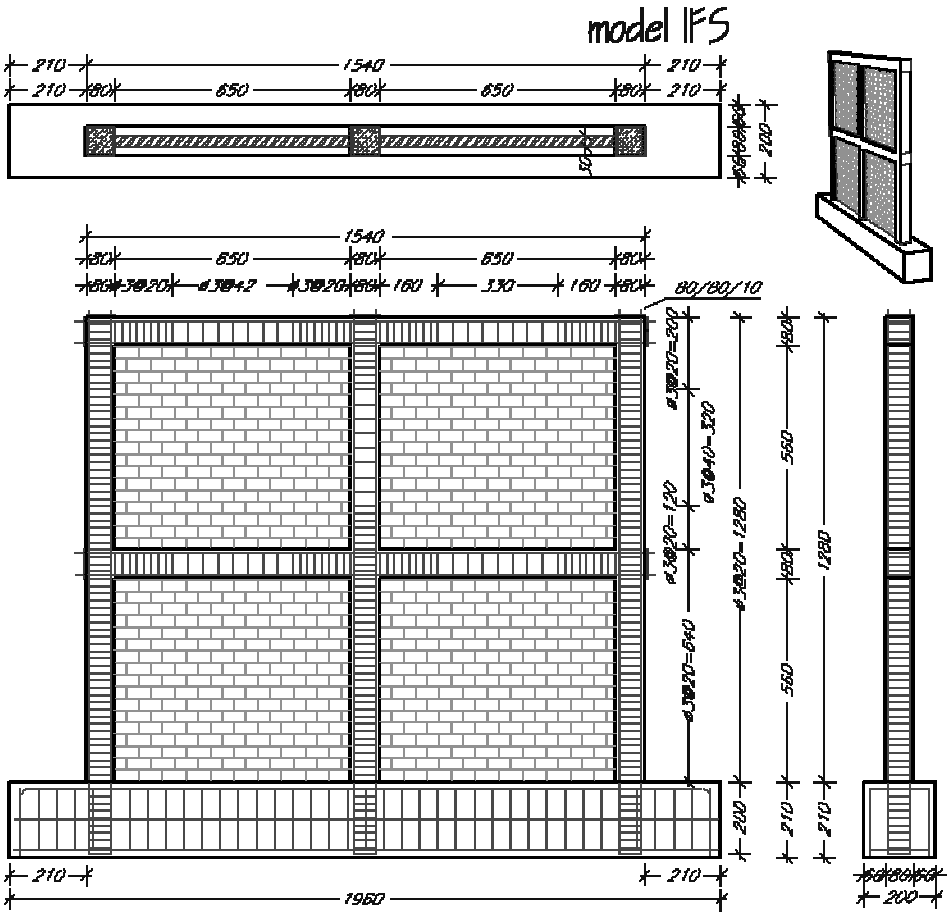
6. PROVJERA MODELA AB OKVIRA SA ZIDANIM ISPUNOM NA EKSPERIMENTALNO ISPITANIM VIŠEKATNIM, VIŠERASPONSKIM OKVIRIMA

S ciljem provjere numeričkog modela kalibriranog u prethodnom poglavlju, a u svrhu provjere njegove pouzdanosti za modelne zgrade parametarske analize sukladno prihvatljivom ponašanju, obavljeno je modeliranje tri višekatna i višerasponska eksperimentalno ispitana okvira s zidanim ispunom.

6.1. Dvokatna zgrada IFS (Gostič, 2000.)

6.1.1. Opis konstrukcije i opterećenja

Dvokatna zgrada je ispitana statičkim cikličnim opterećenjem tijekom 1995. godine u Građevinskom institutu ZRMK (Zavodu za raziskavo materijala in konstrukcij) u Ljubljani. Izrađena je u mjerilu 1:4 pomoću teorije potpune modelne podobnosti, što znači da su modeli izrađeni od posebnih modelnih materijala.



Slika 88. Tloris i pogled na dvokatnu zgradu IFS (Gostič, 2000.)

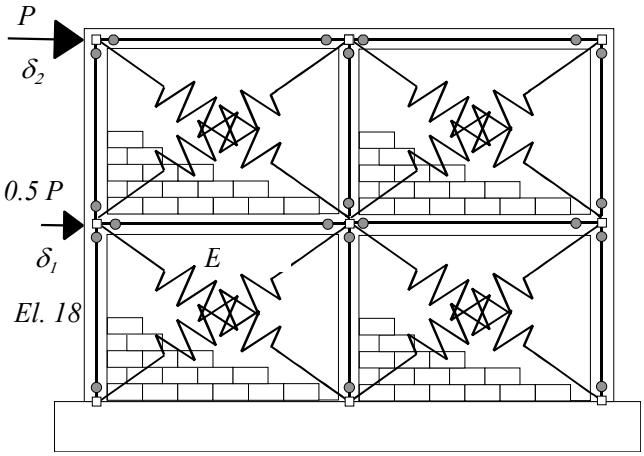
Model (IFS) predstavlja konstrukciju koja je projektiranja s ciljem proučavanja utjecaja broja i rasporeda zidanog ispuna na svojstva konstrukcije. Konstrukcija je ravninska s dva raspona od 0,65 m i dva kata iste visine od 0,56 m. Stup i greda su istog poprečnog presjeka, što nije u skladu s pristupom Eurokoda 8 "slaba greda-jaki stup", ali je u skladu s ciljem projektiranja i jednostavnosti pri donošenju odluka o utjecaju ispuna. Elementi okvira su dimenzija 8×8 cm sa četiri šipke ϕ6 uzdužne armature i poprečnom armaturom od 3,1 mm. U skladu sa zahtjevima Eurokoda 8 kod okvira sa zidanom ispunom, ukupna visina svih stupaca, osim srednjeg na prvom katu, smatra se kritičnim područjem gdje je poprečna armatura raspoređena s manjim međosobnim razmacima.

Tablica 44. Materijalne i geometrijske karakteristike eksperimentalnog uzorka IFS

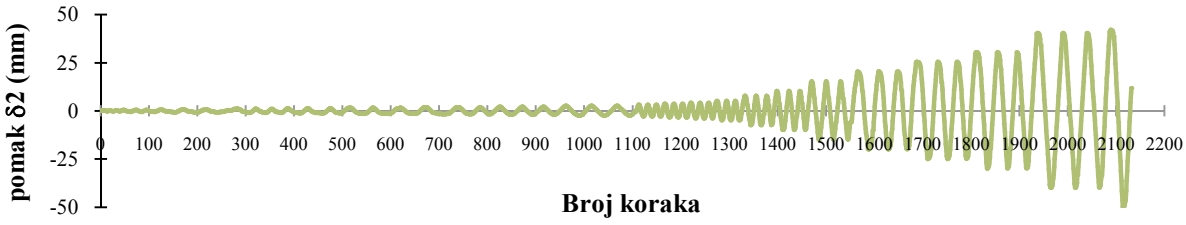
Armirano-betonski okvir	**stup**	**greda**
visina presjeka h (cm)	8	
širina presjeka b (cm)	8	
uzdužna armatura	4ϕ6	
poprečna armatura	ϕ3	
duljina elementa (cm)	56	65
tlačna čvrstoća betona fck (MPa)	9,4	
modul elastičnosti betona Ec (GPa)	14,5	
specifična težina γ (kg/m3)	1880	
granica tečenja armature fy (MPa)	240	
modul elastičnosti armature Es (GPa)	210	

zidani ispun	**prizemlje i I kat**
visina h' (cm)	56
duljina l' (cm)	65
debljina t (cm)	3
tlačna čvrstoća zida fk (MPa)	2
modul elastičnosti zida Ei (MPa)	850

Stupovi okvira IFS su vertikalno opterećeni s 1/3 njihove nosivosti, točnije 21 kN po osi stupa. Horizontalno statičko opterećenje (P) naneseno je silama raspoređenim prema obrnutom trokutu (sila na katu s faktorom 1, sila u prizemlju s faktorom 0,5). Ciklično opterećenje je modelirano rastućom statičkom silom u gornjem čvoru δ2 kao na slici 89.



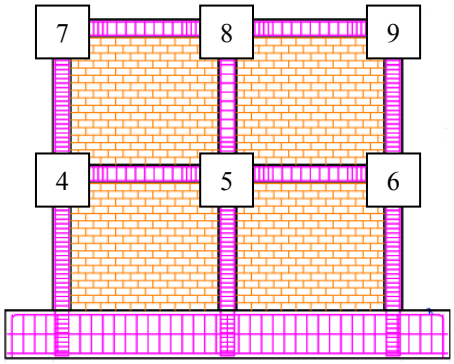
Slika 89. Horizontalno opterećenje IFS (Gostič, 2000.)



Slika 90. Horizontalno ciklično opterećenje δ2 (Gostič, 2000.)

Gravitacijsko opterećenje je modelirano čvornim silama koje djeluju u osima stupova, pri čemu je dodano i vertikalno opterećenje na stupove od 21 kN. Specifična težina betona je 18,8 kN/m3.

Tablica 45. Čvorno vertikalno opterećenje u osima stupova



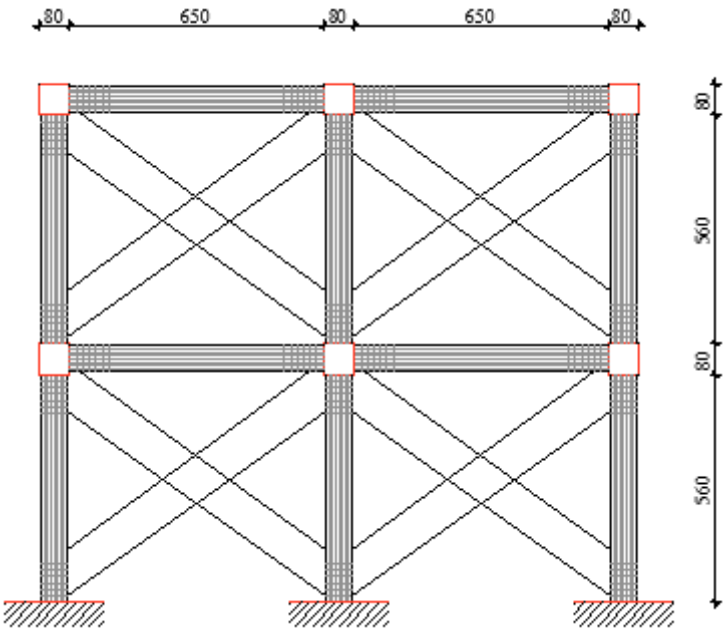
Čvor	*Etaža 1 G (kN)*	*Etaža 2 G(kN)*
4-7	*21,20*	*21,12*
5-8	*21,33*	*21,21*
6-9	*21,20*	*21,12*

6.1.2. Numerički model

Numerički nelinearni model (slika 91) temelji se na kalibriranom modelu čija je prihvatljivost prethodno potvrđena na jednokatnim, jednorasponskim okvirima (poglavlje 5.3.) u programu Seismostruct ver.6 (2012).

Elementi a-b okvira modelirani su kao FBPH elementi – force-based elementi s plastičnim zglobovima na kraju elemenata čije su duljine iznosile od 12,5% za stup i 16,4% za gredu duljine elementa. Za svaki od elemenata zadana je uzdužna armatura iz tablice 44. Za materijalne karakteristike betona primijenjen je Manderov model, čime je uzeta u obzir ovijenost betona s koeficijentom ovijesnosti od 1,2 i Menegotto-Pinto model za nelinearni model armaturnog čelika s vrijednostima prema tablici 44.

Zidani ispun modeliran je kao panel model s kalibriranim parametrima histereznog aksijalnog ponašanja zida prema Crisafulli-u (1997.). Širine zamjenskih dijagonala određene su prema preporukama Stafford-Smitha i Cartera (1969.), a parametri materijalnih i geometrijskih karakteristika prema tablici 46.



Slika 91. Nelinearni numerički model IFS zgrade (mm)

Tablica 46. Materijalne i geometrijske karakteristike zidanih ispuna za IFS zgradu

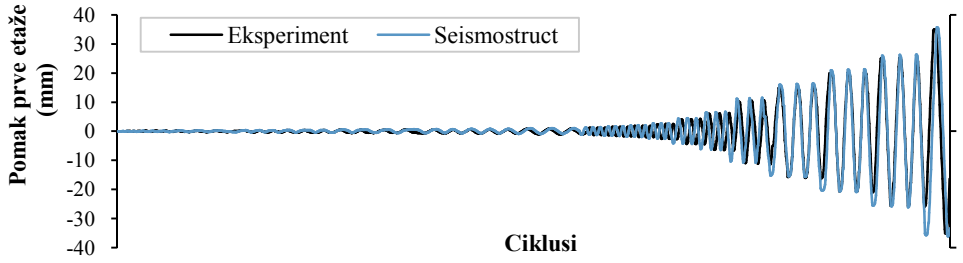
f_k (MPa)	2
E_i (MPa)	850
ε_m	0,004
ε_u	0,0114
ε_1	0,0014
ε_2	0,0063

λh	2,51
$f_{m\theta}$*(MPa)	0,312
A_{ms1}(m^2)	0,01
A_{ms2}(% A_{ms1})	75,36

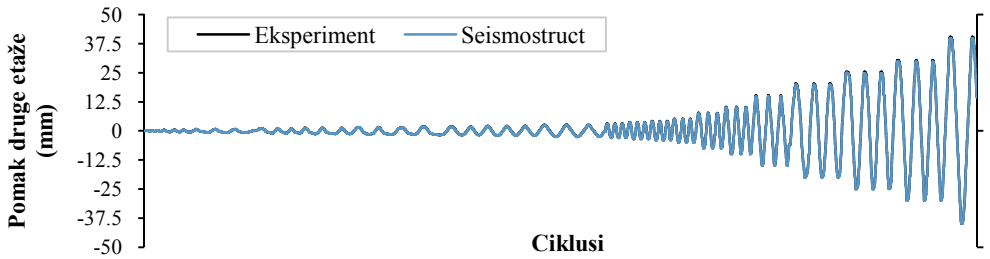
Vertikalno opterećenje je zadano prema tablici 45, dok je promjenjivo horizontalno opterećenje zadano prema zapisu sa slike 90.

6.1.3. Rezultati modeliranja

Rezultati dobiveni numeričkom analizom su u izvrsnoj korelaciji s rezultatima eksperimentalnih istraživanja ovog slučaja (IFS). Usporedbom pomaka prve i druge etaže može se zaključiti da numerički model u potpunosti prati ponašanje modela pri eksperimentu (slike 92. i 93). To se odnosi na krutost i nosivost modela.



Slika 92. Usporedba pomaka prve etaže dobivenih eksperimentalno i numeričkim modelom



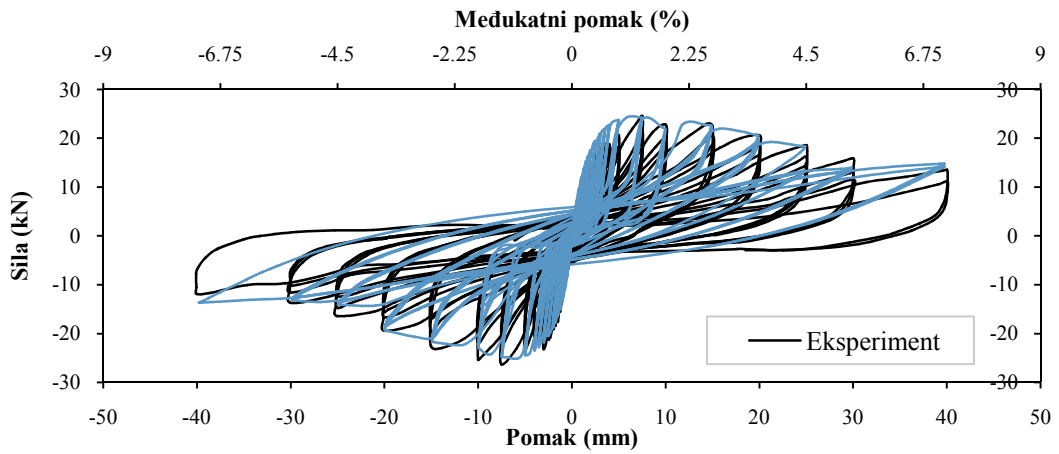
Slika 93. Usporedba pomaka druge etaže dobivenih eksperimentalno i numeričkim modelom

Tablica 47. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta IFS zgrade

IFS dvokatna zgrada		Pomak 1. etaže (mm)	Pomak 2. etaže (mm)	Međukatni pomak 1.etaže (%)	Međukatni pomak 2.etaže (%)	Sila (kN)
Eksperiment	Min	-35,03	-39,85	-6,25	-0,86	-26,32
	Max	35,43	40,38	6,33	0,88	24,51
Seismostruct	Min	-35,88 {3}	-40,31 {1}	-6,41{2}	-0,79{8}	-24,87{6}
	Max	34,52 {3}	39,09{3}	6,16 {3}	0,82 {8}	24,30{1}
Korelacija		0,972	0,989	-	-	0,916

[1] – Vrijednosti u zagradama { } predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički u odnosu na eksperimentalne.

Prikazom u tablici 47. te na slici 94. vidljivo je postizanje odličnih rezultata nelinearnog modela s malim odstupanjima od onih dobivenih eksperimentalnim ispitivanjem. Maksimalne vrijednosti srednje relativne pogrješke i odstupanja od potpune korelacije su 6%, pri čemu možemo zaključiti da model zidanog ispuna kalibriran s obzirom na jednokatni jednorasponski okvir, kao u Poglavlju 5, primijenjen na višekatnim okvirima u potpunosti može prognozirati ponašanje sustava.

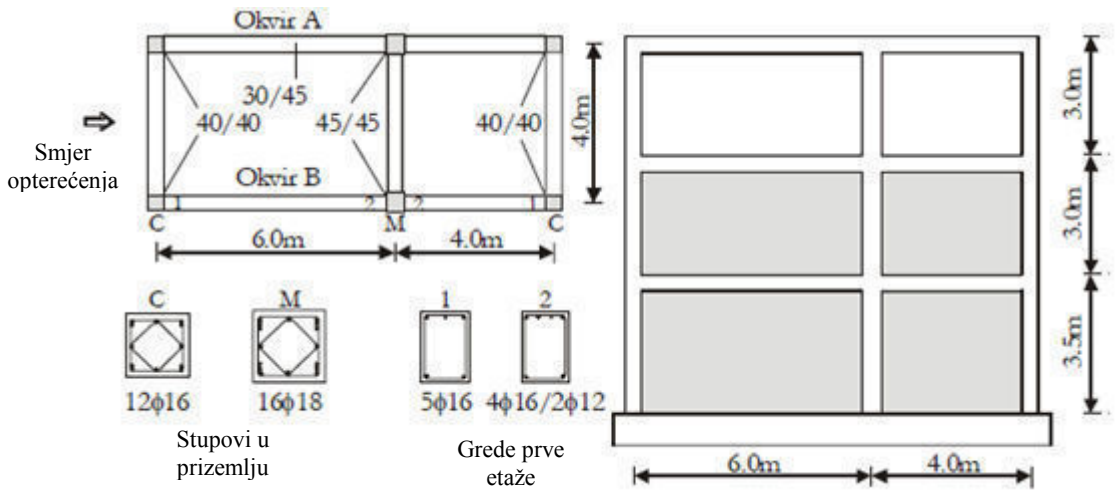


Slika 94. Histerezna petlja sile i (međukatnog) pomaka dvokatne zgrade IFS

6.2. Trokatna zgrada PATRAS (Fardis, 1997.)

6.2.1. Opis konstrukcije i opterećenja

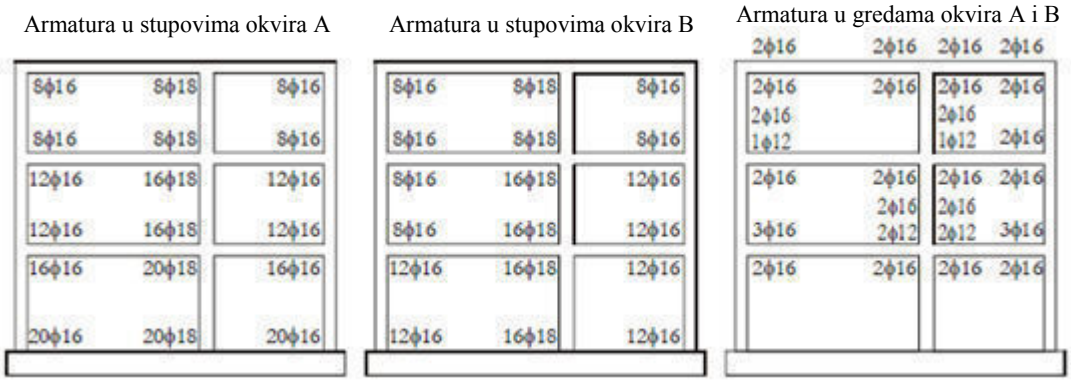
Promatrana trokatna zgrada sastojala se od tri okvira u poprečnom i dva u uzdužnom smjeru kako je prikazano na slici 95. Udaljenost između stupova okvira je 4m i 6m u uzdužnom smjeru i 4 metra u poprečnom smjeru. Visina prve etaže iznosi 3,5 metra dok su ostale etaže 3 metra. Konstrukcija je projektirana na Sveučilištu u Patrasu (Fardis, 1997.).



Slika 95. Tloris, pogled i karakteristični detalji trokatne zgrade

Stupovi su dimenzija 40/40 cm, osim središnjih koji su 45/45 cm. Grede su dimenzija 30/45 cm, dok je debljina ploče 15 cm. Zgrada je projektirana prema Eurokodovima za srednji stupanj duktilnosti (DCM) za projektno ubrzanje tla od 0,3g s klasom betona C25/30, te armaturom S500. Prije

eksperimentalnog ispitivanje zgrade ispitana su mehanička svojstva materijala. Tlačne čvrstoće betona su bile u rasponu od 24,1 do 51,8 MPa. Kako rezultati o tlačnim čvrstoćama betona po elementima zgrade nisu dostupni, za analizu je prihvaćena vrijednost od 36MPa. Za granicu tečenja armaturnog čelika usvojeno je 55,5MPa.



Slika 96. Uzdužna armatura stupova i greda okvira

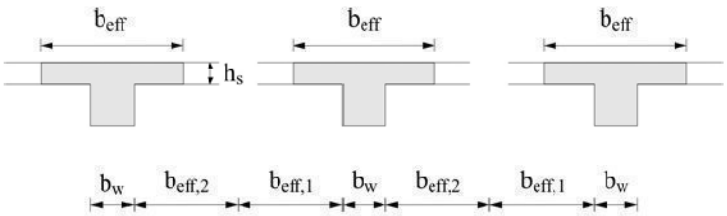
U fazi projektiranja predviđena je uporaba ispuna UNIBRICK 11,2 cm s vertikalnim šupljinama. Tlačna čvrstoća ispuna iznosila je 2,4MPa, dok je pripadajući modul elastičnosti 2,5GPa. Posmična čvrstoća ispuna iznosi 0,25MPa, a modul posmika 1,25GPa.

Tablica 48. Materijalne i geometrijske karakteristike eksperimentalnog uzorka PATRAS

Armirano-betonski okvir	
tlačna čvrstoća betona fck (MPa)	36
modul elastičnosti betona Ec (GPa)	30,5
specifična težina γ (kg/m3)	25
granica tečenja armature fy (MPa)	555
modul elastičnosti armature Es (GPa)	210

Zidani ispun	
debljina t (cm)	11,2
tlačna čvrstoća zida fk (MPa)	2,4
modul elastičnosti zida Ei (MPa)	2500

Armiranobetonska greda i ploča djeluju kao monolitni presjek jer su izvedene u isto vrijeme. Doprinos ploče krutosti i nosivosti grede, uzet je preko efektivne širine greda prema Eurokodu 2.



Slika 97. Efektivna širina grede

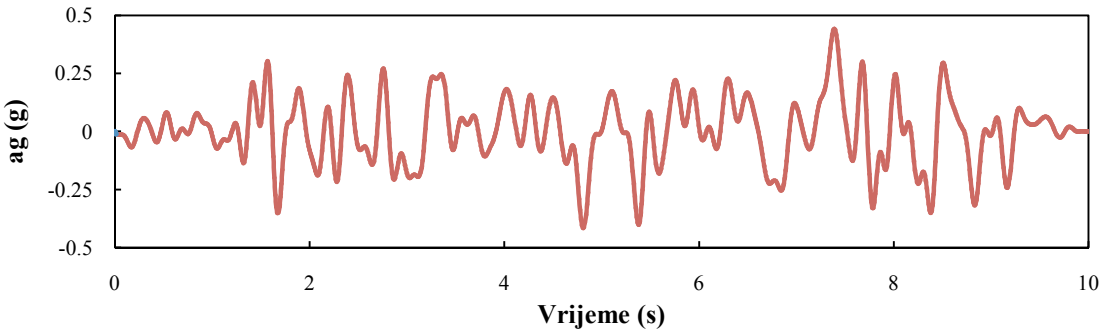
Eurokod 2 (CEN, 2004.) predlaže vrijednosti za izračun efektivne širine grede za sva granična stanja (krutost i čvrstoća) koje su temeljene na duljini l_0 između nul-točaka momentnog dijagrama i kao takva je usvojena u numeričkoj analizi :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$
$$b_{eff,i} = 0{,}2 \cdot b_i + 0{,}1 \cdot l_0 \leq 0{,}2 \cdot l_0 \qquad (75)$$
$$b_{eff} \leq b_i$$

gdje je b_{eff} efektivna širina grede, b_w – širina grede, b_i – ½ duljine između greda i l_0 je udaljenost između nul-točaka momentnog dijagrama. U seizmičkoj analizi udaljenost l_0 se treba uzeti kao polovica duljine grede $l_b/2$.

Eurokod 8 (CEN, 2004.) također propisuje da se sudjelovanje ploče uzme u obzir. U slučaju kada su grede uokvirene s vanjskim stupovima za efektivnu širinu, kada ne postoji poprečna greda, uzima vrijednost širine stupa ili kada postoje poprečne grede slične visine efektivna širina je jednaka širini grede uvećano za $2h_s$ sa svake strane grede.

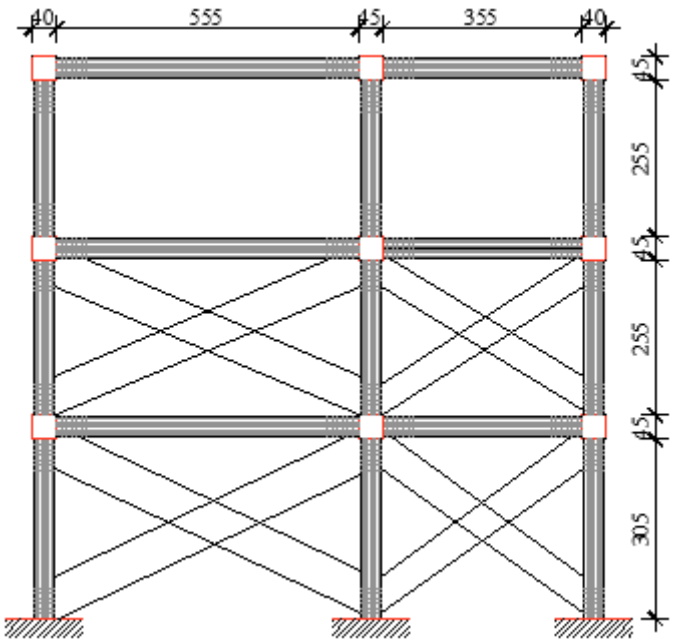
Zgrada je ispitana u mjerilu 1:1 pseudo-dinamičkom uzbudom (Verzeletti i ostali, 1997.). Ispitivanje je napravljeno dva puta za dvije konfiguracije ispuna. U prvom su testu uzdužni okviri zgrade bili ispunjeni u prvoj i drugoj etaži, dok je druga konfiguracija ispuna predstavljala zgradu s mekim prizemljem. Ovdje su prikazani rezultati samo za prvu konfiguraciju ispuna. Za opterećenje tijekom eksperimenta, koji je sproveden pseudo-dinamički, je generiran akcelerogram koji odgovara spektru odziva prema Eurokodu 8 (slika 98) s maksimalnim ubrzanjem tla od 0,45g.



Slika 98. Akcelerogram ubrzanja tla uporabljen pri pseudo-dinamičkom ispitivanju trokatne zgrade

6.2.2. Numerički model

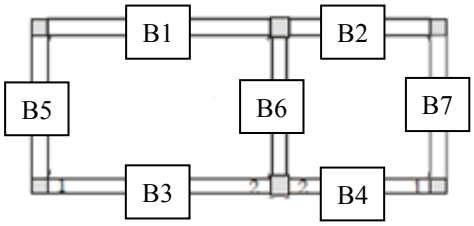
Numerički model dvokatne Patras zgrade prikazan je na slici 99. Analiza je provedena u programu Seismostruct ver.6 (2012) sa FBPH elementima kojima je prikazano ponašanje a-b elemenata okvira, zadavanjem geometrijskih karakteristika: dimenzija elemenata stupova i greda (s efektivnom širinom prema tablici 49) i veličine i točnog položaja svake od armaturnih šipki prema slici 96. Za materijalnu nelinearnost simuliranja je ovijenost betona pomoću Manderovog modela (1988.), dok je za armaturni čelik primijenjen Menegotto-Pinto model prema karakteristikama iz tablice 48.



Slika 99. Nelinearni numerički model Patras zgrade (cm)

Zidani ispun modeliran je kao panel model s kalibriranim parametrima histereznog aksijalnog ponašanja zida prema Crisafulli-u (1997.). Širine zamjenskih dijagonala određene su prema preporukama Stafford-Smitha i Cartera (1969.), te su parametri materijalnih i geometrijskih karakteristika prikazani u tablici 50.

Tablica 49. Efektivne širine greda uključene u analizu



Oznaka grede	$b_{eff\,(EC2)}$ (m)
B1	0,90
B2	0,70
B3	0,90
B4	0,70
B5	0,70
B6	1,10
B7	0,70

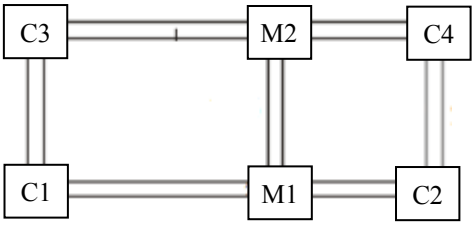
Tablica 50. Materijalne i geometrijske karakteristike zidanih ispuna za Patras zgradu

f_k (MPa)	2,4
E_i (MPa)	2500
ε_m	0,0032
ε_u	0,0088
ε_1	0,00107
ε_2	0,0048

		4m	6m
λh	prizemlje	2,51	2,33
	kat	2,22	2,12
$f_{m\theta}$* (MPa)	prizemlje	0,273	0,283
	kat	0,258	0,263
A_{ms1} (m^2)	prizemlje	0,216	0,281
	kat	0,199	0,229
A_{ms2} (% A_{ms1})	prizemlje	76,17	76,64
	kat	77,83	78,47

Za izračun masa uzete su u obzir vlastite težine elemenata kao i dodatno opterećenje tako da mase prve, druge i treće etaže iznose 46,9 t, 43 t i 39,3 t za zadnju treću etažu, kako je prikazano u tablici 51.

Tablica 51. Koncentrirana vertikalna opterećenja uključena u analizu trokatne zgrade



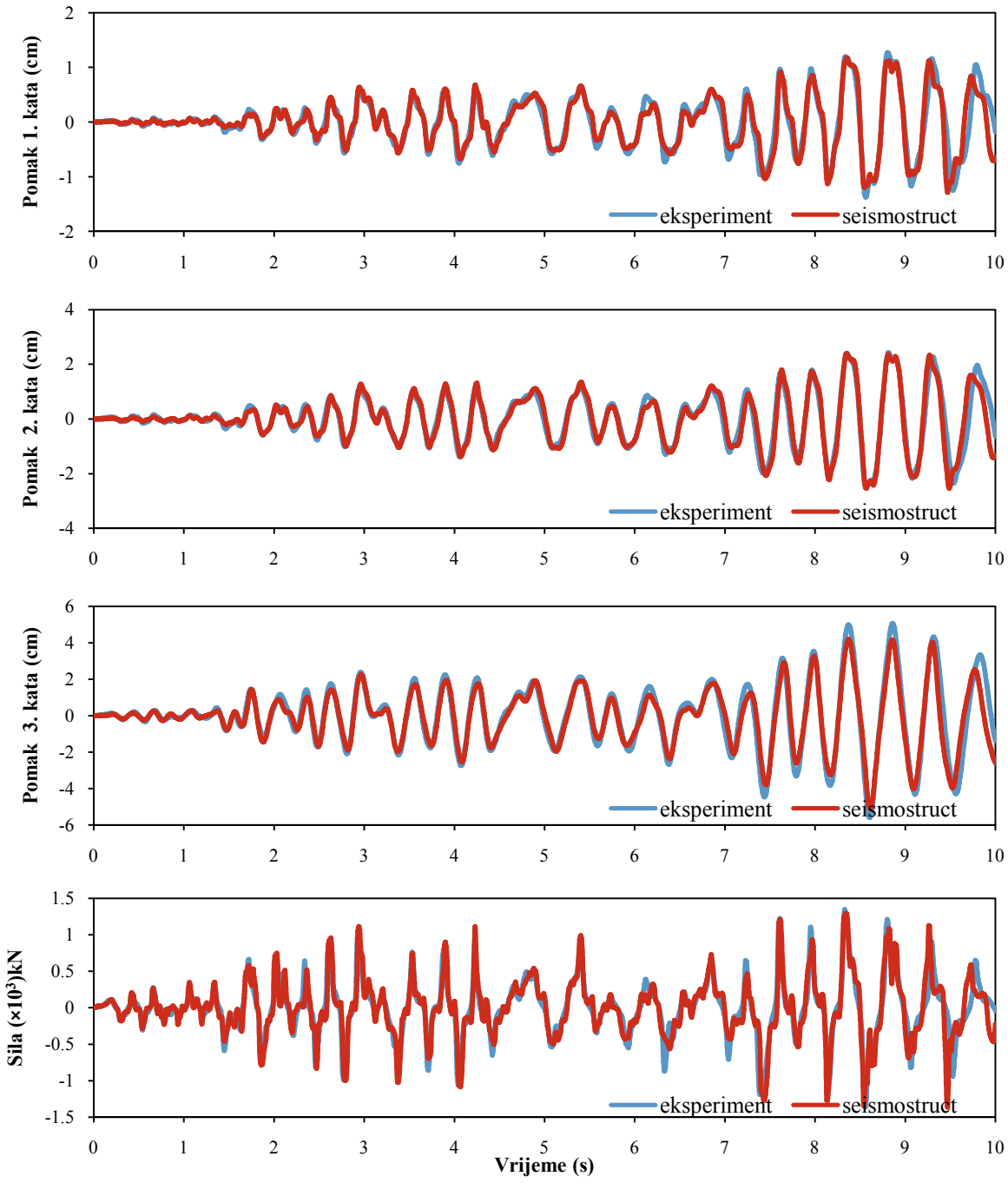
Oznaka stupa	Etaža I G(kN)	Etaža II G(kN)	Etaža III G(kN)
C1	70,12	64,36	60,38
M1	106,93	97,85	87,72
C2	53,11	49,05	44,50
C3	70,12	64,36	60,38
M2	106,93	97,85	87,72
C4	53,11	49,05	44,50
Ukupna masa po etaži (t)	46,92	43,07	39,27

6.2.3. Rezultati modeliranja

Rezultati dobiveni numeričkim modelom zgrade Patras prikazani su preko relativnih pogrješaka maksimalnih i minimalnih vrijednosti pomaka svih katova ostvarenih pri eksperimentu i numeričkim modeliranjem, kao i pripadajuće koleracije.

Na osnovu prikazanih vrijednosti u tablicama 52. i 53. najveća relativna pogreška iznosi 8%, dok je srednja relativna pogreška za pomake 4%, za međukatne pomake 7% i za silu u prizemlju 2%. Vrijednosti korelacija su u svim slučajevima pokazale vrijednosti veće od 0,9.

Može se zaključiti da i u slučaju trokatne zgrade s nejednolikom raspodjelom zidanog ispuna po visini zgrade, usvojeni numerički model za uokvireno zide zadovoljava u prognozi ponašanja i to u pogledu minimalnih odstupanja od vrijednosti dobivenih eksperimentalnim ispitivanjem.



Slika 100. Usporedba pomaka etaža i sile u prizemlju dobivenih eksperimentalno i numeričkim modelom

Tablica 52. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - pomaci i sila prve etaže trokatne zrade

Trokatna zgrada		Pomak 1. kata (cm)	Pomak 2. kata (cm)	Pomak 3. kata(cm)	Sila (kN)
Eksperiment	Min	-1,37	-2,53	-5,59	-1361
	Max	1,27	2,42	2,07	1346
Seismostruct	Min	-1,28 {7}	-2,58 {0}	-5,39 {4}	-1361{0}
	Max	1,17 {7}	2,39{1}	4,93{2}	1294{4}
Korelacija		0,931	0,950	0,955	0,903

[1] – Vrijednosti u zagradama { } predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički u odnosu na eksperimentalne.

Tablica 53. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - međukatni pomaci trokatne zgrade

Trokatna zgrada		Međukatni pomak 1. kata (%)	Međukatni pomak 2. kata (%)	Međukatni pomak 3. kata (%)
Eksperiment	Min	-0,393	-0,387	-1,02
	Max	0,362	0,38	0,88
Seismostruct	Min	-0,367 {7}	-0,418 {8}	-0,95 {7}
	Max	0,335 {8}	0,409{6}	0,84{5}

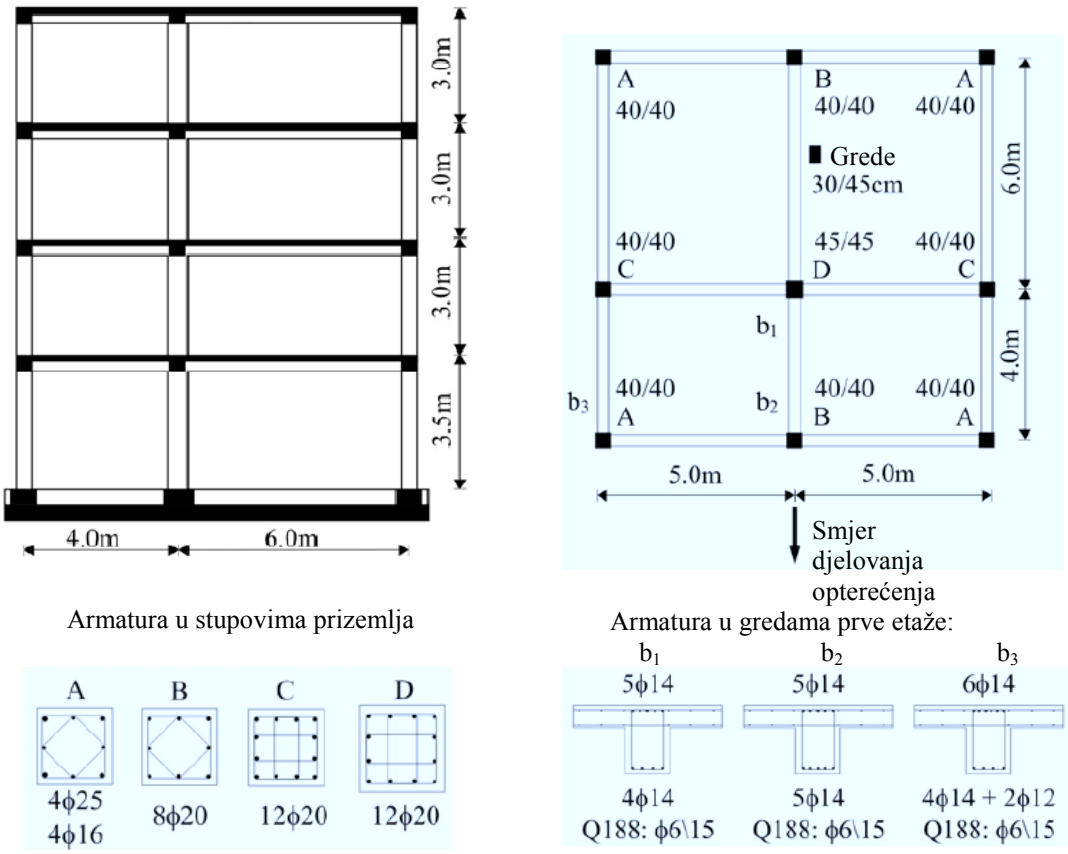
[1] – Vrijednosti u zagradama { } predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički u odnosu na eksperimentalne.

6.3. Četverokatna zgrada projektirana prema EC8 (Ispra)

6.3.1. Opis konstrukcije i opterećenja

Četverokatna zgrada projektirana prema EC2 i EC8 (Fardis,1996.) ispitana je pseudo dinamički u laboratoriju ELSA u Ispri (Negro i Verzeletti, 1996.). Konstrukcija zgrade u pogledu i tlorisu s karakterističnim detaljima količine armature za stupove i grede prikazana je na slici 101. Visina prizemlja je 3,5 metara dok je u drugim etažama visina 3,0m. Zgrada ima po dva raspona u oba smjera s rasterom od 5 m u X smjeru i rasterima od 4 i 6 m u Y smjeru. Smjer Y je smjer djelovanja pseudo-dinamičkog opterećenja. Stupovi su dimenzija 40/40 cm osim stupa D koji je dimenzija 45/45cm. Sve grede su pravokutnog poprečnog presjeka s dimenzijama 30/45 cm. Debljina armiranobetonske ploče je 15 cm.

Beton je klase C25/30, a armaturni čelik B500 s karakterističnom granicom popuštanja od 500 MPa. U tablici 54. prikazane su stvarne tlačne čvrstoće i moduli elastičnosti ugrađenog betona u konstrukciju.

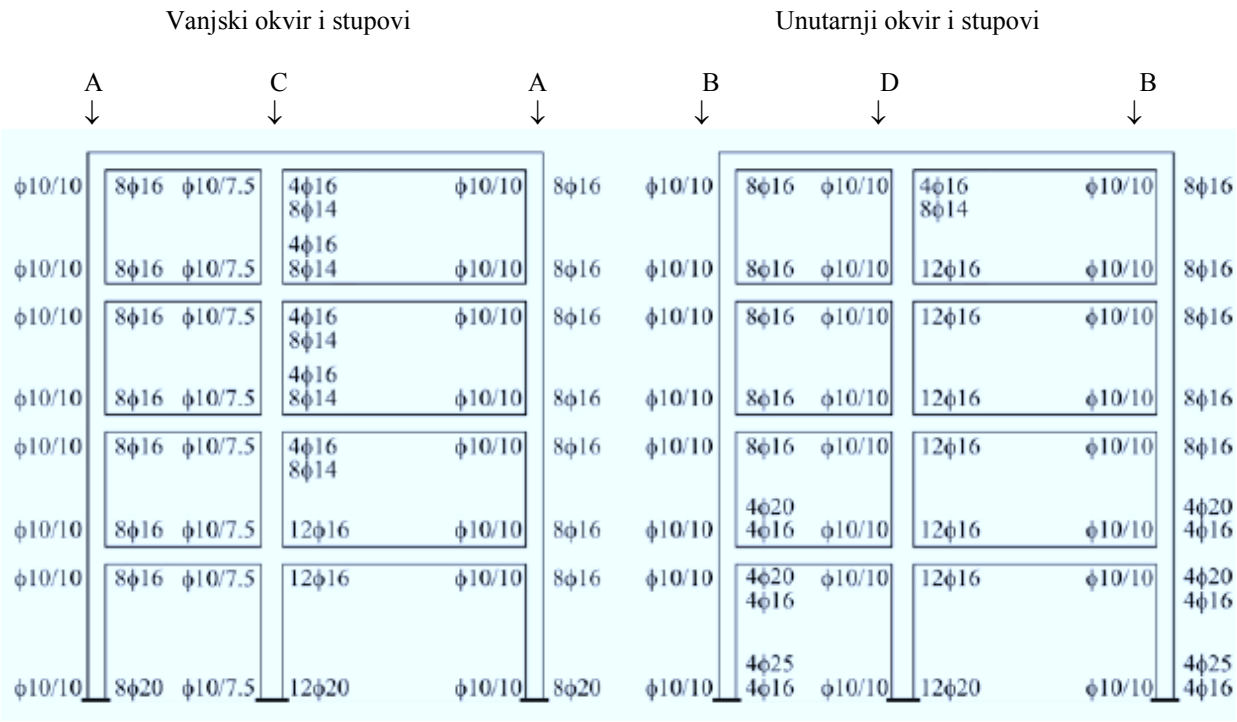


Slika 101. Tloris, pogled i karakteristični detalji četverokatne zgrade

Tlačna čvrstoća betona se razlikuje od 32 do 56 MPa. Najmanja čvrstoća odgovara stupovima trećeg kata, dok je najveća vezana za stupove u prizemlju. Slično tome, modul elastičnosti varira od 28,5 GPa do 35,3 GPa. Potrebno je naglasiti da se materijalne karakteristike betona značajno razlikuju od nominalnih za klasu C25/30. Materijalne karakteristike armaturnog čelika su prikazane u tablici 55. Uzdužna i poprečna armatura stupova i greda na slikama 102. i 103. prikazane su samo za one okvire koji su paralelni sa smjerom djelovanja pseudo-dinamičkog opterećenja. Stupovi su armirani s 8 do 12 šipki s postotkom armiranja od 1 do 1,9%. Promjeri uporabljenih šipki su varirali od ϕ16 za gornje katove i ϕ20 ili ϕ25 u prizemlju ili u nekim slučajevima u prvom katu. Vilice ϕ10/10 se uporabljene na kritičnim područjima stupova.

Tablica 54. Materijalne karakteristike betona u konstrukciji četverokatne zgrade

Konstruktivni element	Kat	Tlačna čvrstoća betona f_c (MPa)	Modul elastičnosti betona E_c (MPa)
Stup	1	49,8	33700
	2	47,6	33200
	3	32,0	28500
	4	46,3	32800
Greda	1	56,4	35300
	2	53,2	34600
	3	47,2	33100
	4	42,1	31700



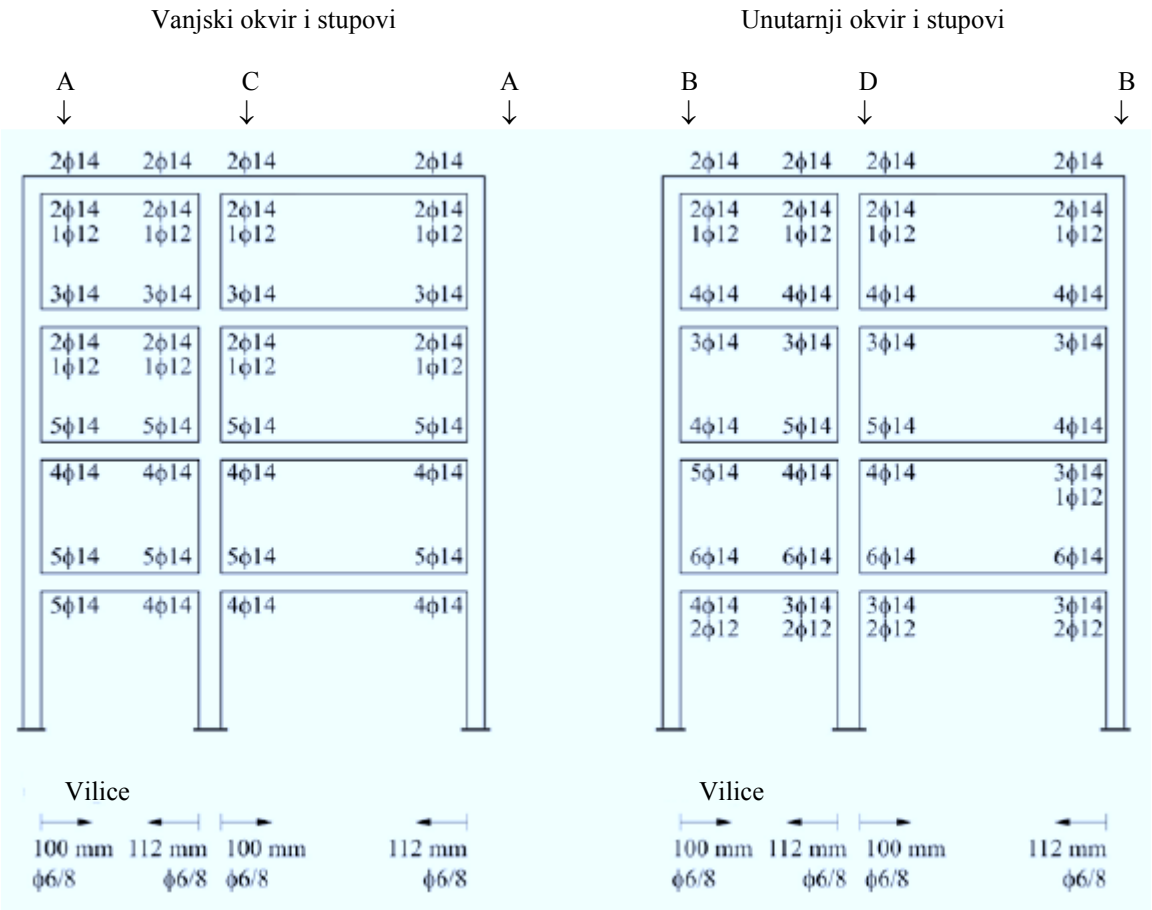
Slika 102. Uzdužna i poprečna armatura u stupovima

Tablica 55. Materijalne karakteristike armaturnog čelika u četverokatnoj zgradi

Promjer šipke (mm)	Granica popuštanja (MPa)	Vlačna čvrstoća (MPa)	Granična deformacija (%)
6	566,0	633,5	23,5
8	572,6	636,1	22,3
10	545,5	618,8	27,5
12	589,7	689,4	23,0
14	583,2	667,4	22,7
16	595,7	681,0	20,6
20	553,5	660,0	23,1
25	555,6	657,3	21,6

Za uzdužnu armaturu u gredama uporabljene su šipke ϕ14 u kombinaciji sa šipkama ϕ12. U svim slučajevima više od pola uzdužne armature u gredama postavljeno je na donjem dijelu greda.

Uporabljen je zidani ispun debljine 11,2 cm s vertikalnim šupljinama. Tlačna čvrstoća ispuna iznosila je 2,4MPa, dok je pripadajući modul elastičnosti 2,5GPa. Posmična čvrstoća ispuna iznosi 0,25MPa, a modul posmika 1,25GPa.

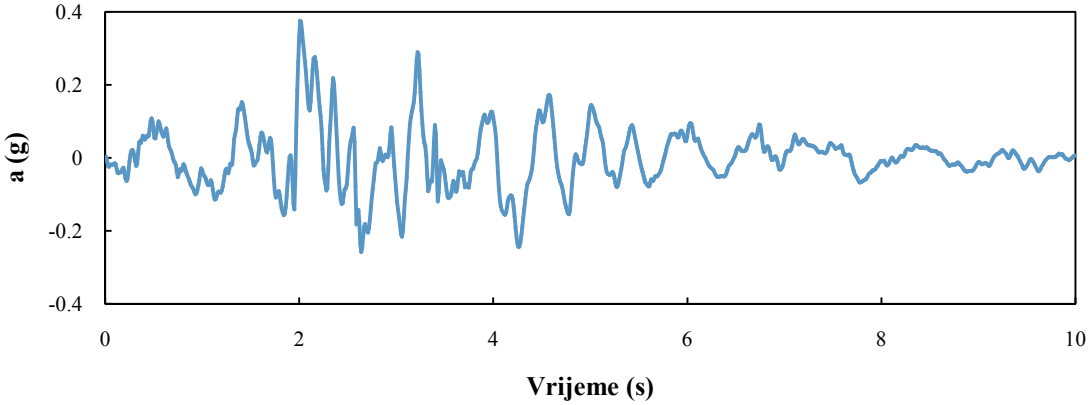


Slika 103. Uzdužna i poprečna armatura u gredama

Projektni spektar je definiran na osnovu propisanog ubrzanja tla od 0,3g, za tlo tipa B, klase duktilnosti DCH i faktora ponašanja q=5. Zidani ispun se sastoji od zidnih elemenata UNIBRICK dimenzija 24,5/19/11,2 cm s vertikalnim šupljinama tlačne čvrstoće 13,3MPa i mortom čvrstoće 5MPa.

Slika 104. Armiranobetonski okvir sa regularnom i neregularnom raspodjelom zidanih ispuna po visini

Za potresno opterećenje je uporabljen akcelerogram generiran iz stvarnog zapisa potresa tijekom Friuli potresa 1976. godine. Oblik spektra akcelerograma približno odgovara obliku spektra prema EC8, normaliziran na vršno ubrzanje tla od 0,3g. Uporabljen je faktor skaliranja 1,5 (0,45g) da bi se akcelerogramom predstavio jaki (H) test.

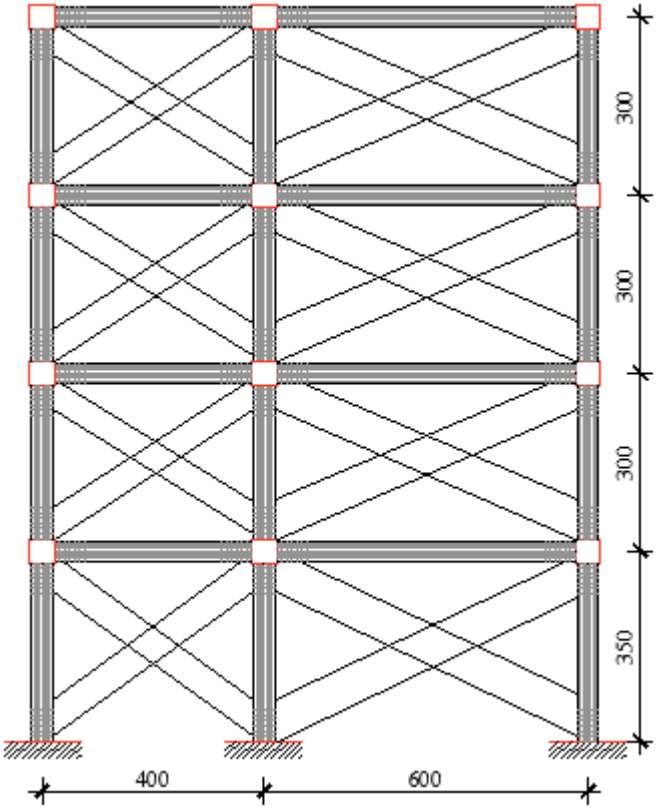


Slika 105. Akcelerogram ubrzanja tla uporabljen pri pseudo-dinamičkom ispitivanju četverokatne zgrade

6.3.2. Numerički model

Numerički model četverokatne zgrade prikazan je na slici 106. Nelinearna analiza zapisom potresa je provedena u programu Seismostruct ver.6 (2012.) pri čemu je ponašanje a-b elemenata simulirano FBPH elementima s plastičnim područjima na krajevima elemenata, zadavanjem geometrijskih karakteristika: dimenzija elemenata stupova i greda (s efektivnom širinom prema tablici 56). Armatura je zadana prema slikama 102-103, dok je materijalna nelinearnost simulirana pomoću Manderovog modela za ovijeni i neovijeni beton (1988.), te Menegotto-Pinto model za armaturni čelik.

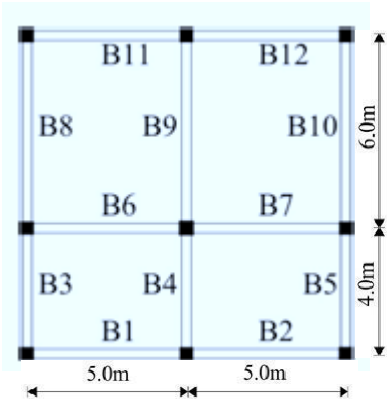
Kako su materijalne karakteristike za svaki od elemenata a-b okvira bile dostupne (tablica 54), iste su primjenjene i u numeričkom modelu.



Slika 106. Nelinearni numerički model četverokatne zgrade (cm)

Zidani ispun modeliran je kao panel model s kalibriranim parametrima histereznog aksijalnog ponašanja zida prema Crisafulli-u (1997.). Širine zamjenskih dijagonala određene su prema preporukama Stafford-Smitha i Cartera (1969.), te su parametri materijalnih i geometrijskih karakteristika prikazani u tablici 57.

Tablica 56. Efektivne širine greda uključene u analizu



Oznaka grede	$b_{eff\,(EC2)}$ (m)
B3, B5	0,70
B1, B2, B11, B12	0,80
B8, B10	0,90
B4	1,10
B6,B7	1,30
B9	1,50

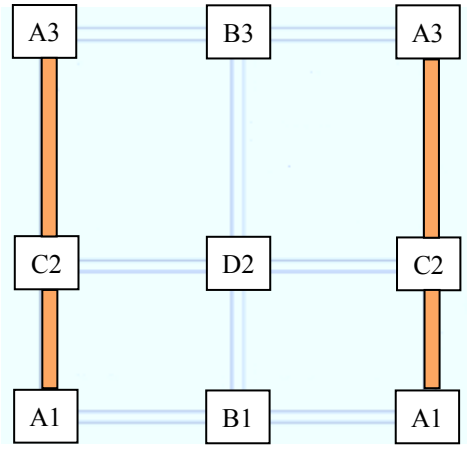
Tablica 57. Materijalne i geometrijske karakteristike zidanih ispuna za četverokatnu zgradu

f_k (MPa)	2,4
E_i (MPa)	2500
ε_m	0,0032
ε_u	0,0088
ε_1	0,00107
ε_2	0,0048

		4m	6m
λh	prizemlje	2,51	2,33
	kat	2,22	2,12
$f_{m\theta}$* (MPa)	prizemlje	0,273	0,283
	kat	0,258	0,263
A_{ms1} (m^2)	prizemlje	0,216	0,281
	kat	0,199	0,229
A_{ms2} (% A_{ms1})	prizemlje	76,17	76,64
	kat	77,83	78,47

Gravitacijsko opterećenje od stupova i greda je modelirano kao čvorno opterećenje u obliku mase koja djeluje na stupove. Ona predstavlja vlastitu težinu stupova, greda i ploče zajedno sa stalnim i korisnim opterećenjem od 2kN/m^2. Pretpostavljena vrijednost specifične težine betona je 25 kN/m^3. Pripadajuće mase koje odgovaraju katovima praznog okvira su 87 tona (prvi kat), 86 tona (drugi i treći kat) i 83 tone (četvrti kat).

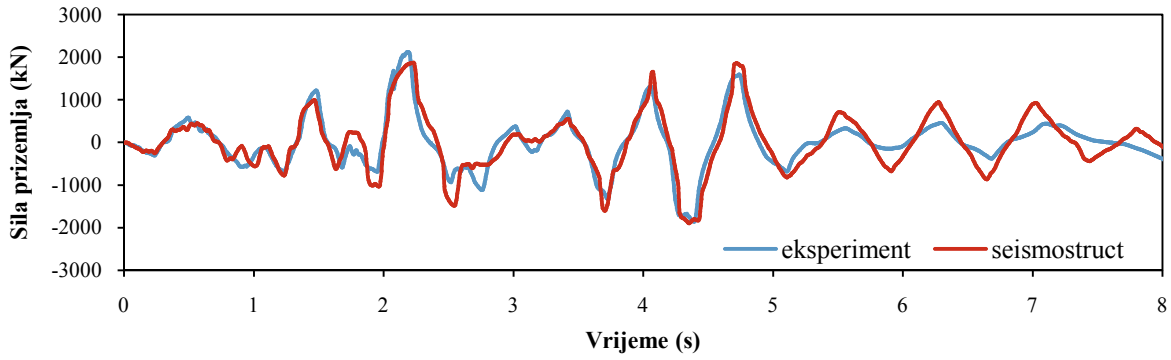
Tablica 58. Koncentrirana vertikalna opterećenja uključena u analizu četverokatne zgrade



Oznaka stupa	Etaža I G (kN)	Etaža II G (kN)	Etaža III G (kN)	Etaža IV G (kN)
A1	60,58	60,09	60,09	52,51
B1	90,13	89,13	89,13	87,13
C2	119,61	117,33	117,33	109,76
D2	178,89	177,63	177,63	180,03
A3	80,47	78,68	78,68	71,69
B3	120,25	119,25	119,25	119,25
Ukupna masa po etaži (t)	92,82	91,56	91,56	87,09

6.3.3. Rezultati modeliranja

Rezultati numeričke analize sa zapisom potresa u vremenu uspoređeni su s rezultatima eksperimentalnih istraživanja ovog slučaja. Primjenjeni su kalibrirani parametri za uokvireno zide iz prethodnog poglavlja. Usporedbom pomaka svih etaža i sile u prizemlju može se zaključiti da numerički model u potpunosti prati ponašanje modela pri eksperimentu (slike 107-108).



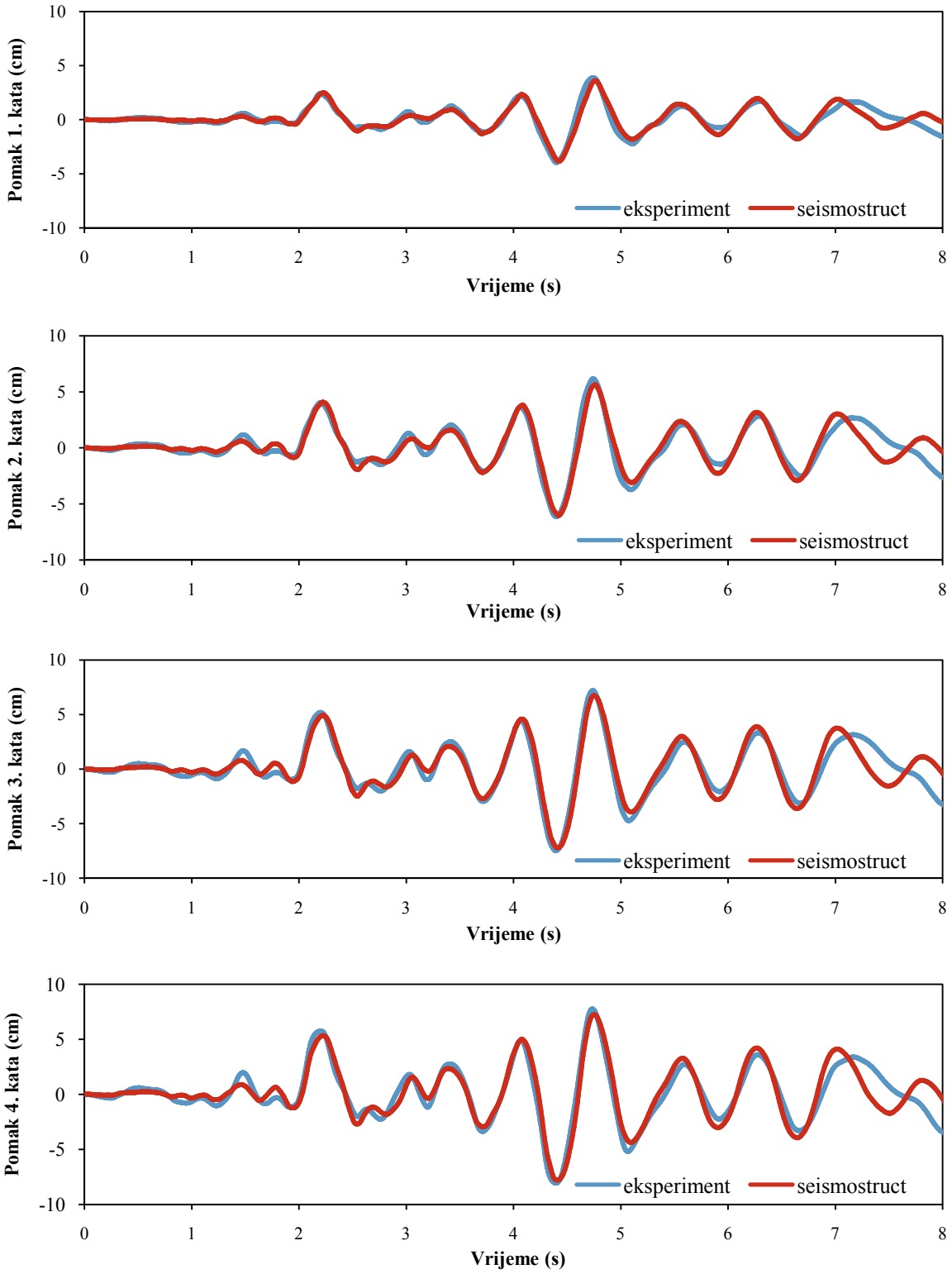
Slika 107. Sila prizemlja četverokatne zgrade: usporedba numeričke analize i eksperimenta

Tablica 59. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - pomaci i sila prve etaže četverokatne zgrade

ISPRA četverokatna zgrada		Pomak 1. kata (cm)	Pomak 2. kata (cm)	Pomak 3. kata (cm)	Pomak 4. kata (cm)	Sila (kN)
Eksperiment	Min	-3,951	-6,133	-7,469	-8,065	-1859,7
	Max	3,877	6,177	7,216	7,24	2124,1
Seismostruct	Min	-3,84 {3}	-6,03 {2}	-7,21 {3}	-7,79{3}	-1894,92{2}
	Max	3,62 {7}	5,64{9}	6,75{6}	7,56{7}	1872,31{12}
Korelacija		0,993	0,983	0,977	0,974	0,901

[1] – Vrijednosti u zagradama { } predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički u odnosu na eksperimentalne.

Prosječne relativne pogrješke kreću se u rasponu od 0-10%, dok je srednja relativna pogrješka 5% od za pomake katova i 7% za sile. Korelacijski odnosi između krivulja dobivenih numeričkim modeliranjem i eksperimentalnim ispitivanjem pokazuju izvrsno predviđanje ponašanja. Prosječna vrijednost koeficijenta korelacije je 0,97.



Slika 108. Pomaci katova četverokatne zgrade: usporedba numeričke analize i eksperimenta

Tablica 60. Usporedba rezultata numeričkog modeliranja i eksperimenta - međukatni pomaci četverokatne zgrade

ISPRA četverokatna zgrada		Međukatni pomak 1. kata (%)	Međukatni pomak 2. kata (%)	Međukatni pomak 3. kata (%)	Međukatni pomak 4. kata (%)
Eksperiment	Min	-1,129	-0,727	-0,445	-0,198
	Max	1,108	0,767	0,346	0,180
Seismostruct	Min	-1,076 {5}	-0,789 {0}	-0,337 {4}	-0,016{11}
	Max	1,010 {9}	0,708{8}	0,486{1}	0,148{3}

[1] – Vrijednosti u zagradama { } predstavljaju relativnu pogrešku izraženu u postotcima vrijednosti određene numerički u odnosu na eksperimentalne.

6.4. Zaključak

Provedena je kontrola kalibriranog numeričkog nelinearnog modela uokvirenog zida (Poglavlje 5) na eksperimentalno ispitanim višekatnim višerasponskim zgradama.

Najvažniji rezultati za sve tri zgrade dani su u tablici 61. u sažetom prikazu s ciljem usporedbe relativnih pogrješaka i korelacija i određivanjem njihovih srednjih vrijednosti. Kao što je u prikazu vidljivo, nelinearni numerički model je za sve tri zgrade dao odlične rezulate, srednje relativne pogrješke variraju u malom rasponu vrijednosti do 8% i najveće su za međukatne pomake sa srednjm vrijednosti od 6%.

Srednja relativna pogrješka svih promatranih veličina (pomaka, međukatnih pomaka i sila) za sve tri zgrade iznosila je 5%, dok je korelacija iznosila izvrsnih 0,95 čime je dokazana sukladnost i primjenjivost kalibriranog numeričkog nelinearnog modela za parametrsku analizu modelnih zgrada sustava uokvirenog zida sukladno prihvatljivom/očekivanom ponašanju.

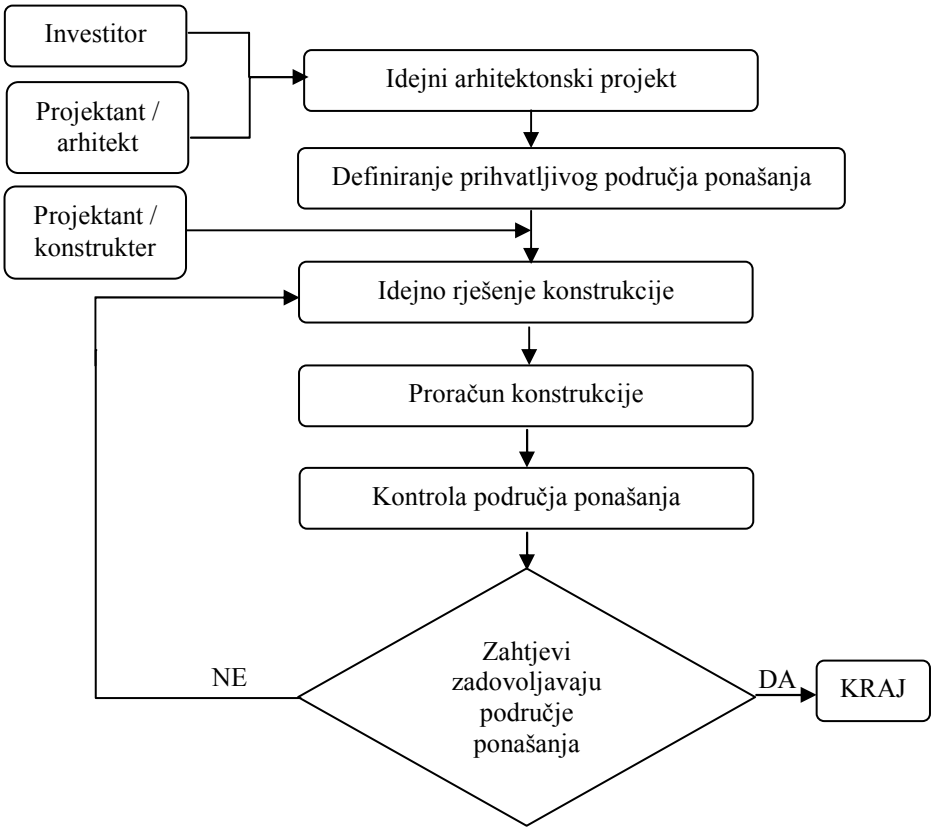
Tablica 61. Usporedba rezultata numeričkih modela i eksperimenata za sve zgrade: srednja relativna pogreška i korelacija

srednja relativna pogreška / korelacija		Dvokatna zgrada IFS	Trokatna zgrada PATRAS	Četverokatna zgrada ISPRA
Pomak	1.kat	3 / 0,97	7 / 0,93	5 / 0,99
	2. kat	2 / 0,99	1 / 0,95	6 / 0,98
	3. kat	-	3 / 0,96	5 / 0,98
	4. kat	-	-	5 / 0,97
Međukatni pomak	1. kat	3 / -	8 / -	7 / -
	2. kat	8 / -	7 / -	4 / -
	3. kat	-	6 / -	3 / -
	4. kat	-	-	7 / -
Sila u prizemlju		4 / 0,92	2 / 0,90	7 / 0,90
SREDNJE VRIJEDNOSTI		4 / 0,96	5 / 0,94	5 / 0,96
UKUPNO		5 / 0,95		

7. POTRESNO INŽENJERSTVO SUKLADNO PRIHVATLJIVOM PONAŠANJU

7.1. Općenito

Unatoč primjeni modernih propisa, potpunu sigurnost nasuprot značajnom oštećenju ili čak kolapsu konstrukcije nikad nije moguće ostvariti neovisno o primjeni determinističke ili probabilističke metode projektiranja. Iako je u fazi projektiranja uzeta u obzir tolerancija za varijabilnost materijalnih karakteristika uporabom donjih fraktilnih vrijednosti uz primjenu parcijalnih koeficijenata sigurnosti, to nisu jedine varijable koje utječu na kapacitet nosivosti elemenata. Metode analize, naročito za konstrukcije s neregularnim konfiguracijama, uključuju nepouzdanosti pri modeliranju koje ne mogu eliminirati niti umanjiti pogreške čak niti u slučaju primjene najsofisticiranijih determinističkih metoda. To je naročito slučaj kod konstrukcija koje su opterećene djelovanjem potresa, pri kojima uslijed stohastičke prirode djelovanja, nepouzdanost u projektiranju odgovora postaje dominantna i ima značajno veće posljedice.



Slika 109. Dijagram toka potresnog inženjerstva sukladno prihvatljivom ponašanju

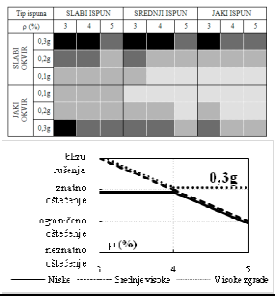
Potresno inženjerstvo je izazovno područje istraživanja zbog širokog spektra uključenih čimbenika: stohastička priroda potresa, karakterizacija potresnog djelovanja na određenom području, dinamički odgovor tla i amplifikacija potresnog djelovanja, dinamičko ponašanje konstrukcije i njezin nelinearni odgovor, interakcija tla i konstrukcije, prihvatljivo ostvarenje konstruktivne pouzdanosti pri seizmičkim djelovanjima. Osim toga, gubici nakon potresa protežu se dalje od gubitaka ili ozljede korisnika zgrada; tu su i gubici praćeni oštećenjem konstrukcije, nekonstruktivnih elemenata, instalacija, kao i oni nastali prekidom korištenja zgrade, koji su važni za vlasnike i korisnike istih. Uslijed toga javlja se potreba za novim projektantskim pristupom kojim se definira prihvatljivo ponašanje konstrukcije pri potresu određenog intenziteta, uzevši u prihvatljivoj mjeri u obzir sve nepouzdanosti, te se sukladno tome projektira nosiva konstrukcija i svi elementi zgrade. Takav način projektiranja omogućuje vlasnicima i drugim dionicima kvantificirati, financijski ili na drugi način, očekivane rizike za promatranu građevinu, pri odabiru prihvatljive razine ponašanja pri potresu koja zadovoljava njihove zahtjeve i potrebe.

Potresno inženjerstvo sukladno prihvatljivom ponašanju (**PBSD** - eng. **P**erformance **B**ased **S**eismic **D**esign), sa svojom osnovnom ulogom, osigurava zadovoljavanje potreba i ciljeva investitora, korisnika i društva s prethodno definiranim očekivanim odzivom konstrukcija pri djelovanju slabijih i ekstremnih potresnih opterećenja. PBSD je glavna tema istraživanja u mnogim centrima za istraživanje potresa diljem svijeta (PEER, NEHRP, FEMA), gdje je osnovni cilj zamijeniti trenutačnu praksu projektiranja novom, temeljenom na prihvatljivom ponašanju konstrukcije pri određenom stupnju seizmičkog opterećenja.

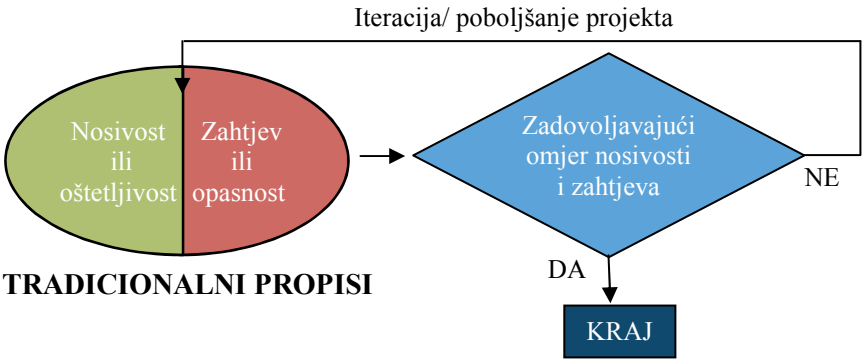
Norma EN-1998 primjenjuje se za proračun i gradnju zgrada i inženjerskih građevina u potresnim područjima. Njezina je svrha osigurati da su u slučaju potresa, zaštićeni ljudski životi, ograničene štete i da konstrukcije važne za civilnu zaštitu ostanu u funkciji. Slučajna priroda potresa i ograničena sredstva dostupna za suprotstavljanje njihovim učincima takva su da je pristup navedenim ciljevima moguć samo djelomično i mjerljiv je samo vjerojatnim načinom. Opseg zaštite koji se može osigurati različitim kategorijama zgrada, koji je mjerljiv jedino vjerojatnosnim načinom stvar je optimalne razdiobe sredstava pa se stoga očekuje da je od zemlje do zemlje promjenjiv i da ovisi o relativnoj važnosti potresnog rizika u odnosu na rizike iz drugih izvora te općim gospodarskim izvorima (EN 1998-1: 2004.). Primjena normi i standardnog proračuna armirano-betonskih konstrukcija u trenutačnoj praksi, u velikoj mjeri zanemaruje utjecaj zidanih ispuna u okvirnim ili njima ekvivalentnim konstrukcijama ili se uzima u obzir samo nepovoljan utjecaj što rezultira nerealnim i neekonomičnim kontruktivnim rješenjima građevima. Linearni proračun, uobičajen u projektantskoj praksi, ne prikazuje realno stvarno konstruktivno ponašanje tijekom potresa, nego samo udovoljava zahtjevima koji moraju osigurati da konstrukcija ima dostatnu nosivost i da ne dođe u stanje „blizu rušenja“.

Nasuprot tome, PBSD omogućuje projektiranje za prihvatljive razine oštećenja pri različitim razinama potresa. Ključne razlike između dva pristupa projektiranju su u prihvaćanju kriterija, analizi projektiranja i analizi ciljeva. Dok tradicionalno projektiranje zahtijeva postizanje prihvatljivih omjera nosivosti i zahtjeva - (D/C *eng.* demand/capacity ratio), cilj PBSD je postići određenu razinu ponašanja unutar koje ćemo imati kontrolirana oštećenja, što je u korelaciji s odgovarajućim posljedicama, koje se mogu mjeriti na više načina (uključujući i ekonomski). PBSD temelji se na nelinearnim analizama kako bi se u obzir uzele oštetljivost i posljedice. U tom kontekstu, opasnost i oštetljivost su pojmovno analogne zahtjevu i nosivosti, ali PBSD osim toga uzima za mjeru i posljedice povezane s opasnostima i oštetljivosti. Treća glavna razlika između dva pristupa leži u koracima projektiranja. Kod tradicionalnih metoda potresno opterećenje kao i prihvatljiva razina oštećenja se određuju za promatranu zgraduprema nacionalnim propisima, sukladno nacionalno definiranim parametrima. U PBSD oba parametra se riješavaju tijekom procesa projektiranja, zajedno s očekivanim posljedicama. Odluke u procesu projektiranja se odnose na željeno područje ponašanja, a ne samo na sprječavanje katastrofalnih posljedica.

Tablica 62. Usporedba standardnog proračuna po pravilnicima i PBSD-a i prikaz nove metodologije proračuna

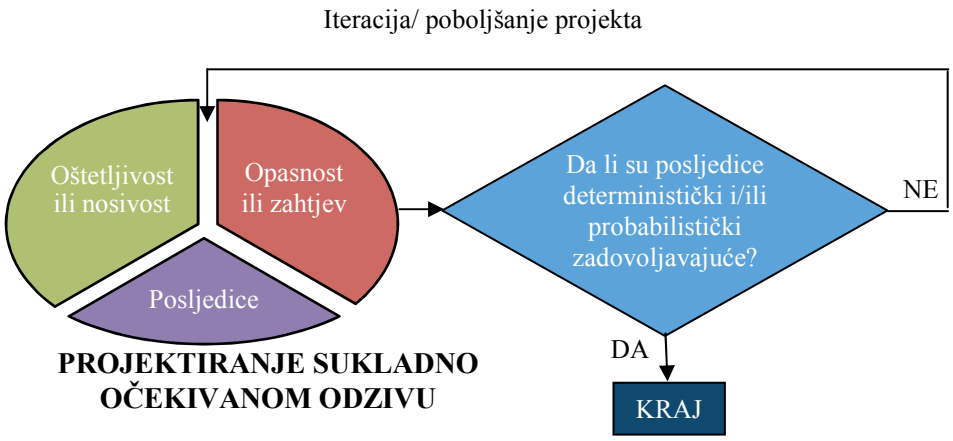
	Standardni proračun (trenutna praksa)	**PBSD**	**Nova metodologija proračuna**
	Idejno rješenje konstrukcije		
	Dimenzioniranje		
Parametri konstrukcije	jedinstveni s obzirom na konstrukciju	uključena varijabilnost geometrijskih i materijalnih karakeristika	Jednostavno primjenjive tablice ili grafički prikazi koji uključuju varijabilnosti materijala, pobude i nelinerani proračun
Proračun	Linearni	nelinearni dinamički (IDA, N2)	
Potresno opterećenje	Spektar odgovora	niz zapisa potresa u vremenu	
Model zidanog ispuna	ne uzima se ili se računa kao omeđeno ziđe	uključen, uzima u obzir interakciju ziđa i okvira (kompozit)	
Nelinearnost	nije uključena	nelinearnost materijala i elemenata	
Rezultat	Nosivost	kontrola oštećenja	

Da bi se kompozitni sustav uokvirenog ziđa uzeo u obzir i tijekom projektiranja, nužno je razviti racionalnu metodu proračuna koja će omogućiti predviđanje globalnog ponašanja pri djelovanju potresa i identifikaciju oštećenja za određena područja ponašanja (tablica 62).

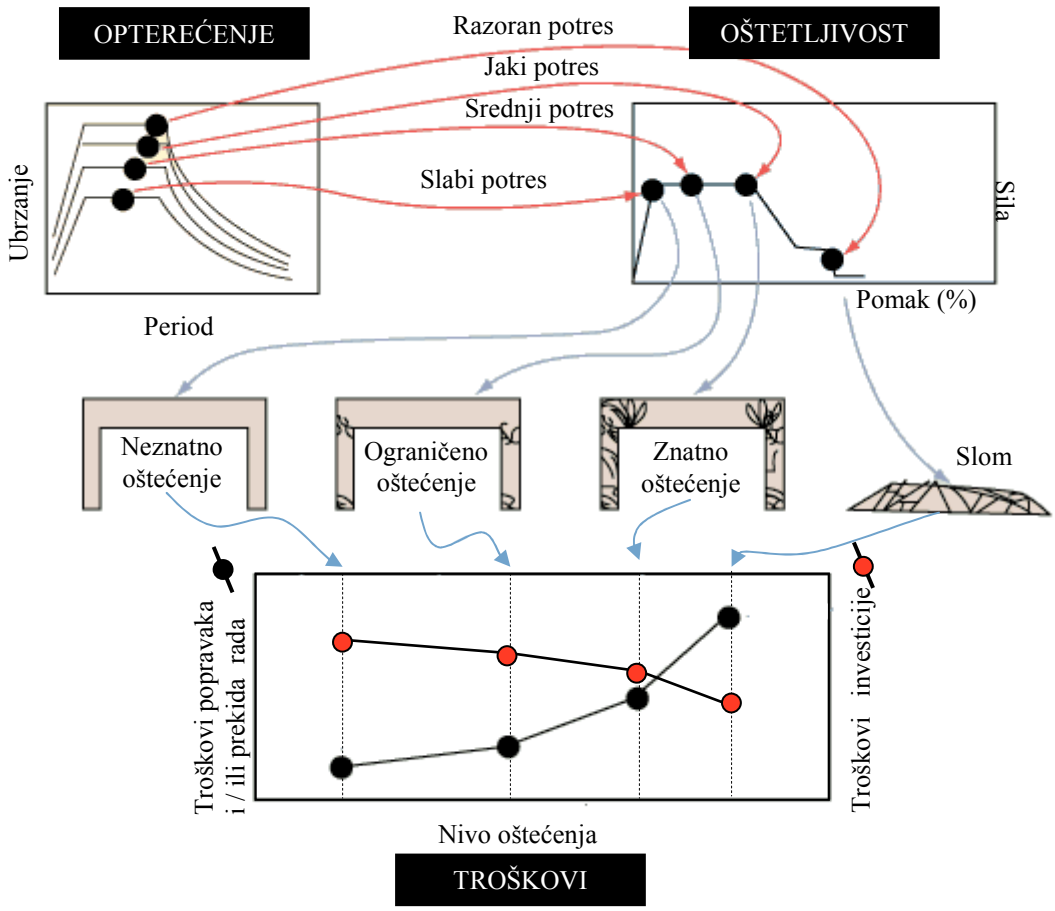


Slika 110. Dijagram toka projektiranja po tradicionalnim propisima (Tang, 2008.)

Odluke o predmetu ponašanja u PBSD temelje se na zahtjevima vlasnika (investitora) i/ili korisnika. To je onaj dionik u procesu koji će odrediti prihvatljivo područje ponašanja, što utječe na početni trošak ulaganja u projektiranje i izgradnju, a u konačnici i na saniranje posljedica nakon potresa. PBSD zahtijeva više napora u ranim fazama projektiranja, ali nudi mnoge prednosti: potencijalne dugoročne uštede, mogućnost neprekinutog rada i " oštećenje" odmah nakon seizmičkih događaja (što može biti od značaja za objekte veće važnosti), te jasnu sliku o tome kako će se promatrani objekt ponašati tijekom seizmičkih događaja te koje posljedice će nastupiti.



Slika 111. Dijagram toka projektiranja sukladno očekivanom odzivu, (Tang,2008)



Slika 112. Koraci projektiranja sukladno očekivanom odzivu(Tang, 2008.)

Tri osnovna koraka PBSD-a su definiranje opterećenja, procjena oštećenja i proračun posljedica ili troškova kako je prikazano na slici 112. Pri uporabi PBSD, određivanje razine potresnog opterećenja zahtijeva procjenu veličine opterećenja i vjerojatnost nastanka. Ponašanje se izražava kao posljedica, na osnovu vjerojatnosti pojave različitih vrsta oštećenja (iz krivulja oštetljivosti) u kombinaciji s unaprijed određenim stupnjem potresnog opterećenja. Koncept nije ograničen samo na zgrade, nego je primjenjiv na sve konstukcije i njihove nekonstruktivne komponente i sadržaje.

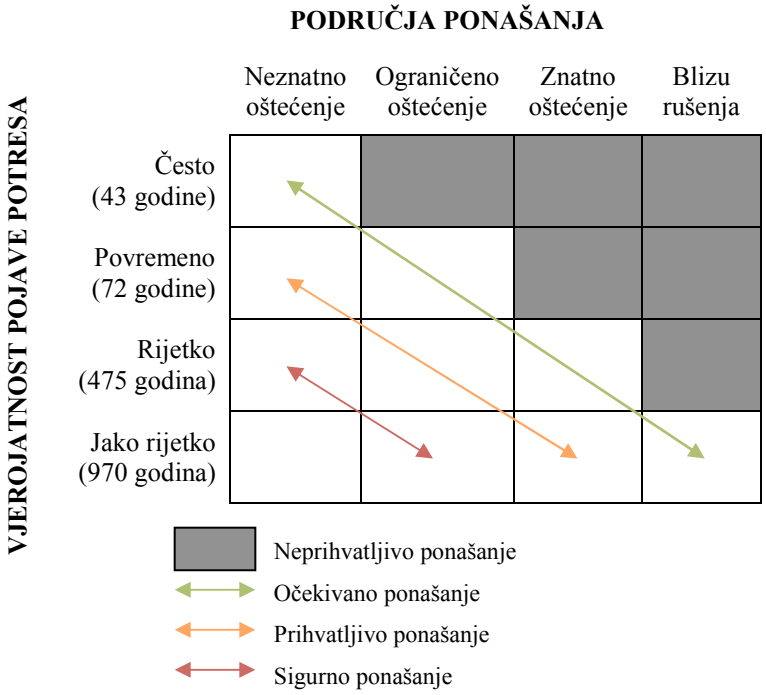
Primarni cilj konstruktera je kontrola oštećenja građevina razinom dozvoljenog oštećenja koji ovisi o jačini potresnog opterećenja, važnosti građevine i odluci investitora. S obzirom na tu filozofiju, nužno je projektirati konstrukcije na više intenziteta potresnog ubrzanja tla uz ocjenu vjerojatnosti da će se svaki od njih i dogoditi.

7.2. Područja ponašanja

Očekivani odziv se može izraziti pomoću prihvatljivog područja ponašanja uslijed očekivanih veličina potresnog opterećenja. Prihvatljivo područje ponašanja predstavlja se probabilističkim

spektrom oštećenja konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata. Potresni rizik predstavlja se mjerodavnim skupom potresa i pripadajućih rizika s određenim vjerojatnostima učestalosti pojavljivanja.

Probabilistički način prihvatljivog ponašanja obuhvaća višestruke ciljeve ponašanja konstrukcije, npr. ako se očekuje ponašanje ″ograničeno oštećenje“ za rijetke potrese, već je osigurana razina ″neznatno oštećenje″ za povremene potrese i ne očekuje se rušenje za jako rijetke potrese. (slika 113.).



Slika 113. Prikaz očekivanih odziva u ovisnosti o pojavnosti potresa i mogućim područjima ponašanja

Moguća područja ponašanja: neznatno oštećenje, ograničeno oštećenje, znatno oštećenje, blizu rušenja (HAZUS, 2001) predstavljaju fizikalna oštećenja građevina koja mogu nastati pri djelovanju potresa. Opis oštećenja zgrada za svako od područja ponašanja nužan je zbog razumijevanja fizikalnog stanja zgrade za krajnjeg korisnika / investitora. Rasponi oštećenja ne mogu imati krajnje granice pri opisu, nego se uvode radi praktičnosti i pripadajućih uvjeta prihvatljivosti izraženih u ovom slučaju preko međukatnih pomaka (tablica 63.). Vrijednosti u tablici 63. određene su na osnovu podataka iz EDIF eksperimentalne baze (Poglavlje 3.3.) i analize postupnim guranjem na modelnim zgradama (Poglavlje 9.1.)

Tablica 63. Opis područja ponašanja i pripadajućih međukatnih pomaka IDR (%) za uokvireno zide s očekivanim popravcima i prekidima uporabe zgrade (HAZUS, 2001)

Područje ponašanja	**Opis oštećenja za uokvireno zide**	**Međukatni pomak (%)**	**Očekivani popravci**	**Očekivani prekid uporabe**
Neznatno oštećenje	Vlasaste pukotine (dijagonalne ili horizontalne) u zidanom ispunu	IDR<0,10	provjera, prilagodba,manji popravci na zidanom ispunu	<3 dana
Ograničeno oštećenje	Pukotine u kutevima ispuna, dijagonalne pukotine u ispunima, vlasaste pukotine na elementima AB okvira	0,10≤IDR<0,30	popravak komponenata: zidanog ispuna	<3 tjedna
Znatno oštećenje	Početak oštećenja konstruktivnih elemenata zgrade, značajnije oštećenje ispuna i slom ispuna u kutevima	0,30≤IDR<0,75	obnova komponenata: zidanog ispuna	<3 mjeseca
Blizu rušenja	Grede i /ili stupovi su oštećeni, zidani ispun je kompletno oštećen ili je ispao iz ravnine, konstrukciji prijeti rušenje	IDR≥0,75	obnova konstrukcije ili njenih nosivih dijelova (ukoliko je moguće)	>3 mjeseca

U tablici 64. prikazane su vrijednosti međukatnih pomaka koje odgovaraju određenim područjima ponašanja za određene konstruktivne sustave. Usporedbom područja vrijednosti međukatnih pomaka a-b okvira i uokvirenog zida vidljiva je važnost uključivanja zidanog ispuna u postupku projektiranja.

Tablica 64. Usporedba međukatnih pomaka (%) s obzirom na tip građevine i područja ponašanja (Ghobarah, 2004)

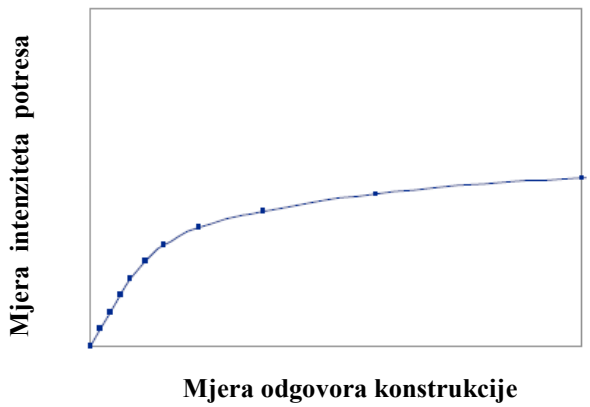
Područje ponašanja	**uokvireno zide**	**a-b zidovi***	**a-b okviri**
Neznatno oštećenje	<0,10	<0,20 (0,4)	<0,20
Ograničeno oštećenje	<0,40	<0, 80 (0,6)	<1,0
Znatno oštećenje	>0,40	>0,80 (0,6)	>1,0
Blizu rušenja	>0,80	>2,5 (0,75)	>3

* - s obzirom na nerealne vrijednosti međukatnih pomaka za a-b zidove u ( ) su prikazane vrijednosti koje su znanstveno dokazane i prihvatljive (Guljaš, 2004.)

7.3. Inkrementalna dinamička analiza (IDA) i procjena oštetljivosti

Inkrementalna dinamička analiza (eng.**I**ncremental **D**ynamic **A**nalysis -IDA) predstavlja skup nelinearnih analiza konstruktivnog modela koje su organizirane tako da daju iscrpne podatke o tome kako će se model ponašati pri potresnom opterećenju. IDA je prvi uveo Bertero (1997.), dok su računalni algoritam za provedbu IDA analize predstavili Vamvatsikos i Cornell (Spears 2004.). Korištenjem IDA analize, inženjeri ne samo da mogu procijeniti sigurnost konstrukcije pod određenim stupnjem seizmičkih opterećenja, nego i omogućiti da projektirana konstrukcija zadovoljava određeni stupanj sigurnosti (unutar ograničenja nelinearnih modela).

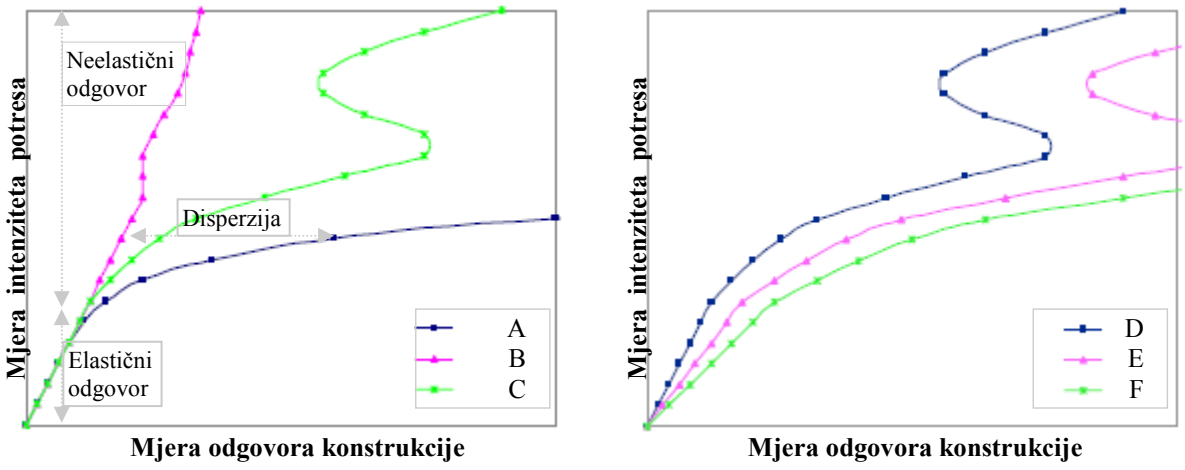
Potresno opterećenje se na numerički model nanosi primjenom vremenskog zapisa ubrzanja (registracija potresa) u vremenu. Osnova IDA metode je inkrementalno skaliranje zapisa potresa da bi se efektivno kreirao set potresa različitih intenziteta i individualno analizirao numerički konstruktivni model za svaku razinu pobude. Za svaku od analiza bilježi se maksimalni odgovor konstrukcije koji, kada je predstavljen u odnosu na mjeru intenziteta pobude, predstavlja IDA krivulju. Tipičan primjer IDA krivulje prikazan je na slici 114. Uz pretpostavku da je zapis potresnog opterećenja realno skaliran, krivulja je za niže faktore skaliranja ravna linija što upućuje da se konstrukcija u tom području ponaša elastično. Za više faktore skaliranja, kada je potresno opterećenje dovoljno jako da može izazvati nelinearno popuštanje konstrukcije, krivulja počinje „krivudati“.



Slika 114. Jednostruka IDA krivulja

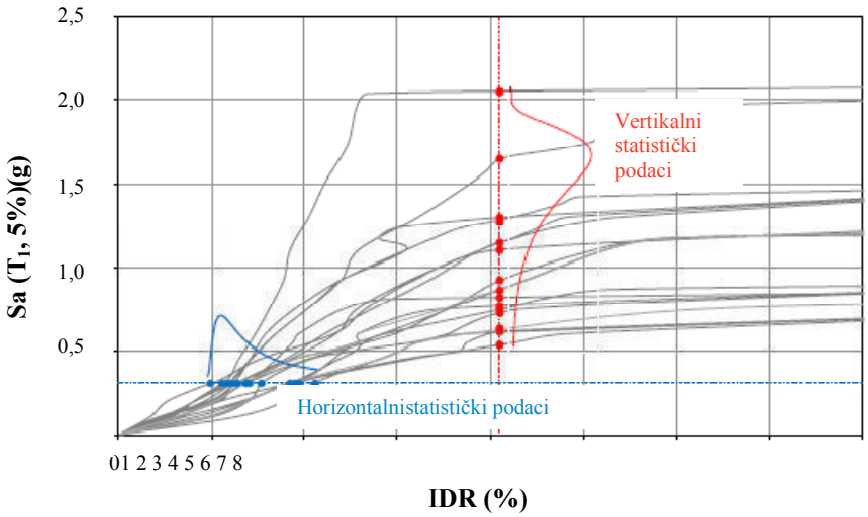
Dok jednostruka IDA krivulja daje odgovor kako će određena konstrukcija reagirati na različite intenzitete istog potresa, istinska prednost metode leži u višestukoj IDA analizi prikazivanjem više krivulja na jednom grafu. Svaka od krivulja predstavlja odgovor jedne iste konstrukcije za više različitih potresnih pobuda. Nemoguće je projektirati konstrukciju koja će uspješno odoljeti svim mogućim potresnim scenarijima, ali stvaranjem IDA krivulja i predstavljanjem odgovora konstrukcije za ekvivalentene razine različitih potresnih pobuda smanujemo vjerojatnost oštećenja pri budućim potresima poznavanjem mogućih odgovora pri više različitih scenarija.

Višestruka IDA analiza prikazana je na slici 115 a). Razlika u odgovoru konstrukcije na ekvivalentne razine potresnog opterećenja upućuje na važnost primjene iste. Na primjer, dok će se ista konstrukcija pri potresu B pri višim intenzitetima ponašati gotovo linearno, pri potresu C će imati značajan neelastični odgovor, a pri potresu A će za istu razinu potresnog opterećenja pretrpjeti oštećenja do kolapsa.



Slika 115. Višestruka IDA analiza: a) potresna; b) parametarska

Osim potresne, višestruka IDA analiza može biti i parametarska (Slika 115. b). Pri njoj se u numeričkom konstruktivnom modelu mijenjaju parametri modela za isto potresno opterećenje.



Slika 116. Vertikalna i horizontalna statistika IDA krivulja

Procjena oštetljivosti konstrukcije temelji se na IDA postupku koji zahtijeva analize za različite razine intenziteta koje treba provesti s dovoljno velikim brojem potresnih zapisa kako bi se mogla provesti statistička procjena rezultata. Za nju je potrebno razumjeti i kvantificirati ponašanje nosivog sustava, pri čemu rezultati mogu biti prikazani u različitim formatima, ovisno o cilju analize. Na

primjer, ako se radi procjena oštetljivosti, za koju je važna funkcija raspodjele, srednje vrijednosti i/ili disperzije mjere odgovora za danu mjeru intenziteta, najprikladniji je prikaz u vidu horizontalne statistike. Međutim, ako se radi konceptualno projektiranje, gdje projektant želi definirati globalnu nosivost uz ograničavanje vrijednosti neke mjere odgovora, verikalna statistika je prihvatljivija. Ista se također koristi za kvantificiranje intenziteta potresapri kojem će sustav doseći određeno granično stanje.

Najšire istraživanje u području IDA analize napravio je Dimitrios Vamvatsikos (2002.), s tim što je Bertero (1977.) prvi uvidio korisnost inkrementalnog uvećanja potresnih zapisa u svrhu dobivanja kvalitetnih odgovora o ponašanju konstrukcija pri potresnim uzbudama. Osnovni parametri IDA analize uključuju faktore skaliranja, mjeru intenziteta i mjeru odgovora konstrukcije.

Faktor skaliranja predstavlja pozitivnu skalarnu vrijednost kojom se uvećava originalni zapis potresa u vremenu da bi se dobio skalirani prikaz. Mjera intenziteta potresa (IM – eng.intensity measure) identificira relativnu jačinu potresa. Intenzitet se uobičajeno referira prema empirijskim subjektivnim mjerama potresa kao što su Richterova skala ili Mercallijeva skala. Međutim taj tip mjere ne može precizirati vrijednost koja se može skalirati. Prihvatljiva mjera za IDA analizu, koja se može izraziti je magnituda. Potrebno je odabrati mjeru potresa koja varira linearno s faktorom skaliranja. Uobičajeno je da se u IDA analizi koristi spektralno ubrzanje za prvi vlastiti period s 5% prigušenja $Sa(T_1,5\%)$ kao mjera intenziteta potresa. Osim toga, primjenjuje se i vršno ubrzanje tla (PGA – eng. peak ground acceleration), ali primjena spektralnih vrijednosti daje konzistentnije rezultate (Dhakal, 2006.). Pri odabiru referentne mjere intenziteta potresa mjerodavna će biti ona koja će rezultirati manjom disperzijom rezultata (poglavlje 9).

Kada je odabrana mjera intenziteta potresa, potresni zapis ili skup potresnih zapisa se može skalirati, i taj postupak se obavlja kroz dva odvojena koraka. Uobičajeni postupak sastoji se od „skaliranja“ skupa potresa tako da se krivulja srednje vrijednosti spektra svih potresa iz skupa „poklapa“ s referentnim spektrom potresa (Eurokod 8, Tip 1). Usporedba uvjetuje da srednja vrijednost spektra skupa potresa ne bude manja od projektnog potresa za određeno područje (tip tla i potresna zona) za period u rasponu 0,2T do 1,5T, gdje je T vlastiti period osciliranja konstrukcije. Nakon odabira prikladne mjere intenziteta i skupa potresnih zapisa, svaki od zapisa se skalira u jednako raspoređenim intervalima (inkrementima). Npr. jednostruka potresna IDA analiza se sastoji od odgovora konstrukcije koji su nastali kao rezultat uvećanja od 0,1 do 5 puta osnovnog zapisa potresa u inkremetima od 0,1.

Mjera odgovora konstrukcije (EDP – eng.engineering demand parameter) kvantificira odgovor konstrukcije pri djelovanju potresne uzbude i direktno je povezana s područjem ponašanja konstrukcije. S obzirom da su područja ponašanja na globalnoj razini konstrukcije najčešće povezana

s maksimalnom vrijednosti međukatnog pomaka konstrukcije ista će u radu biti prihvaćena kao referentna mjera odgovora.

Za procjenu oštetljivosti konstukcija, mjerodavna je vjerojatnost nastanka određenog graničnog stanja za određenu razinu mjere intenziteta potresa (P(LS|IM)). Uvjetna vjerojatnost da će određena konstrukcija dosegnuti ili premašiti određeno granično stanje, s obzirom na spektralno ubrzanje kao mjeru intenziteta potresa IM, definirana je izrazom:

$$P\left(LS \mid IM\right) = \Phi \cdot \left(\frac{\ln IM - \mu'}{\sigma'} \right) \tag{76}$$

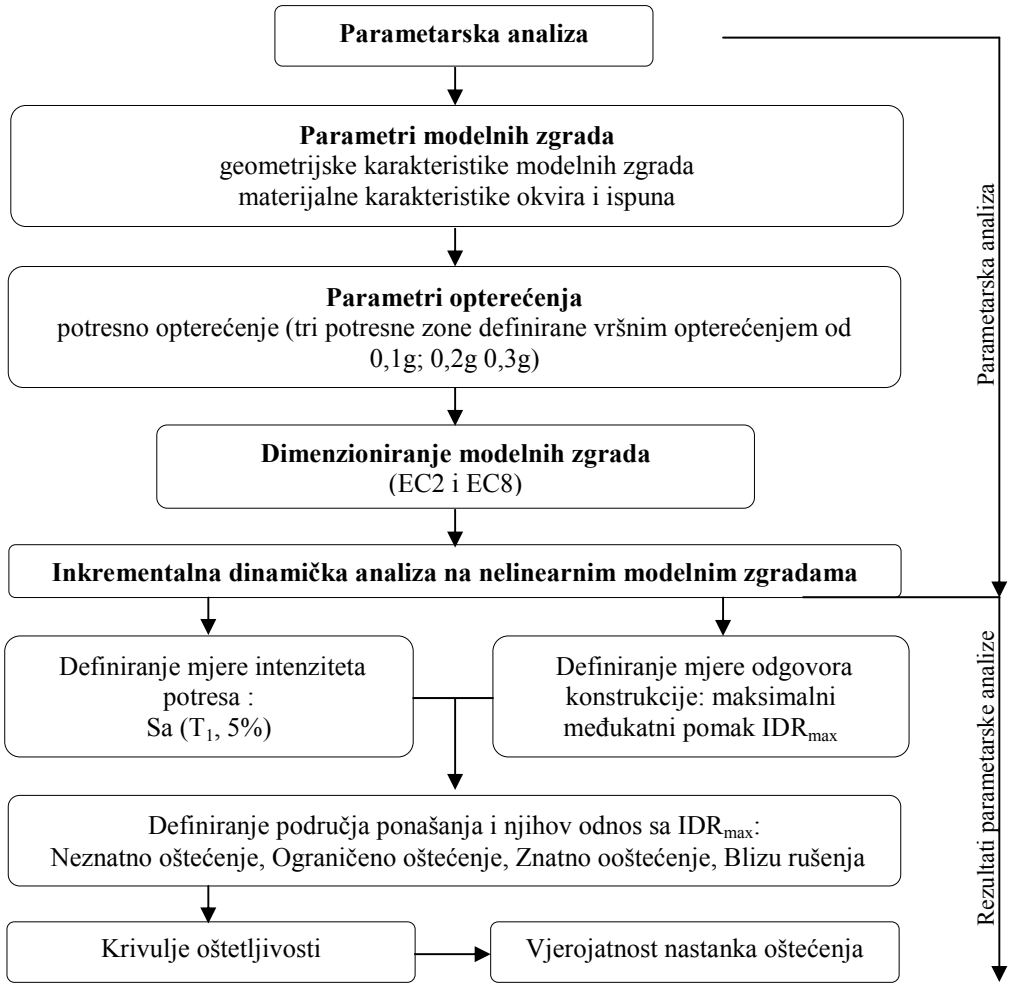
gdje Φ predstavlja standardnu kumulativnu funkciju, μ'je srednja vrijednost, a σ'je standardna devijacija.

Usporedbom krivulja oštetljivosti za unaprijed određene granične vrijednosti mjera odgovora, omogućeno je prosuđivanje prihvatljivosti ponašanja konstrukcije pri djelovanju čestih slabih potresa i rijetkih jakih potresa.Očito je da će konstruktivni sustav zgrade rezultirati bez ili s jako malim oštećenjem uslijed slabih učestalih potresa, dok će ekstremni odgovori nastupiti uslijed potresa koji se rijetko događaju. Rušenje konstrukcije se u svakom slučaju treba spriječiti projektiranjem zgrada s obzirom na očekivani odgovor za očekivani intenzitet potresa.

Slika 117. Metodologija određivanja krivulja oštetljivosti

8. PROBABILISTIČKA PARAMETARSKA ANALIZA MODELNIH ZGRADA SUSTAVA „UOKVIRENOG ZIĐA“ SUKLADNO PRIHVATLJIVOM PONAŠANJU

S ciljem da se za projektiranje zgrada od a-b okvira sa zidanim ispunom sukladno željenom ili prihvatljivom području ponašanja osiguraju primjenjiva rješenja izrađena je probabilistička parametarska analiza. Svrha analize je ustanoviti područja ponašanja modelnih zgrada, na bazi geometrije, materijala i uzbude, unutar kojih su dovoljne približne metode proračuna za postojeće i nove zgrade. Parametarska analiza kao rezultat treba dati metodu proračuna koja bi bila dovoljno jednostavna, uporabljiva za inženjersku praksu, s istovremenim obuhvaćanjem većine slučajnih elemenata koji određuju ponašanje konstrukcija tijekom potresa. Njena primjena trebala bi rezultirati u predvidivom i prihvatljivom odzivu promatranih građevina kako bi osigurala njihovu konzistentnu seizmičku zaštitu.



Slika 118. Prikaz dijagrama toka parametarske analize i određivanja rezultata

8.1. Parametri modelnih zgrada

S obzirom da je optimizacija parametara, koji imaju značajan utjecaj na odgovor sustava uokvirenog zida, prethodno obavljena pomoću neuralnih mreža obradom podatka iz EDIF eksperimentalne baze podataka (poglavlje 3, poglavlje 4.2.) zaključeno je da za dobivanje kvalitetnih rezultata parametarske analize treba obaviti varijaciju sljedećih parametara:

- geometrijske karakteristike: katnost, dimenzije elemenata okvira, raspon okvira, debljina zidanih ispuna, omjer površine stupova i zidanog ispuna s površinom etaže;
- materijalne karakteristike elemenata a-b okvira i zidanog ispuna,
- potresno opterećenje na modelne zgrade.

Da bi parametarska analiza rezultirala konzistentnim i primjenjivim metodologijama učinjena je klasifikacija tipa a-b okvira i tipa zidanog ispuna. A-b okvir koji je dimenzioniran samo na djelovanje vertikalnog opterećenja s minimalnom količina armature u stupovima od 1% kategoriziran je kao slabi okvir, dok je jaki okvir onaj koji je dimenzioniran sukladno Eurokodu 8. Razlika između ove dvije klasifikacije je u količini uzdužne armature elementa okvira, što je u skladu s optimizacijom parametara koja je koeficijent armiranja stupa istaknula kod svih izlaznih parametara neuralnih mreža. Klasifikacija zidanog ispuna je obavljena na osnovu materijalnih karakteristika odnosno sukladno vrijednosti tlačne čvrstoće zida: slabi, srednji i jaki zidani ispun.

Sukladno varijabilnim parametrima, parametarska studija obuhvaća 2268 modela, odnosno 342 modelne zgrade. Svaki od modela sadržava oznaku ***SLIF***, pri čemu ispred svakog slova dolazi broj koji označava vrijednost ili klasifikacijsku cjelinu:

- **S**–storey – broj katova –3, 6 ili 9;
- **L**– length – raspon (m) –4 m i 6m;
- **I**– infill - zidani ispun - oznaka tipa zidanog ispuna:1-slabi, 2-srednji i 3-jaki
- **F**-frame- AB okvir – oznaka tipa okvira: 1-slabi, 2-jaki

Nakon oznake SLIF dolazi vrijednost omjera površina uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu (od 3 do 5%), zatim vrijednost vršnog ubzanja tla (0,1-0,3g) i oznaka rednog broja u setu potresa (01-07). Rezultati za jednu modelnu zgradu predstavljaju srednju vrijednost jednog seta potresa od 7 potresnih zapisa.

Tako, na primjer, oznaka 3**S**4**L**3**I**2**F**_5%_0,1g označava trokatnu zgradu (3S) raspona 4m (4L) s jakim tipom ispuna (3I) i jakim okvirom (2F), s površinskim omjerom od 5%, koja se nalazi u prvoj potresnoj zoni vršnog ubrzanja tla od 0,1g.

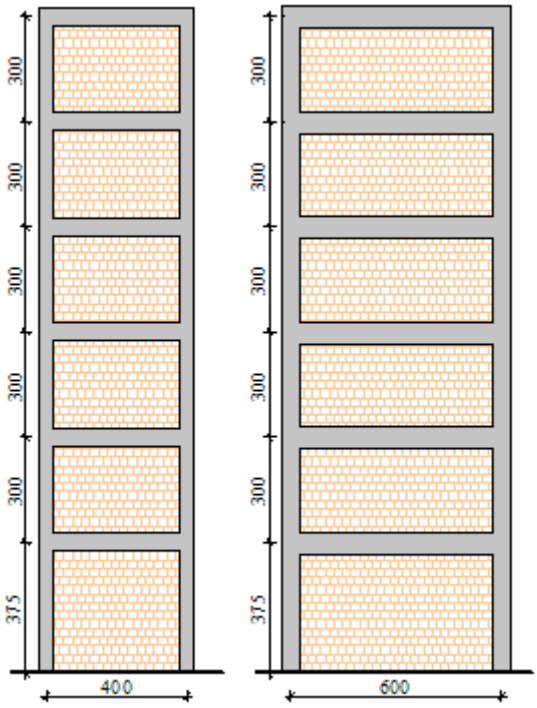
Nasuprot tome, oznaka 9**S**6**L**1**I**1**F**_3%_0,3g predstavlja deveterokatnu zgradu (9S) raspona 6m (6L) sa slabim ispunom (1I) i slabim a-b okvirom (1F), s površinskim omjerom od 3% u potresnoj zoni s vršnim ubzanjem tla od 0,3g.

8.1.1. Geometrijske karakteristike modelnih zgrada

Katnost

Kako se grupiranje s obzirom na katnost konstrukcija može izraziti općenitom Taksonometrijom tipologije zgrada u Europi (Syner-G, 2010.), primjenjene su sljedeće pretpostavke: niske građevine (eng. low-rise): 1-3 kata; srednje visoke građevine (eng. mid-rise): 4-7 katova; visoke građevine (eng. high-rise): 8+ katova.

S obzirom na gore navedenu podjelu odlučeno je da će se modelne zgrade sastojati od 3, 6 i 9 katova (slika 119-120).

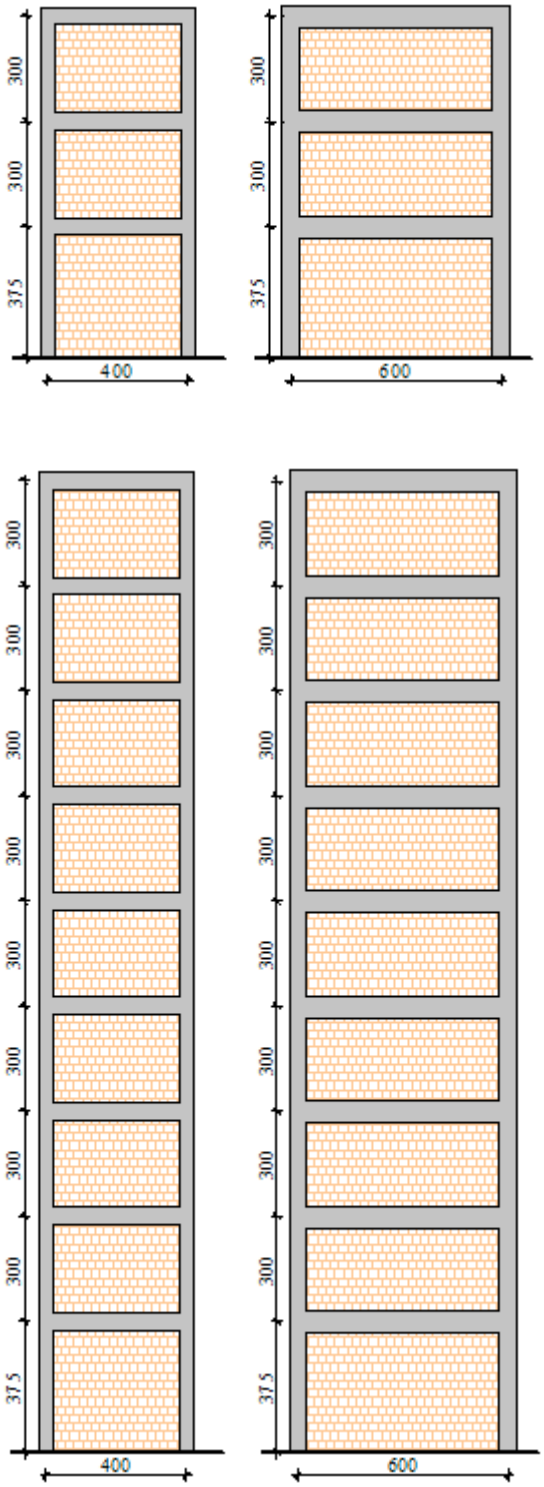


Slika 119. Parametarska studija s obzirom na katnost: šesterokatne zgrade

Dimenzije elemenata modelnih zgrada

Prizemlje svih modelnih zgrada ima visinu od 3,75m, dok su ostali katovi visine 3m (slika 119-120). Sve modelne zgrade su ravninske s jednim rasponom, koji iznosi 4 ili 6m. Ploča je debljine 0,15m s pripadajućom efektivnom širinom (jednadžba (75)) određenom prema pravilima Eurokoda 2 koja iznosi 1,1m za raspone od 4m i 1,4m za raspone od 6m. Svi stupovi imaju kvadratni poprečni

presjek i konstantne dimenzije po visini zgrada (varijabilan koeficijent armiranja). Visina grede je također konstantna za određeni tip građevine ovisno o katnosti.



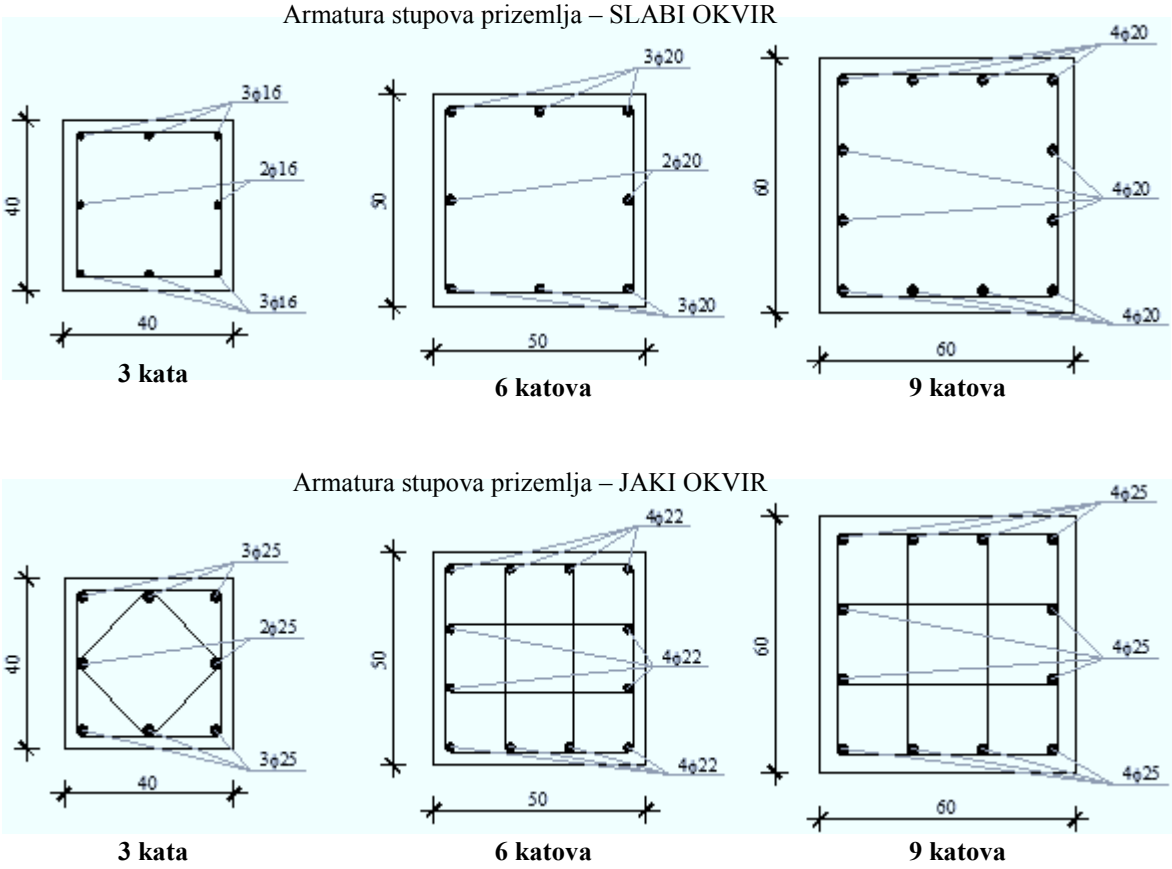
Slika 120. Parametarska studija s obzirom na katnost: trokatne i deveterokatne zgrade

„Slabi“ a-b okviri dimenzionirani su samo za vertikalno opterećenje prema EC2 i armirani su s 1% vertikalne armature. A-b okviri, koji su klasificirani kao jaki, dimenzionirani su na kombinaciju vertikalnih i horizontalnih opterećenja prema EC2 i EC8, pomoću spektara odziva koji odgovaraju vršnim ubrzanjima tla od 0,1g, 0,2g te 0,3g za umjerene uvjete tla (kategorije C – duboki slojevi pijeska velikih i srednjih gustoća, šljunka ili krutih glina debljine od nekoliko desetaka do nekoliko stotina metara). Faktor ponašanja q, kojim se uzima u obzir kapacitet trošenja energije za svaki proračunski smjer, uzet je za okvirni višekatni sustav od 3,9.

Osim definiranja dimenzija elemenata okvira i određivanja potrebne količine armature, kontrolirani su: granica balansnog loma kod interakcijskih dijagrama N/M i maksimalno tlačno naprezanje u stupovima.

Tablica 65. Dimenzije elementa okvira

Broj katova	dimenzije stupova (m)	dimenzije greda (m)
3	0,4/0,4	0,3/0,5
6	0,5/0,5	0,3/0,6
9	0,6/0,6	0,3/0,6



Slika 121. Primjer prikaza količine armature stupova prizemlja višekatnih zgrade raspona 4m za slabe i jake okvire za 0,3g i površinskog omjera od ρ=3%

Kod slabih okvira je za koeficijent armiranja stupova odabran 1%. Manji koeficijenti armiranja, dozvoljeni prema EC2 (do 0,3%), nisu razmatrani.

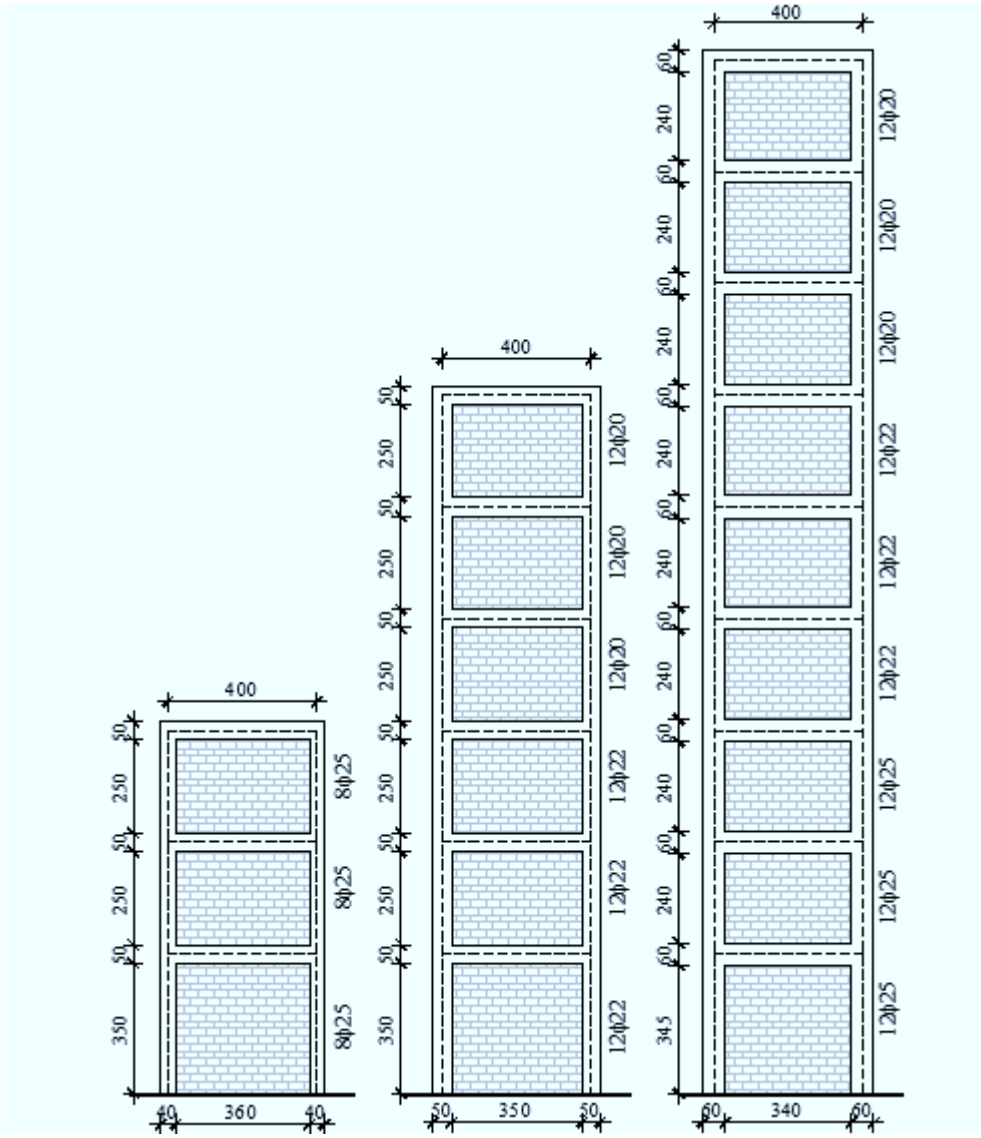
Koeficijenti armiranja stupova podužnom armaturom kod jakih okvira za zonu potresnog opterećenja 0,1g iznosili su od 1-1,27%, za potresnu zonu za 0,2g od 1-1,9 %, dok je za 0,3g iznosio 1-3%. Manje vrijednosti koeficijenata armiranja kod višekatnica odnosile su se na gornje katove u skupinama od po tri kata.

Tablica 66. Koeficijenti armiranja stupova za višekatne zgrade raspona 4m

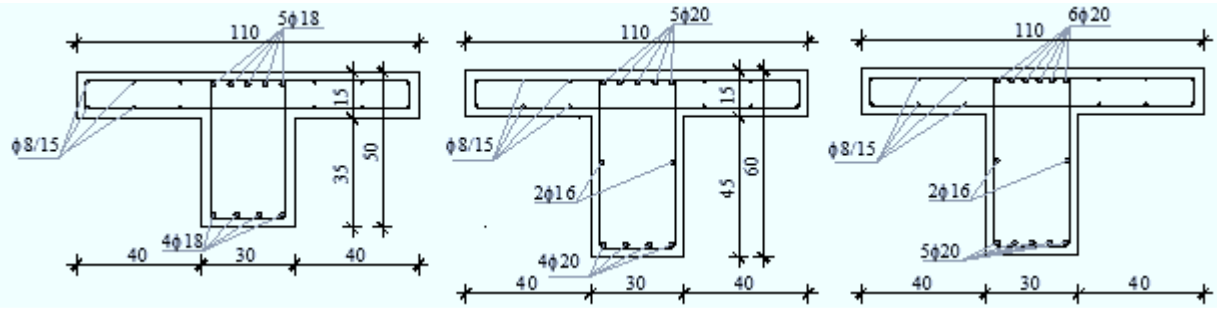
L=4m	*PGA(g)*	*kat*	*omjer površine ρ*	*3 KATA 40/40cm*	*6 KATOVA 50/50cm*	*9 KATOVA 60/60cm*
SLABI OKVIR	*<0,05g*	*1-3*	*3%*	*1*	*1*	*1,05*
			4%	*1*	*1*	*1,05*
			5%	*1*	*1*	*1,05*
		4-6	*3%*	*-*	*1*	*1,05*
			4%	*-*	*1*	*1,05*
			5%	*-*	*1*	*1,05*
		7-9	*3%*	*-*	*-*	*1,05*
			4%	*-*	*-*	*1,05*
			5%	*-*	*-*	*1,05*
JAKI OKVIR	*0,1g*	*1-3*	*3%*	*1,27*	*1,22*	*1,27*
			4%	*1,27*	*1,22*	*1,27*
			5%	*1,27*	*1,22*	*1,27*
		4-6	*3%*	*-*	*1*	*1,05*
			4%	*-*	*1*	*1,05*
			5%	*-*	*1*	*1,05*
		7-9	*3%*	*-*	*-*	*1,05*
			4%	*-*	*-*	*1,05*
			5%	*-*	*-*	*1,05*
	0,2g	*1-3*	*3%*	*1,90*	*1,51*	*1,47*
			4%	*1,90*	*1,51*	*1,47*
			5%	*1,57*	*1,51*	*1,47*
		4-6	*3%*	*-*	*1*	*1,27*
			4%	*-*	*1*	*1,27*
			5%	*-*	*1*	*1,27*
		7-9	*3%*	*-*	*-*	*1,05*
			4%	*-*	*-*	*1,05*
			5%	*-*	*-*	*1,05*
	0,3g	*1-3*	*3%*	*2,85*	*1,82*	*1,64*
			4%	*2,85*	*1,82*	*1,64*
			5%	*2,36*	*1,82*	*1,51*
		4-6	*3%*	*-*	*1,22*	*1,27*
			4%	*-*	*1*	*1,27*
			5%	*-*	*1*	*1,27*
		7-9	*3%*	*-*	*-*	*1,05*
			4%	*-*	*-*	*1,05*
			5%	*-*	*-*	*1,05*

Tablica 67. Koeficijenti armiranja stupova za višekatne zgrade raspona 6m

L=6m	PGA	kat	omjer površine ρ	3 KATA 40/40cm	6 KATOVA 50/50cm	9 KATOVA 60/60cm
SLABI OKVIR	<0,05g	1-3	3%	1	1	1,05
			4%	1	1	1,05
			5%	1	1	1,05
		4-6	3%	-	1	1,05
			4%	-	1	1,05
			5%	-	1	1,05
		7-9	3%	-	-	1,05
			4%	-	-	1,05
			5%	-	-	1,05
JAKI OKVIR	0,1g	1-3	3%	1,27	1,22	1,27
			4%	1,27	1,22	1,27
			5%	1,27	1,22	1,27
		4-6	3%	-	1	1,05
			4%	-	1	1,05
			5%	-	1	1,05
		7-9	3%	-	-	1,05
			4%	-	-	1,05
			5%	-	-	1,05
	0,2g	1-3	3%	2,36	1,51	1,27
			4%	1,9	1,51	1,27
			5%	1,57	1,51	1,27
		4-6	3%	-	1	1,27
			4%	-	1	1,27
			5%	-	1	1,27
		7-9	3%	-	-	1,05
			4%	-	-	1,05
			5%	-	-	1,05
	0,3g	1-3	3%	3	2,17	2,05
			4%	2,85	1,82	1,64
			5%	2,36	1,82	1,64
		4-6	3%	-	1,22	1,27
			4%	-	1,22	1,27
			5%	-	1	1,27
		7-9	3%	-	-	1,05
			4%	-	-	1,05
			5%	-	-	1,05



Armatura u gredama prve etaže

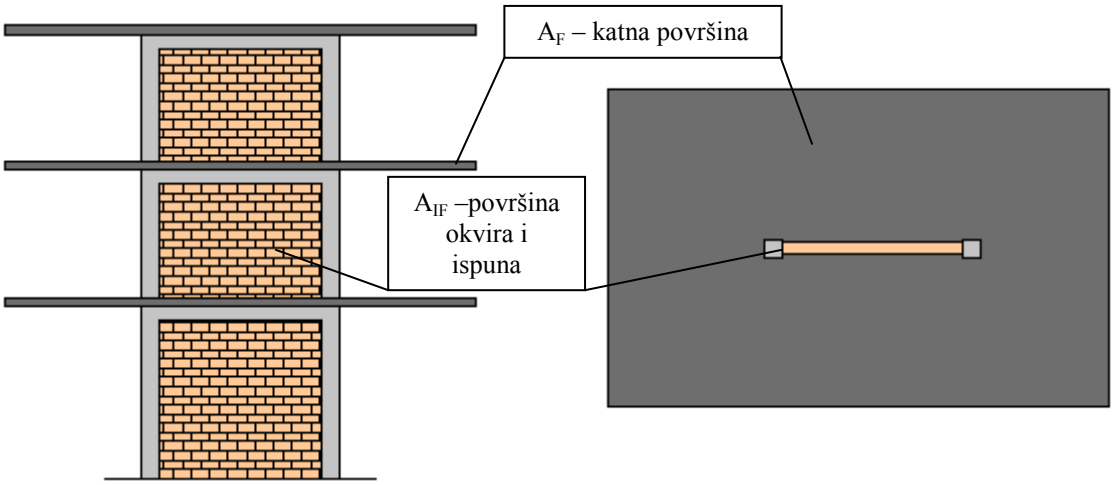


3 kata **6 katova** **9 katova**

Slika 122. Primjer prikaza količine armature stupova i greda za višekatne zgrade raspona 4m za jake okvire za 0,3g i 3% površinskog omjera

Površinski omjer ρ

S ciljem povezivanja potrebne nosivosti i površine uokvirenog zida u odnosu na površinu kata (masu), omjer površine uokvirenog zida (jednadžba 77) u smjeru djelovanja potresa (A_{IF} – indeks IF- eng. infilled frames) i pripadajuće katne površine (A_F – indeks F – eng. floor), izražen je u postotcima. Razmatrane su sljedeće vrijednosti za ρ= 3%, 4%, 5%.



Slika 123. Prikaz površinskog omjera a-b okvira sa zidanim ispunom i katne površine

$$\rho = \frac{A_{IF}}{A_F} \tag{77}$$

Tablica 68. Izračun površinskog omjera uokvirenog zida i katne površine za omjere 3%, 4% i 5%

POVRŠINA okvir +ispun	m^2	3 kata	6 katova	9 katova
	L (m)	40/40*	50/50*	60/60*
slabi ispun (t=0,30m)	4	1,52	1,7	1,92
	6	2,12	2,3	2,52
srednji ispun (t=0,29m)	4	1,48	1,66	1,88
	6	2,06	2,24	2,46
jaki ispun (t=0,25)	4	1,32	1,5	1,72
	6	1,82	2	2,22

Katna površina za ρ=3%	m^2	3 kata	6 katova	9 katova
	L (m)	40/40*	50/50*	60/60*
slabi ispun (t=0,30m)	4	51	57	64
	6	71	77	84
srednji ispun (t=0,29m)	4	49	55	63
	6	69	75	82
jaki ispun (t=0,25)	4	44	50	57
	6	61	67	74

Katna površina za ρ=4%	m^2	3 kata	6 katova	9 katova
	L (m)	40/40*	50/50*	60/60*
slabi ispun (t=0,30m)	4	38	43	48
	6	53	58	63
srednji ispun (t=0,29m)	4	37	42	47
	6	52	56	62
jaki ispun (t=0,25)	4	33	38	43
	6	46	50	56

Katna površina za ρ=5%	m^2	3 kata	6 katova	9 katova
	L (m)	40/40*	50/50*	60/60*
slabi ispun (t=0,30m)	4	30	34	38
	6	42	46	50
srednji ispun (t=0,29m)	4	30	33	38
	6	41	45	49
jaki ispun (t=0,25)	4	26	30	34
	6	36	40	44

* - pretpostavljene i usvojene dimenzije poprečnih presjeka stupova okvira višekatnih modelnih zgrada

8.1.2. Materijalne karakteristike modelnih zgrada

S obzirom na veliki broj modela ostvarenih sukladno varijabilnosti parametara konstrukcije materijalne karakteristike betona i armaturnog čelika su konstantnih vrijednosti. Za elemente okvira uzeta je klasa betona C30/37 i armaturni čelik B500B.

Za zidani ispun obuhvaćena su tri osnovna tipa: slabi, srednji i jaki. S obzirom na primjenjivost zidanih elemenata u Hrvatskoj (tablica 69), odabir tipa zidanog ispuna se odnosi na vrijednost tlačne čvstoće ziđa. Tako je za slabi ispun odabran onaj od porobetonskih zidnih elemenata (AAC kao Ytong) debljine 30 cm i tlačne čvrstoće zidanog ispuna od 1,17MPa. Srednji ispun je termo-blok (Euroterm blok) debljine 25 cm i tlačne vrstoće od 2,92 MPa, dok je za jaki ispun odabrana puna opeka debljine 25 cm i tlačne čvrstoće od 5,01 MPa.

Tablica 69. Odabir debljine i tipa zidanog ispuna modelnih zgrada

N/P[1]	Naziv	Dimenzije (cm)			f_b [2] (MPa)	f_m [3] (MPa)	f_k [4] (MPa)	Proizvođač
		Š	D	V				
N	Euroterm 44UT	44	25	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
N	Euroterm 38UT	38	25	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
N	Euroterm 30UT	30	25	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
N	Euroterm 25UT	25	38	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
N	Euroterm 20 UT/M	20	38	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
N	***Euroterm9VKL***	***29***	***25***	***23.8***	***10***	***5***	***2.92***	***Opeka d.d.***
P	Euroterm 9VKR	29	25	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
P	Euroterm 12UT	12	50	23.8	10	5	2.92	Opeka d.d.
N	Ekoterm 30	25	30	23.8	10	5	2.92	Eko Međimurje d.d.
N	Ekoterm 25	25	38	23.8	10	5	2.92	Eko Međimurje d.d.
N	Ekoterm 20	20	38	23.8	10	5	2.92	Eko Međimurje d.d.
P	Ekoblok 500×120×238	12	50	23.8	10	5	2.92	Eko Međimurje d.d.
N	Ekoblok 290×190×190	19	29	19	10	5	2.92	Eko Međimurje d.d.
N	***Puna opeka 250×120×65***	***12***	***25***	***6.5***	***20***	***5***	***5.01***	***Eko Međimurje d.d.***
N	Porotherm 38 profi	38	25	24.9	10	5	2.92	Wienerberger d.d.
N	Porotherm 30 profi	30	25	24.9	10	5	2.92	Wienerberger d.d.
P	Porotherm 20 profi	20	50	24.9	10	5	2.92	Wienerberger d.d.
N	Porotherm 38 s plus	38	25	23.8	10	5	2.92	Wienerberger d.d.
N	***TB 30/20***	***30***	***20***	***62.5***	***2.5***	***10***	***1.17***	***Ytong***
N	TB 40/20	40	20	62.5	4	10	1.68	Ytong
N	ZB 20	20	25	62.5	2.5	10	1.17	Ytong
N	ZB 25	20	25	62.5	4	10	1.68	Ytong

[1] – N-zidni element za nosive zidove; P-zidni element za pregradne zidove
[2] – f_b - tlačna čvrstoća zidnog elementa
[3] – f_m - tlačna čvrstoća morta
[4] – f_k - tlačna čvrstoća ziđa određena prema formuli (40) (Henry &, Malek)

8.2. Parametri opterećenja

8.2.1. Vertikalno opterećenje

Modelne zgrade zadovoljavaju uvjete konstruktivne jednostavnosti i regularnosti, pa su zbog jednoznačnosti usporedbe odabrani parametri kojima se definira uobičajena važnost zgrada u smislu opće sigurnosti ljudi, sudjelovanje promjenjivog dijela opterećenja te računska djelovanja (koeficijent važnosti zgrade $\gamma_I = 1{,}0$; prostori za veće skupove ljudi, kategorije C). Odabrane su prosječne veličine opterećenja: - stalno opterećenje: $g = 9{,}00$ kN/m^2

- promjenjivo opterećenje: $p_1 = 3{,}50$ kN/m^2 (kat), $p_2 = 2{,}00$ kN/m^2 (krov).

S obzirom da su vrijednosti pripadajućih vertikalnih opterećenja izražene preko površinskog omjera ρ, rasponi vrijednosti ovisno o katnosti zgrade i mjestu djelovanja prikazani su u tablici 70. Vertikalna opterećenja su zadana kao koncentirane sile koje djeluju u stupovima svakog kata.

Tablica 70. Vrijednosti vertikalnih opterećenja za zgrade raspona 4m i 6m (kN)

L=4m	kat	površinski omjer ρ (%)		
		3	4	5
3 kata	1	24,35	19,22	16,06
	2	23,97	18,83	15,67
	3	22,44	17,50	14,44
6 katova	1	27,49	21,96	19,22
	2-5	27,03	21,50	18,76
	6	25,15	19,62	16,88
9 katova	1	31,36	25,04	21,09
	2-8	30,78	24,46	20,51
	9	28,49	22,17	18,22

L=6m	kat	površinski omjer ρ (%)		
		3	4	5
3 kata	1	33,66	25,96	22,21
	2	32,17	24,47	21,71
	3	31,18	23,48	19,72
6 katova	1	36,71	29,20	24,46
	2-5	35,13	28,63	23,89
	6	33,85	26,34	21,60
9 katova	1	39,72	31,42	26,29
	2-8	38,14	30,85	25,71
	9	36,85	28,56	23,42

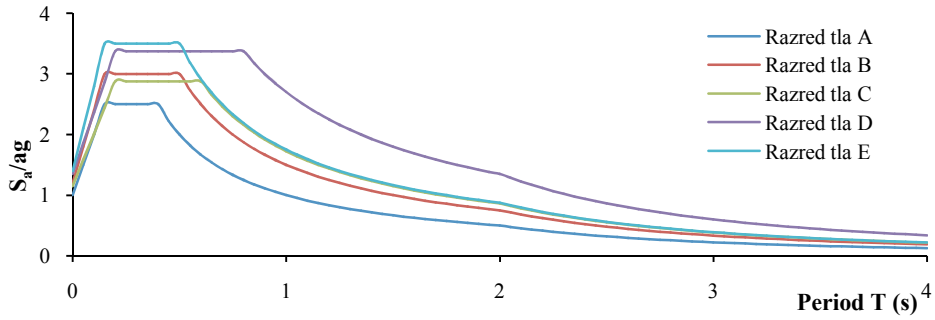
8.2.2. Potresno opterećenje

Pri odabiru prikladnog potresnog opterećenja, poželjno je prije svega uporabiti stvarne zapise potresa. Baze potresnih zapisa (Europska i PEER) su lako dostupne, tako da postoji relativno mali broj kriterija koji se moraju ispuniti pri odabiru mjerodavnog seta potresa. Eurokod 8, kao i druge svjetske norme, dozvoljava uporabu stvarnih zapisa potresa uz uvjet da srednja vrijednost spektra seta potresa ne podcjenjuje spektar pravilnika uz 10% dozvoljeno odstupanje u rasponu perioda unutar kojih je period konstrukcije za koju se analiza provodi. Potrebno je da se set sastoji od najmanje sedam potresnih zapisa (Iervolino, 2008.) da bi se mogla uzeti u obzir srednja vrijednost odgovora. U slučaju

kada se set sastoji od tri do šest zapisa, maksimalna vrijednost odgovora je ona koje će biti mjerodavna za analizu.

Odabrani setovi zapisa potresa su preuzeti iz baze europskih zapisa potresa (eng. European Strong-Motion Database) koja obuhvaća potrese Mediterana i Europe. Pri odabiru setova uporabljen je software Rexel v3.5.(2013) koji daje sve moguće kombinacije zapisa potresa da bi pronašao set kompatibilan sa spektrom Eurokoda 8 za neskalirane stvarne potrese s najmanjom mogućom devijacijom.

Spektar odabranog seta zapisa potresa treba biti kompatibilan sa spektrom Eurokoda 8, Tipa 1(M>5,5), za tip tla C (slika 124, tablica 71).

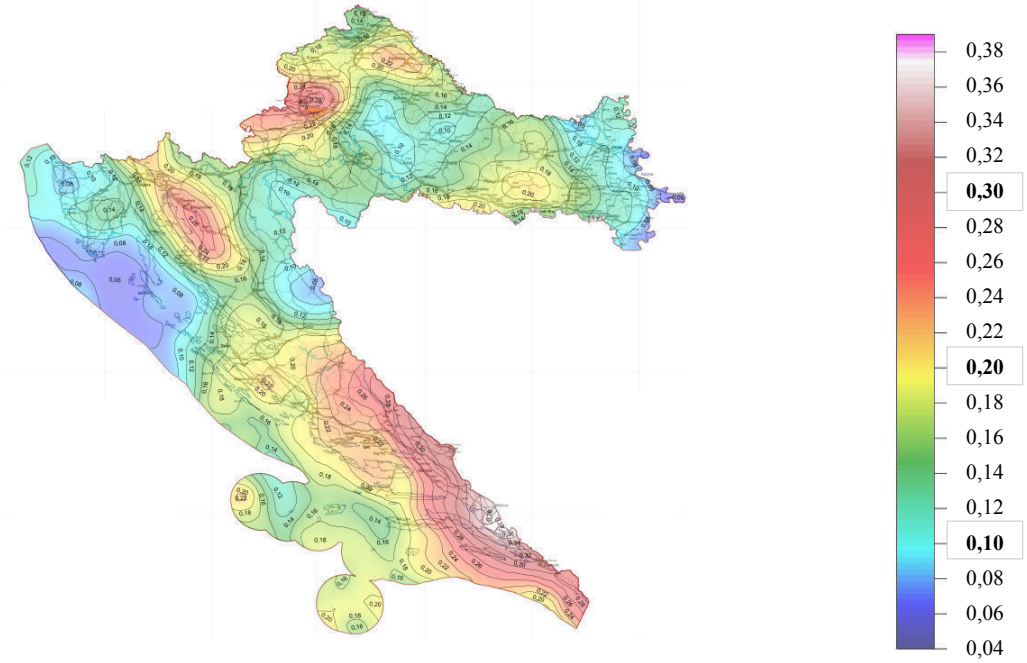


Slika 124. Spektri odgovora EC8 tip 1 ovisni o razredu tla

Tablica 71. Razredi temeljnog tla

Razred tla	Opis tla	$v_{s,30}$
A	Stijena ili druga geološka formacija slična stijeni, uzimajući u obzir najviše 5 metara slabijeg materijala na površini	>800
B	Depoziti vrlo zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline, najmanje dubine nekoliko desetina metara, s postupnim povećanjem mehaničkin karakteristika tih materijala s dubinom	360-800
C	Duboki depoziti zbijenog ili srednje zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline debljine od nekoliko desetina do više stotina metara	180-360
D	Depoziti nekoherentnog tla (sa ili bez mekih koherentnih slojeva) ili prevladavajuća meka do tvrda koherentna tla	<180
E	Profil tla čine površinske aluvijalne naslage sa vrijednostima v_s kao u slučaju tla Cili D, čije su debljine između 5 i 20 metara, a nalaze se iznad krutog materijala s vrijednostima v_s>800 m/s.	

Prije odabira referentnog spektra odziva nužno je definirati i vršno ubrzanje tla za koje će se obaviti analiza. S obzirom da područje Hrvatske obuhvaća široki raspon vrijednosti potresnih opterećenja, ovisno o području ili zoni koja se promatra, odabrane su tri vrijednosti koje odgovaraju vršnom ubrzanju tla (slika 125). Osim toga, radi preglednosti, ali i jednostavnosti uporabe primjenjenih analiza, u tablici 72. prikazane su vrijednosti vršnih ubrzanja za sve gradove u Hrvatskoj.



Slika 125. Potresne zone u Hrvatskoj s obzirom na vrijednost ubrzanja tla (Herak, 2011.)

Tablica 72. Vrijednosti ubrzanja tla za sve gradove u Hrvatskoj

Grad	a_g(g)	Grad	a_g(g)	Grad	a_g(g)	Grad	a_g(g)
Ilok	0,06	Duga Resa	0,14	Nova Gradiška	0,18	Kraljevica	0,22
Buje	0,08	Hrvatska Kostajnica	0,14	Novi Marof	0,18	Ludbreg	0,22
Mali Lošinj	0,08	Labin	0,14	Obrovac	0,18	Ozalj	0,22
Novigrad	0,08	Lipik	0,14	Opatija	0,18	Skradin	0,22
Poreč	0,08	Mursko Središće	0,14	Požega	0,18	Solin	0,22
Pula	0,08	Novska	0,14	Pregrada	0,18	Split	0,22
Beli Manastir	0,1	Pag	0,14	Prelog	0,18	Supetar	0,22
Belišće	0,1	Pakrac	0,14	Rab	0,18	Trogir	0,22
Čazma	0,1	Vrbovec	0,14	Slavonski Brod	0,18	Zabok	0,22
Grubišno Polje	0,1	Čabar	0,16	Vodice	0,18	Crikvenica	0,24
Kutina	0,1	Đakovo	0,16	Zadar	0,18	Drniš	0,24
Novalja	0,1	Glina	0,16	Benkovac	0,2	Omiš	0,24
Rovinj	0,1	Gospić	0,16	Hvar	0,2	Oroslavje	0,24
Umag	0,1	Karlovac	0,16	Kastav	0,2	Knin	0,26
Valpovo	0,1	Komiža	0,16	Krk	0,2	Korčula	0,26
Vinkovci	0,1	Križevci	0,16	Kutjevo	0,2	Novi Vinodolski	0,26
Vodnjan	0,1	Ogulin	0,16	Otočac	0,2	Samobor	0,26
Vukovar	0,1	Orahovica	0,16	Pleternica	0,2	Senj	0,26
Buzet	0,12	Petrinja	0,16	Rijeka	0,2	Vrlika	0,26
Cres	0,12	Sisak	0,16	Stari Grad	0,2	Zagreb	0,26
Daruvar	0,12	Slatina	0,16	Sveta Nedjelja	0,2	Zaprešič	0,26
Donji Miholjac	0,12	Varaždin	0,16	Sveti Ivan Zelina	0,2	Donja Stubica	0,28
Garešnica	0,12	Vis	0,16	Šibenik	0,2	Makarska	0,28
Ivanić-Grad	0,12	Vrbovsko	0,16	Varaždinske Toplice	0,2	Sinj	0,28
Osijek	0,12	Delnice	0,18	Velika Gorica	0,2	Trilj	0,28
Otok	0,12	Dugo Selo	0,18	Zlatar	0,2	Dubrovnik	0,3
Pazin	0,12	Đurđevac	0,18	Bakar	0,22	Imotski	0,32
Slunj	0,12	Ivanec	0,18	Biograd na moru	0,22	Vrgorac	0,32
Virovitica	0,12	Krapina	0,18	Jastrebarsko	0,22	Ploče	0,34
Županja	0,12	Lepoglava	0,18	Kaštela	0,22	Metković	0,36
Bjelovar	0,14	Našice	0,18	Klanjec	0,22	Opuzen	0,36
Čakovec	0,14	Nin	0,18	Koprivnica	0,22		

S obzirom na raspon vrijednosti i učestalost istih odlučeno je da će se za analizu promatrati 3 vrijednosti vršnog ubrzanja tla kako je prikazano na slici 125. S obzirom na vrijednosti potresnih opterećenja možemo zaključiti da su s obzirom na vrijednosti potresnih opterećenja „najkritičnije“ sljedeće županije: Zagrebačka, Krapinsko-zagorska, Primorsko-goranska, Splitsko-dalmatinska i Dubrovačko-neretvanska.

Tablica 73. Vršna ubrzanja tla i potresne zone u Hrvatskoj

Nivo oštećenja/zona	a_g
1	0,1g
2	0,2g
3	0,3g

Pri odabiru kompatibilnog spektra za set od sedam zapisa potresa definiran je raspon magnitude potresa (M=6-7) i udaljenosti od mjesta registriranja potresa do epicentra (R=0-30km), za svaku od tri potresne zone. Interval kompatibilnosti se promatrao za vrijednost od 0,04-2 sekunde, koji odgovara konstrukcijama sa T_1 u rasponu od 0,2-1s, što je slučaj za veliki broj uobičajenih građevina. Donja granica odstupanja od EC8 referentnog spektra je propisana i iznosi 10%, dok je gornja granica iterativno prilagođena (30%) tako da se ograniči premašivanje spektra. Za svaku od kombinacija, primjenjeni računalni kod izračunava devijaciju za svaki pojedini spektar unutar seta i devijaciju srednjeg spaktra u odnosu na referentni.

Odstupanje (devijacija) srednjeg spektra u odnosu na referentni spektar Eurokoda 8 računa se prema izrazu:

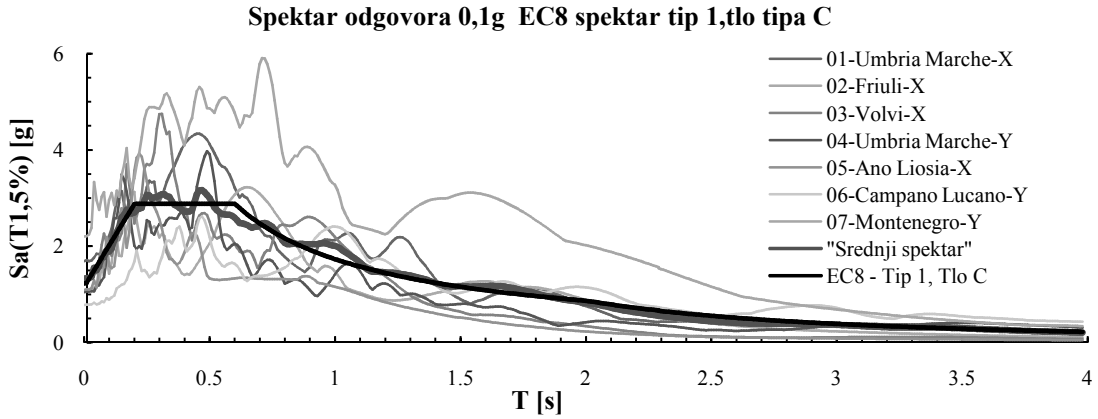
$$\delta = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{Sa_{o,med}(T_i) - Sa_s(T_i)}{Sa_s(T_i)}\right)^2} \tag{78}$$

gdje $Sa_{o,med}$ (T_i) predstavlja ordinate spektralne akceleracije srednjeg spektra za period T_i, dok $Sa_s(T_i)$ predstavlja ordinatu spektralne akceleracije za spektar EC8 pri istom periodu, a N je broj vrijednosti unutar promatranog raspona perioda.

Manja vrijednost devijacije spektra seta potresa predstavlja dobru aproksimaciju istog s spektrom propisa. Tako su devijacije izabranih setova potresnih zapisa za potresne zone bile najmanje moguće i to po vrijednostima za 0,1g, 0,2g i 0,3g kako slijedi: 0,053; 0,043 i 0,038.

Tablica 74. Karakteristike potresnih zapisa za zonu 0,1g

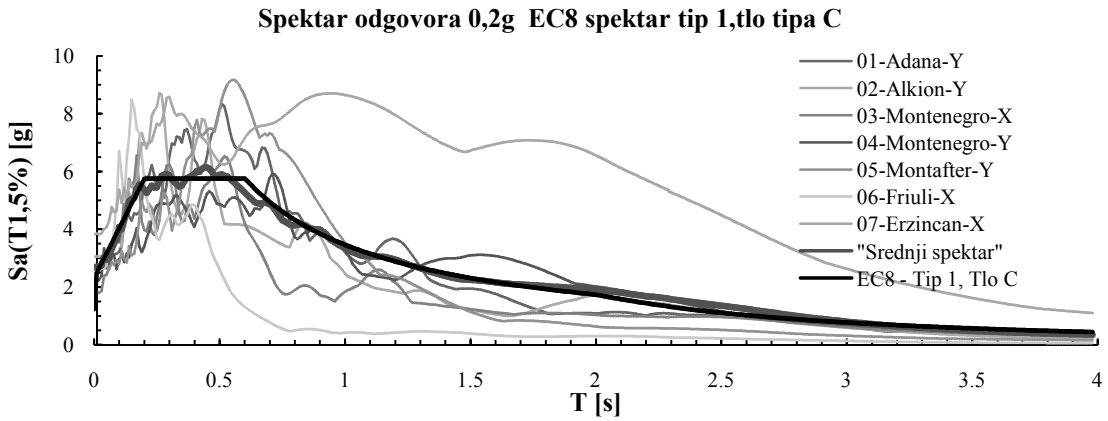
Naziv potresa	Datum	Mw	Udaljenost do epicentra [km]	PGA_X [m/s^2]	PGA_Y [m/s^2]	Tip tla (EC8)	Trajanje (s)
Umbria Marche X	26.9.1997.	6	22	1,6852	1,0406	C	50,00
Friuli (aftershock)	15.9.1976.	6	9	1,0686	0,9324	C	26,42
Volvi	20.6.1978.	6,2	29	1,3649	1,43	C	30,59
Umbria Marche Y	26.9.1997.	6	22	1,6852	1,0406	C	50,00
Ano Liosia	7.9.1999.	6	18	1,0872	0,839	B	29,98
Campano Lucano	23.11.1980.	6,9	26	0,9032	0,7783	A	50,00
Montenegro Ulcinj	15.4.1979.	6,9	21	1,7743	2,1985	A	40,37



Slika 126. Set potresa sa minimalnom prosječnom devijacijom (δ=0,053) za 0,1g

Tablica 75. Karakteristike potresnih zapisa za zonu 0,2g

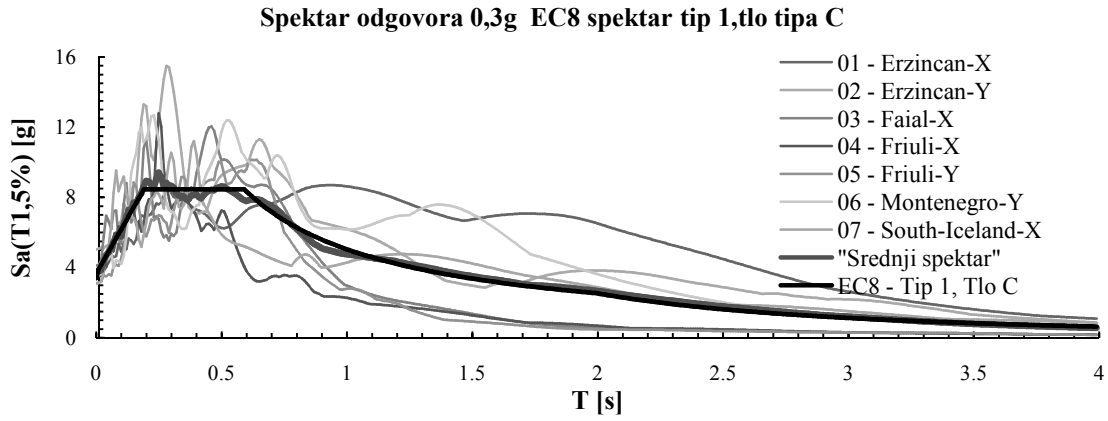
Naziv potresa	Datum	Mw	Udaljenost do epicentra [km]	PGA_X [m/s^2]	PGA_Y [m/s^2]	Tip tla (EC8)	Trajanje (s)
Adana	27.6.1998.	6,3	30	2,1575	2,6442	C	29,18
Alkion	24.2.1981.	6,6	20	2,2566	3,0363	C	41,86
Montenegro Ulcinj X	15.4.1979.	6,9	21	1,7743	2,1985	A	40,37
Montenegro Ulcinj Y	15.4.1979.	6,9	21	1,7743	2,1985	A	40,37
Montenegro (aftershock)-Budva	24.5.1979.	6,2	8	1,1723	2,6239	B	32,52
Friuli (aftershock)	15.9.1976.	6	14	2,5864	2,1355	B	22,07
Erzincan	13.3.1992.	6,6	13	3,8142	5,0275	B	21,27



Slika 127. Set potresa sa minimalnom prosječnom devijacijom (δ=0,043) za 0,2g

Tablica 76. Karakteristike potresnih zapisa za zonu 0,3g

Naziv potresa	Datum	Mw	Udaljenost do epicentra [km]	PGA_X [m/s^2]	PGA_Y [m/s^2]	Tip tla (EC8)	Trajanje (s)
Erzincan	13.3.1992.	6,6	13	3,8142	5,0275	B	20,74
Erzincan	13.3.1992.	6,6	13	3,8142	5,0275	B	50
Faial	9.7.1998.	6,1	11	4,1204	3,749	C	35,41
Friuli	6.5.1976.	6,5	23	3,4985	3,0968	A	21,27
Friuli	6.5.1976.	6,5	23	3,4985	3,0968	A	9,33
Montenegro Bar	15.4.1979.	6,9	16	3,6801	3,5573	B	47,81
South Iceland	17.6.2000.	6,5	5	3,1176	3,3109	A	36,53



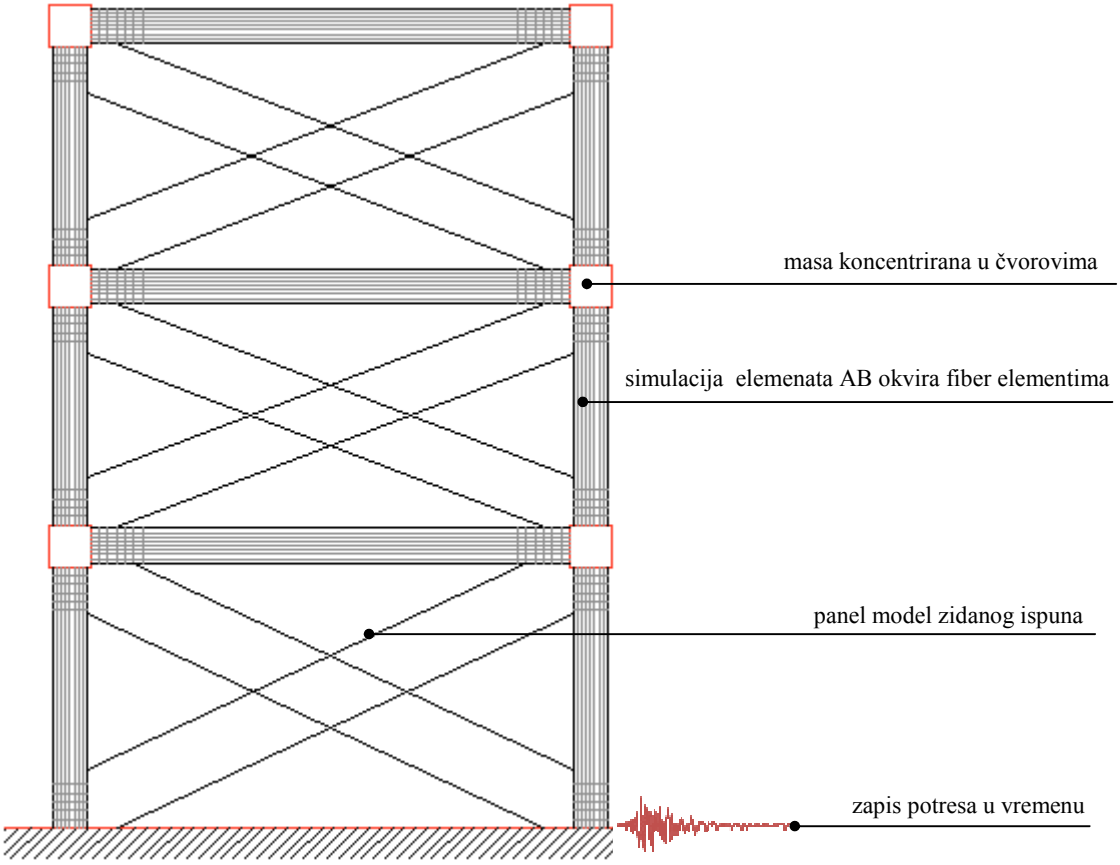
Slika 128. Set potresa sa minimalnom prosječnom devijacijom (δ=0,038) za 0,3g

8.3. Numerički model modelnih zgrada

Numerički nelinearni model (primjer trokatne zgrade slika 129.) svake od modelnih zgrada s nosivim sustavom uokvirenog zida temelji se na kalibriranom modelu čija je prihvatljivost prethodno potvrđena na jednokatnim, jednorasponskim okvirima (poglavlje 5.3.) i višekatnim i višerasponskim eksperimentalno ispitanim okvirima (poglavlje 6.)

Elementi a-b okvira modelirani su kao FBPH elementi – force-based elementi s plastičnim zglobovima na kraju elemenata čije su duljine iznosile od 7,5-15% duljine elementa ovisno o dimenzijama poprečnog presjeka i duljini promatranog elementa. Za svaki od elemenata a-b okvira fiber elementima simulirana je uzdužna armatura, zadana preko svake pojedine armaturne šipke. Za materijalne karakteristike betona primijenjen je Manderov model, čime je uzeta u obzir ovijenost betona i Menegotto-Pinto za nelinearni model armaturnog čelika.

Zidani ispun modeliran je kao panel model s kalibriranim parametrima histereznog aksijalnog ponašanja zida prema Crisafulli-u (1997.). Širine zamjenskih dijagonala određene su prema preporukama Stafford-Smitha i Cartera (1969.), a parametri materijalnih karakteristika prema tablici 25. Karakteristične vrijednosti materijalnih i geometrijskih karakteristika nužne za modeliranje panel modelom prikazane su u tablicama 77-79.



Slika 129. Numerički model uokvirenog zida za modelne zgrade

Tablica 77. Materijalne karakteristike zidanih ispuna za modelne zgrade

	slabi ispun	srednji ispun	jaki ispun
f_k (MPa)	1,71	2,92	5,01
E_i (GPa)	643,5	1606	2755,5
ε_m	0,00215	0,00301	0,00353
ε_u	0,00592	0,0083	0,00972
ε_1	0,00072	0,001	0,0012
ε_2	0,0032	0,0045	0,0053

Tablica 78. Geometrijske karakteristike zidanih ispuna za modelne zgrade raspona 4m

		trokatna zgrada			šesterokatna zgrada			deveterokatna zgrada		
		slabi	srednji	jaki	slabi	srednji	jaki	slabi	srednji	jaki
λh	prizemlje	2,51	3,13	3,45	2,01	2,51	2,76	1,68	2,1	2,31
	katovi	2,12	2,64	2,91	1,70	2,11	2,33	1,42	1,77	1,95
$f_{m\theta}$* (MPa)	prizemlje	0,273	0,287	0,294	0,264	0,279	0,284	0,269	0,274	0,277
	katovi	0,258	0,269	0,275	0,254	0,263	0,267	0,248	0,258	0,261
A_{ms1} (m^2)	prizemlje	0,59	0,56	0,47	0,61	0,57	0,48	0,60	0,57	0,48
	katovi	0,54	0,51	0,43	0,54	0,5	0,43	0,54	0,51	0,43
A_{ms2} (% A_{ms1})	prizemlje	76,13	72,79	71,19	79,12	76,17	74,74	81,24	78,60	77,30
	katovi	78,47	75,44	73,95	81,14	78,49	77,18	83,01	80,65	79,49

* - direktno ovisi o vrijednosti λh i o geometrijskim karakteristikama

Tablica 79. Geometrijske karakteristike zidanih ispuna za modelne zgrade raspona 6m

		trokatna zgrada			šesterokatna zgrada			deveterokatna zgrada		
		slabi	srednji	jaki	slabi	srednji	jaki	slabi	srednji	jaki
λh	prizemlje	2,45	3,05	3,36	1,96	2,45	2,7	1,64	2,05	2,26
	katovi	2,01	2,51	2,77	1,62	2,01	2,22	1,35	1,69	1,86
$f_{m\theta}$* (MPa)	prizemlje	0,268	0,278	0,284	0,261	0,269	0,274	0,258	0,262	0,266
	katovi	0,248	0,259	0,266	0,246	0,251	0,256	0,246	0,245	0,249
A_{ms1} (m^2)	prizemlje	0,765	0,715	0,601	0,77	0,73	0,619	0,781	0,743	0,626
	katovi	0,618	0,579	0,485	0,621	0,589	0,499	0,632	0,591	0,505
A_{ms2} (% A_{ms1})	prizemlje	76,51	73,23	71,63	79,43	76,52	75,11	81,51	78,91	77,63
	katovi	79,10	76,17	81,68	79,10	77,84	83,49	83,49	81,21	80,08

* - direktno ovisi o vrijednosti λh i o geometrijskim karakteristikama

9. REZULTATI PROBABILISTIČKE PARAMETARSKE ANALIZE

9.1. Odabir mjere intenziteta potresa i mjere odziva

Rezultati parametarske analize obuhvaćaju podatke iz 2.268 modela, odnosno 324 zgrade. Za svaku od zgrada prikazane su IDA krivulje, krivulje oštetljivosti izražene preko kumulativne vjerojatnosti i diskretne vjerojatnosti mogućih razina oštećenja za svaku od promatranih zgrada. Detaljni rezultati za zgrade raspona 6m dani su u Prilogu A.

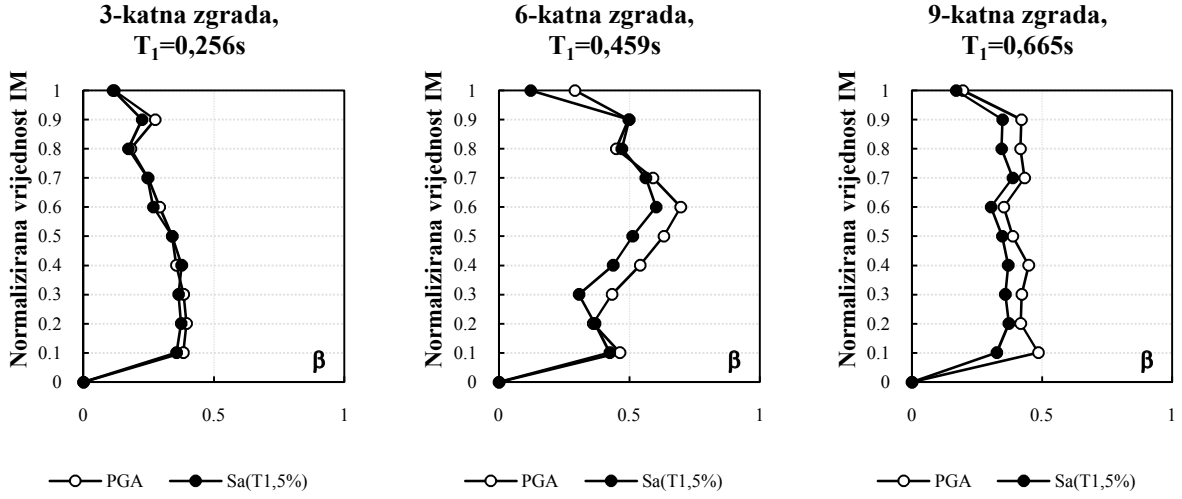
S ciljem dobivanja pouzdanog uvida u ponašanje sustava uokvirenog zida za tri potresne zone u Hrvatskoj, nužno je definiranje mjere intenziteta koja će biti dostatna i efektivna. Promjena konstruktivnog odgovora za određeni stupanj potresnog oštećenja se može realno prikazati lognormalnom distribucijom. Odabir mjere intenzitetamora se temeljiti na redukciji standarne devijacije lognormalne distribucije (disperziji) odgovora konstrukcije da bi se postigao maksimalno mogući stupanj pouzdanosti u predviđanju potresnog odziva:

$$\beta_{\ln} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\ln \mathrm{IM} - \overline{\ln \mathrm{IM}}\right)^2}{n-1}} \tag{79}$$

gdje je IM – eng. intensity measure-mjera intenziteta potresa (PGA ili $Sa(T_1)$), lnIM- vrijednost prirodnog logaritma mjere potresa i njezina srednja vrijednost, n – broj promatranih vrijednosti disperzije odgovora (n=7 za sedam potresnih zapisa).

Vršno ubrzanje tla (eng. peak ground acceleration - PGA) i spektralno ubrzanje pri prirodnom periodu konstrukcije $Sa(T_1)$, su najčešće uporabljene mjere intenziteta, jer se lako mogu iščitati ili proračunati, ali prije svega ovise o samoj konstrukciji i njihova uporaba se ne može generalizirati. Učinkovitost mjere intenziteta definira se preko njene dostatnosti (neovisnost o seizmološkim parametrima: magnituda potresa i udaljenost do epicentra) i efikasnosti (redukcija varijabilnosti potresnog odziva). Za većinu slučajeva spektralno ubrzanje je identificirano kao učinkovitije u odnosu na PGA (Vamvatsikos, 2007), kod konstrukcija s dominantnim prvim oblikom osciliranja. PGA kao mjera intenziteta je općenito učinkovitija kod visokih zgrada s dominantnim višim oblicima osciliranja ili u slučaju potresa na mekim tlima i zapisima potresa bliže epicentru (rasjedu), gdje će dominantna frekvencija potresa biti značajno viša od frekvencije prvog tona osciliranja konstrukcije.

S obzirom da parametarska analiza obuhvaća varijabilnost zgrada po katnosti, što direktno utječe na promjenu prirodnog perioda osciliranja konstrukcije, procjena i odabir referentne mjere intenziteta temeljena je na usporedbi disperzije odnosno standardne devijacije lognormalne distribucije za PGA i $Sa(T_1)$.

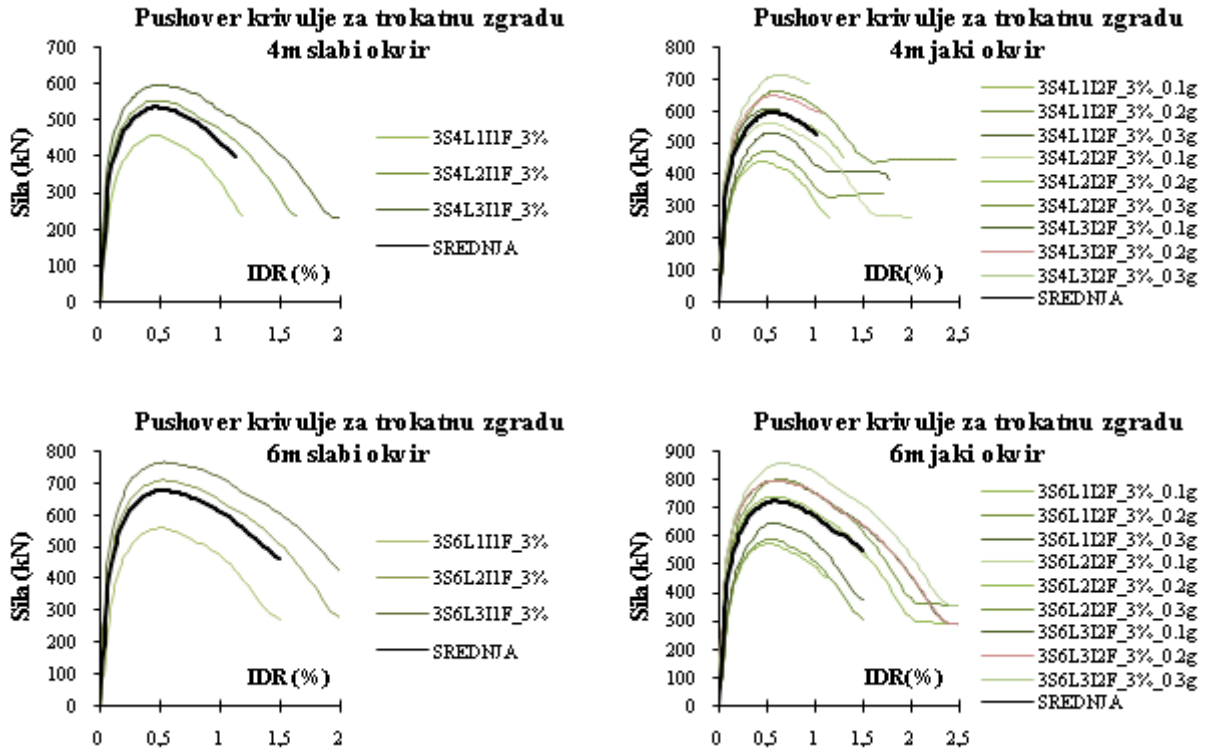


Slika 130. Usporedba disperzija mjera intenziteta potresa ovisno o katnosti zgrada

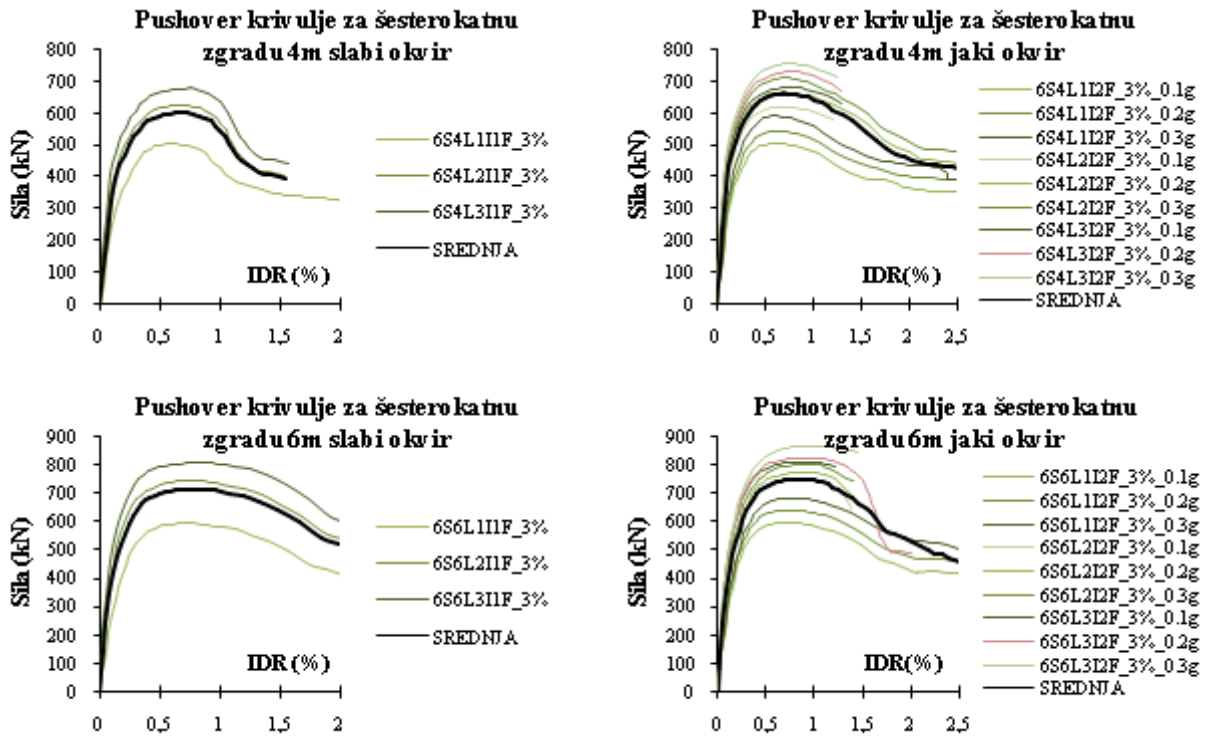
Radi usporedbe mjera intenziteta potresa iste su normalizirane i za svaki korak od 10% vrijednosti izračunata je disperzija odgovora konstrukcije (maksimalnog međukatnog pomaka - IDR). Kako je i prikazano na slici 130. spektralno ubrzanje kao mjera intenziteta potresa ima manju disperziju za sva tri promatrana slučaja (niske, srednje visoke i visoke) modelnih zgrada, pa je sukladno tome uporabljena u parametarskoj analizi.

Osim definiranja mjera intenziteta potresa i mjera odgovora, nužno je bilo i definirati vrijednosti odgovora konstrukcije koje odgovaraju određenim područjima ponašanja. Sukladno područjima ponašanja prikazanim u tablici 62. i različitim preporukama istraživača o vrijednostima istih za konstrukcije uokvirenog zida, izvršena je analiza s ciljem usporedbe krivulje postupnog guranja za promjenjive parametre zgrada, pri čemu su dobivanjem srednje referentne krivulje definirane razine i područja ponašanja za sve modelne zgrade. Rezultati su prikazani preko četiri područja ponašanja i to: neznatno oštećenje, ograničeno oštećenje, znatno oštećenje i blizu rušenja, sukladno preporukama sadržanima u EC8- 3.

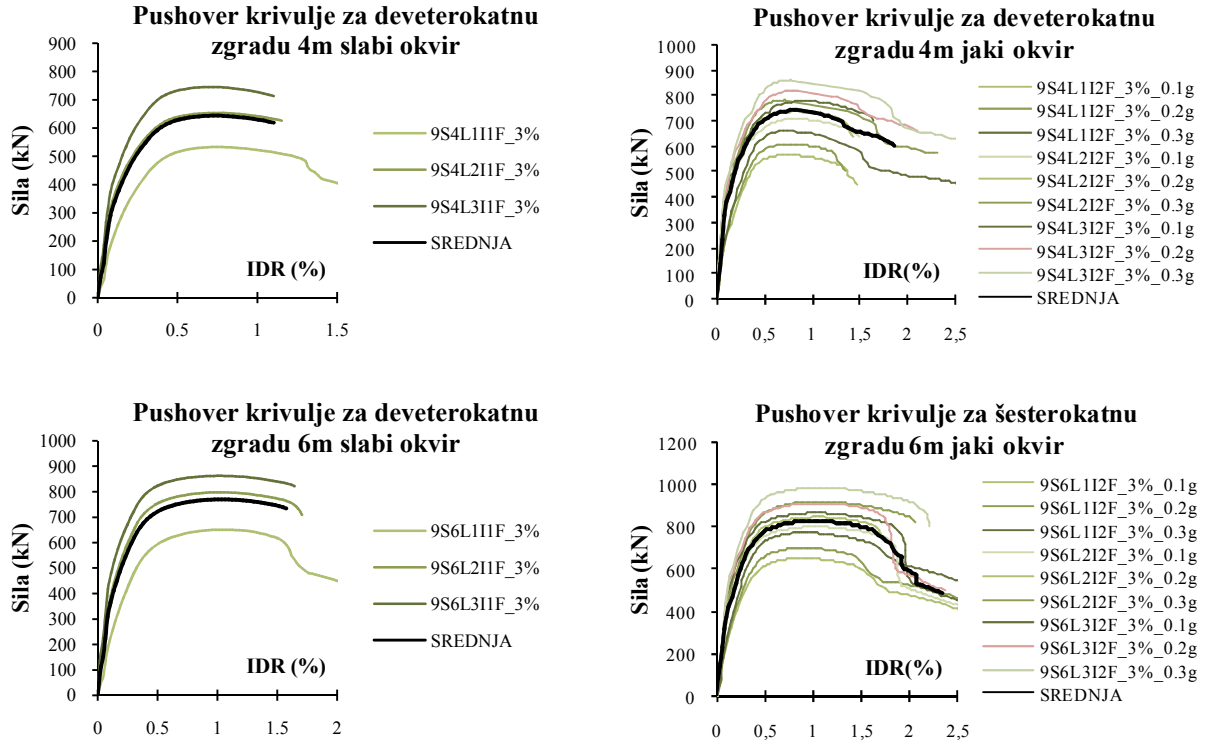
Usporedba krivulja postupnog guranja temeljena je na promjenjivosti tipa ispuna kod slabih okvira i promjenjivosti koeficijenata armiranja i tipa ispuna kod jakog okvira s promjenjivim rasponom okvira. Kod slabog i jakog okvira promatran je slučaj s omjerom površina (ρ) od 3%. Kao što je vidljivo na slici 131. promjenom tipa zidanog ispuna od slabog do jakog, osim povećanja nosivosti došlo je i do povećanja međukatnog pomaka u području granične nosivosti od 10% u odnosu na tri promatrane katnosti zgrada.



Slika 131. Krivulje postupnog guranja za trokatne zgrade

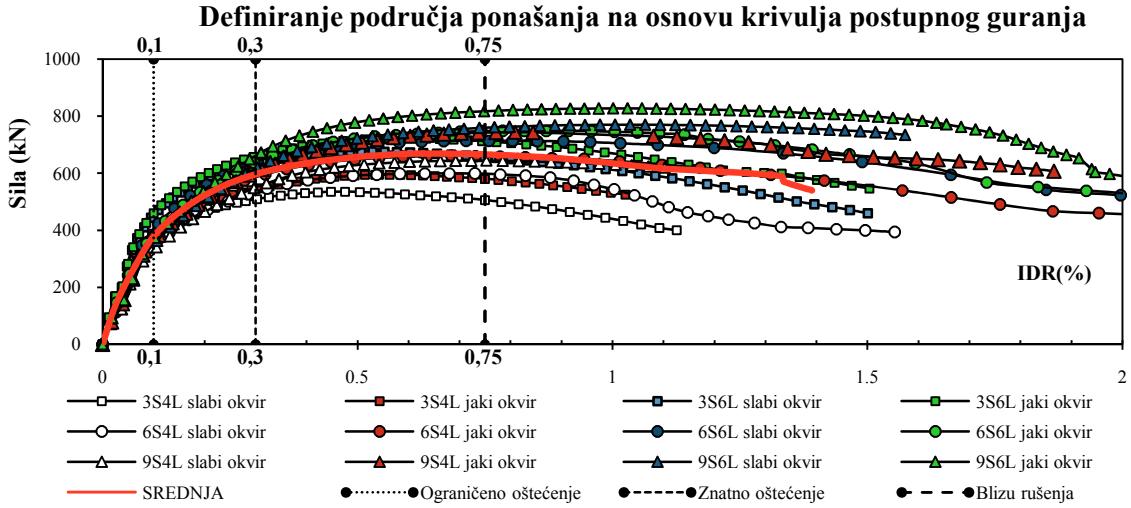


Slika 132. Krivulje postupnog guranja za šesterokatne zgrade



Slika 133. Krivulje postupnog guranja za deveterokatne zgrade

Kod jakog okvira varirani su tipovi zidanih ispuna i koeficijenti armiranja a-b okvira, sukladno pripadajućoj vrijednosti potresnog opterećenja izraženoj preko vršnog ubrzanja, g. Većem potresnom ubrzanju i tipu jačeg ispuna, odgovarali su veća granična nosivost i pripadajući međukatni pomaci, neovisno o promjeni katnosti modelnih zgrada.



Slika 134. Krivulje postupnog guranja za sve zgrade

Na svakoj od slika 131-133, prikazana je i krivulja srednjih vrijednosti ovisna o katnosti i tipu a-b okvira. Sve srednje krivulje su nakon toga prikazane na slici 134. i u tablici 80. u svrhu definiranja

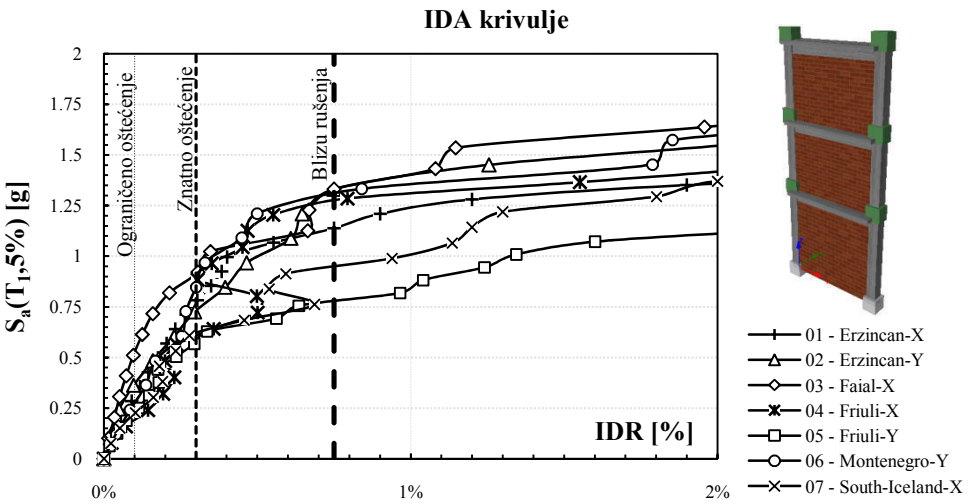
područja ponašanja i vrijednosti međukatnih pomaka pri kojima dolazi do značajnih promjena u pogledu oštetljivosti konstrukcija.

Tablica 80. Prikaz vrijednosti IDR (%) za granična stanja srednjih krivulja postupnog guranja

Kat	Granično stanje	Raspon L=4m		Raspon L=6m	
		Slabi okvir	Jaki okvir	Slabi okvir	Jaki okvir
3	Ograničeno oštećenje	0,06	0,08	0,07	0,09
	Blizu rušenja	0,49	0,53	0,51	0,56
6	Ograničeno oštećenje	0,09	0,10	0,09	0,11
	Blizu rušenja	0,68	0,72	0,76	0,83
9	Ograničeno oštećenje	0,10	0,12	0,11	0,13
	Blizu rušenja	0,78	0,84	1,01	1,06

S obzirom na rezultate, granično stanje ograničenog oštećenja definirano je s IDR od 0,10%, dok je stanje granične nosivosti blizu rušenja određeno međukatnim pomakom od 0,75%, pri čemu definirane vrijednosti odgovaraju onima iz EDIF eksperimentalne baze podataka (poglavlje 3.). Za granično stanje koje predstavlja oštećenja koje ne mogu ugroziti ljudski život odlučeno je da će odgovarati IDR vrijednosti od 0,3%.

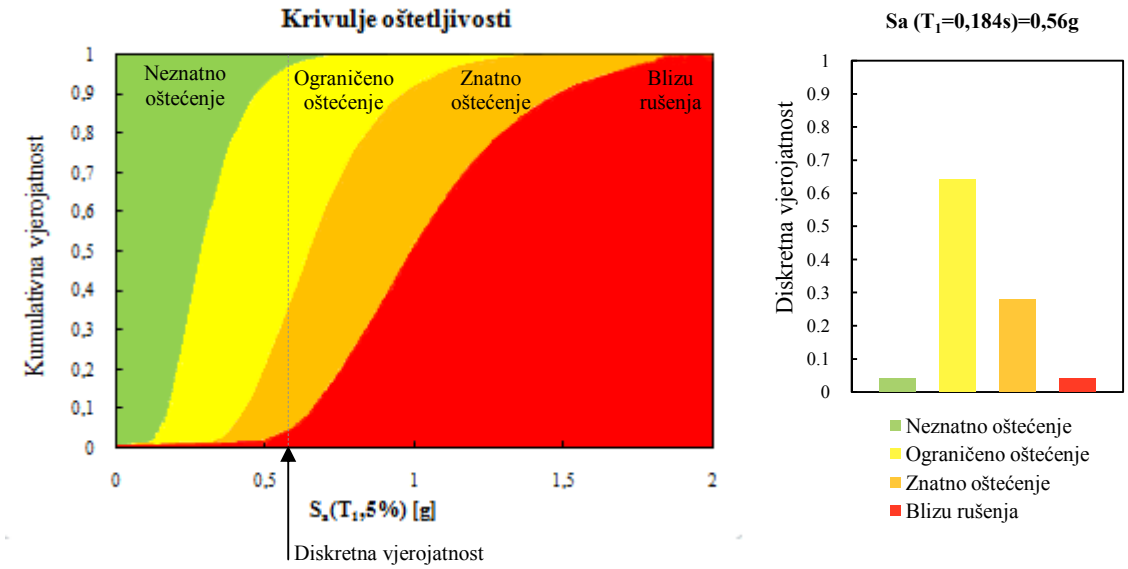
Za svaku od modelnih zgrada prikazane su krivulje inkrementalne dinamičke analize koje prikazuju promjenu relativnog međukatnog pomaka u ovisnosti o mjeri intenziteta, spektralnom ubrzanju Sa(T_1, 5%) za skup od sedam potresa koji odgovaraju pripadajućoj potresnoj zoni. Iz IDA krivulja (slika 135.) očitavaju se vrijednosti za svako granično stanje za svaki od potresa. Kao rezultat dobivaju se kumulativne krivulje oštetljivosti prikazane kao krivulje lognormalne funcije prethodno očitanih vrijednosti, za definirane razine ponašanja.



Slika 135. Primjer krivulje inkrementalne dinamičke analize s nivoima ponašanja

Između razine ponašanja nalaze se područja ponašanja glede oštetljivosti (slika 134.). Da bi se odredila vjerojatnost nastanka određenog stanja konstrukcije, na osnovu njenog vlasitog perioda i spektralnog ubrzanja srednjeg spektra odziva skupa potresa određene potresne zone, uzima se ono

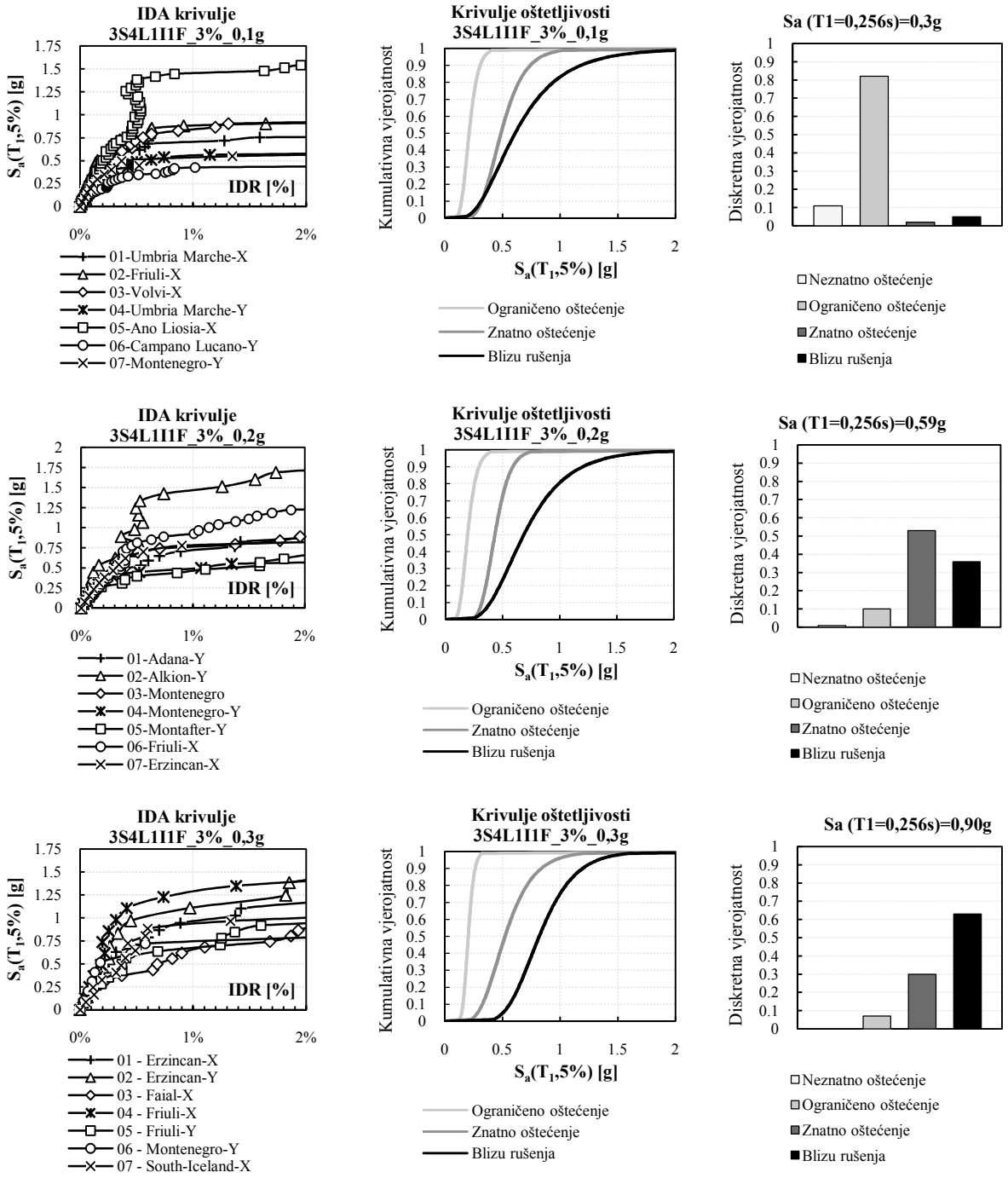
stanje koje ima najveću vjerojatnost nastanka (na slici 136. mjerodavno je područje ponašanja ograničeno oštećenje).



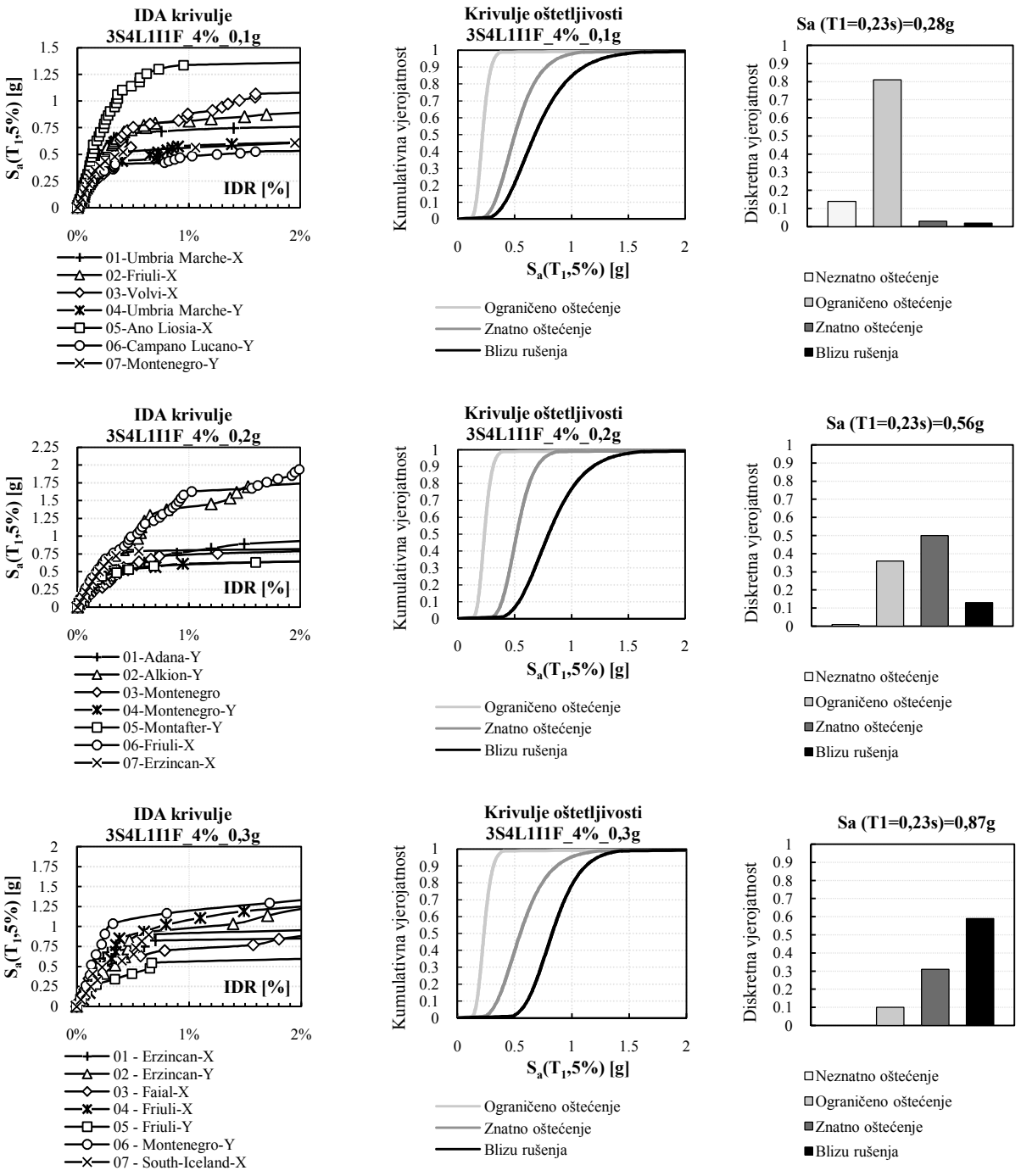
Slika 136. Primjer krivulje oštetljivosti sa nivoima oštećenja konstrukcije

9.2. Trokatna zgrada raspona 4m

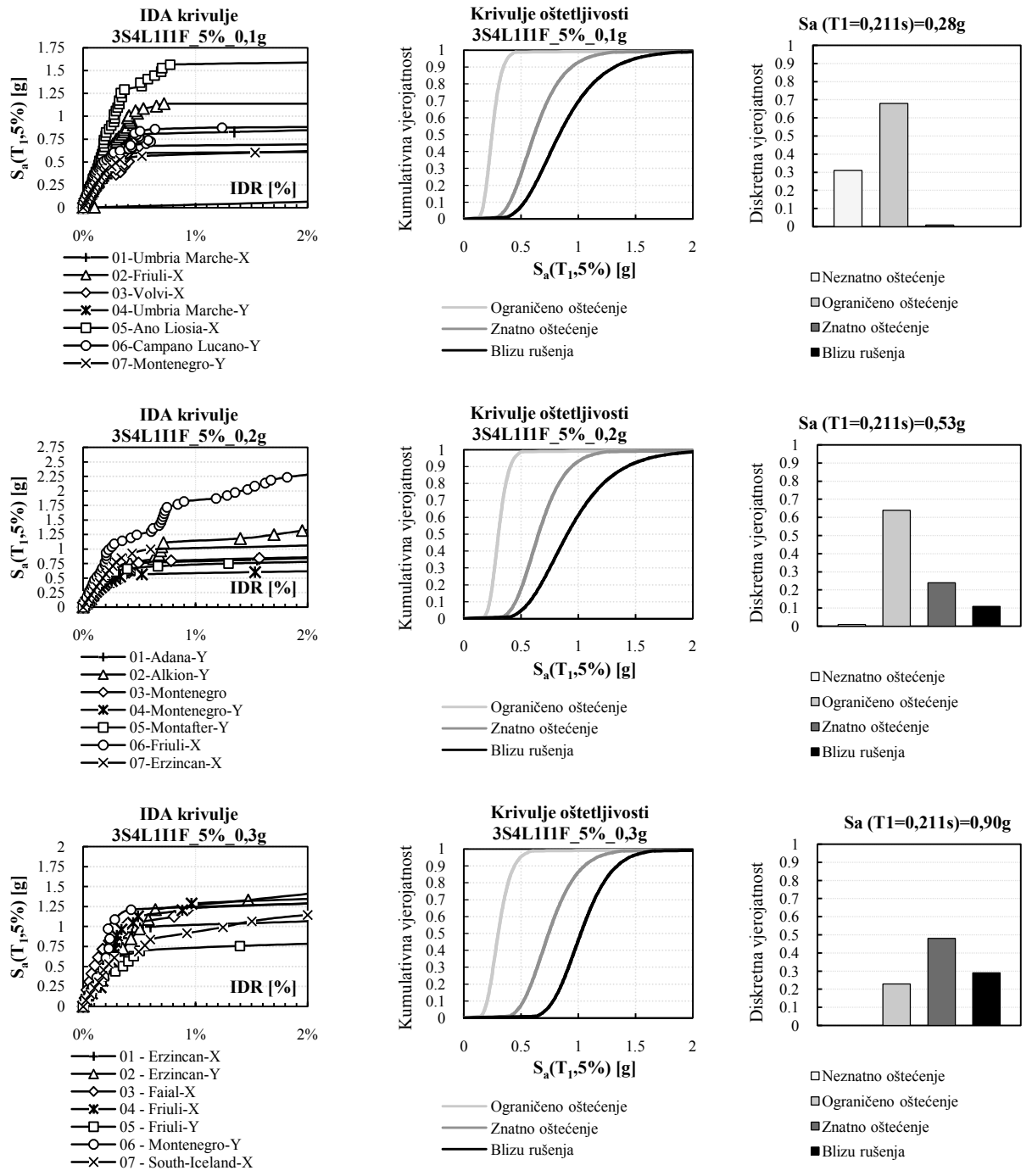
9.2.1. Slabi okvir + slabi ispun



Slika 137. Rezultati 3S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%

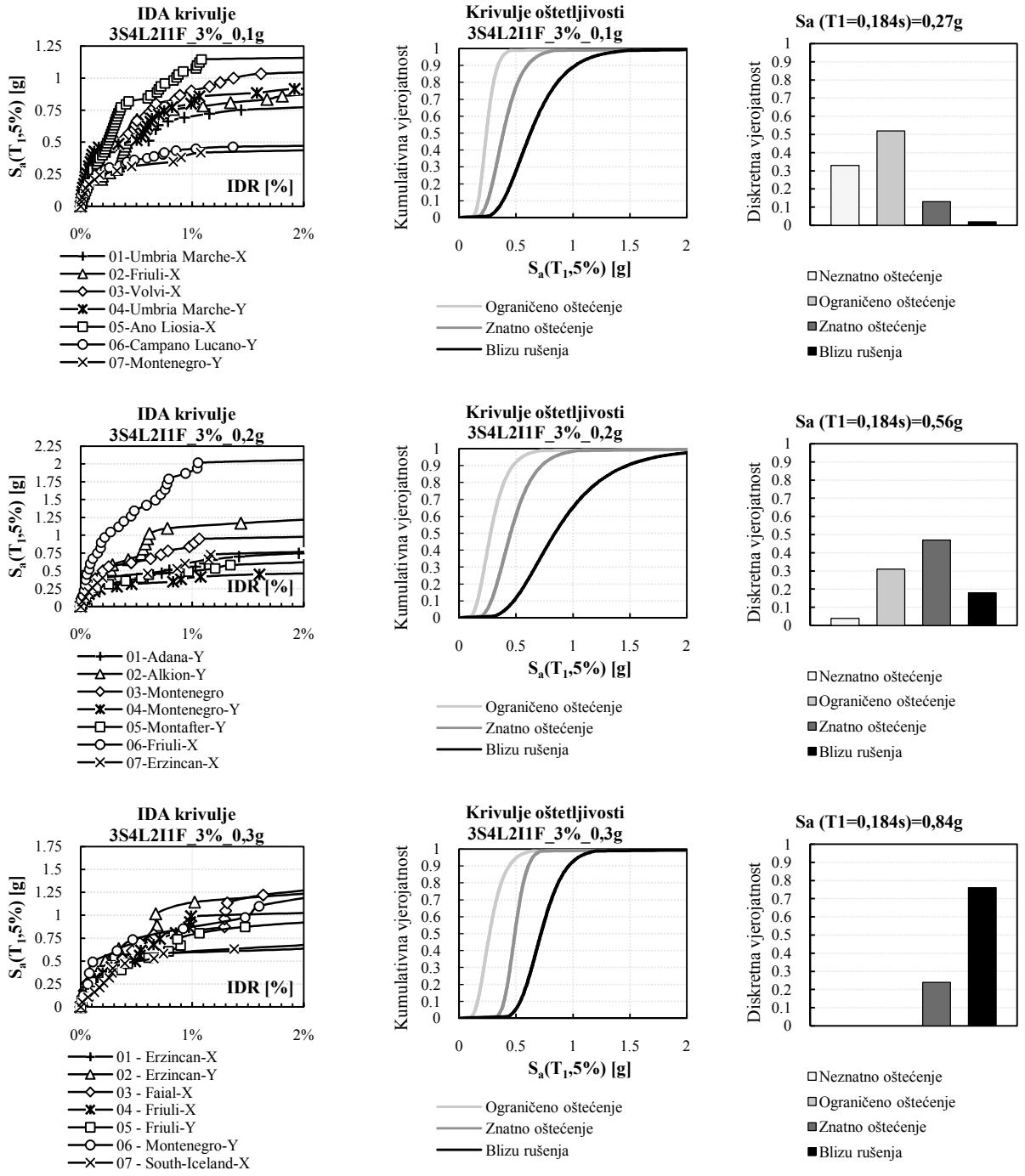


Slika 138. Rezultati 3S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%

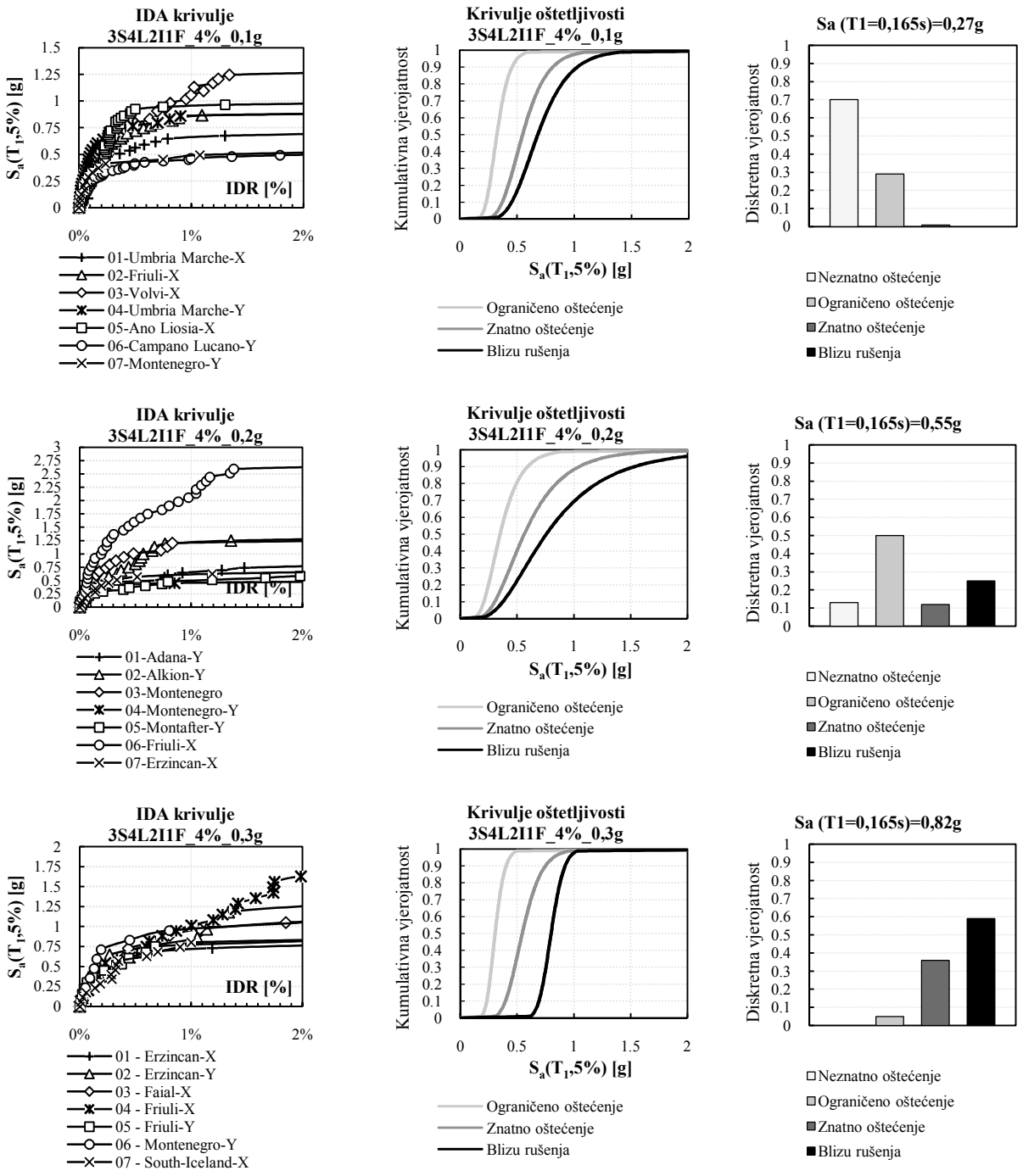


Slika 139. Rezultati 3S4L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

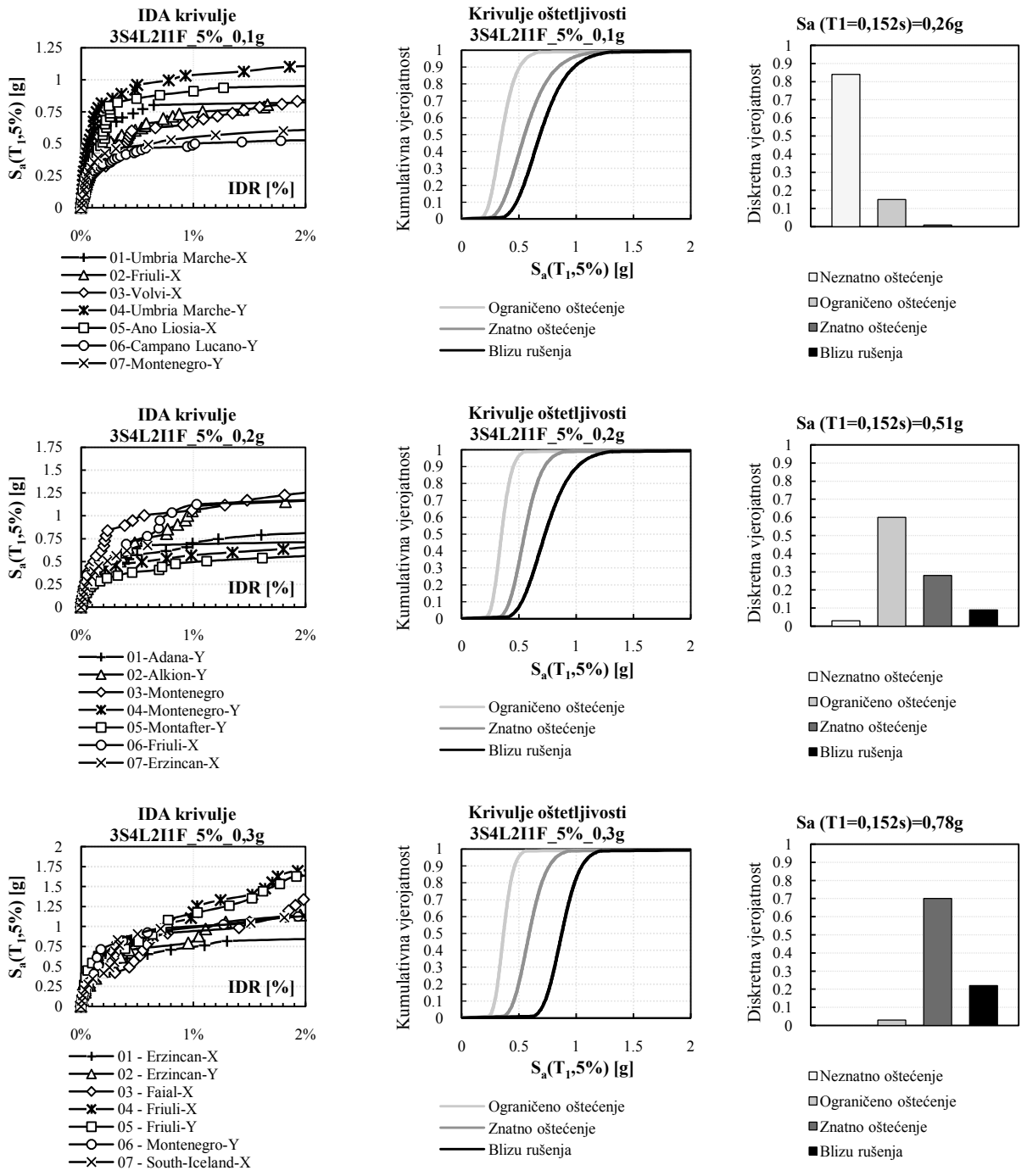
9.2.2. Slabi okvir + srednji ispun



Slika 140. Rezultati za 3S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%

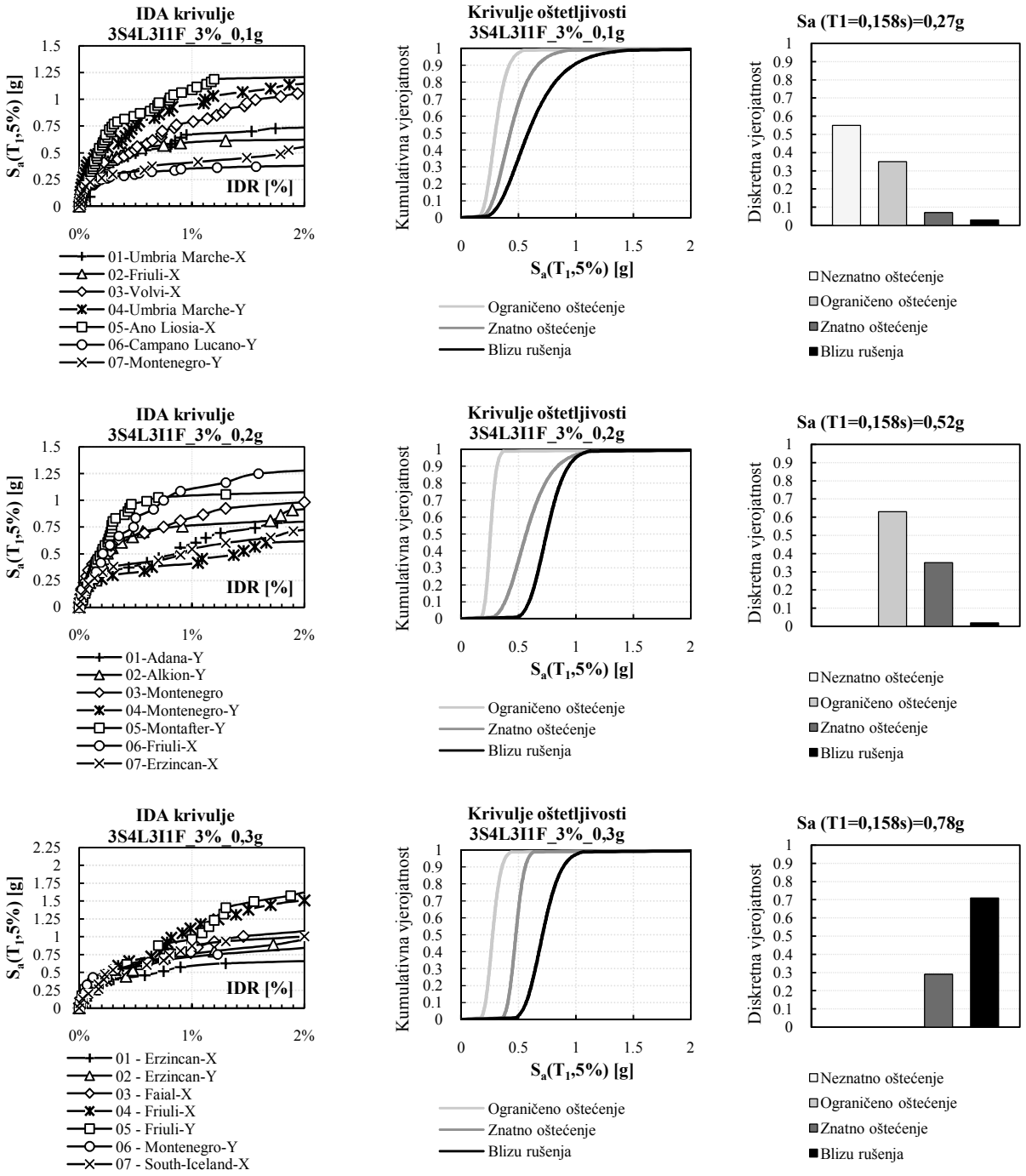


Slika 141. Rezultati za 3S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%

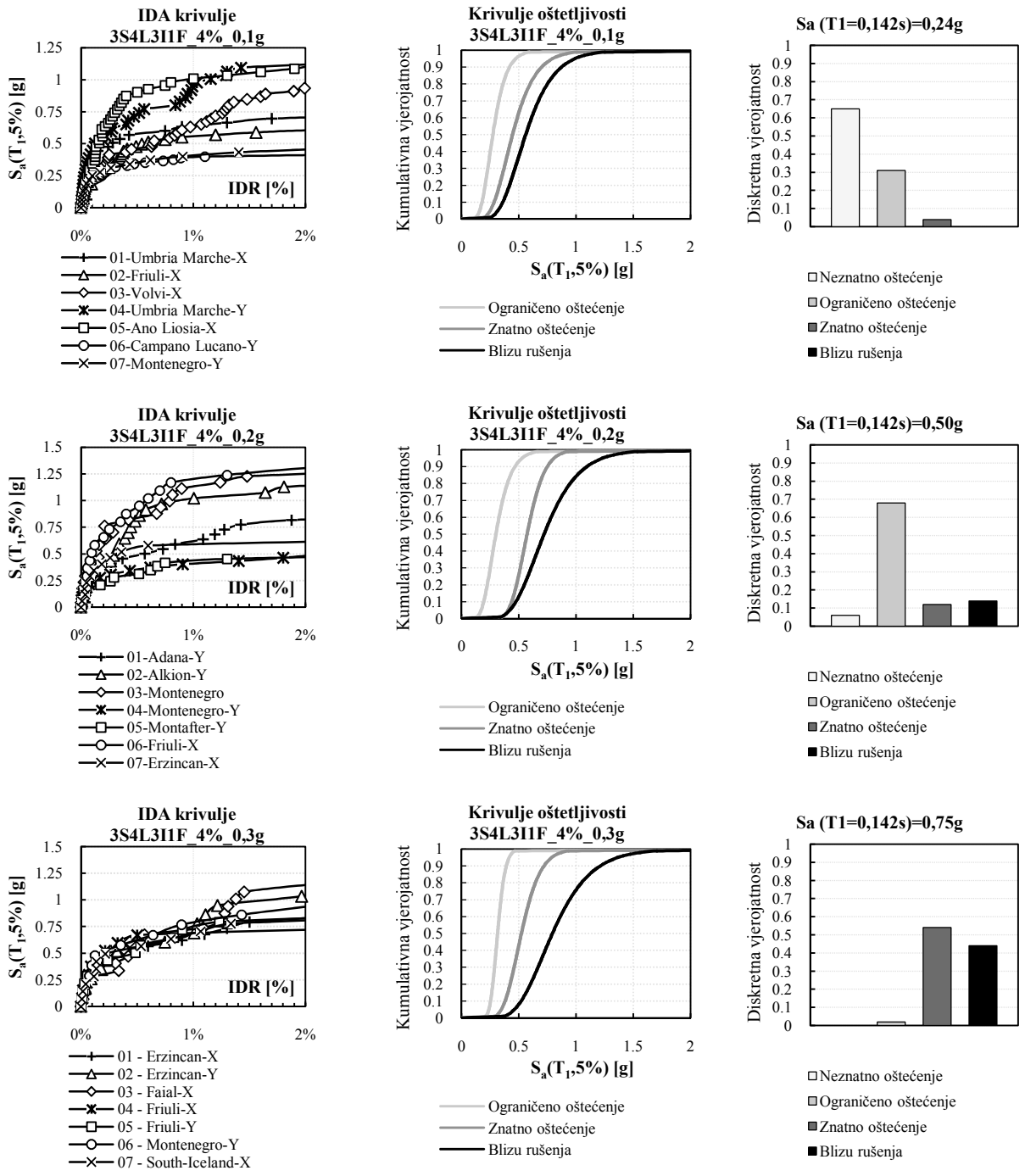


Slika 142. Rezultati za 3S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

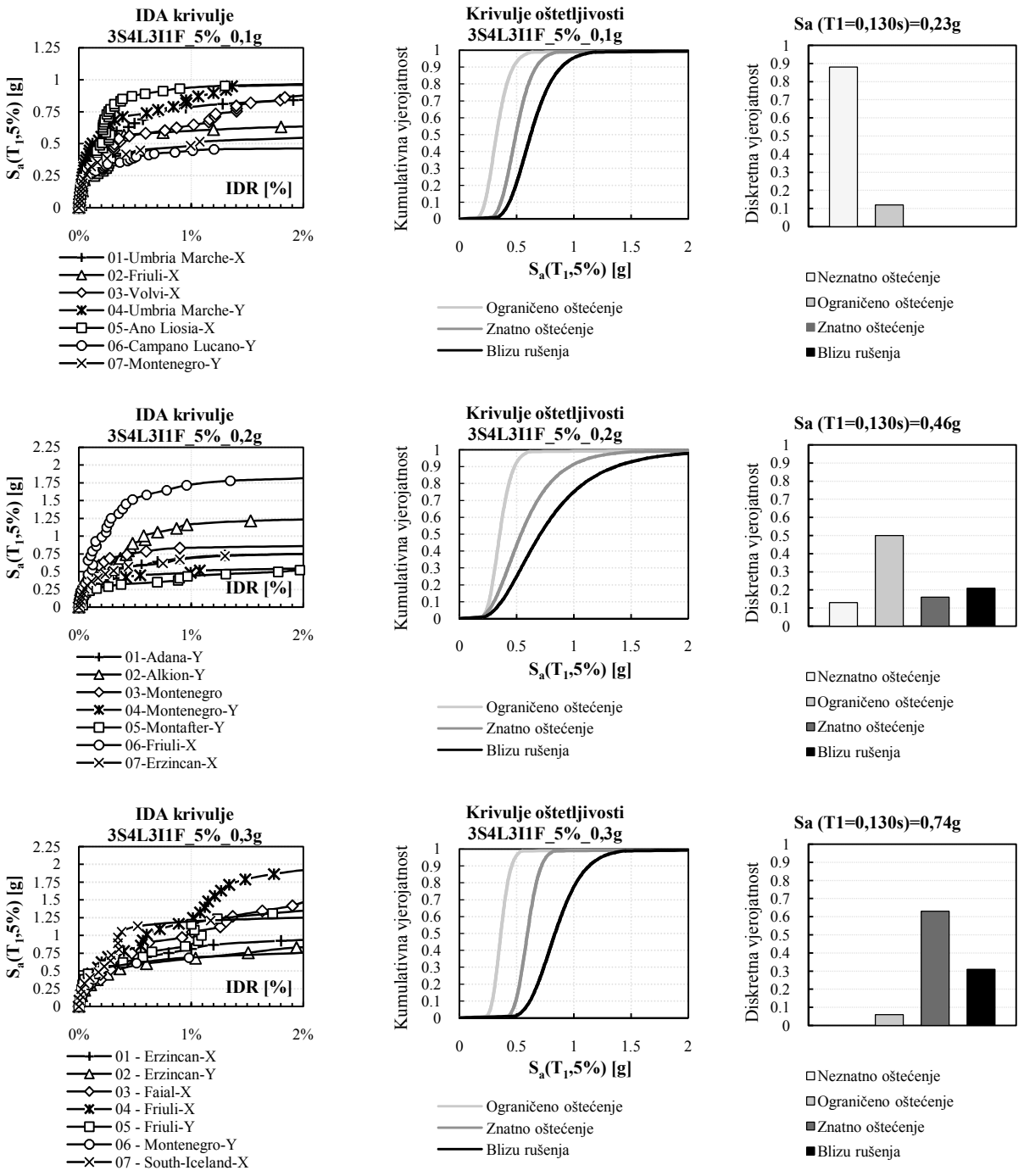
9.2.3. Slabi okvir + jaki ispun



Slika 143. Rezultati za 3S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%

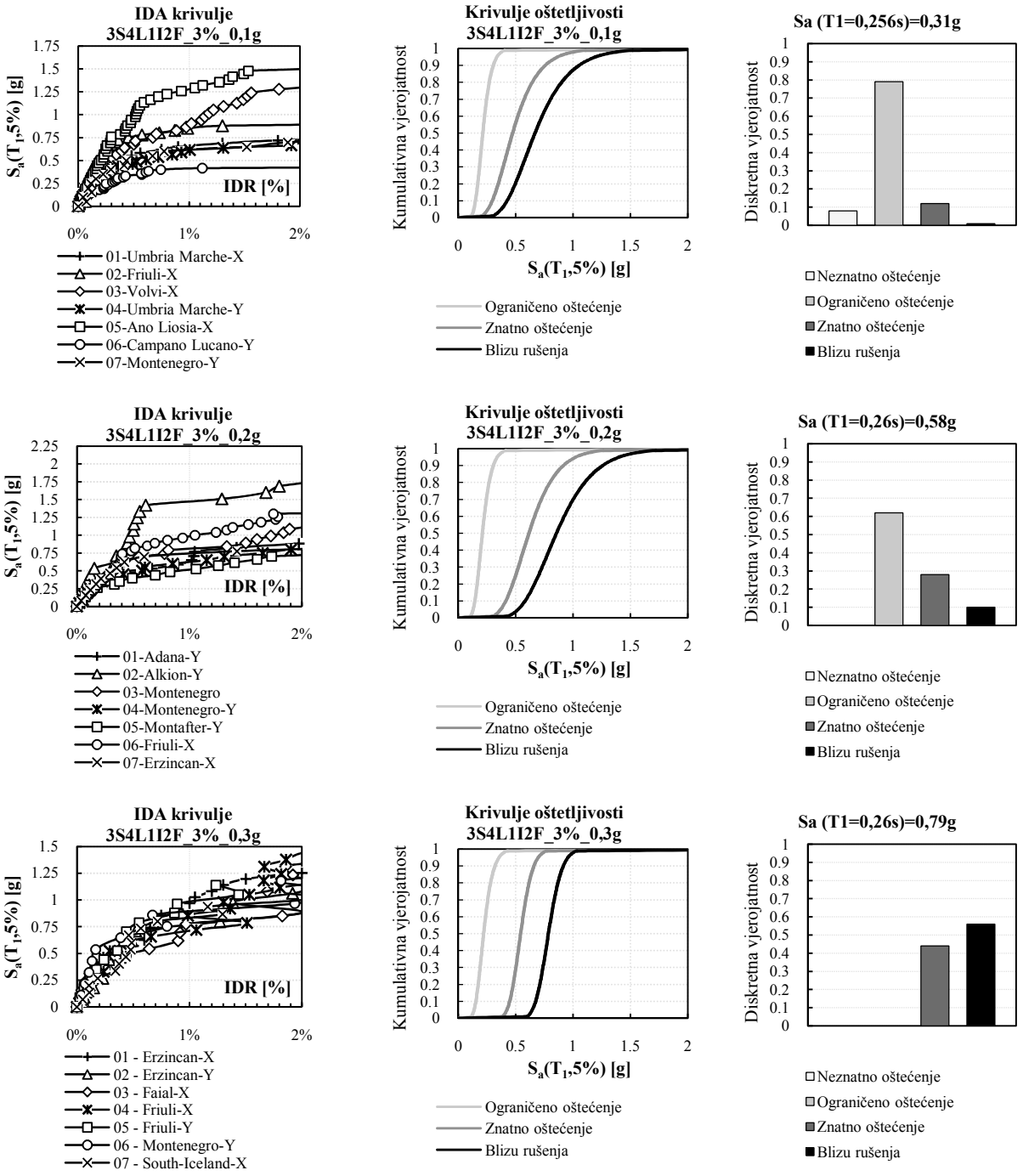


Slika 144. Rezultati za 3S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%

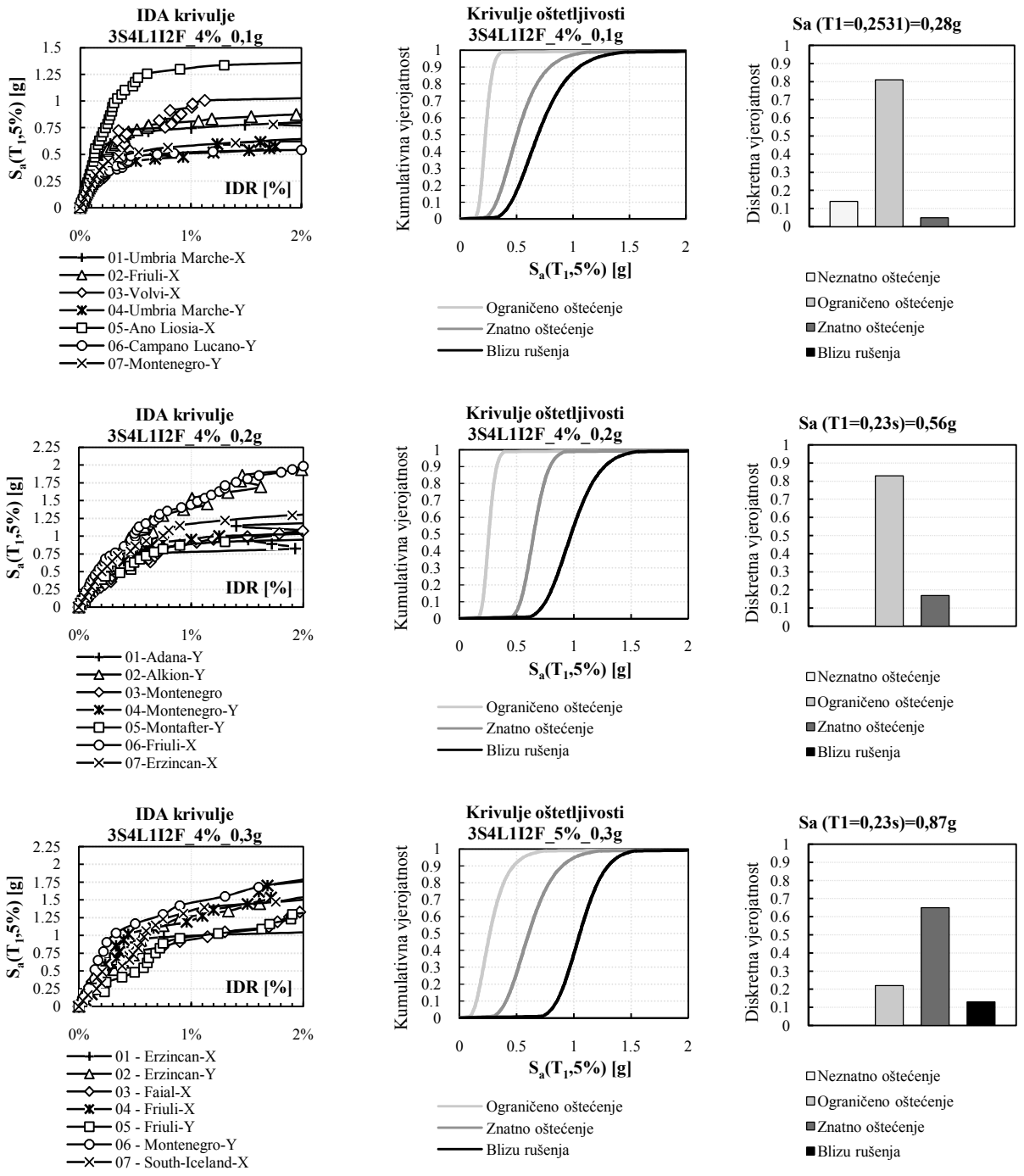


Slika 145. Rezultati za 3S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%

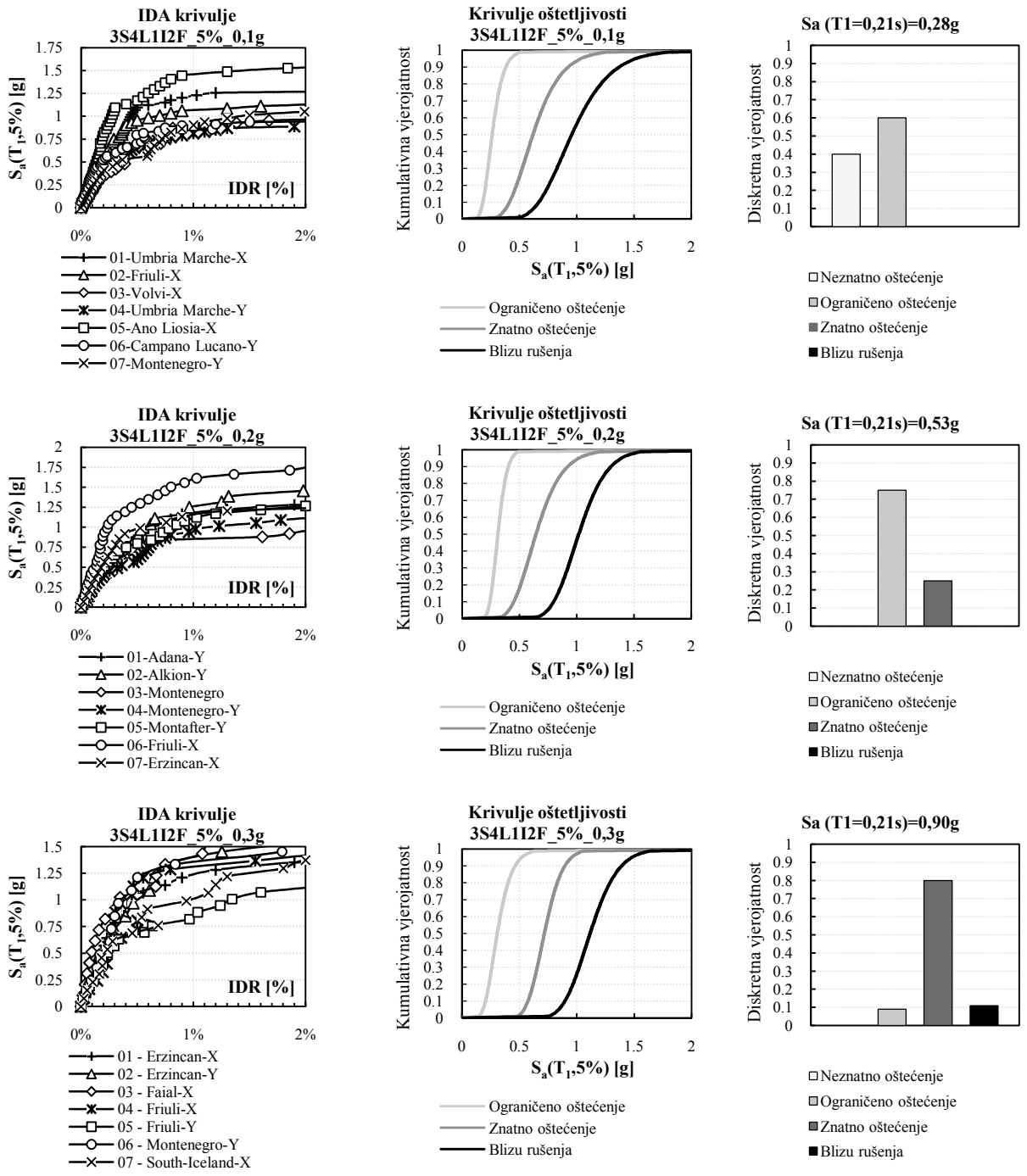
9.2.4. Jaki okvir + slabi ispun



Slika 146. Rezultati za 3S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%

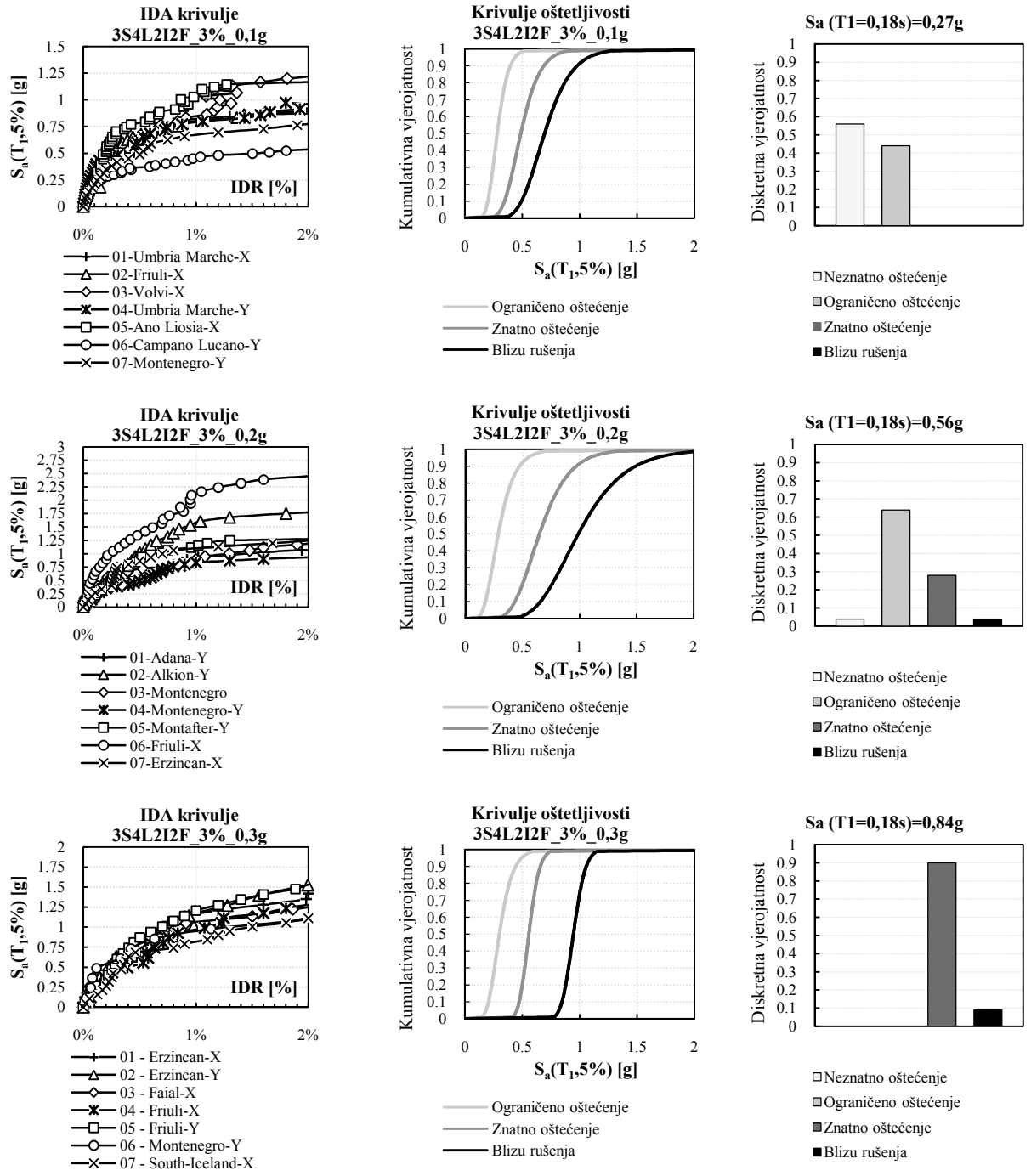


Slika 147. Rezultati za 3S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%

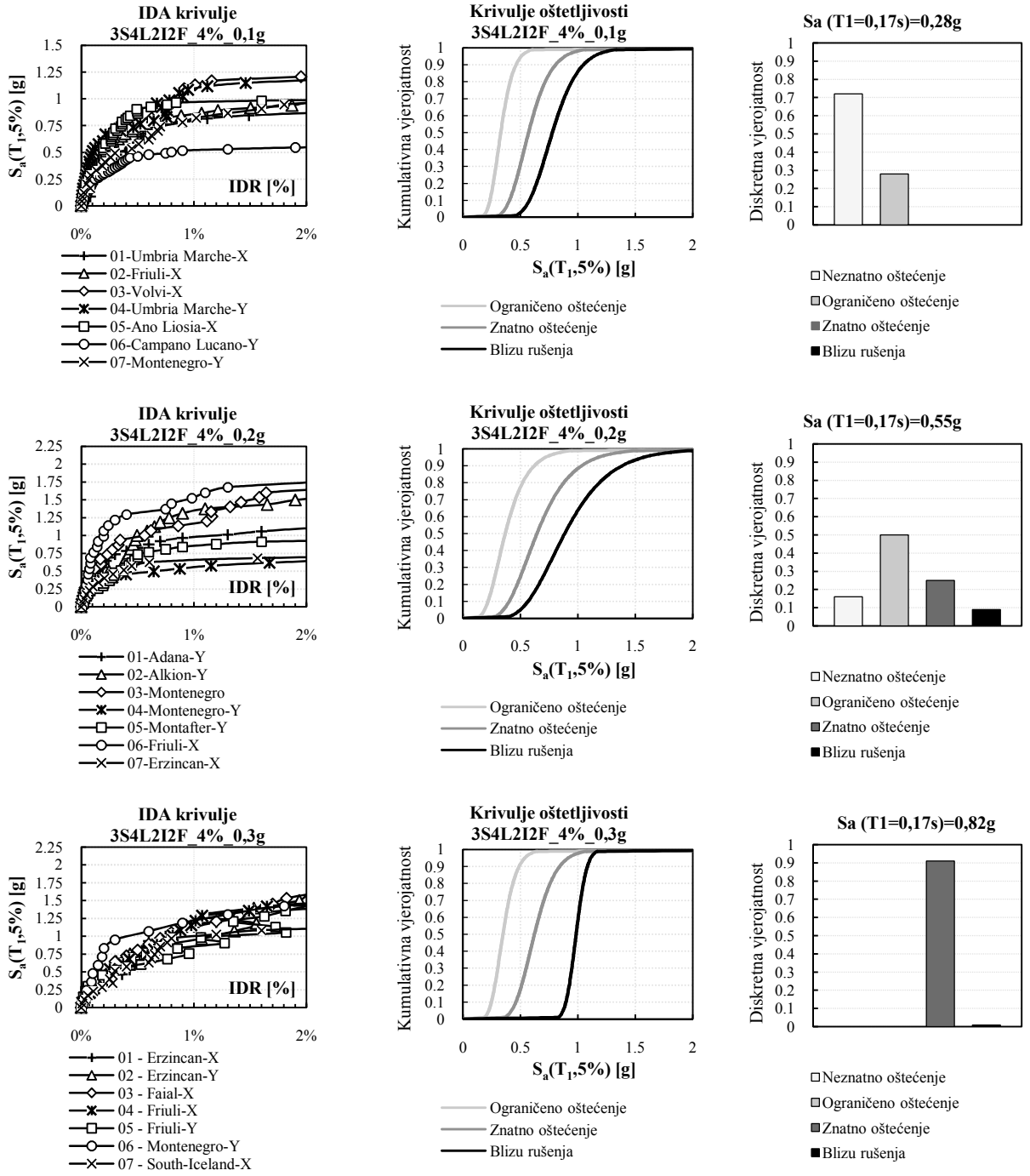


Slika 148. Rezultati za 3S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%

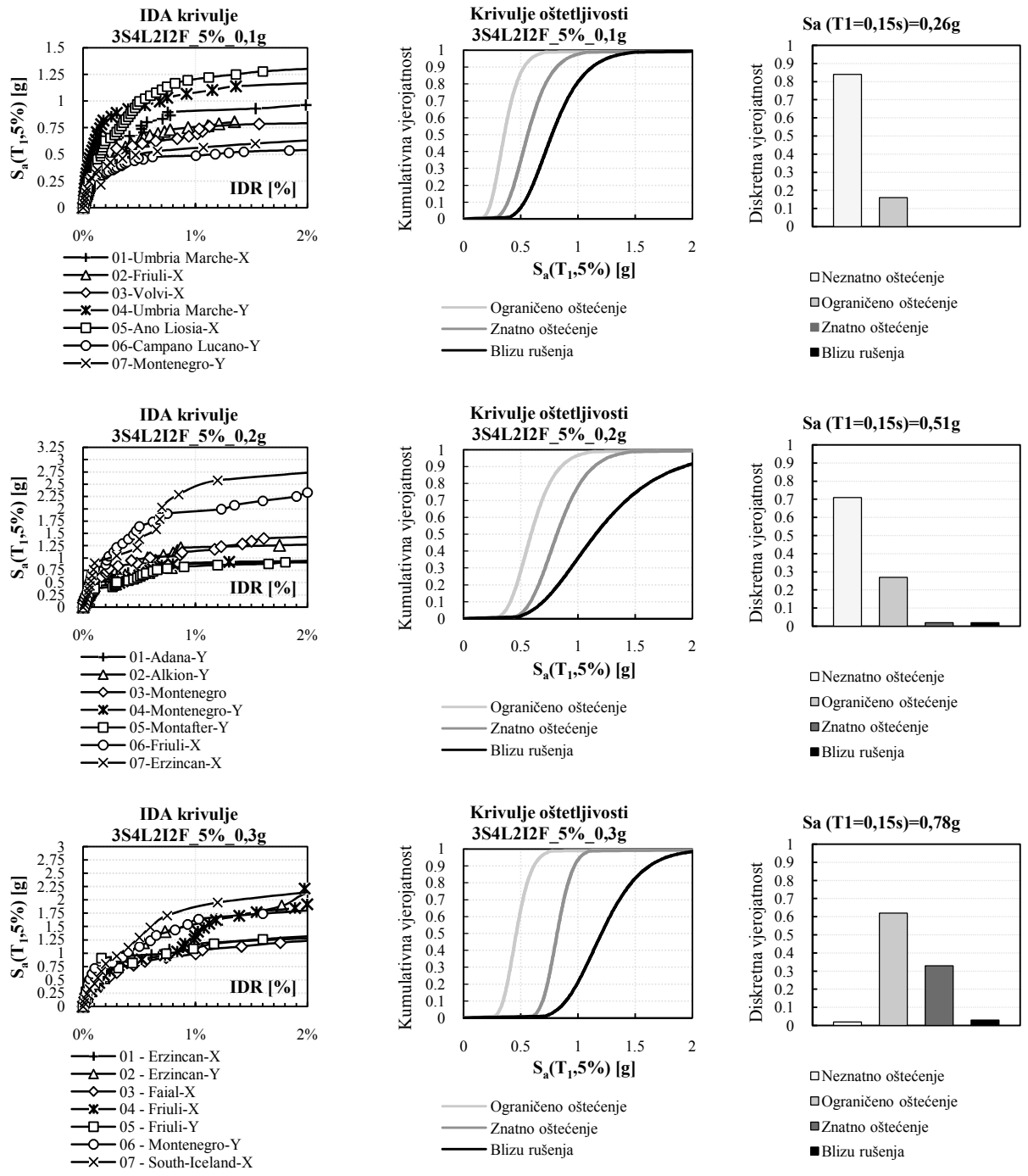
9.2.5. Jaki okvir + srednji ispun



Slika 149. Rezultati za 3S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%

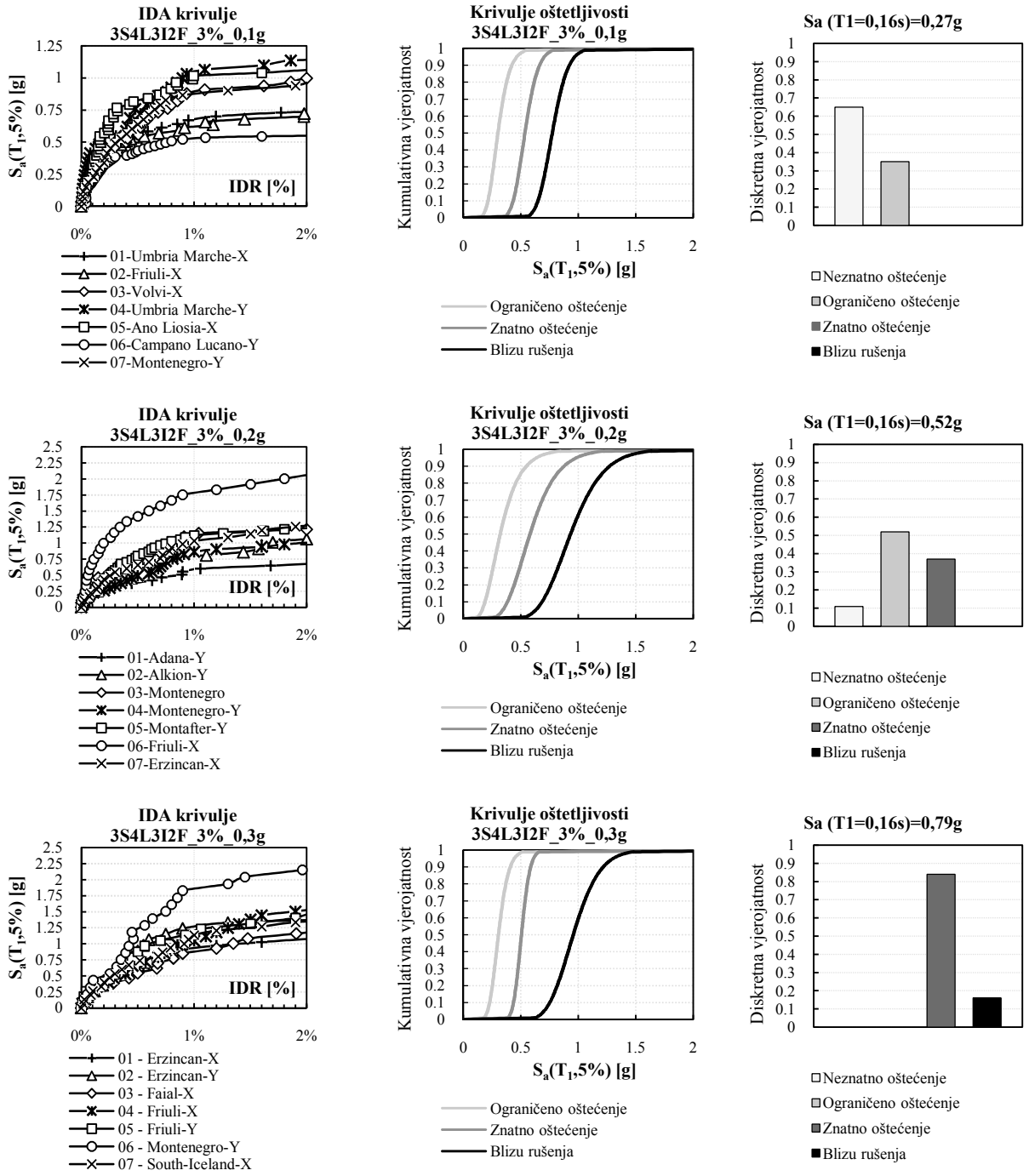


Slika 150. Rezultati za 3S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%

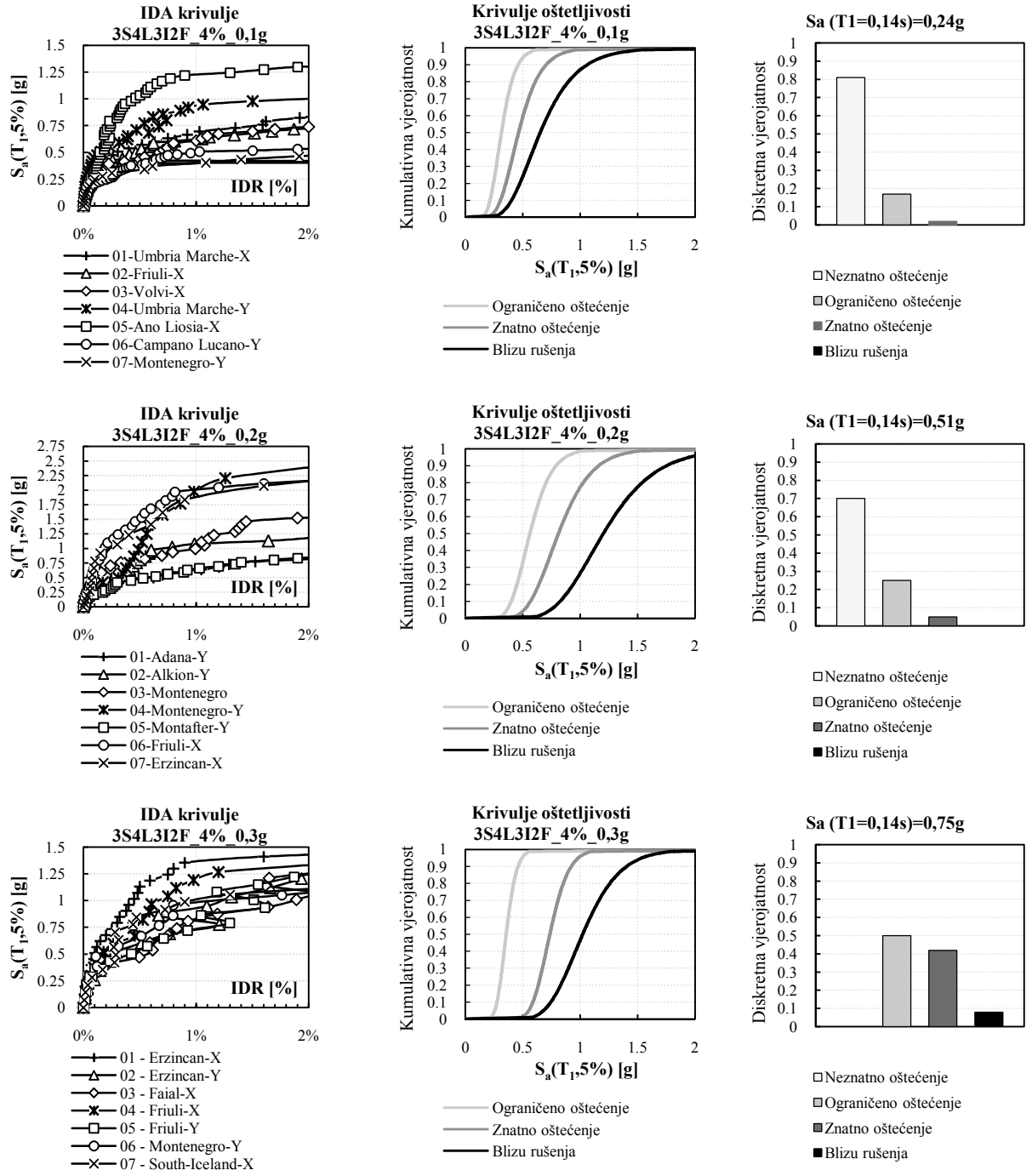


Slika 151. Rezultati za 3S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%

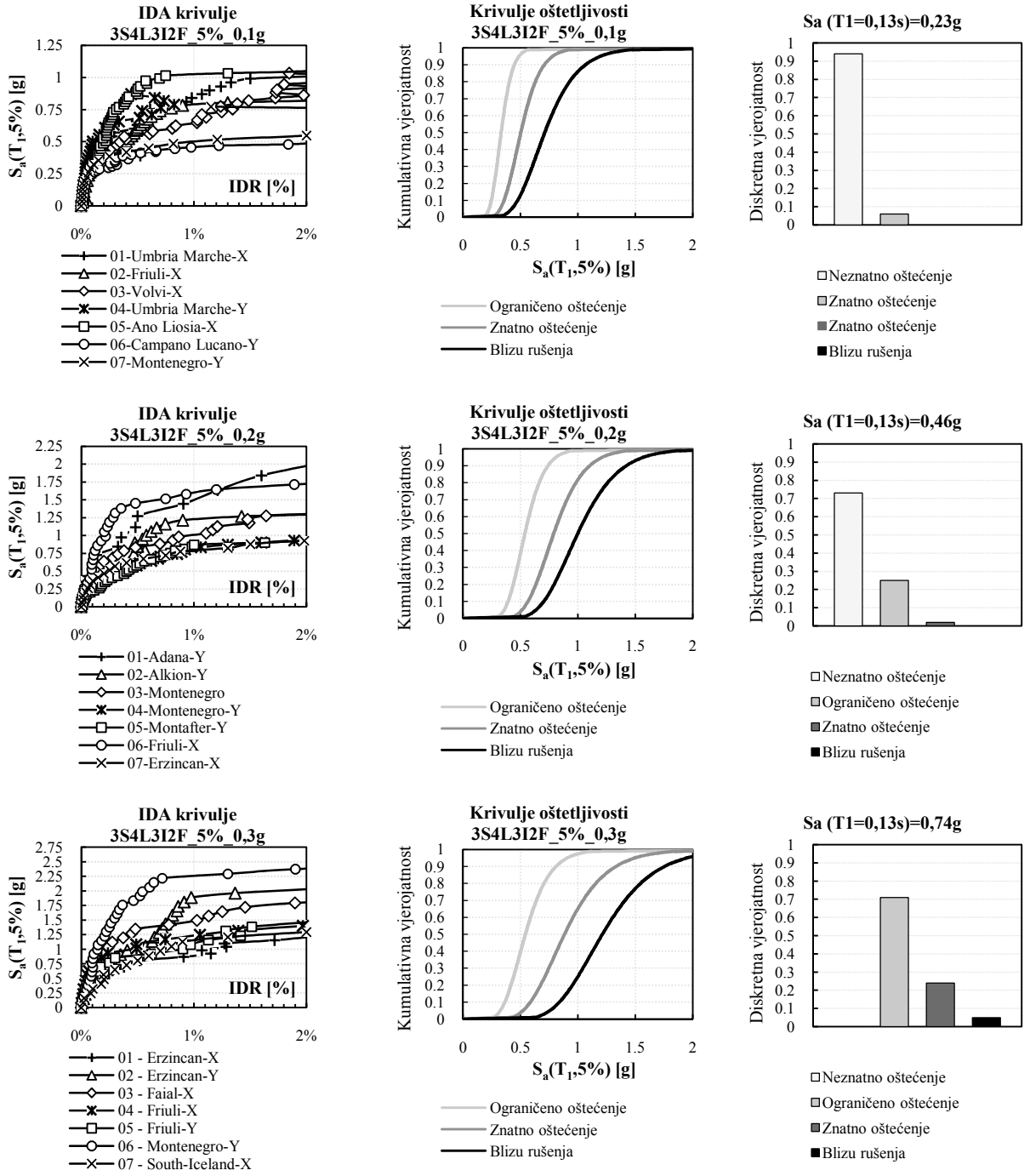
9.2.6. Jaki okvir + jaki ispun



Slika 152. Rezultati za 3S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%



Slika 153. Rezultati za 3S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%



Slika 154. Rezultati za 3S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%

9.2.7. Analiza rezultata za trokatne zgrade

Rezultati 108 trokatnih zgrada dobiveni inkrementalnom dinamičkom analizom (IDA) su sumirani i predstavljeni preko područja ponašanja na slici 155. S obzirom na promjenjivi parametar raspona prikazana je usporedba rezultata za trokatne zgrade različitih raspona (4L i 6L) pomoću vjerojatnosti nastanka određenih područja ponašanja.

Tablica 81. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za trokatne zgrade slabog okvira

3kata - 4L	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]		**3kata - 6L**	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]
1I1F_3%_0,1g	0,11	**0,82**	0,02	0,05		1I1F_3%_0,1g	0,03	**0,59**	0,37	0,01
0,2g	0,01	0,1	**0,53**	0,36		0,2g	0	0,07	**0,53**	0,4
0,3g	0	0,07	0,3	**0,63**		0,3g	0	0	0,22	**0,78**
1I1F_4%_0,1g	0,14	**0,81**	0,03	0,02		1I1F_4%_0,1g	0,12	**0,78**	0,1	0
0,2g	0,01	0,37	**0,5**	0,12		0,2g	0	0,18	**0,56**	0,26
0,3g	0	0,1	0,31	**0,59**		0,3g	0	0,04	0,43	**0,53**
1I1F_5%_0,1g	0,31	**0,68**	0,01	0		1I1F_5%_0,1g	0,09	**0,86**	0,05	0
0,2g	0,01	**0,64**	0,24	0,11		0,2g	0	**0,57**	0,43	0
0,3g	0	0,22	**0,49**	0,29		0,3g	0	0,07	**0,57**	0,36
2I1F_3%_0,1g	0,32	**0,52**	0,13	0,03		2I1F_3%_0,1g	0,14	**0,58**	0,22	0,06
0,2g	0,04	0,3	**0,48**	0,18		0,2g	0	0,11	**0,51**	0,38
0,3g	0	0	0,24	**0,76**		0,3g	0	0	0,2	**0,8**
2I1F_4%_0,1g	**0,7**	0,29	0,01	0		2I1F_4%_0,1g	**0,54**	0,4	0,06	0
0,2g	0,13	**0,5**	0,12	0,25		0,2g	0,03	**0,55**	0,24	0,18
0,3g	0	0,05	0,36	**0,59**		0,3g	0	0	0,36	**0,64**
2I1F_5%_0,1g	**0,83**	0,16	0,01	0		2I1F_5%_0,1g	**0,66**	0,34	0	0
0,2g	0,03	**0,6**	0,28	0,09		0,2g	0	**0,57**	0,43	0
0,3g	0	0,07	**0,7**	0,23		0,3g	0	0,15	**0,66**	0,19
3I1F_3%_0,1g	**0,56**	0,35	0,07	0,02		3I1F_3%_0,1g	**0,52**	0,24	0,18	0,06
0,2g	0	**0,63**	0,35	0,02	→	0,2g	0,03	0,16	**0,58**	0,23
0,3g	0	0	0,29	**0,71**		0,3g	0	0,01	0,31	**0,68**
3I1F_4%_0,1g	**0,65**	0,31	0,04	0		3I1F_4%_0,1g	**0,54**	0,4	0,06	0
0,2g	0,06	**0,68**	0,12	0,14		0,2g	0,03	**0,55**	0,24	0,18
0,3g	0	0,02	**0,54**	0,44		0,3g	0	0	**0,54**	0,46
3I1F_5%_0,1g	**0,89**	0,11	0	0		3I1F_5%_0,1g	**0,66**	0,34	0	0
0,2g	0,12	**0,5**	0,18	0,2		0,2g	0	**0,71**	0,29	0
0,3g	0	0,06	**0,63**	0,31		0,3g	0	0,22	**0,66**	0,12

[1] - Neznatno oštećenje IDR<0,10%
[2] - Ograničeno oštećenje 0,10% ≤ IDR<0,30%
[3] - Znatno oštećenje 0,30% ≤ IDR<0,75%
[4] - Blizu rušenja IDR ≥ 0,75%

Tablica 82. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za trokatne zgrade jakog okvira

3kata - 4L	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]	**3kata - 6L**	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]
1I2F_3%_0,1g	0,08	**0,79**	0,12	0,01	1I2F_3%_0,1g	0	**0,59**	0,38	0,03
0,2g	0	**0,62**	0,28	0,1	0,2g	0	0,05	**0,59**	0,36
0,3g	0	0	0,44	**0,56**	0,3g	0	0	0,22	**0,78**
1I2F_4%_0,1g	0,14	**0,81**	0,05	0	1I2F_4%_0,1g	0,12	**0,78**	0,1	0
0,2g	0	**0,83**	0,17	0	0,2g	0,04	**0,52**	0,3	0,14
0,3g	0	0,22	**0,66**	0,12	0,3g	0	0,01	**0,5**	0,49
1I2F_5%_0,1g	0,4	**0,6**	0	0	1I2F_5%_0,1g	0,09	**0,86**	0,05	0
0,2g	0	**0,76**	0,24	0	0,2g	0	**0,57**	0,43	0
0,3g	0	0,09	**0,8**	0,11	0,3g	0	0,07	**0,57**	0,36
2I2F_3%_0,1g	**0,58**	0,42	0	0	2I2F_3%_0,1g	0,1	**0,68**	0,22	0
0,2g	0,04	**0,63**	0,28	0,05	0,2g	0	**0,58**	0,37	0,05
0,3g	0	0	**0,9**	0,1	0,3g	0	0	**0,59**	0,41
2I2F_4%_0,1g	**0,72**	0,28	0	0	2I2F_4%_0,1g	**0,52**	0,42	0,06	0
0,2g	0,17	**0,49**	0,25	0,09	0,2g	0,08	**0,63**	0,18	0,11
0,3g	0	0	**0,91**	0,09	0,3g	0	0,04	**0,52**	0,44
2I2F_5%_0,1g	**0,83**	0,17	0	0	2I2F_5%_0,1g	**0,52**	0,48	0	0
0,2g	**0,71**	0,27	0,01	0,01	0,2g	0,28	**0,44**	0,2	0,08
0,3g	0,02	**0,62**	0,32	0,04	0,3g	0	**0,52**	0,32	0,16
3I2F_3%_0,1g	**0,65**	0,35	0	0	3I2F_3%_0,1g	**0,62**	0,29	0,09	0
0,2g	0,11	**0,52**	0,37	0	0,2g	0,12	**0,63**	0,21	0,04
0,3g	0	0	**0,83**	0,17	0,3g	0	0,05	**0,49**	0,46
3I2F_4%_0,1g	**0,81**	0,17	0,02	0	3I2F_4%_0,1g	**0,66**	0,34	0	0
0,2g	**0,7**	0,25	0,05	0	0,2g	**0,52**	0,36	0,12	0
0,3g	0	**0,5**	0,41	0,09	0,3g	0	**0,52**	0,43	0,05
3I2F_5%_0,1g	**0,93**	0,07	0	0	3I2F_5%_0,1g	**0,67**	0,19	0,12	0,02
0,2g	**0,72**	0,26	0,02	0	0,2g	**0,62**	0,38	0	0
0,3g	0	**0,71**	0,25	0,04	0,3g	0	**0,62**	0,34	0,04

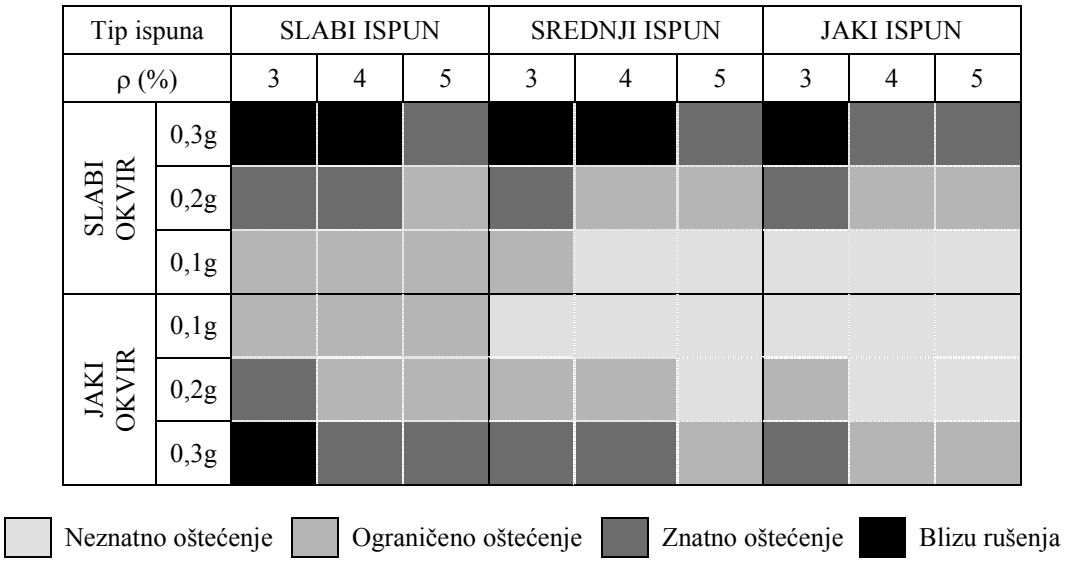
1 -	Neznatno oštećenje	IDR<0,10%
2 -	Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
3 -	Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
4 -	Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

Na osnovu rezultata prikazanih u tablicama 81-82, vidljivo je da razlika između područja ponašanja za raspone od 4m i 6m postoji samo u 4 slučaja (7%) od 54 međusobno uspoređene zgrade. Razlike su označene stralicama pri čemu vrh strelice pokazuje ono područje koje je mjerodavno za daljnu analizu rezultata. Mjerodavno područje ponašanja u tim slučajevima je ono koje ima najveću srednju vjerojatnost nastanka određenog područja ponašanja između zgrada raspona 4 i 6m (slika 155). Utjecaj raspona okvira je vidljiv kroz povećanje međukatnih pomaka (približno 10%), pa se neće izdvojiti kao važan parametar pri promjeni područja ponašanja.

Rezultati prikazani na slici 155. ukazuju na trend povećanja očekivanog oštećenja u povećanjem potresnog opterećenja. Smanjenje oštećenja uzrokovano je smanjenjem pripadajuće katne površine (povećanjem površinskog omjera ρ) u odnosu na istu površinu a-b okvira sa zidanim ispunom i uporabom zidanih ispuna viših tlačnih čvrstoća.

Trokatne zgrade koji bi pri eventualnom potresu bile „Neznatno oštećene“, nalaze se u području vršnog potresnog opterećenja do 0,1g i konstruktivno spadaju u skupinu slabih i jakih okvira, uz obveznu primjenu srednjeg ili jakog zidanog ispuna.

U potresnoj zoni s vršnim potresnim opterećenjima oko 0,3g, očit je značaj nosivosti (armiranja) okvira. Slabi okvir je, neovisno o površinskom omjeru, ρ, niti o uporabljenom tipu zidanog ispuna, uvijek izvan područja ograničenog oštećenja. Zgrade s slabim okvirom će za ovaj intenzitet potresnog opterećenja doživjeti stanje ZO ili BR. Očekivana razina oštećenja za jaki okvir varira ovisno o tipu zidanog ispuna: slabi tip ispuna može dovesti sustav u područje „Znatnog oštećenja“ pri kojem će doći do značajnijeg oštećenja zidanog ispuna, s manjim površinskim oštećenjima elemenata okvira. Jaki ispun u kombinaciji s jakim okvirom osigurava prihvatljivo ponašanje i za više vrijednosti površinskog omjera ρ.



Slika 155. Rezultati parametarske analize za trokatne zgrade

Da bi se uočio trend oštećenja po visini zgrade, odnosno raspodjela relativnih međukatnih pomaka po katovima, prikazani su rezultati odgovora IDA za realne potrese (za jedinični faktor uvećanja inkrementalne dinamičke analize), za svaki skup potresne zone (slika 156). Oštećenje je izraženo preko maksimalne vrijednosti međukatnog pomaka po katu za svaku potresnu zonu i svaku od 54 trokatne zgrade (nepovoljniji su bili rasponi od 6m). Veće vrijednosti relativnih međukatnih pomaka su u donjoj polovici visine zgrada. Raspon vrijednosti za prvu potresnu zonu je 0,03-0,21%, za drugu 0,05-0,63%, dok je za treću 0,09-1,54%, ovisno u primjenjenoj kombinaciji tipova okvira i

zidanog ispuna s površinskim omjerom. Ovim prikazom je također uočena važnost primjene površinskog omjera: manja vrijednost će rezultirati većim oštećenjem. Ukoliko usporedimo oštećenja dobivena inkrementalnom dinamičkom analizom (slika 155.) i oštećenja maksimalne vrijednosti međukatnog pomaka pojedine zgrade (slika 156.) možemo uočiti vrlo dobru podudarnost rezultata, koji odstupaju samo za 15% zgrada i to malim odstupanjem od graničnih vrijednosti međukatnih pomaka, pri čemu je razlika u prvom nižem ili višem području ponašanja.

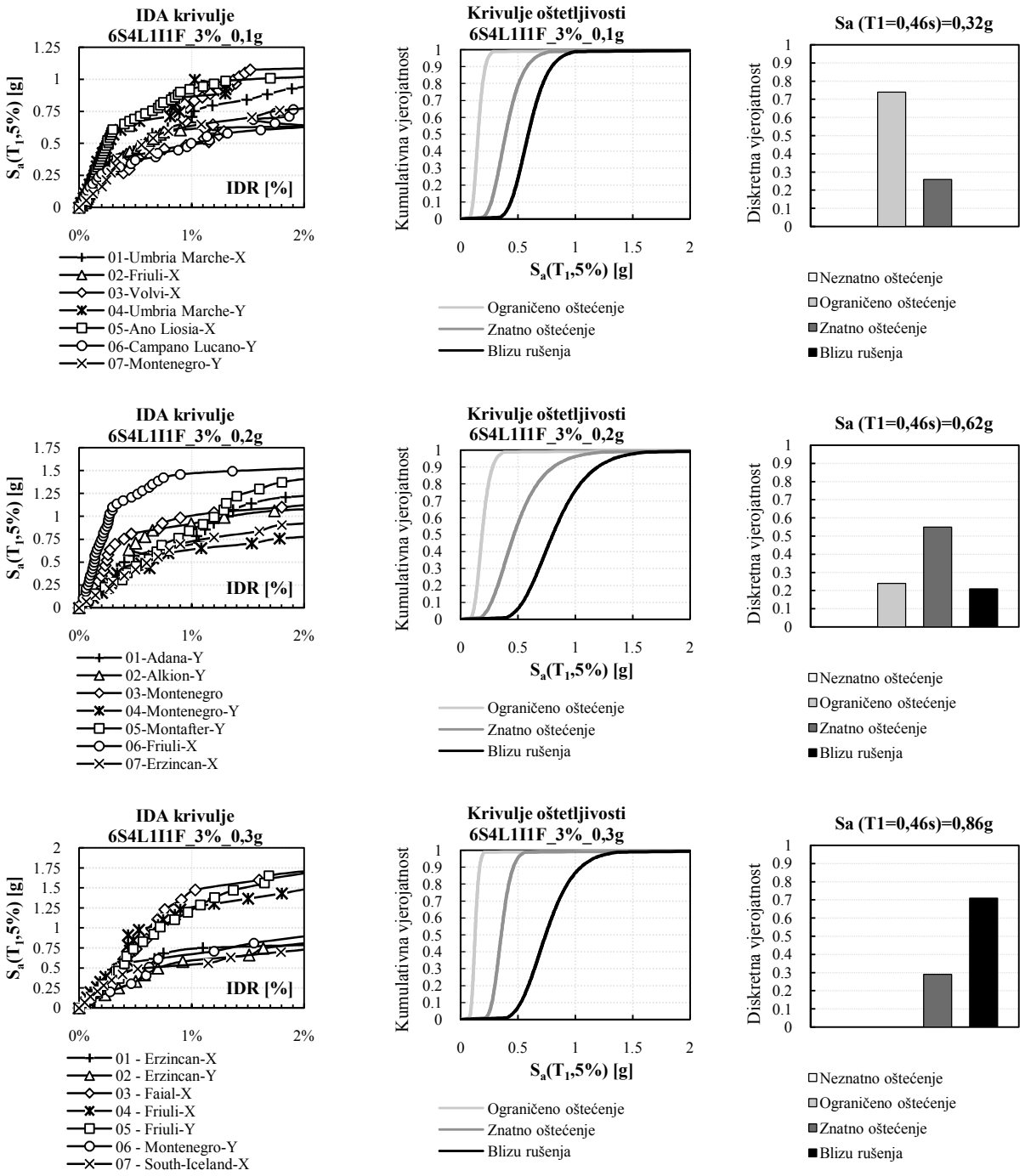
okvir	ispun	kat	3%			4%			5%		
			0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g
SLABI OKVIR	slabi	3	0,10	0,36	0,44	0,09	0,18	0,22	0,08	0,14	0,38
		2	0,17	0,58	0,71	0,13	0,33	0,58	0,10	0,25	0,40
		1	0,21	0,32	1,51	0,09	0,32	0,92	0,08	0,21	0,42
	srednji	3	0,07	0,19	0,42	0,05	0,15	0,23	0,04	0,09	0,28
		2	0,21	0,63	0,92	0,08	0,28	0,68	0,06	0,18	0,80
		1	0,17	0,31	1,28	0,07	0,29	0,77	0,05	0,23	0,46
	jaki	3	0,08	0,28	0,36	0,04	0,14	0,29	0,03	0,12	0,29
		2	0,18	0,48	1,19	0,08	0,23	0,53	0,05	0,12	0,45
		1	0,11	0,46	1,13	0,07	0,29	0,68	0,05	0,21	0,58
JAKI OKVIR	slabi	3	0,16	0,29	0,38	0,09	0,19	0,27	0,08	0,13	0,21
		2	0,19	0,45	1,29	0,14	0,32	0,69	0,12	0,24	0,44
		1	0,14	0,37	0,84	0,11	0,25	0,50	0,09	0,18	0,32
	srednji	3	0,08	0,25	0,38	0,06	0,12	0,33	0,04	0,05	0,21
		2	0,12	0,42	0,74	0,09	0,31	0,75	0,06	0,12	0,48
		1	0,12	0,32	0,72	0,08	0,23	0,56	0,05	0,14	0,36
	jaki	3	0,06	0,21	0,36	0,05	0,11	0,34	0,03	0,06	0,09
		2	0,07	0,36	0,56	0,09	0,25	0,47	0,05	0,09	0,18
		1	0,08	0,26	0,53	0,08	0,22	0,43	0,04	0,08	0,14

Neznatno oštećenje	IDR<0,10%
Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

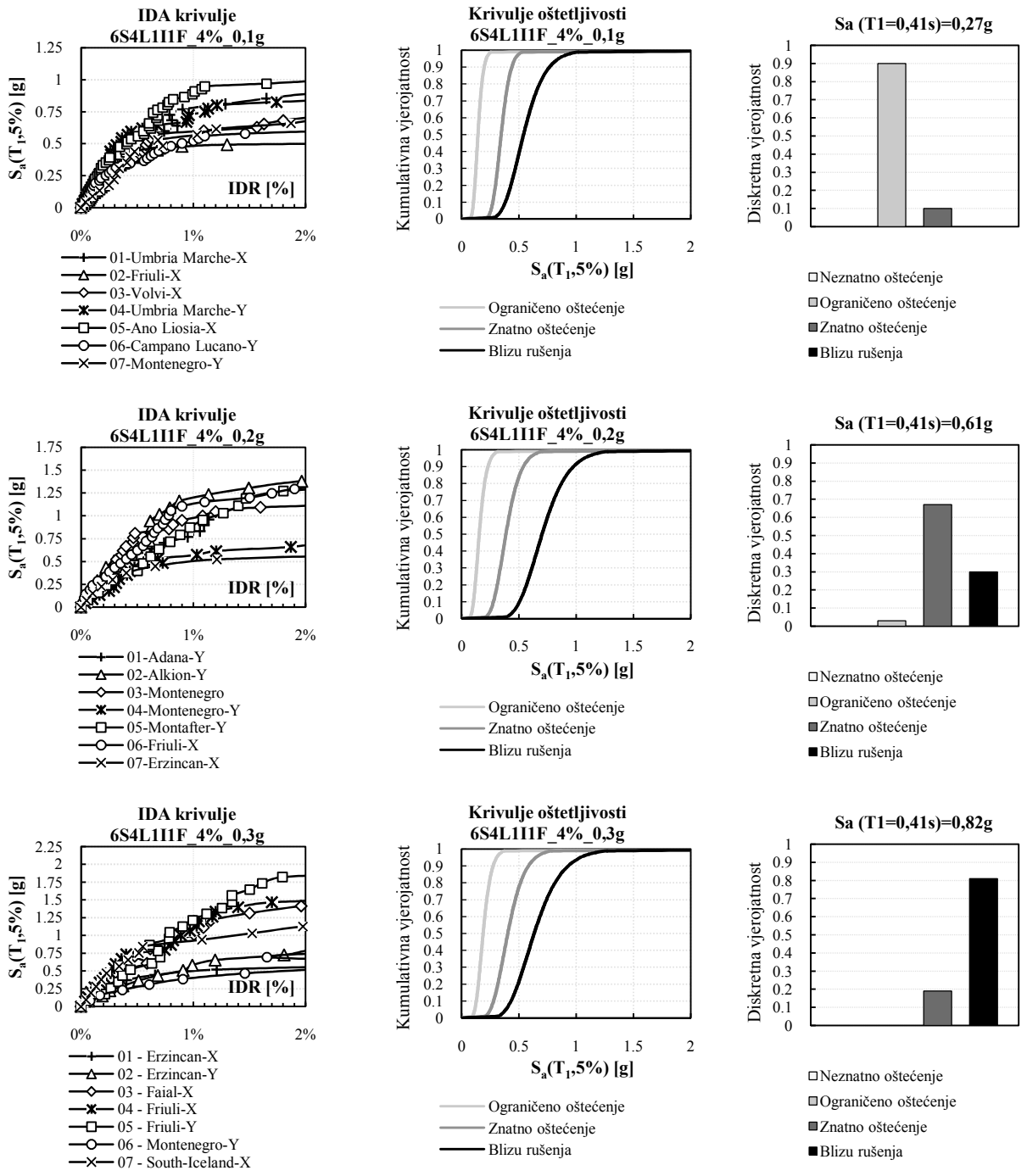
Slika 156. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za trokatne zgrade za jedinični faktor uvećanja IDA analize

9.3. Šesterokatna zgrada raspona 4m

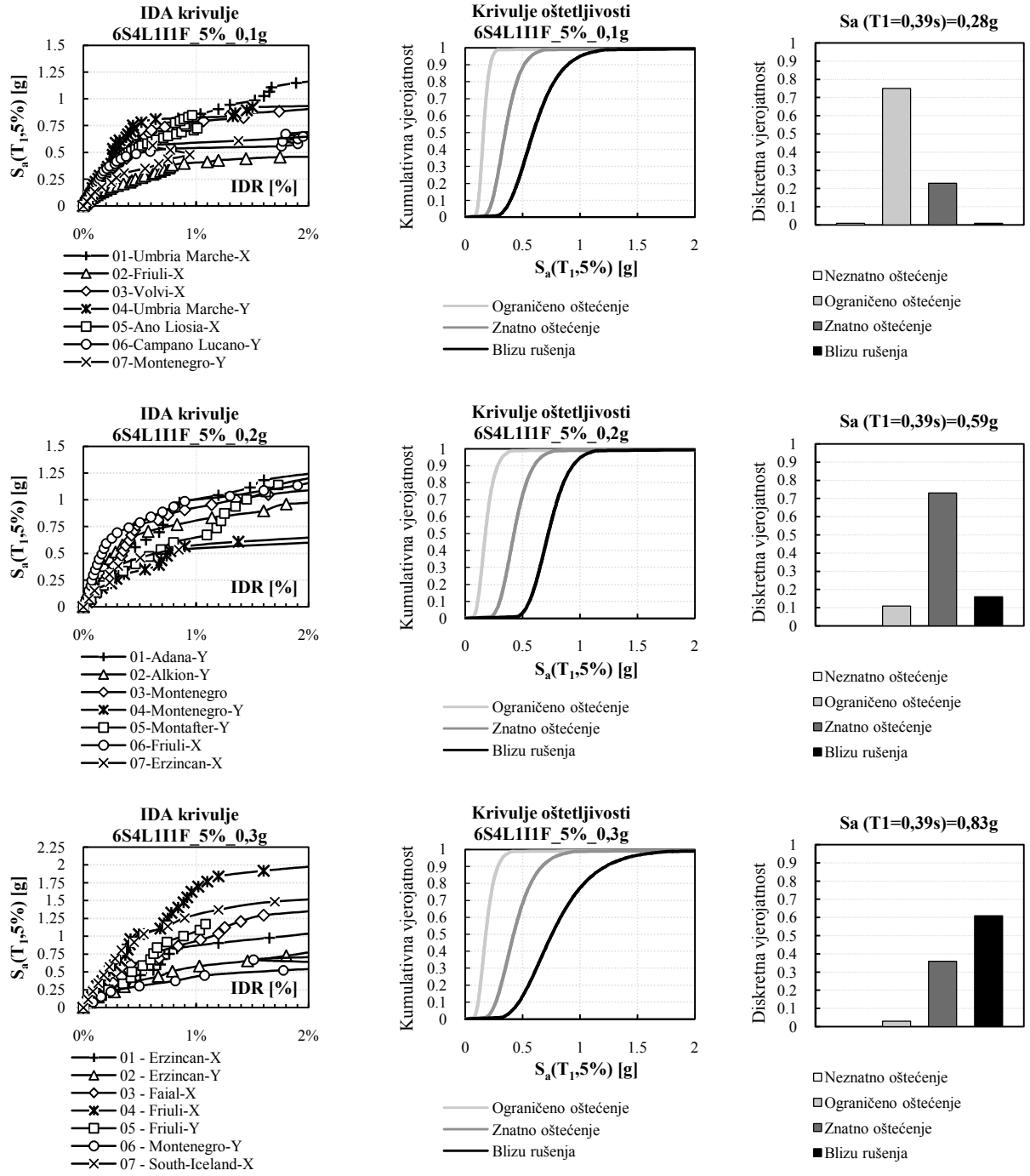
9.3.1. Slabi okvir + slabi ispun



Slika 157. Rezultati za 6S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%

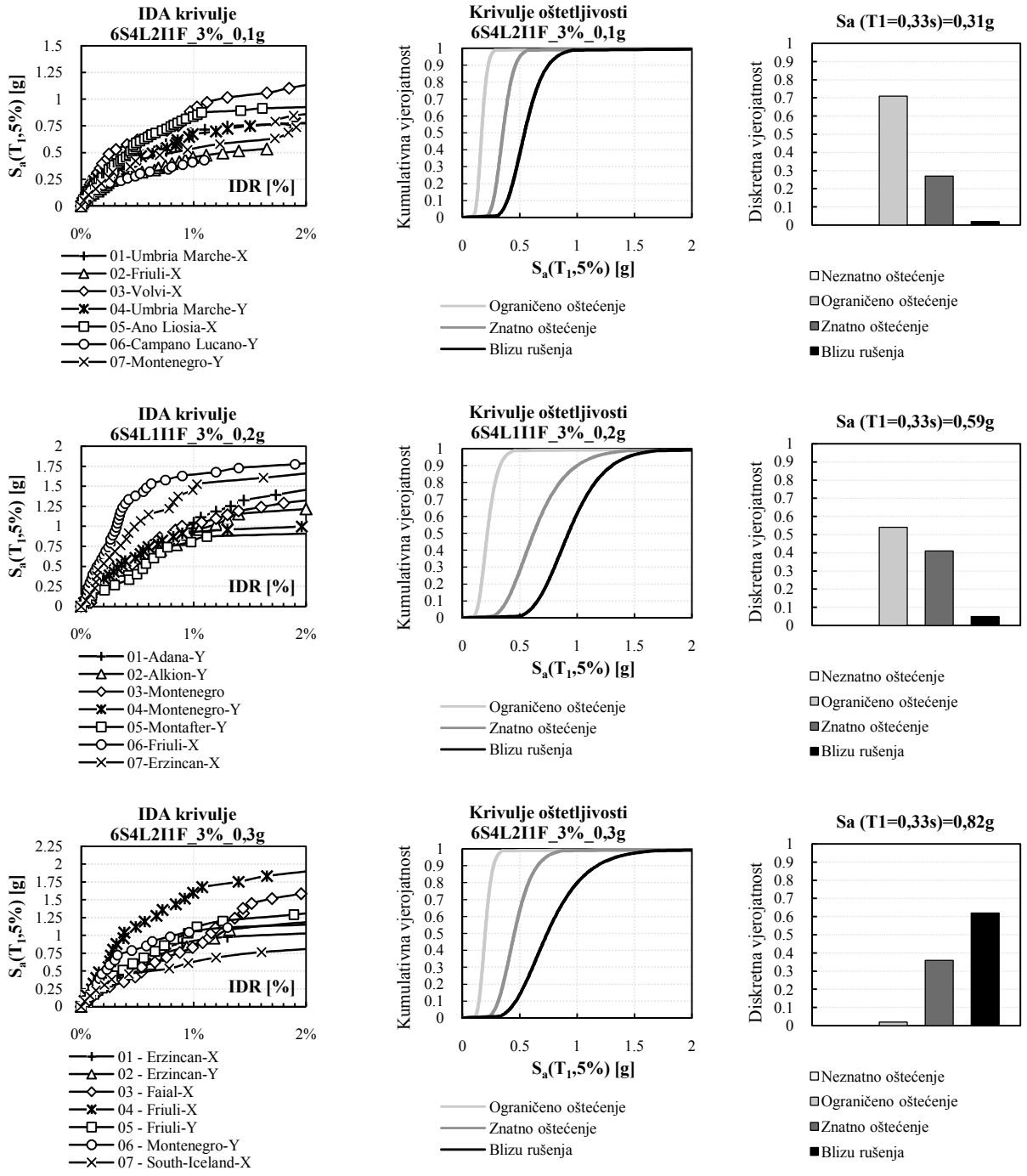


Slika 158. Rezultati za 6S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%

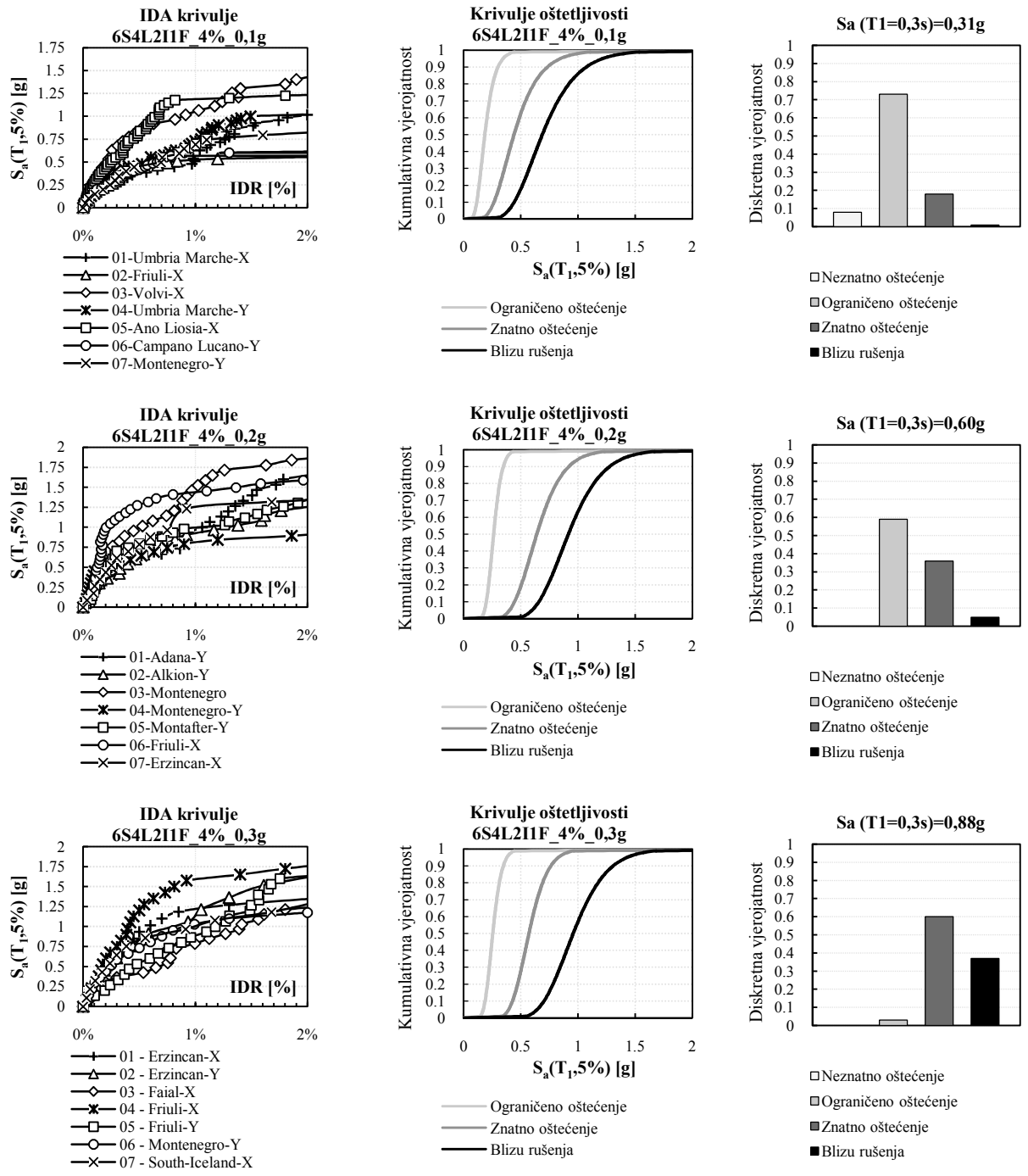


Slika 159. Rezultati za 6S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

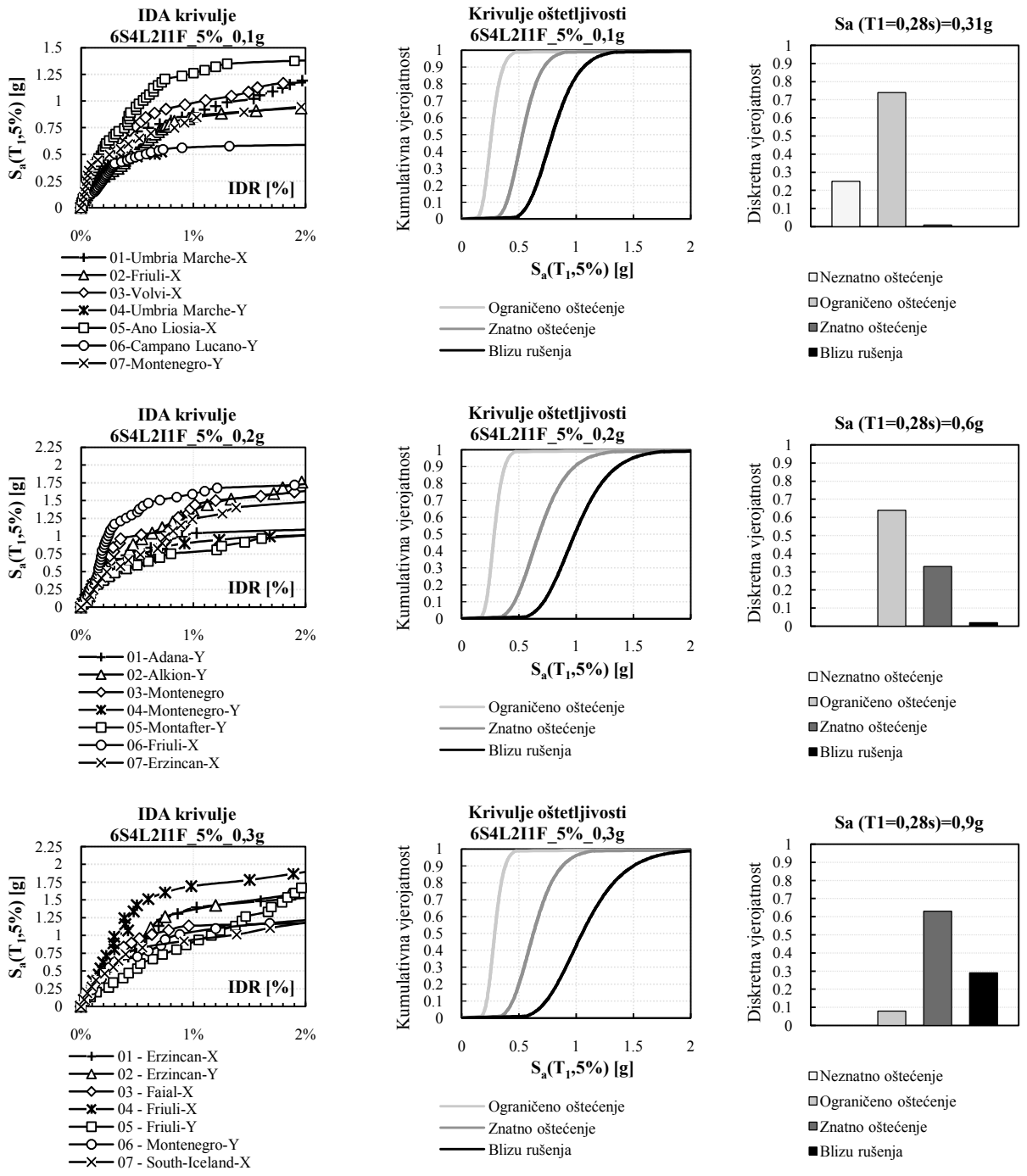
9.3.2. Slabi okvir + srednji ispun



Slika 160. Rezultati za 6S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%

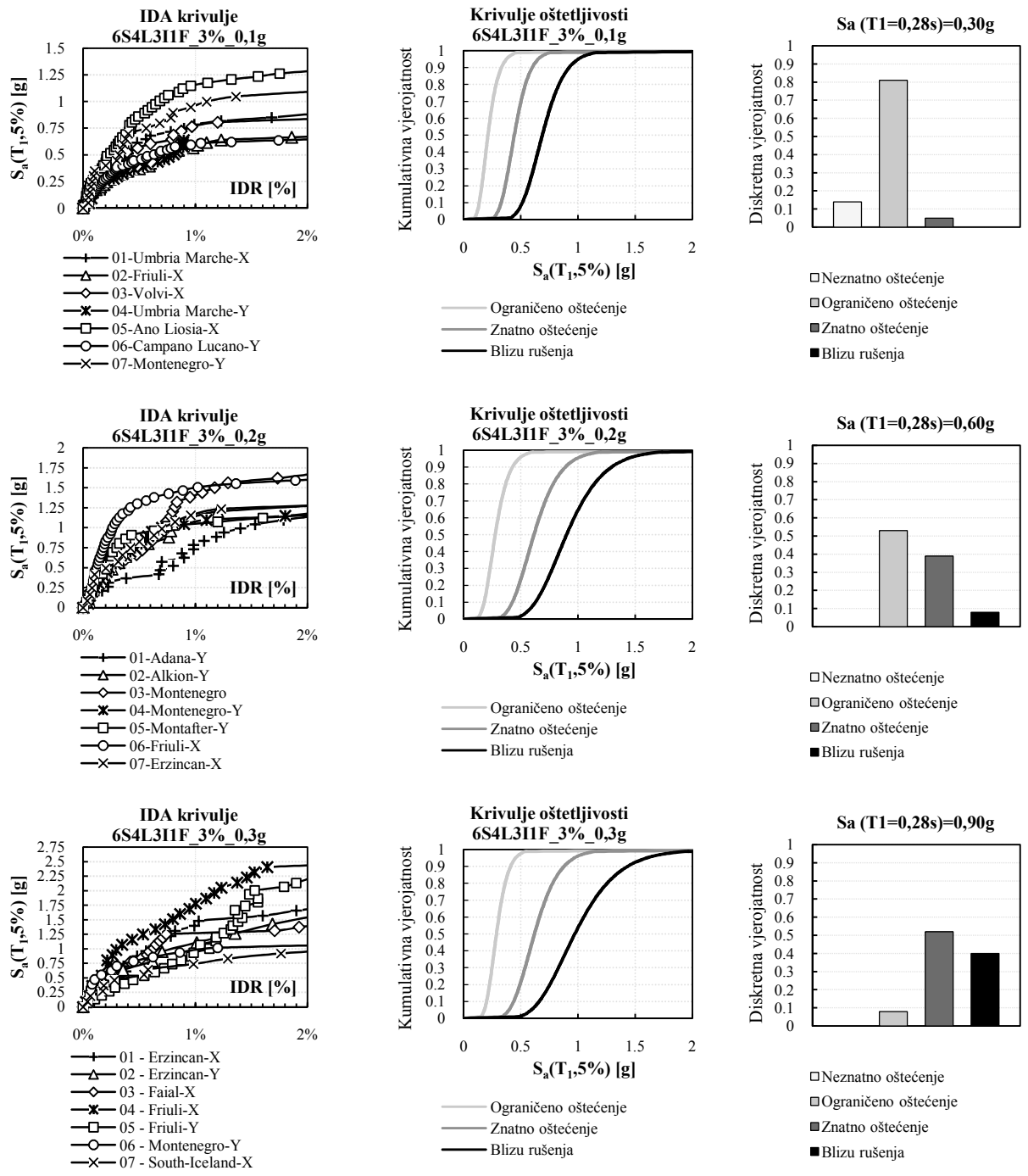


Slika 161. Rezultati za 6S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%

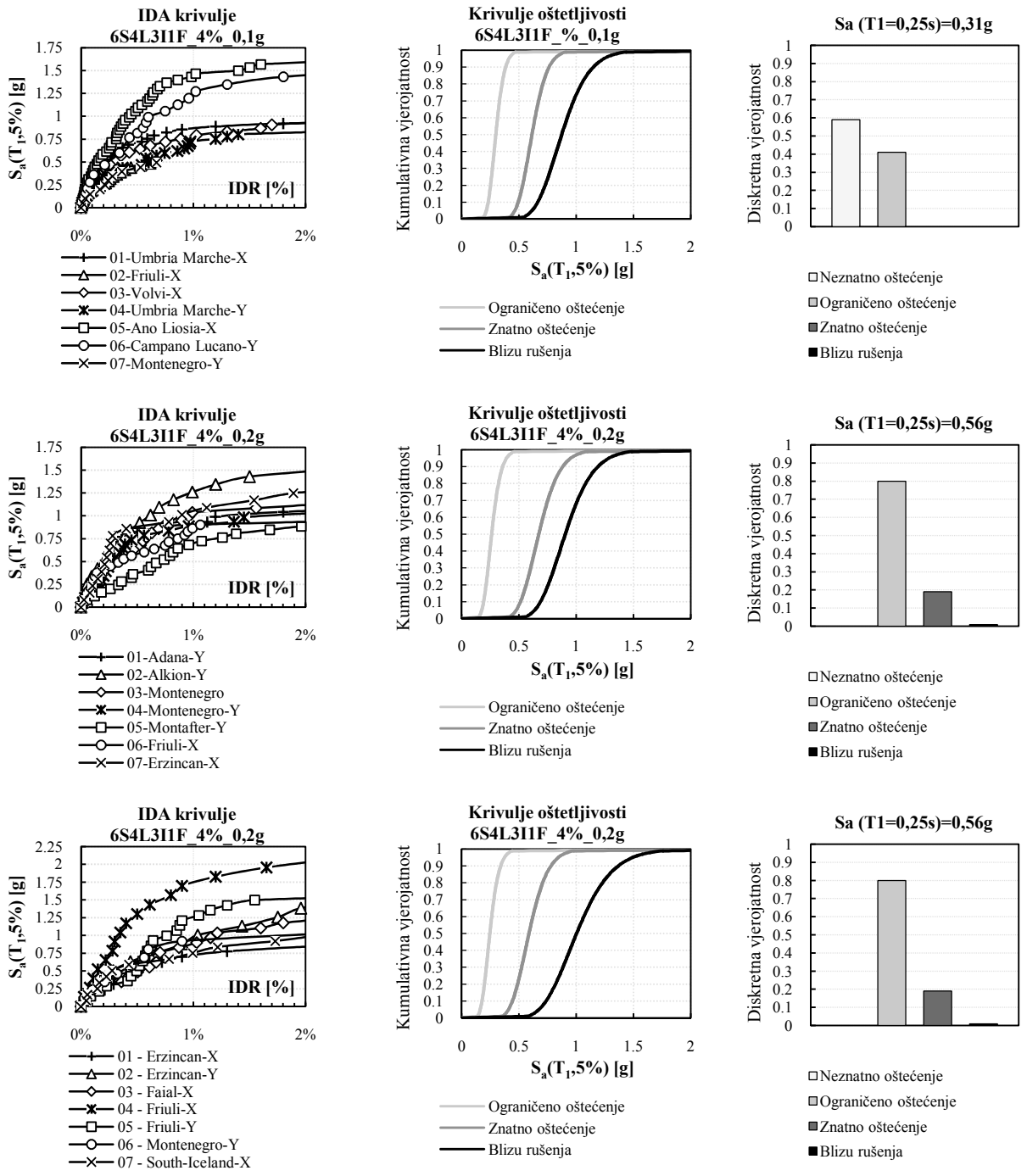


Slika 162. Rezultati za 64SL srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%

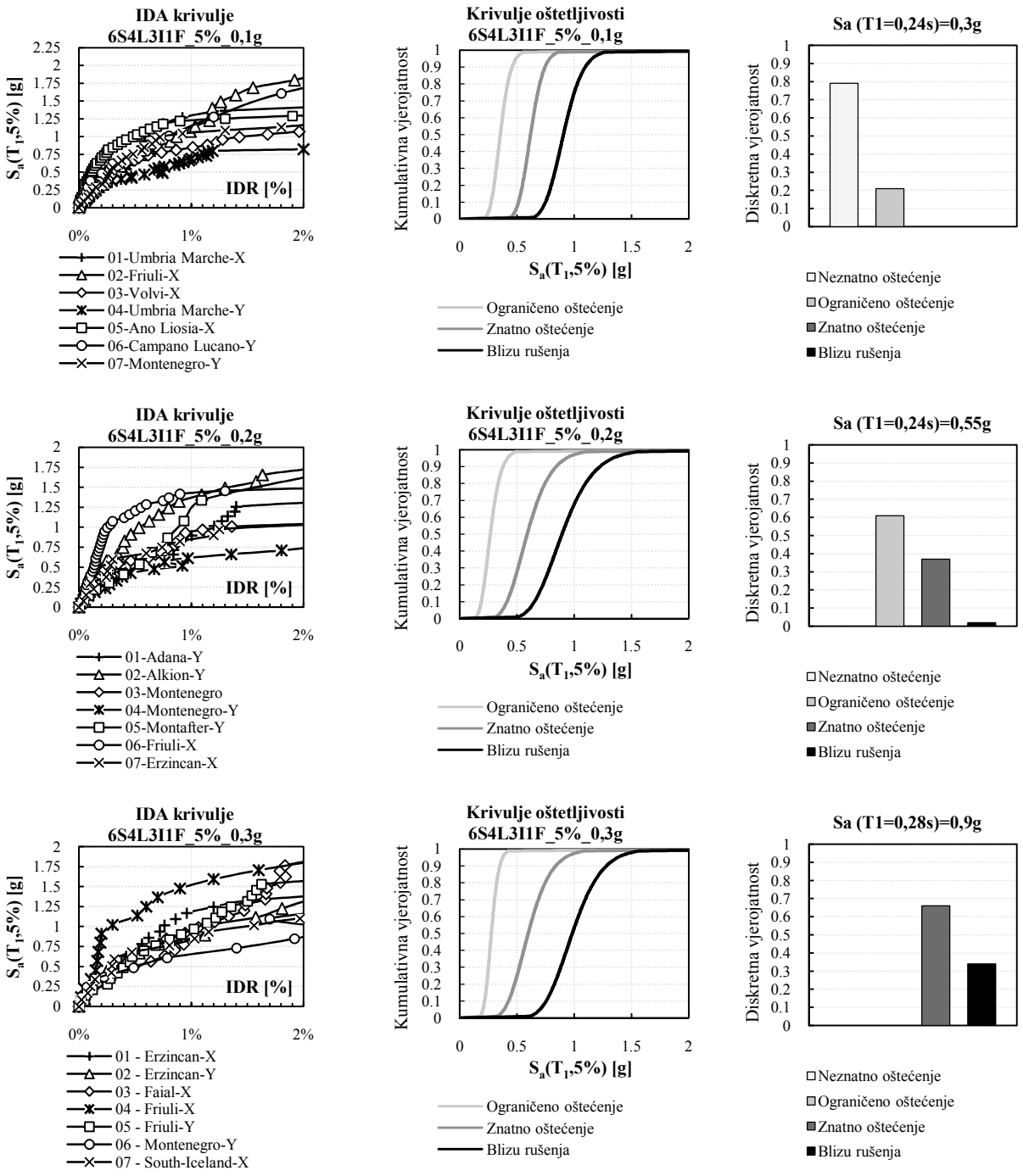
9.3.3. Slabi okvir + jaki ispun



Slika 163. Rezultati za 6S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%

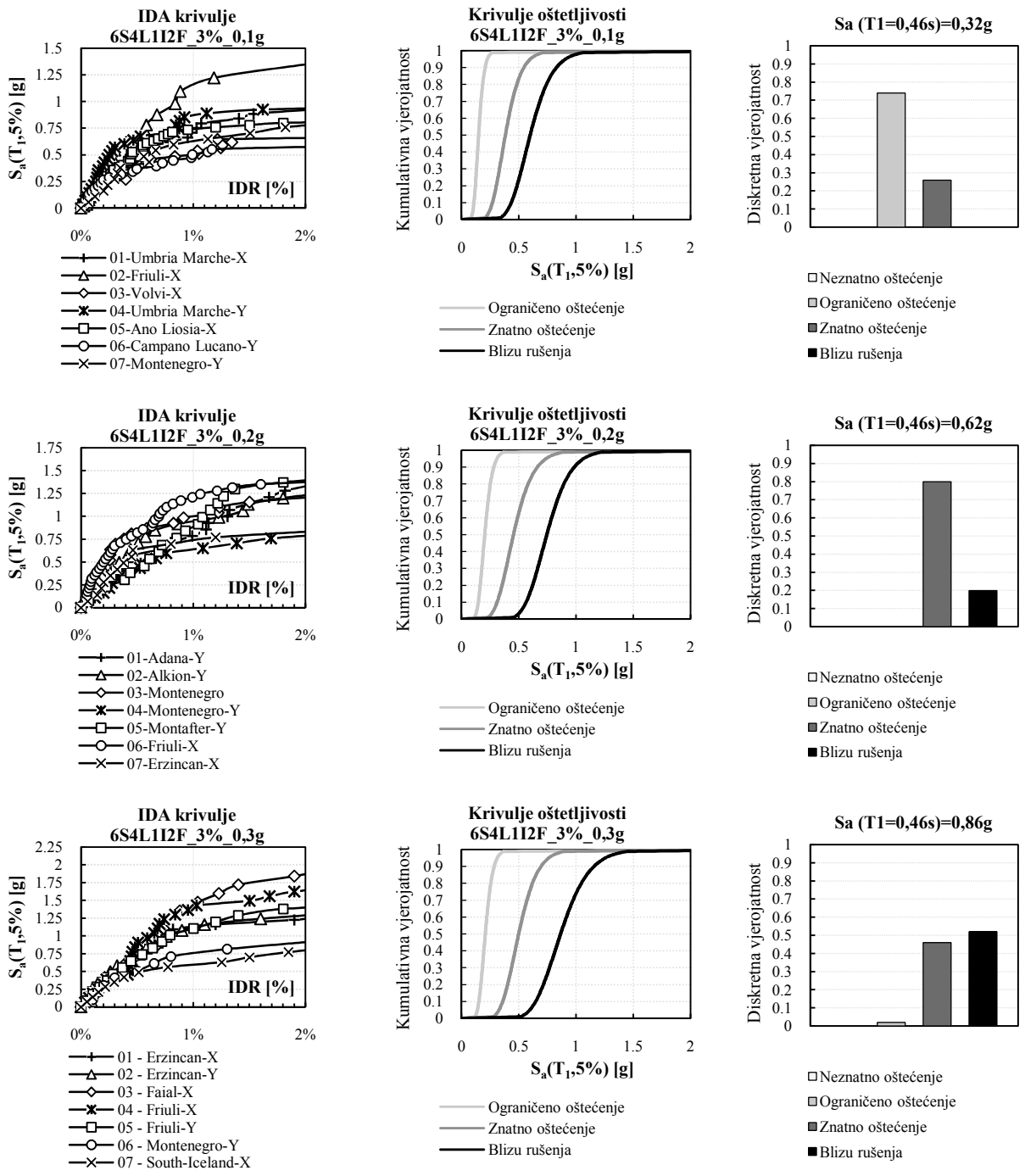


Slika 164. Rezultati za 6S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%

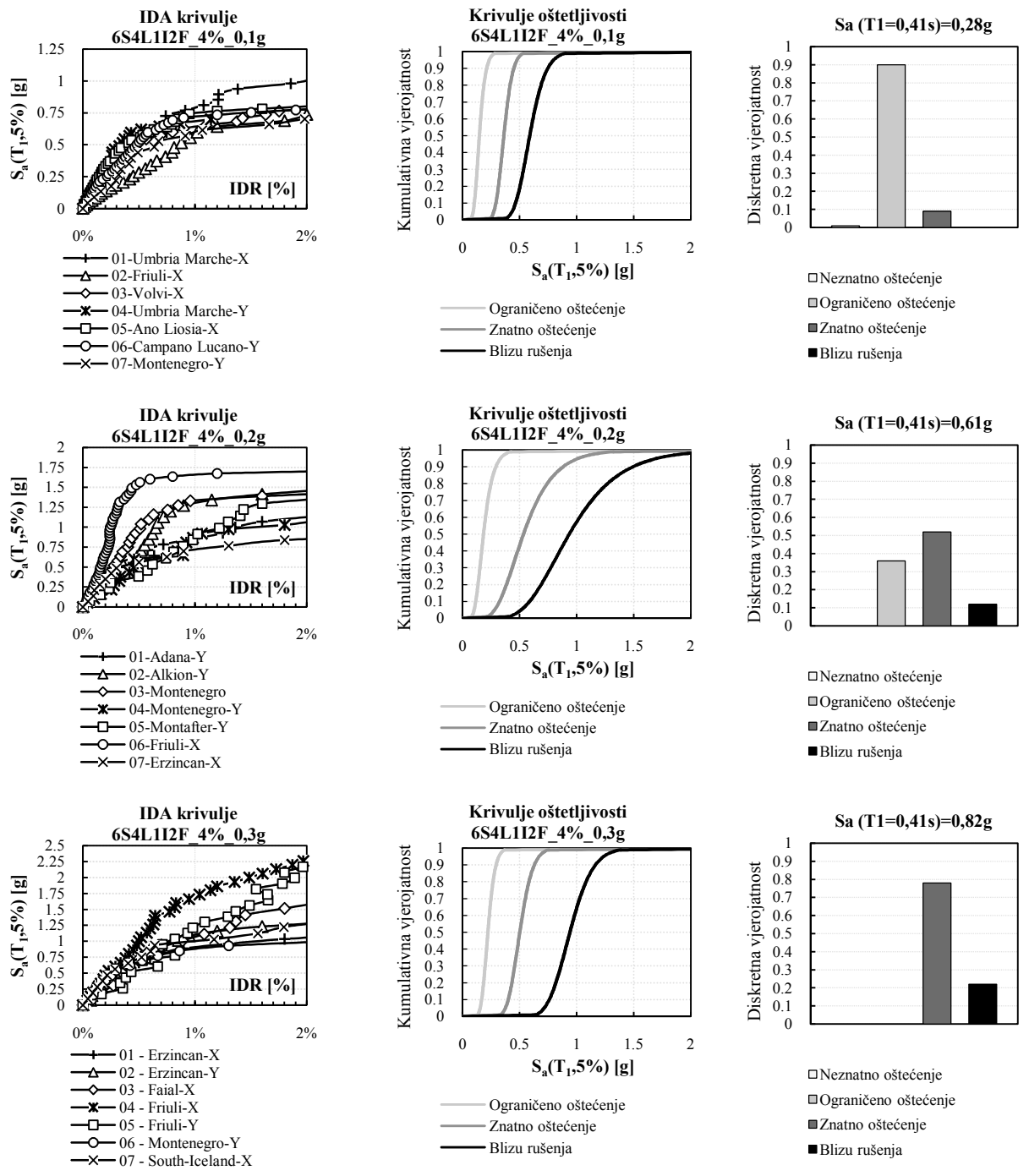


Slika 165. Rezultati za 6S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%

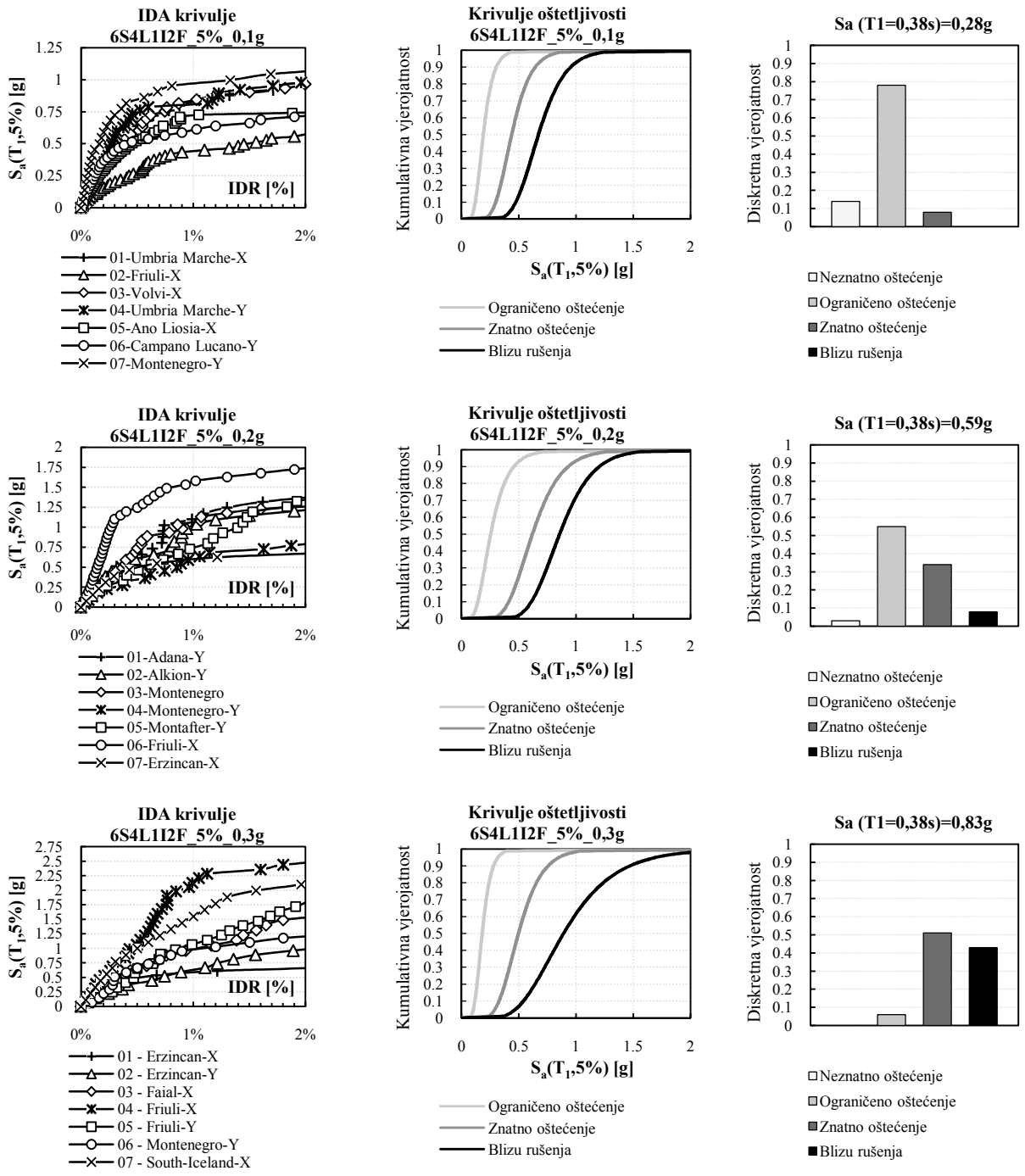
9.3.4. Jaki okvir + slabi ispun



Slika 166. Rezultati 6S4L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%

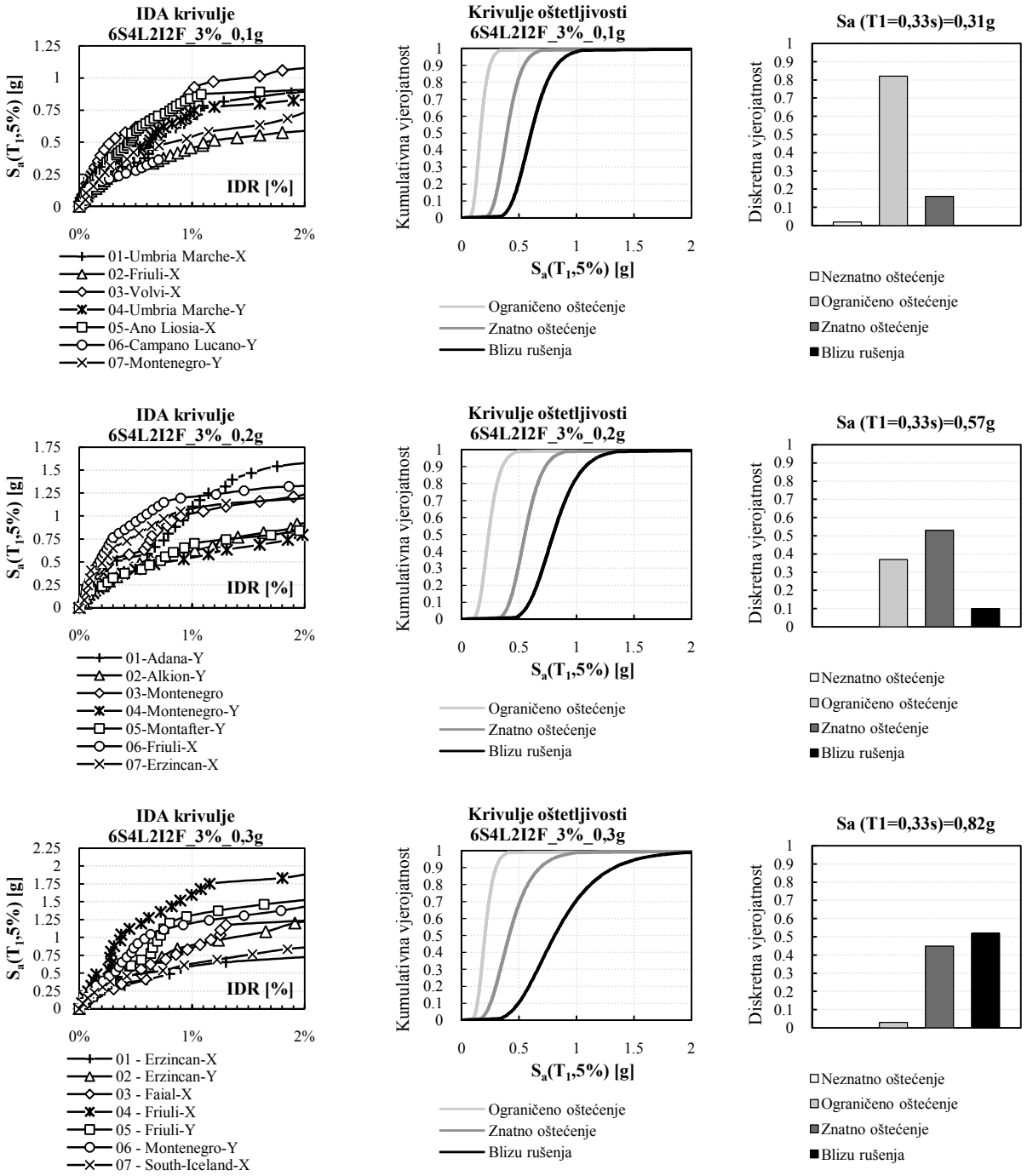


Slika 167. Rezultati za 6S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%

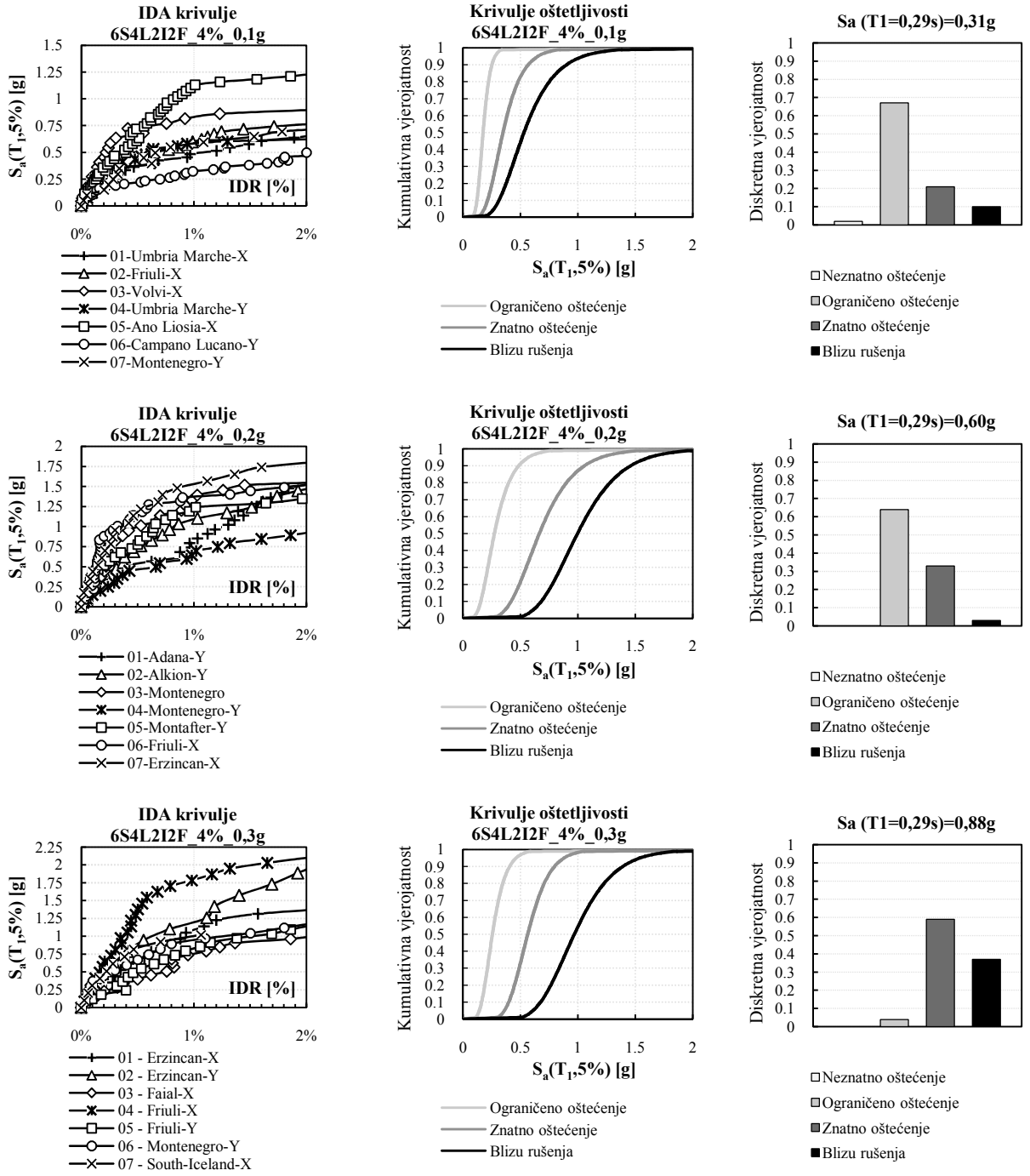


Slika 168. Rezultati za 6S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%

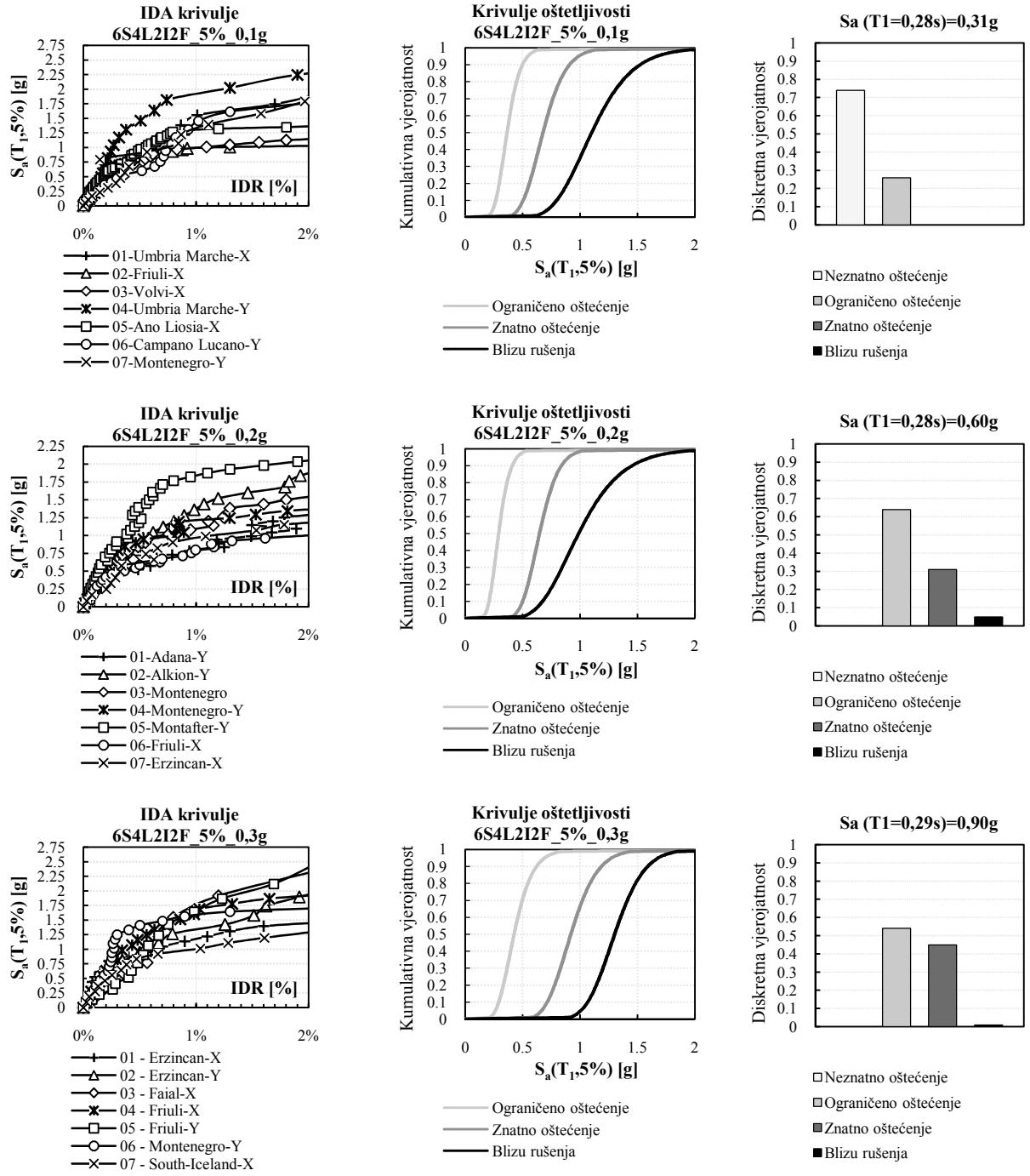
9.3.5. Jaki okvir + srednji ispun



Slika 169. Rezultati za 6S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%

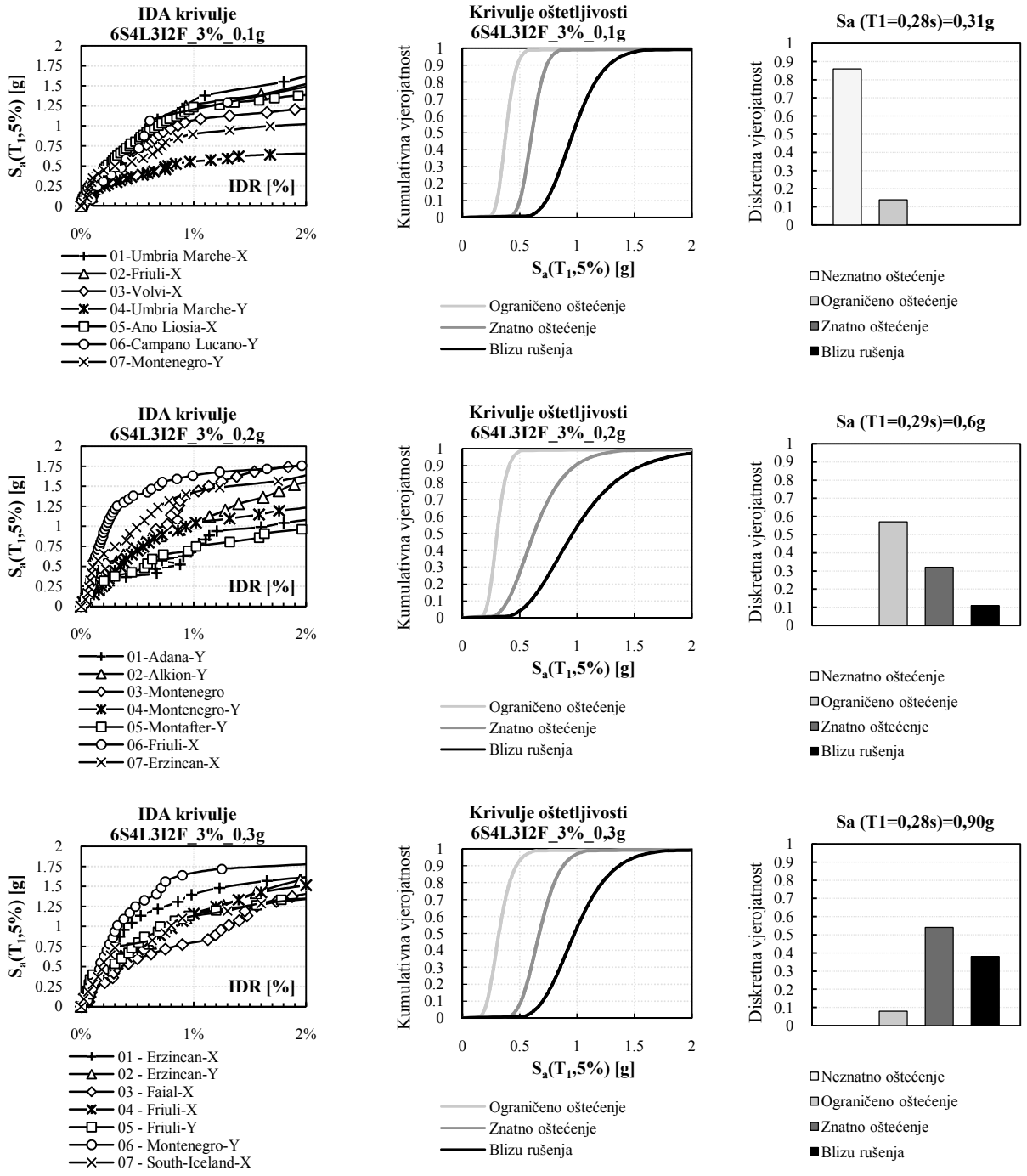


Slika 170. Rezultati za 6S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%

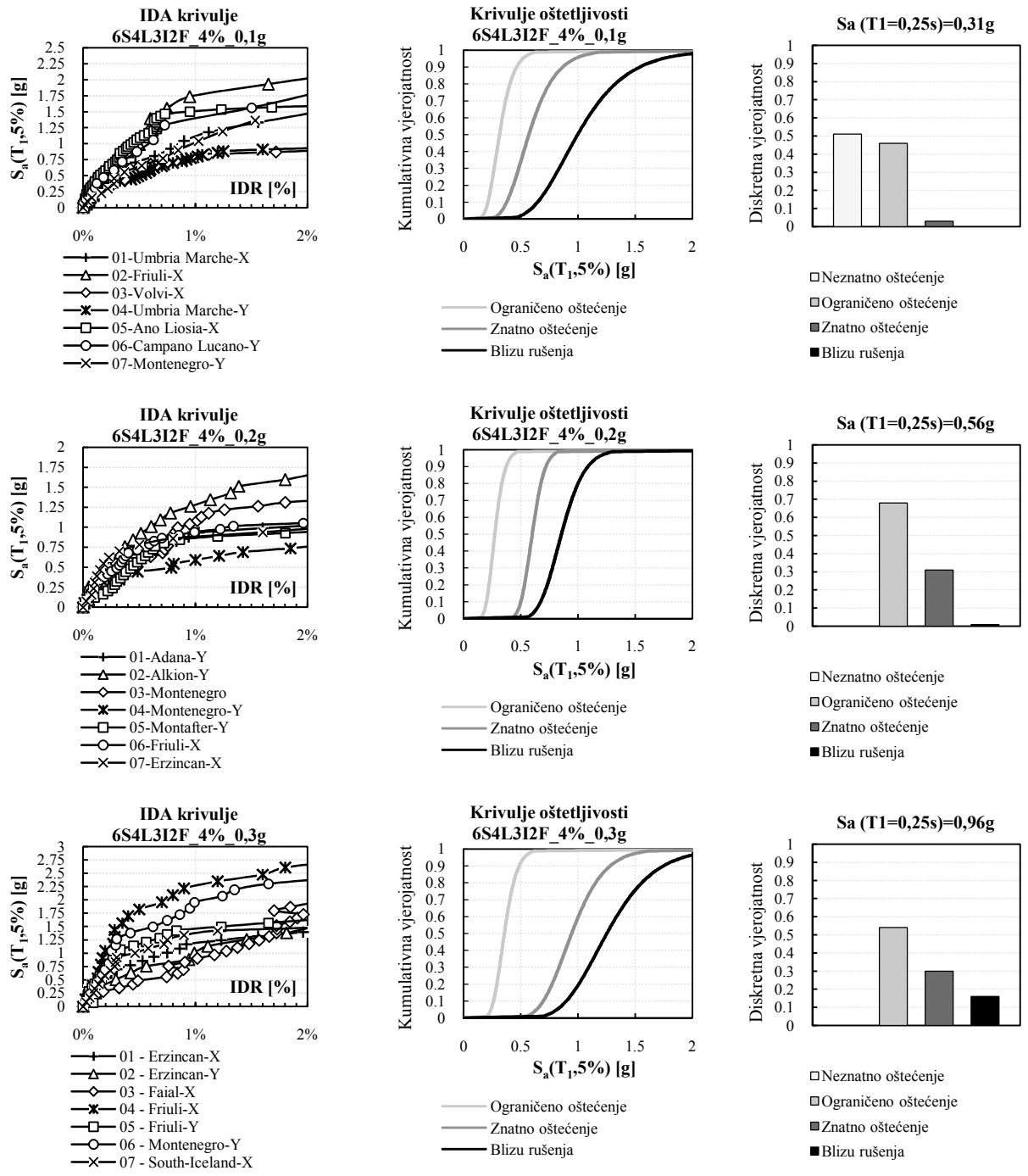


Slika 171. Rezultati za 6S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%

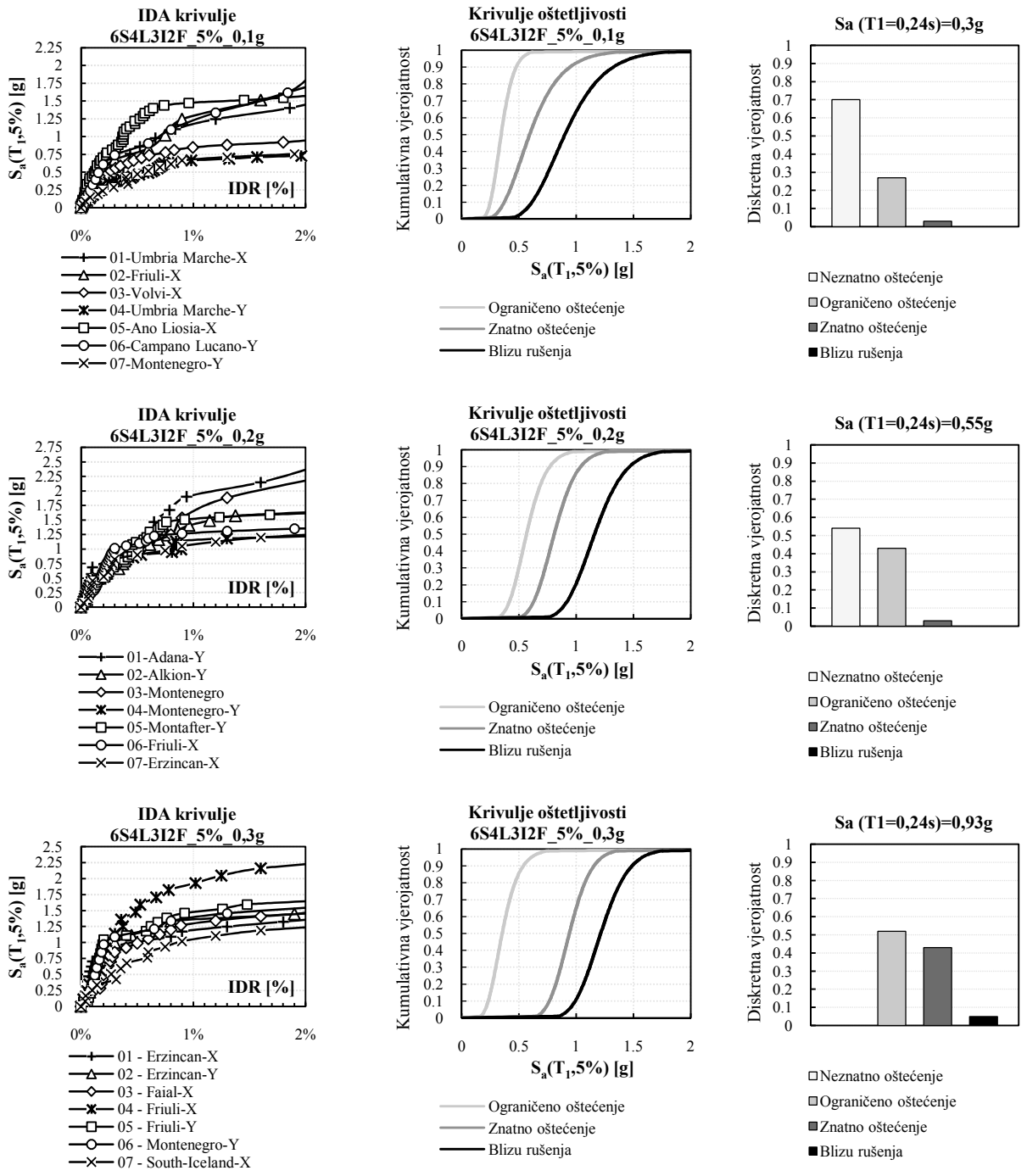
9.3.6. Jaki okvir + jaki ispun



Slika 172. Rezultati za 6S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%



Slika 173. Rezultati za 6S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%



Slika 174. Rezultati za 6S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%

9.3.7. Analiza rezultata za šesterokatne zgrade

U tablicama 83-84 prikazane su vrijednosti vjerojatnosti nastanka određenih područja ponašanja. Razlike između nastalih područja ponašanja na osnovu većih prosječnih vjerojatnosti između dvaju promatranih raspona (4m i 6m) prikazane su strelicama, pri čemu vrh strelice pokazuje ono područje ponašanja koje ima veću vjerojatnost nastanka .

Tablica 83. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za šesterokatne zgrade slabog okvira

6katova - 4L	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]		**6 katova - 6L**	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]
1I1F_3%_0,1g	0	**0,74**	0,26	0		1I1F_3%_0,1g	0	**0,75**	0,19	0,06
0,2g	0	0,25	**0,55**	0,2		0,2g	0	0,03	**0,57**	0,4
0,3g	0	0	0,29	**0,71**		0,3g	0	0	0,35	**0,65**
1I1F_4%_0,1g	0	**0,9**	0,1	0		1I1F_4%_0,1g	0	**0,55**	0,45	0
0,2g	0	0,02	**0,68**	0,3		0,2g	0	0,07	**0,59**	0,34
0,3g	0	0	0,19	**0,81**		0,3g	0	0	0,22	**0,78**
1I1F_5%_0,1g	0,01	**0,75**	0,23	0,01		1I1F_5%_0,1g	0	**0,56**	0,37	0,07
0,2g	0	0,11	**0,72**	0,17		0,2g	0	0,04	**0,62**	0,34
0,3g	0	0,03	0,36	**0,61**		0,3g	0	0	0,38	**0,62**
2I1F_3%_0,1g	0	**0,71**	0,27	0,02		2I1F_3%_0,1g	0	**0,77**	0,23	0
0,2g	0	**0,53**	0,41	0,06		0,2g	0	**0,52**	0,37	0,11
0,3g	0	0,02	0,38	**0,6**		0,3g	0	0,01	0,3	**0,69**
2I1F_4%_0,1g	0,08	**0,72**	0,18	0,02		2I1F_4%_0,1g	0,02	**0,77**	0,21	0
0,2g	0	**0,59**	0,37	0,04		0,2g	0	**0,62**	0,38	0
0,3g	0	0,03	**0,6**	0,37		0,3g	0	0,01	**0,53**	0,46
2I1F_5%_0,1g	0,25	**0,74**	0,01	0		2I1F_5%_0,1g	0,01	**0,71**	0,28	0
0,2g	0	**0,64**	0,33	0,03		0,2g	0	**0,52**	0,47	0,01
0,3g	0	0,08	**0,63**	0,29		0,3g	0	0,02	**0,6**	0,38
3I1F_3%_0,1g	0,14	**0,81**	0,05	0		3I1F_3%_0,1g	0,03	**0,74**	0,23	0
0,2g	0	**0,53**	0,39	0,08		0,2g	0,02	**0,55**	0,39	0,04
0,3g	0	0,08	**0,52**	0,4		0,3g	0	0,04	**0,55**	0,41
3I1F_4%_0,1g	**0,59**	0,41	0	0		3I1F_4%_0,1g	**0,52**	0,38	0,1	0
0,2g	0	**0,8**	0,19	0,01		0,2g	0	**0,56**	0,44	0
0,3g	0	0	**0,66**	0,34		0,3g	0	0,08	**0,5**	0,42
3I1F_5%_0,1g	**0,79**	0,21	0	0		3I1F_5%_0,1g	**0,58**	0,42	0	0
0,2g	0	**0,61**	0,38	0,01		0,2g	0,08	**0,55**	0,37	0
0,3g	0	0	**0,64**	0,36		0,3g	0	0,08	**0,61**	0,31

[1] - Neznatno oštećenje IDR<0,10%
[2] - Ograničeno oštećenje 0,10% ≤ IDR<0,30%
[3] - Znatno oštećenje 0,30% ≤ IDR<0,75%
[4] - Blizu rušenja IDR ≥ 0,75%

Tablica 84. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za šesterokatne zgrade jakog okvira

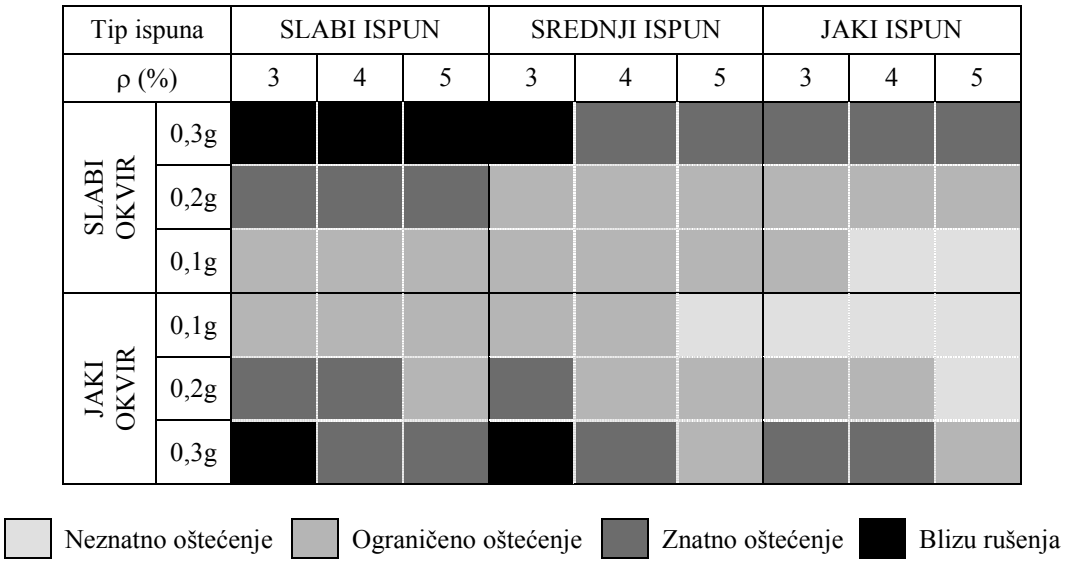
6katova - 4L	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]	**6katova - 6L**	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]
1I2F_3%_0,1g	0	**0,74**	0,26	0	1I2F_3%_0,1g	0	**0,86**	0,14	0
0,2g	0	0	**0,8**	0,2	0,2g	0	0,15	**0,63**	0,22
0,3g	0	0,02	0,47	**0,51**	0,3g	0	0	0,29	**0,71**
1I2F_4%_0,1g	0,01	**0,9**	0,09	0	1I2F_4%_0,1g	0	**0,82**	0,18	0
0,2g	0	0,38	**0,51**	0,11	0,2g	0	0	**0,73**	0,27
0,3g	0	0	**0,79**	0,21	0,3g	0	0	0,18	**0,82**
1I2F_5%_0,1g	0,14	**0,79**	0,07	0	1I2F_5%_0,1g	0	**0,79**	0,21	0
0,2g	0,03	**0,55**	0,34	0,08	0,2g	0	**0,52**	0,47	0,01
0,3g	0	0,08	**0,51**	0,41	0,3g	0	0,03	**0,56**	0,41
2I2F_3%_0,1g	0,02	**0,82**	0,16	0	2I2F_3%_0,1g	0,15	**0,84**	0,01	0
0,2g	0	0,38	**0,52**	0,1	0,2g	0	0,34	**0,62**	0,04
0,3g	0	0,03	0,46	**0,51**	0,3g	0	0,08	0,37	**0,55**
2I2F_4%_0,1g	0,02	**0,68**	0,21	0,09	2I2F_4%_0,1g	0	**0,58**	0,41	0,01
0,2g	0	**0,64**	0,32	0,04	0,2g	0	**0,54**	0,46	0
0,3g	0	0,04	**0,59**	0,37	0,3g	0	0,12	**0,52**	0,36
2I2F_5%_0,1g	**0,74**	0,26	0	0	2I2F_5%_0,1g	**0,55**	0,37	0,08	0
0,2g	0	**0,64**	0,32	0,04	0,2g	0	**0,51**	0,34	0,15
0,3g	0	**0,53**	0,45	0,02	0,3g	0	**0,52**	0,42	0,06
3I2F_3%_0,1g	**0,88**	0,12	0	0	3I2F_3%_0,1g	**0,54**	0,43	0,03	0
0,2g	0	**0,58**	0,32	0,1	0,2g	0	**0,55**	0,3	0,15
0,3g	0	0,09	**0,53**	0,38	0,3g	0	0,22	**0,55**	0,23
3I2F_4%_0,1g	**0,51**	0,46	0,03	0	3I2F_4%_0,1g	**0,51**	0,41	0,08	0
0,2g	0	**0,69**	0,31	0	0,2g	0,04	**0,57**	0,23	0,16
0,3g	0	**0,52**	0,3	0,18	0,3g	0,02	0,1	**0,57**	0,31
3I2F_5%_0,1g	**0,7**	0,28	0,02	0	3I2F_5%_0,1g	**0,52**	0,41	0,07	0
0,2g	**0,54**	0,43	0,03	0	0,2g	**0,53**	0,42	0,05	0
0,3g	0	**0,52**	0,42	0,06	0,3g	0,03	**0,51**	0,26	0,2

1 -	Neznatno oštećenje	IDR<0,10%
2 -	Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
3 -	Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
4 -	Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

S obzirom da je promjena u području ponašanja nastupila samo za 1 od 54 zgrade (2%), rezultati su prikazani za 54 zgrade uzimajući u obzir područja ponašanja koja su imala najveću vrijednost vjerojatnosti nastanka.

Iz rezultata inkrementalne dinamičke analize dobivenih parametarskom studijom na šesterokatnim zgradama (slika 175.), može se zaključiti sljedeće:

- oštećenje zgrada u potresnoj zoni s maksimalnim vršnim ubrzanjem od 0,1g će neovisno o kombinaciji tipa okvira i zidanog ispuna, biti u području ograničenog oštećenja za slabi i srednji tip ispuna, te u području neznatnog oštećenja za jaki ispun;
- za potresno opterećenje koje odgovara vrijednosti ubrzanja tla od 0,2g, ograničena dozvoljena oštećenja će biti samo za slučaj uporabe srednjeg i jakog zidanog ispuna;
- uporaba srednjeg i jakog ispuna će i u slučaju ubrzanja tla od 0,3g, u odnosu na primjenu slabog ispuna, smanjiti međukatne pomake i osigurati nastanak manjih oštećenja, naročito u slučaju primjene jakog okvira;
- utjecaj omjera površina na odgovor šesterokatnih zgrada najizraženiji je za potresno područje s ubrzanjem tla od oko 0,3g za jaki okvir, gdje možemo uočiti kako povećanje površinskog omjera može doprinijeti smanjenju oštećenja i osiguranju prihvatljivog područja ponašanja.



Slika 175. Rezultati parametarske analize za šesterokatne zgrade

Srednje vrijednosti međukatnih pomaka za sve katove i sve promatrane kombinacije šesterokatnih zgrada za jedinični faktor uvećanja svakog potresa prikazani su na slici 176. Najveće vrijednosti međukatnih pomaka su najčešće na drugom ili trećem katu. Usporedbom vrijednosti i stanja oštećenja između rezultata inkrementalne dinamičke analize i analize zapisa potresom u vremenu, samo 11 od 54 zgrade pokazuju odstupanje i to za višu razinu oštećenja, ali za minimalno povećanje međukatnog pomaka do 14%.

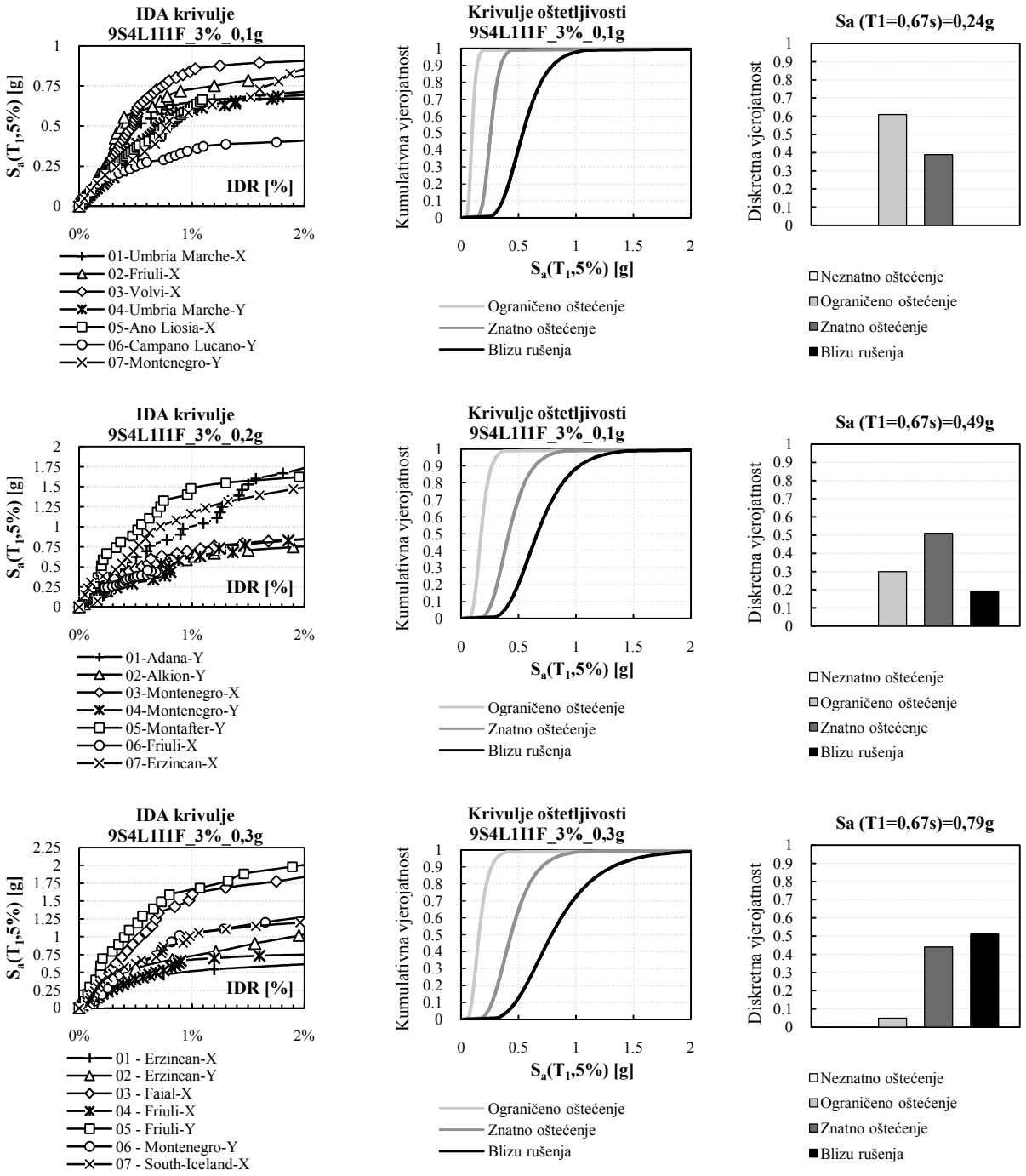
okvir	ispun	kat	3%			4%			5%		
			0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g
SLABI OKVIR	slabi	6	0,15	0,22	0,22	0,10	0,21	0,25	0,09	0,17	0,21
		5	0,23	0,28	0,35	0,18	0,27	0,35	0,15	0,20	0,24
		4	0,27	0,42	0,62	0,29	0,44	0,59	0,17	0,30	0,36
		3	0,29	0,48	0,83	0,26	0,46	0,78	0,26	0,41	0,62
		2	0,26	0,42	1,03	0,21	0,43	0,92	0,20	0,36	0,73
		1	0,21	0,21	1,06	0,14	0,38	1,03	0,11	0,38	0,7
	srednji	6	0,11	0,17	0,19	0,09	0,13	0,24	0,08	0,18	0,27
		5	0,16	0,21	0,27	0,14	0,17	0,28	0,12	0,21	0,26
		4	0,18	0,23	0,43	0,23	0,23	0,38	0,15	0,22	0,35
		3	0,28	0,31	0,76	0,25	0,29	0,53	0,19	0,27	0,52
		2	0,21	0,36	0,94	0,21	0,28	0,62	0,16	0,26	0,59
		1	0,12	0,19	0,89	0,13	0,19	0,47	0,13	0,18	0,40
	jaki	6	0,12	0,16	0,20	0,07	0,13	0,24	0,05	0,15	0,29
		5	0,18	0,18	0,23	0,08	0,18	0,25	0,04	0,20	0,31
		4	0,19	0,22	0,33	0,09	0,22	0,42	0,10	0,26	0,55
		3	0,20	0,31	0,58	0,18	0,29	0,56	0,16	0,28	0,52
		2	0,22	0,32	0,65	0,15	0,25	0,62	0,13	0,23	0,48
		1	0,18	0,20	0,45	0,07	0,17	0,43	0,08	0,21	0,45
JAKI OKVIR	slabi	6	0,16	0,23	0,23	0,09	0,21	0,20	0,07	0,13	0,22
		5	0,22	0,29	0,35	0,16	0,28	0,27	0,10	0,19	0,26
		4	0,31	0,41	0,53	0,20	0,41	0,38	0,15	0,24	0,39
		3	0,21	0,42	0,82	0,21	0,40	0,68	0,21	0,29	0,49
		2	0,28	0,38	0,92	0,19	0,47	0,42	0,18	0,30	0,30
		1	0,16	0,30	0,87	0,14	0,28	0,37	0,10	0,17	0,30
	srednji	6	0,12	0,23	0,26	0,09	0,16	0,28	0,06	0,17	0,19
		5	0,14	0,26	0,31	0,14	0,17	0,30	0,08	0,18	0,19
		4	0,23	0,29	0,76	0,19	0,25	0,47	0,12	0,21	0,24
		3	0,21	0,28	0,79	0,18	0,27	0,54	0,13	0,26	0,26
		2	0,25	0,32	0,84	0,16	0,30	0,32	0,14	0,28	0,29
		1	0,13	0,30	0,77	0,14	0,19	0,46	0,09	0,20	0,18
	jaki	6	0,08	0,10	0,22	0,07	0,14	0,26	0,06	0,08	0,18
		5	0,10	0,14	0,29	0,08	0,13	0,27	0,08	0,08	0,18
		4	0,09	0,19	0,53	0,10	0,15	0,31	0,10	0,13	0,25
		3	0,21	0,29	0,73	0,18	0,25	0,29	0,08	0,15	0,29
		2	0,12	0,22	0,70	0,13	0,23	0,32	0,09	0,11	0,28
		1	0,08	0,16	0,45	0,08	0,14	0,19	0,08	0,07	0,16

Neznatno oštećenje	IDR<0,10%
Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

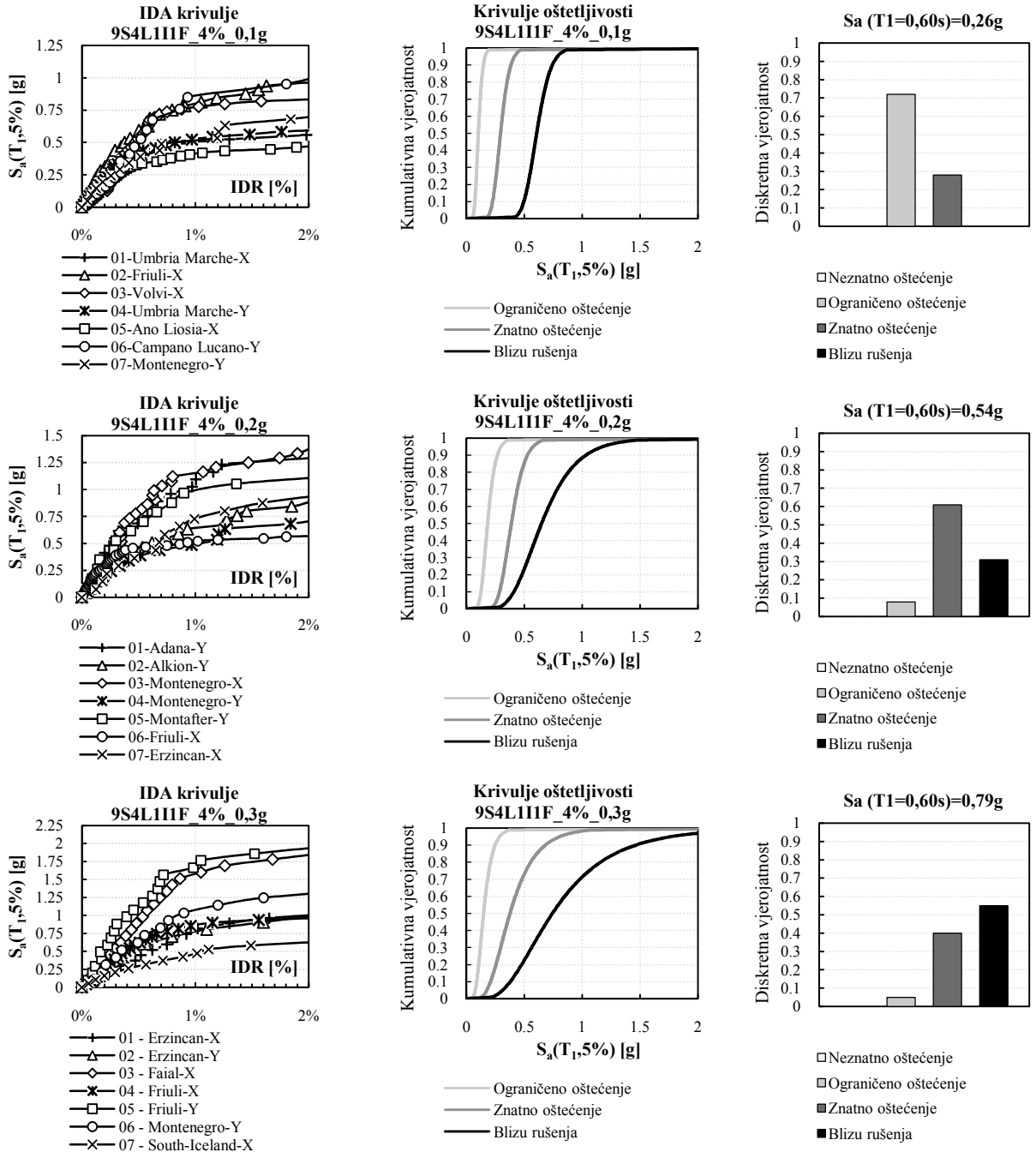
Slika 176. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za šesterokatne zgrade za jedinični faktor uvećanja IDA analize

9.4. Deveterokatna zgrada raspona 4m

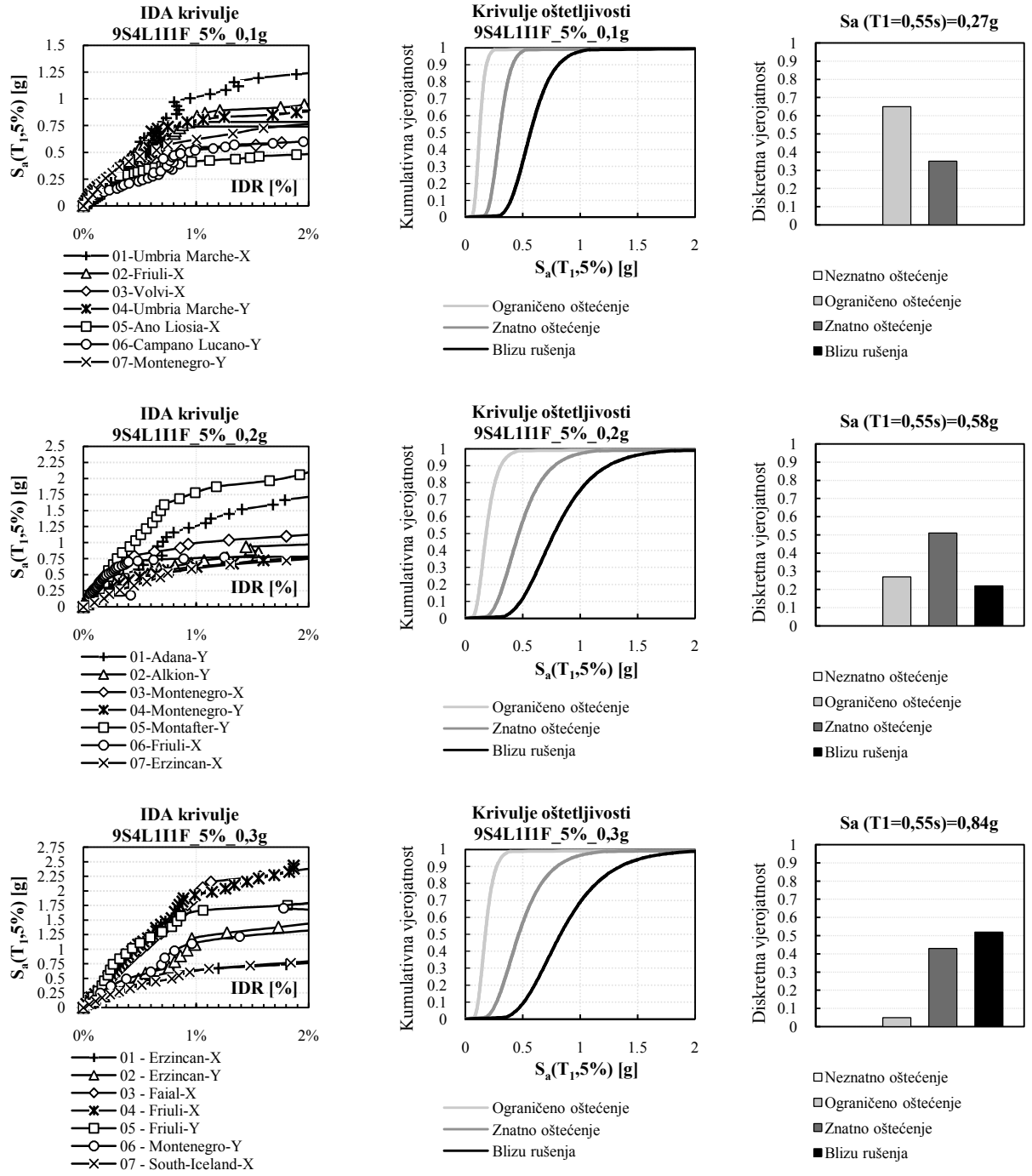
9.4.1. Slabi okvir + slabi ispun



Slika 177. Rezultati za 9S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%

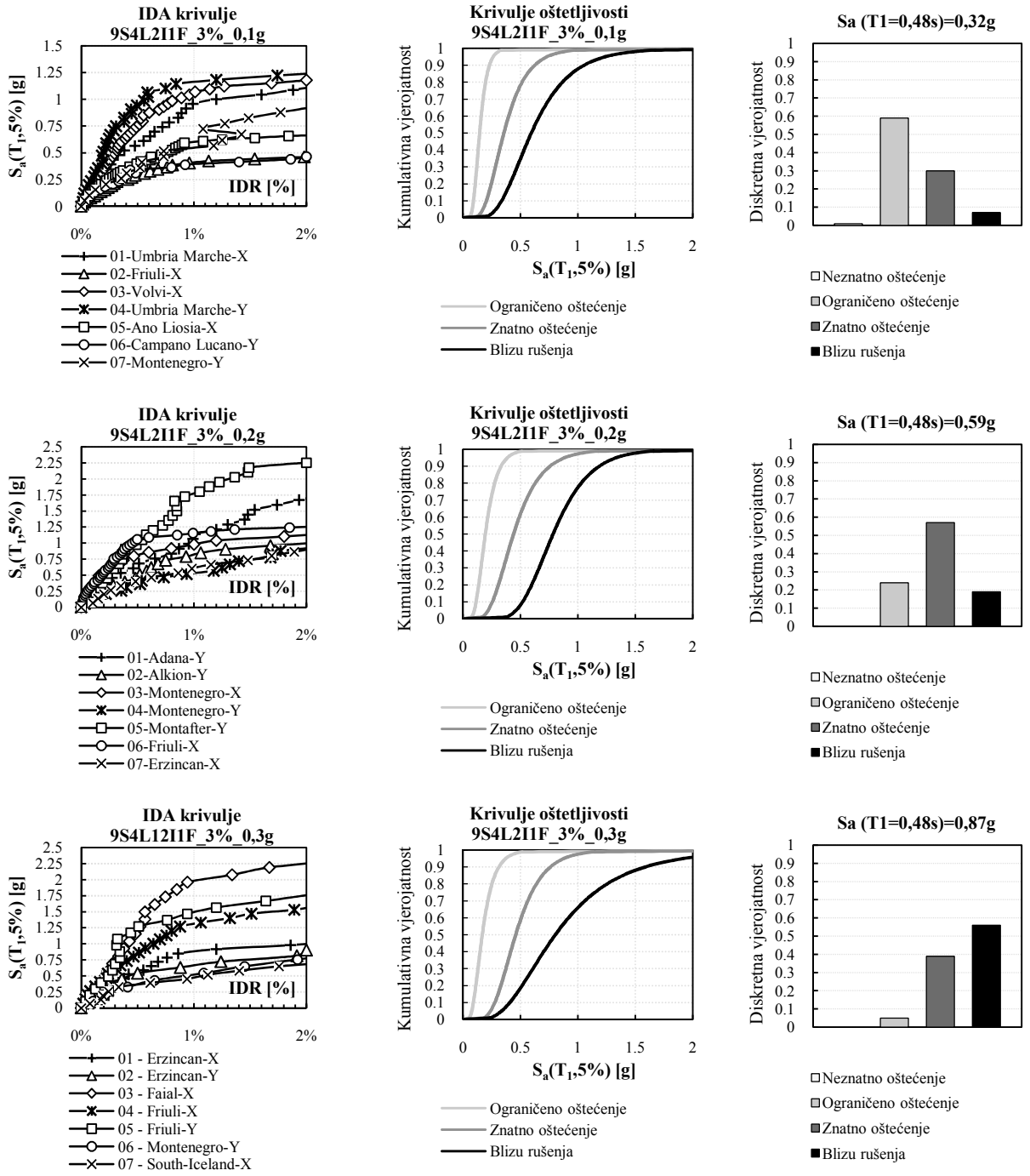


Slika 178. Rezultati za 9S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%

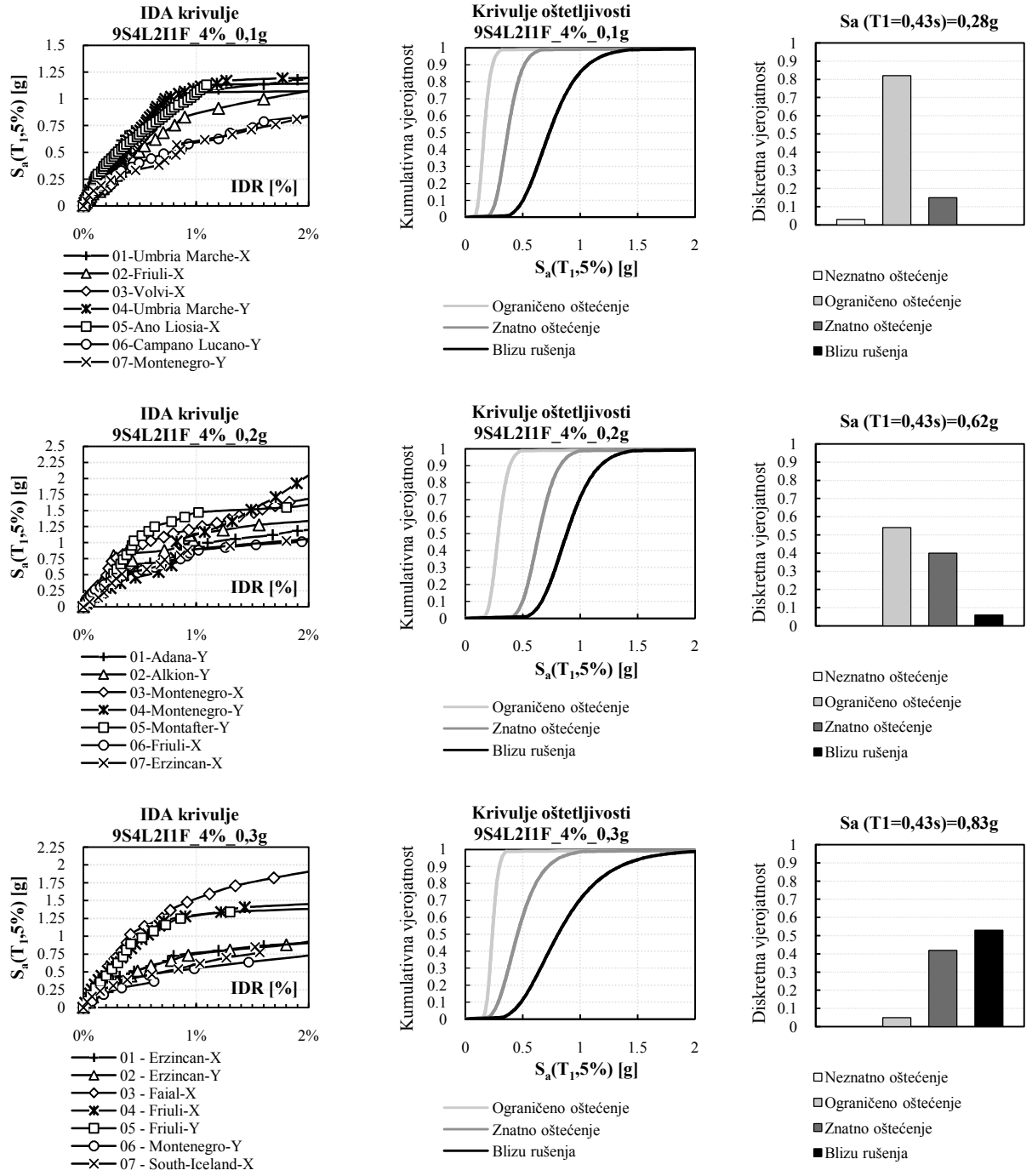


Slika 179. Rezultati za 9S4L slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

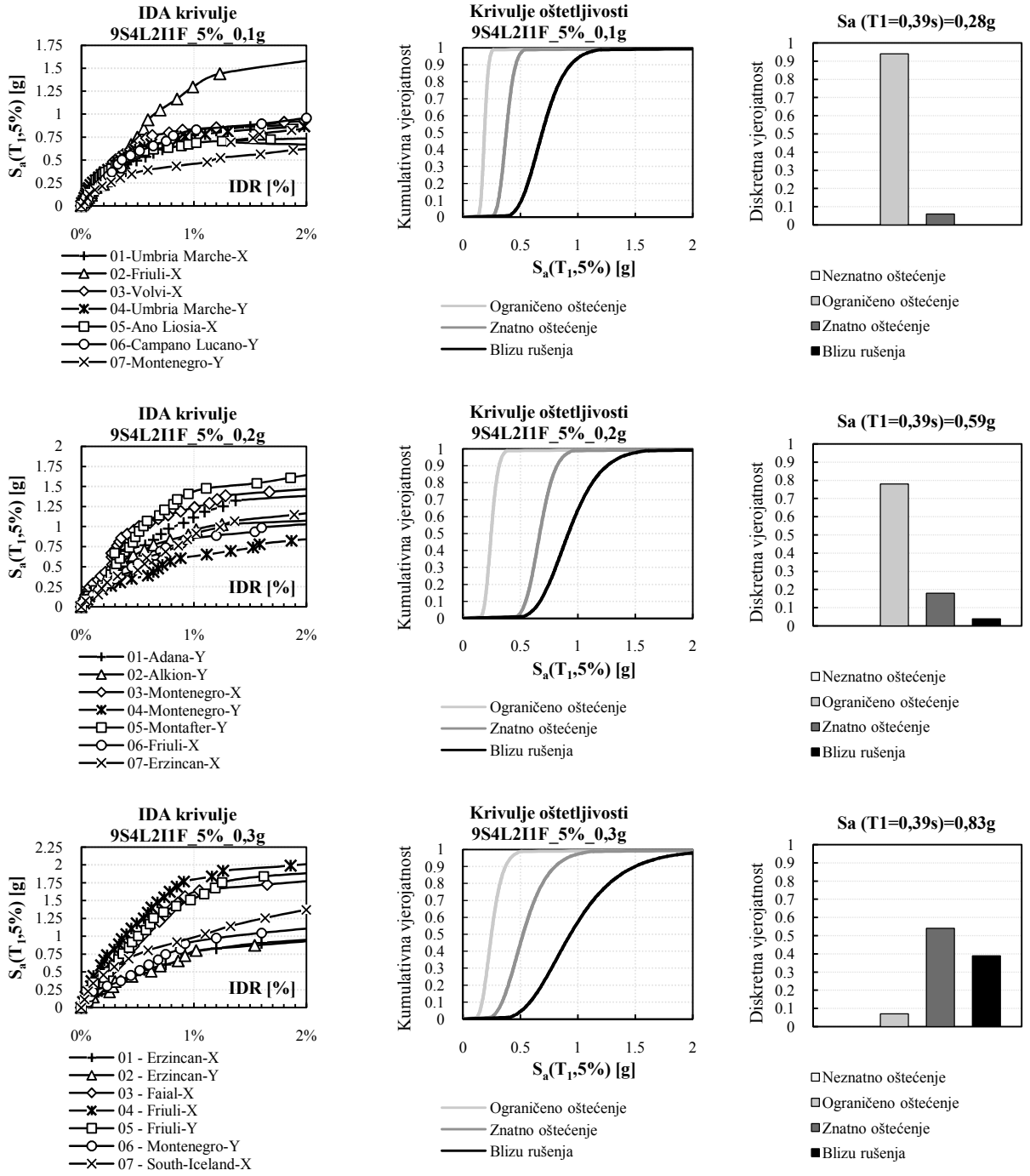
9.4.2. Slabi okvir + srednji ispun



Slika 180. Rezultati za 9S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%

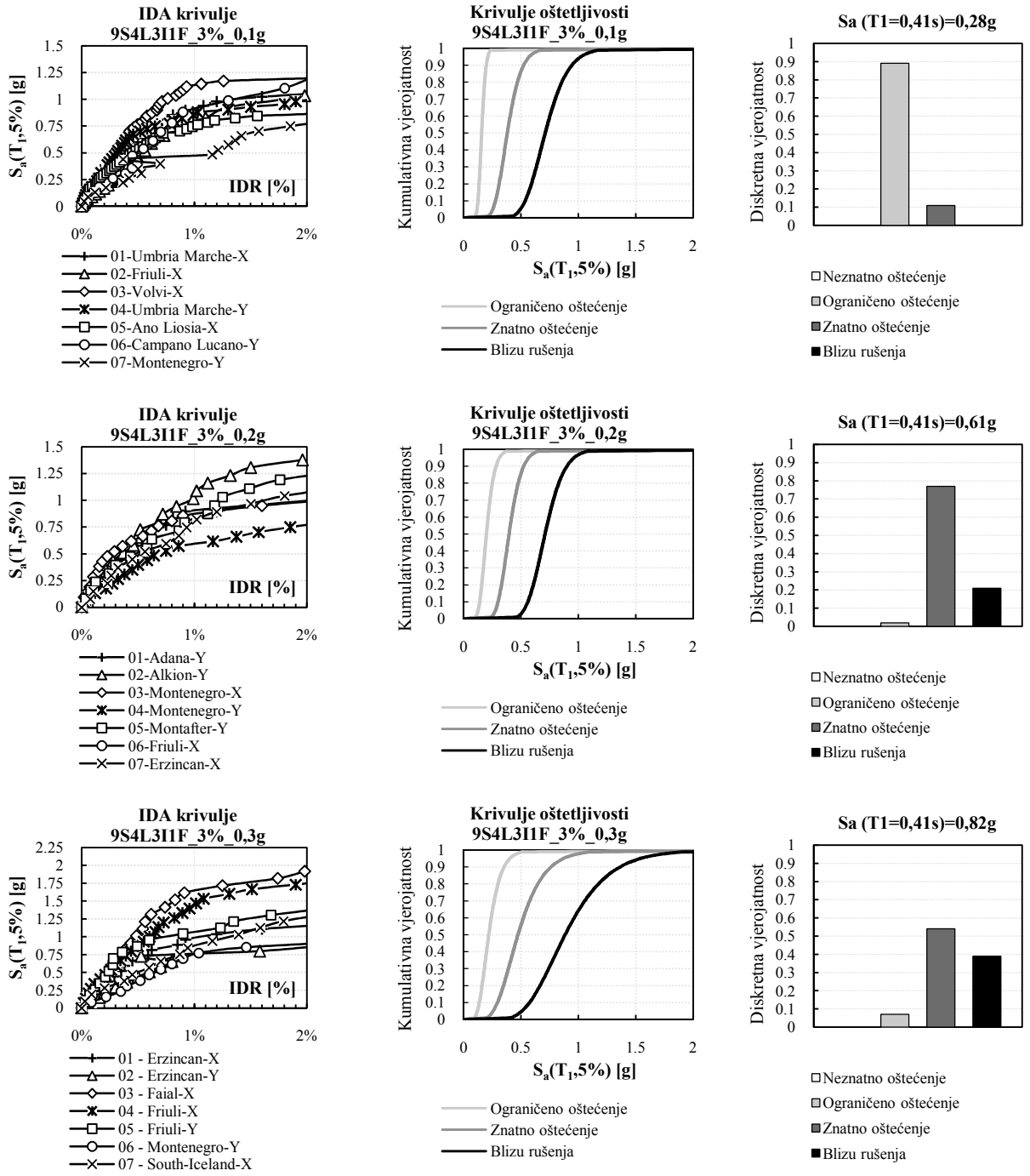


Slika 181. Rezultati za 9S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%

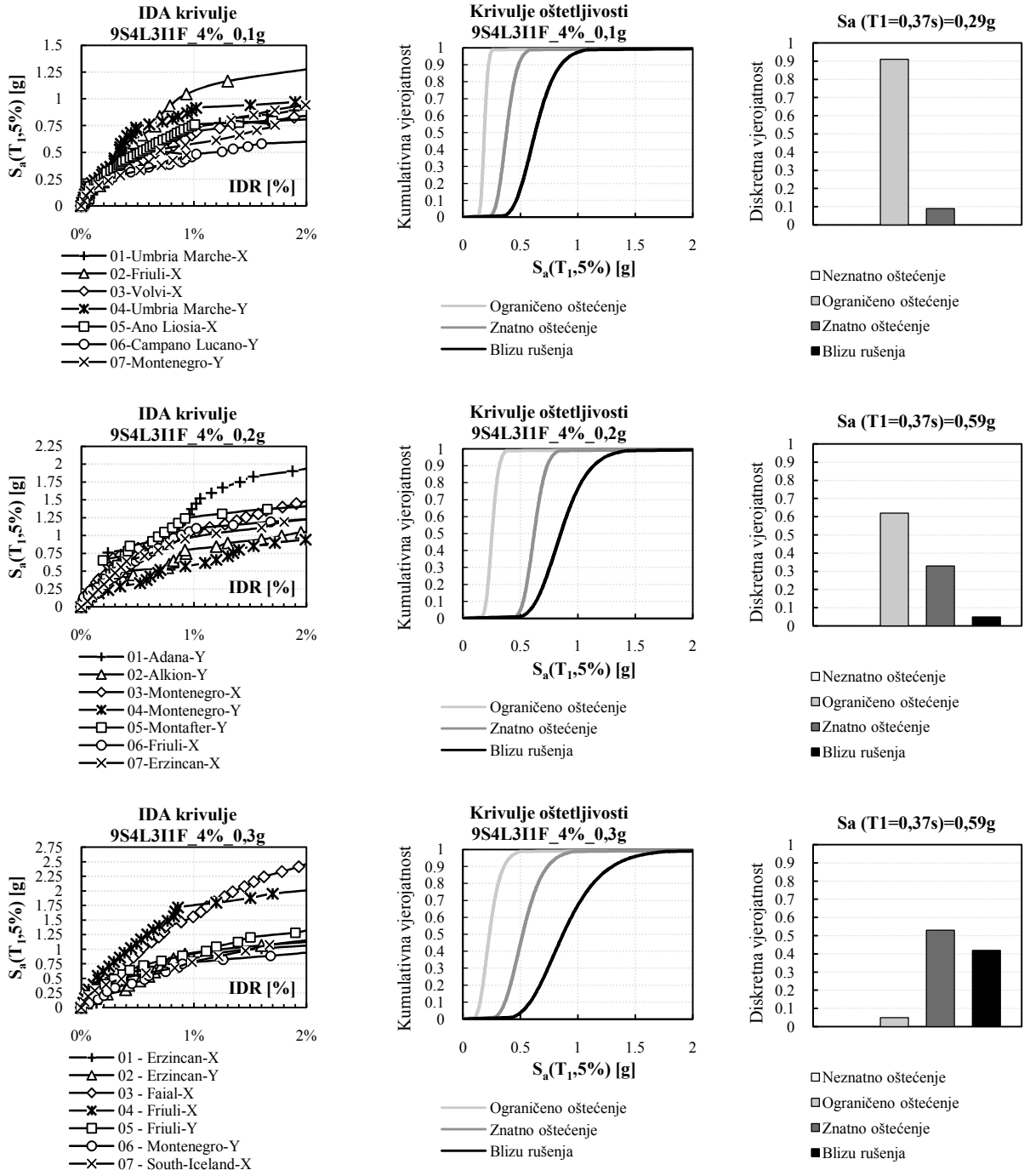


Slika 182. Rezultati za 9S4L srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%

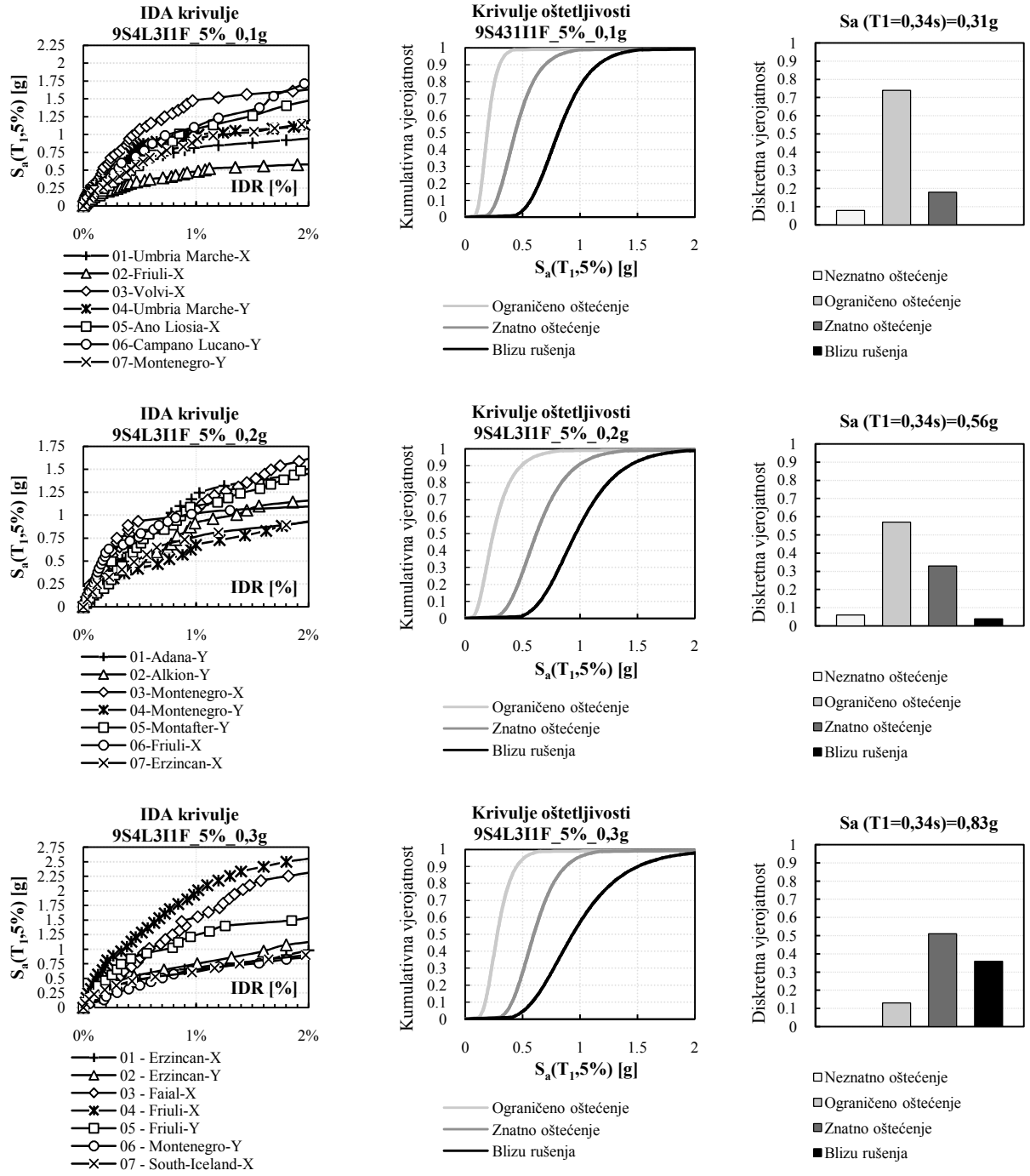
9.4.3. Slabi okvir + jaki ispun



Slika 183. Rezultati za 9S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%

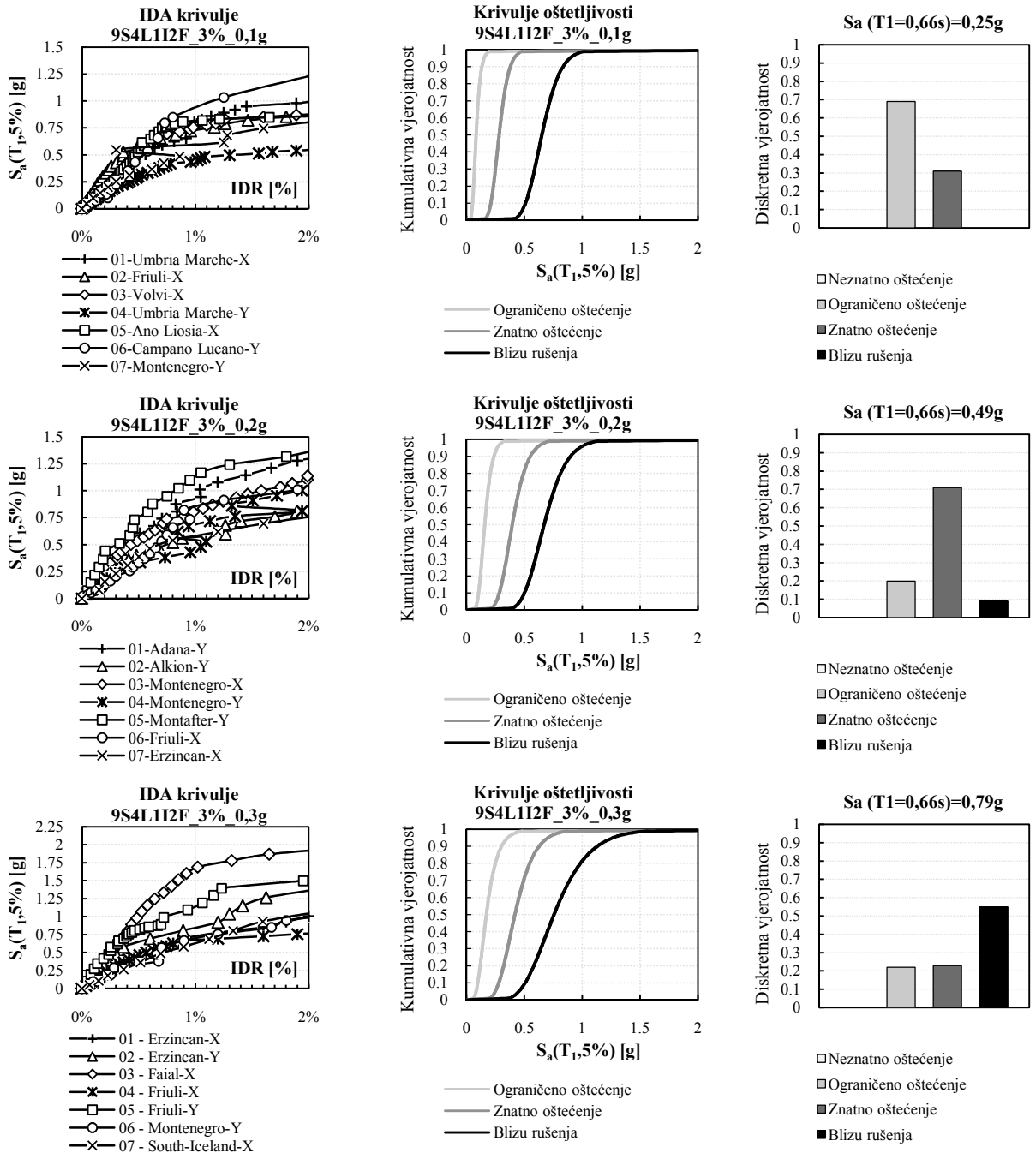


Slika 184. Rezultati za 9S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%

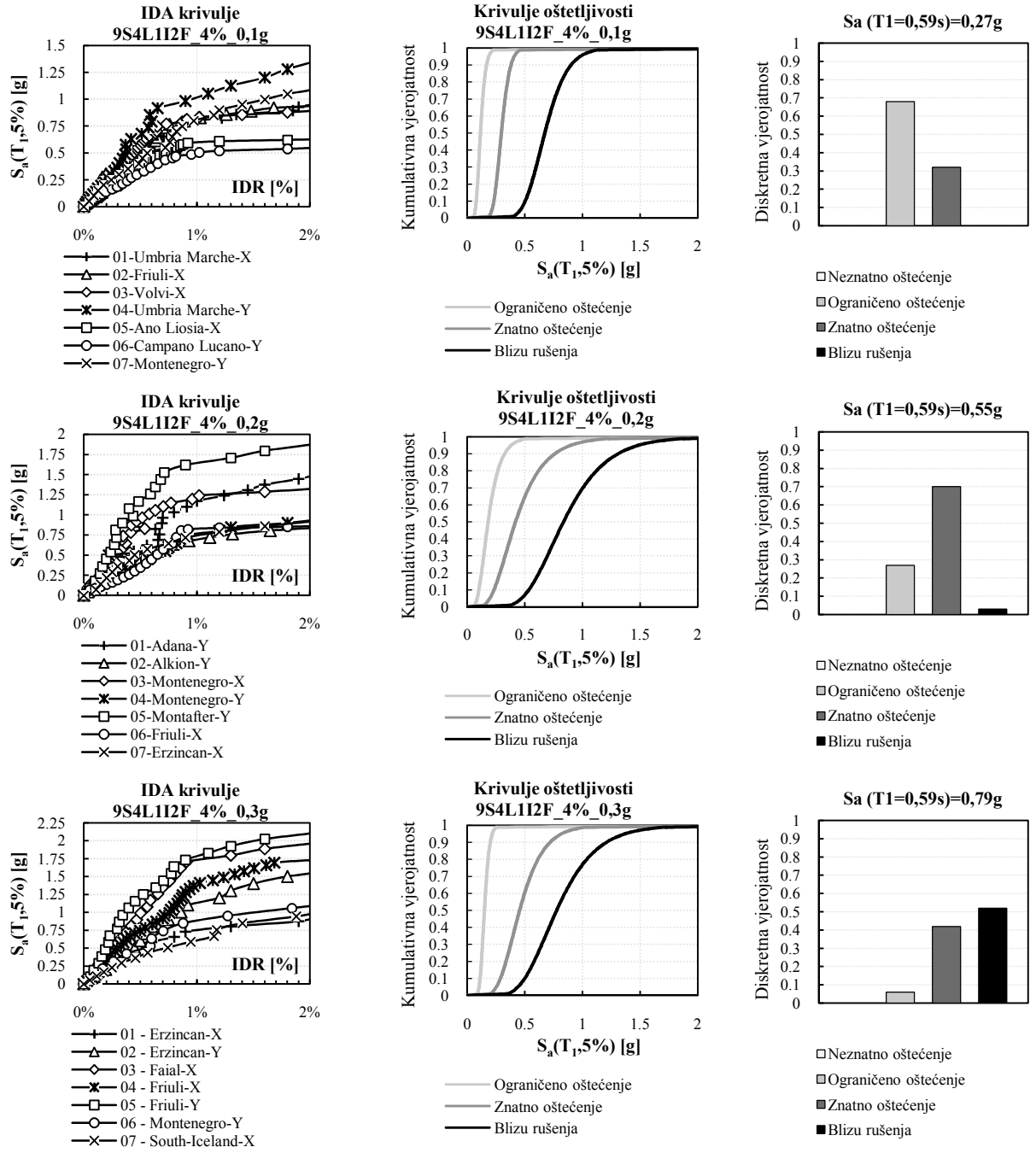


Slika 185. Rezultati za 9S4L jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%

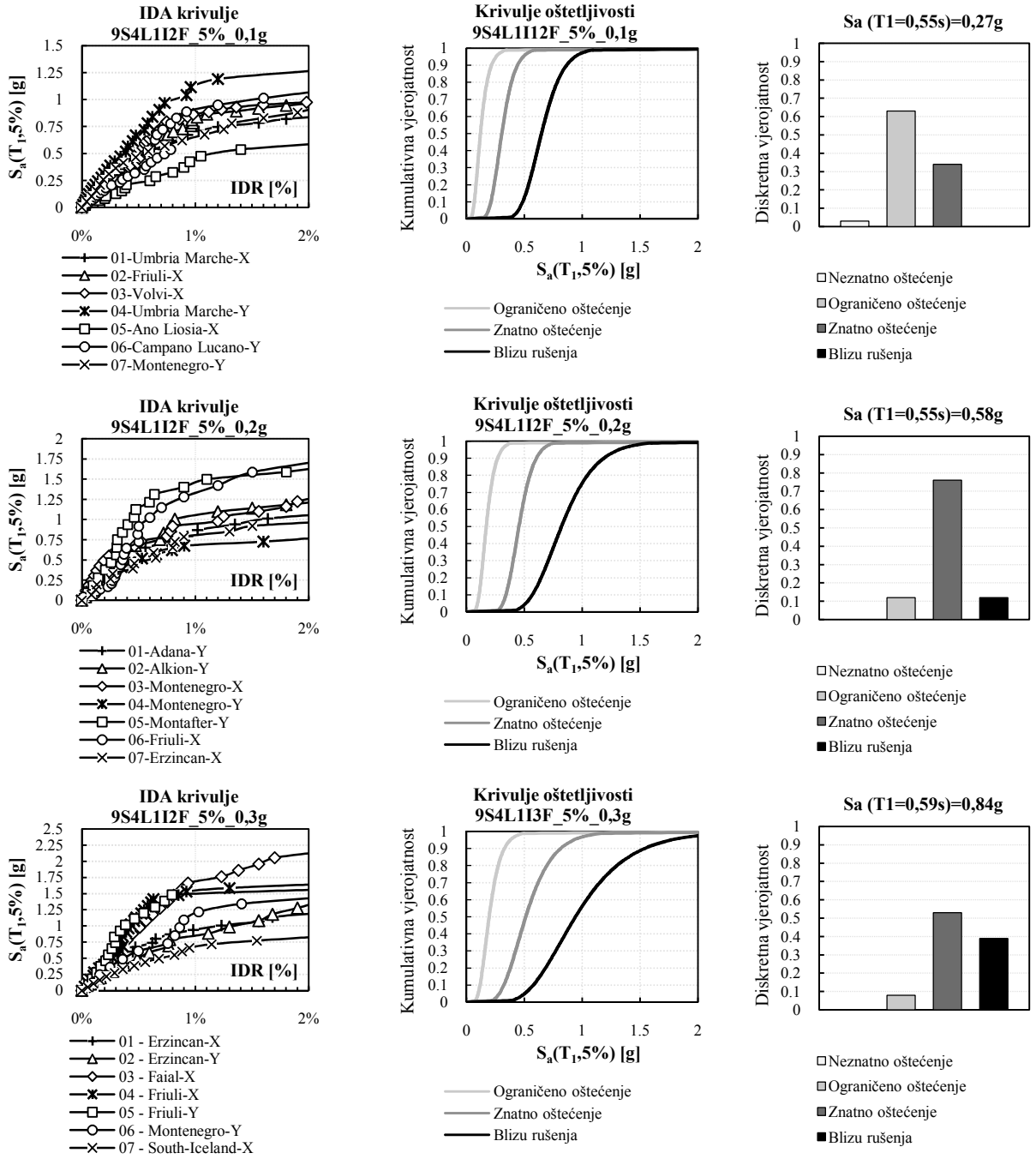
9.4.4. Jaki okvir + slabi ispun



Slika 186. Rezultati za 9S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%

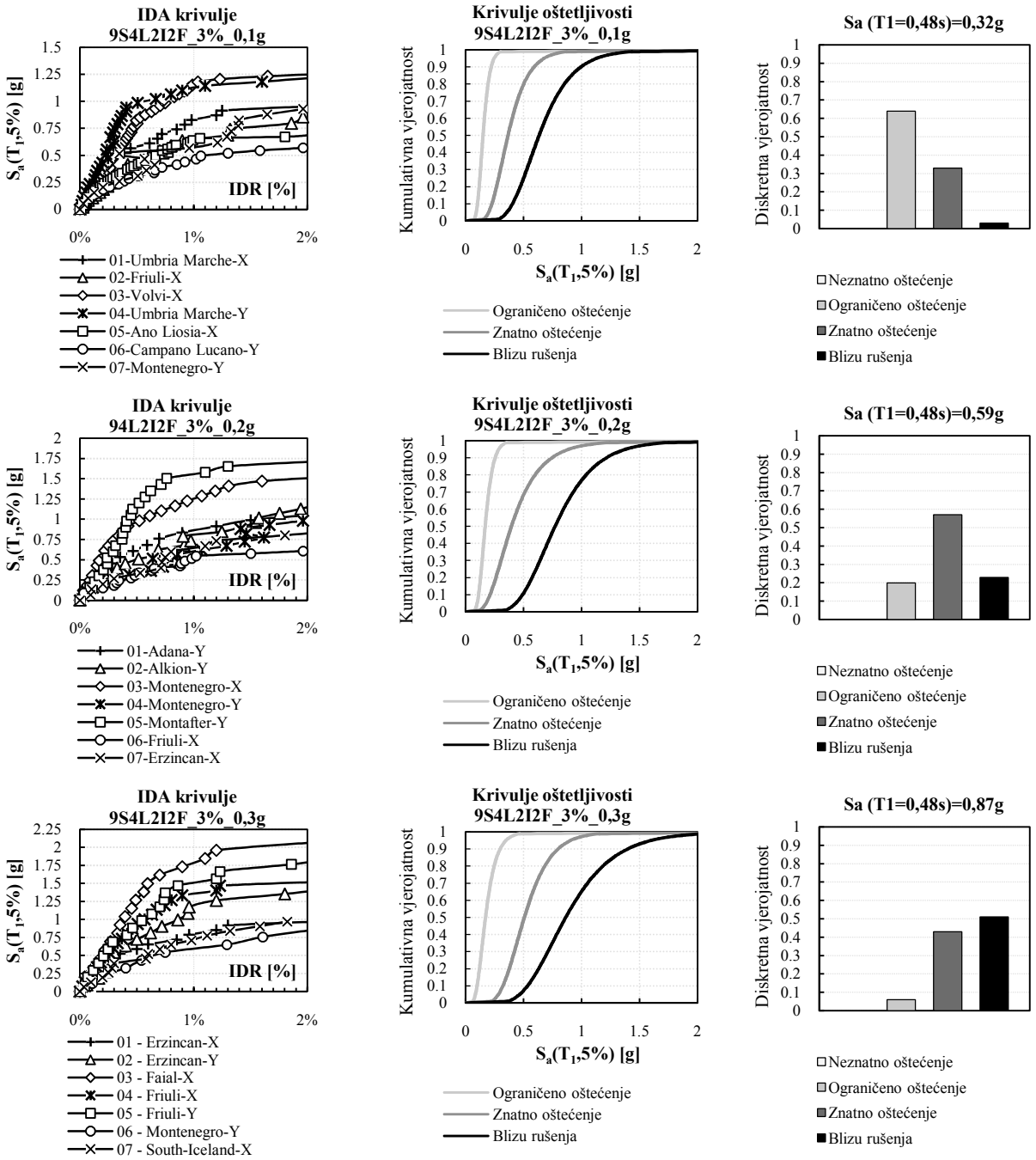


Slika 187. Rezultati za 9S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%

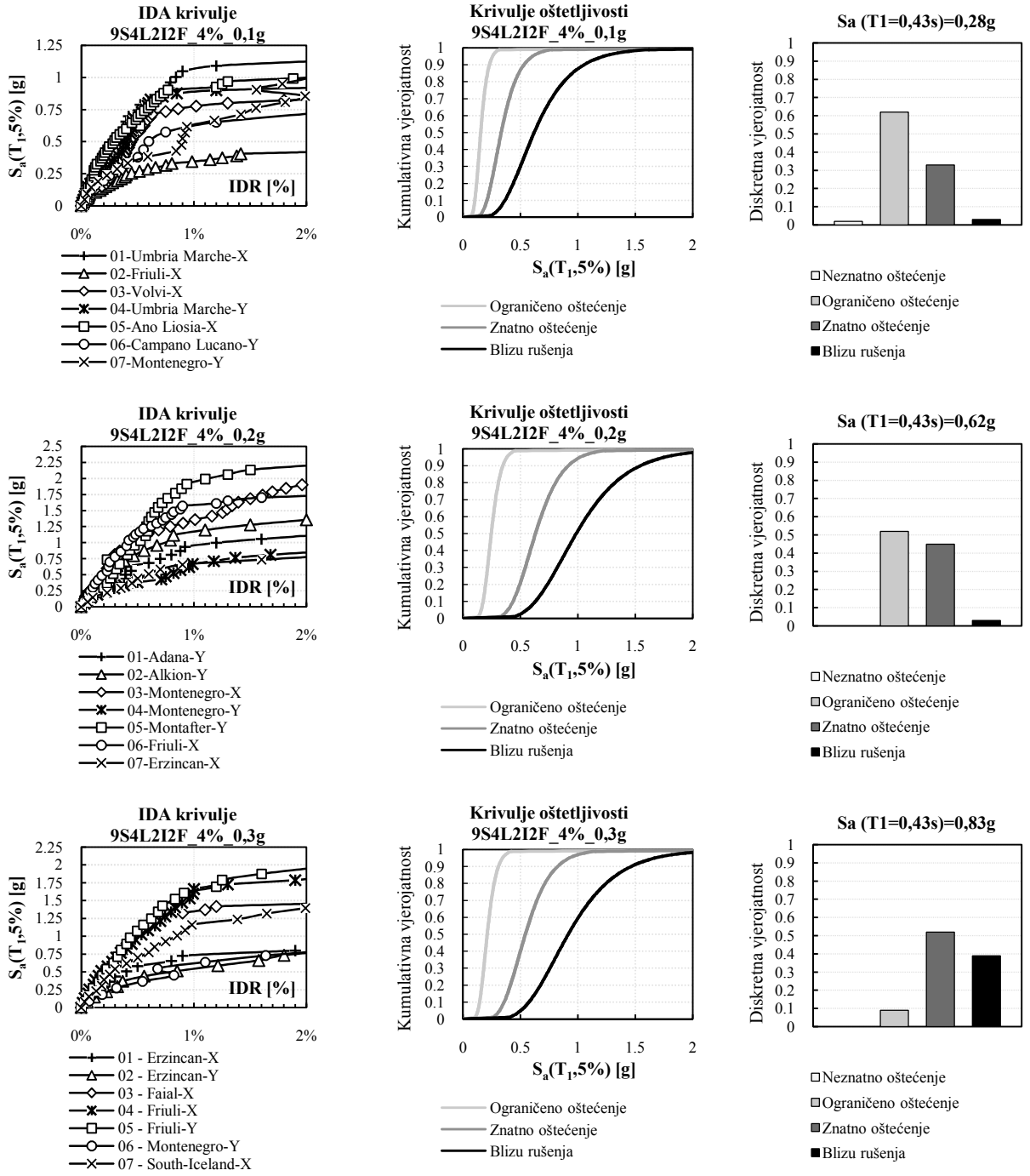


Slika 188. Rezultati za 9S4L slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%

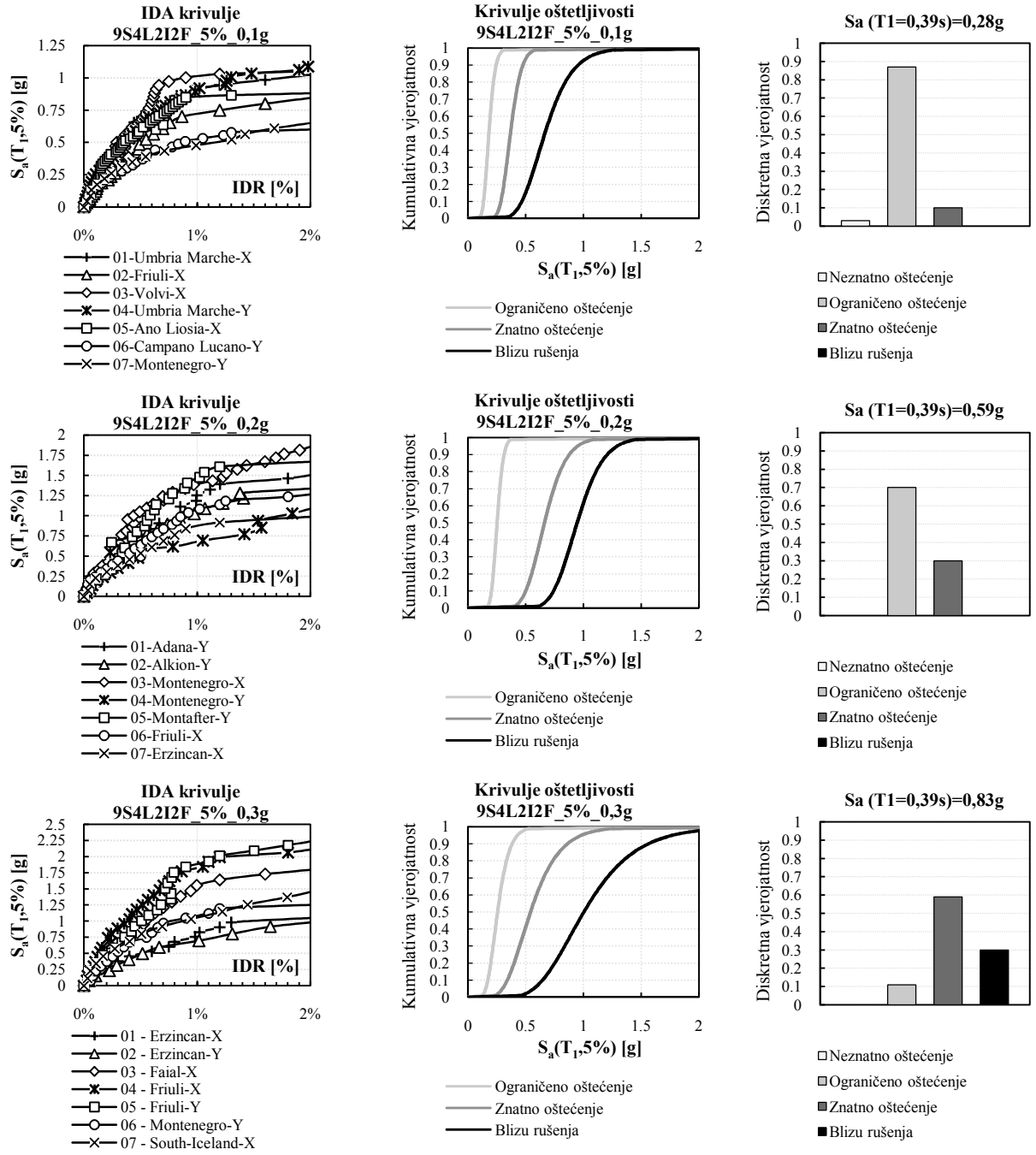
9.4.5. Jaki okvir + srednji ispun



Slika 189. Rezultati za 9S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%

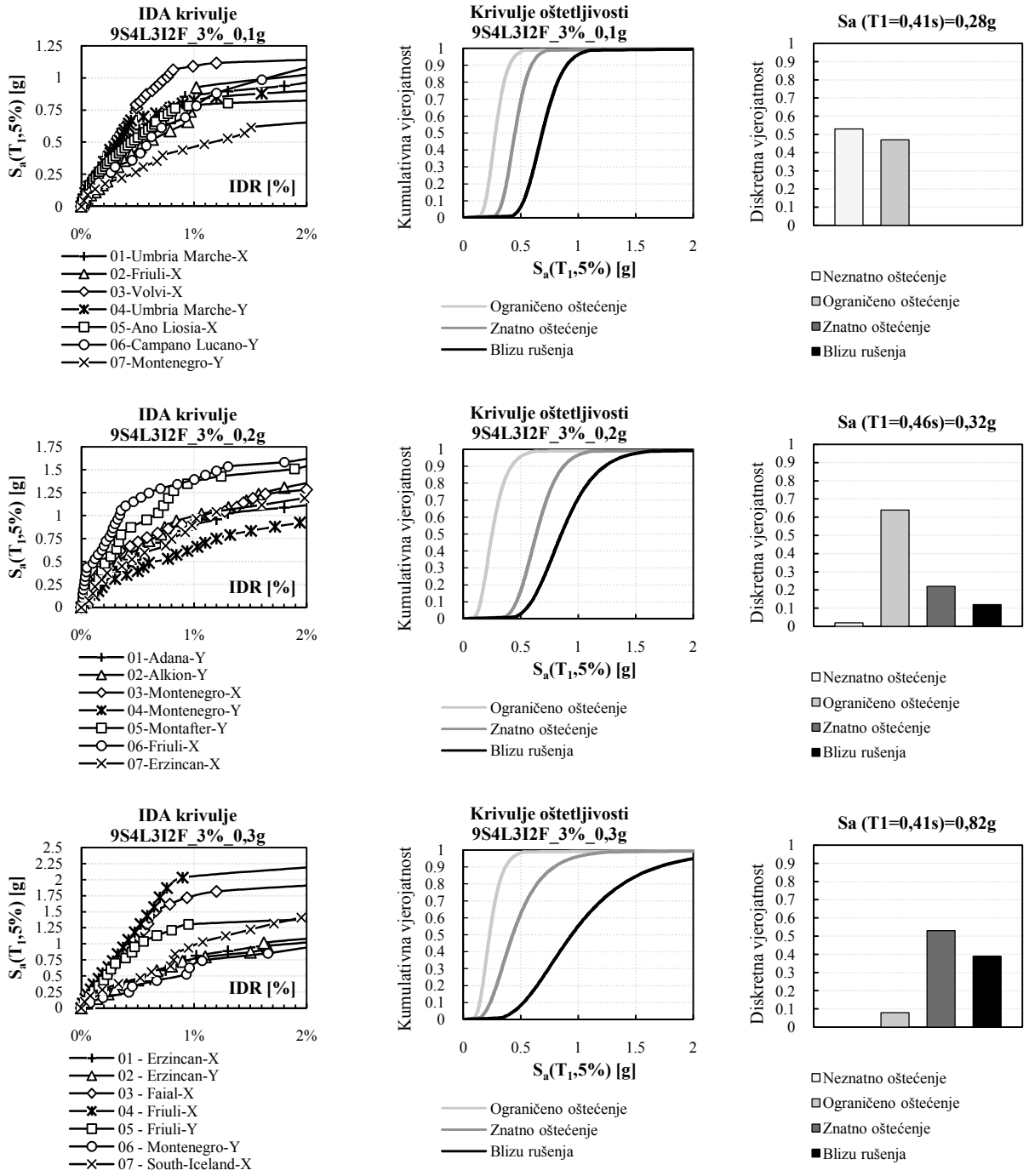


Slika 190. Rezultati za 9S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%

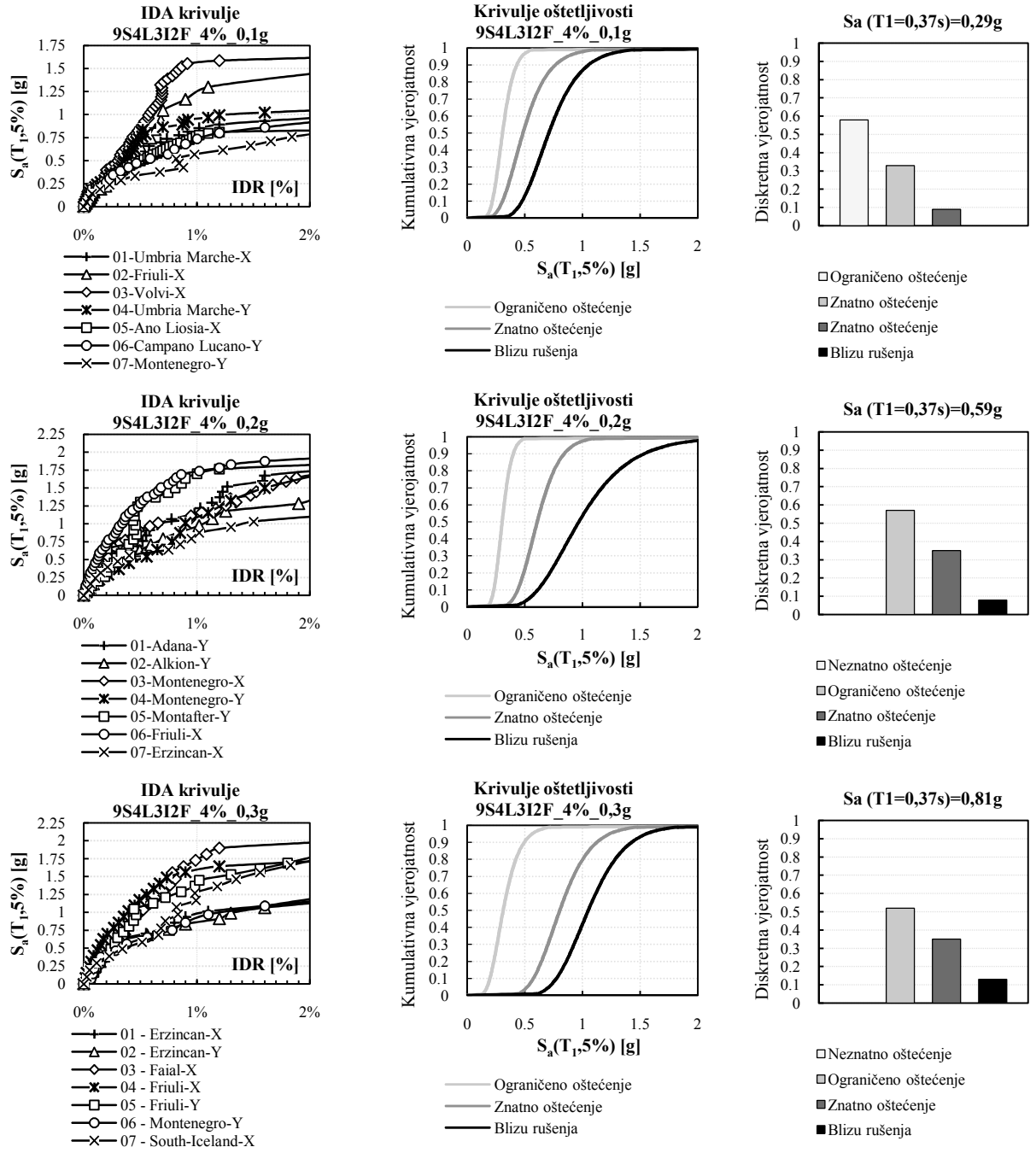


Slika 191. Rezultati za 9S4L srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%

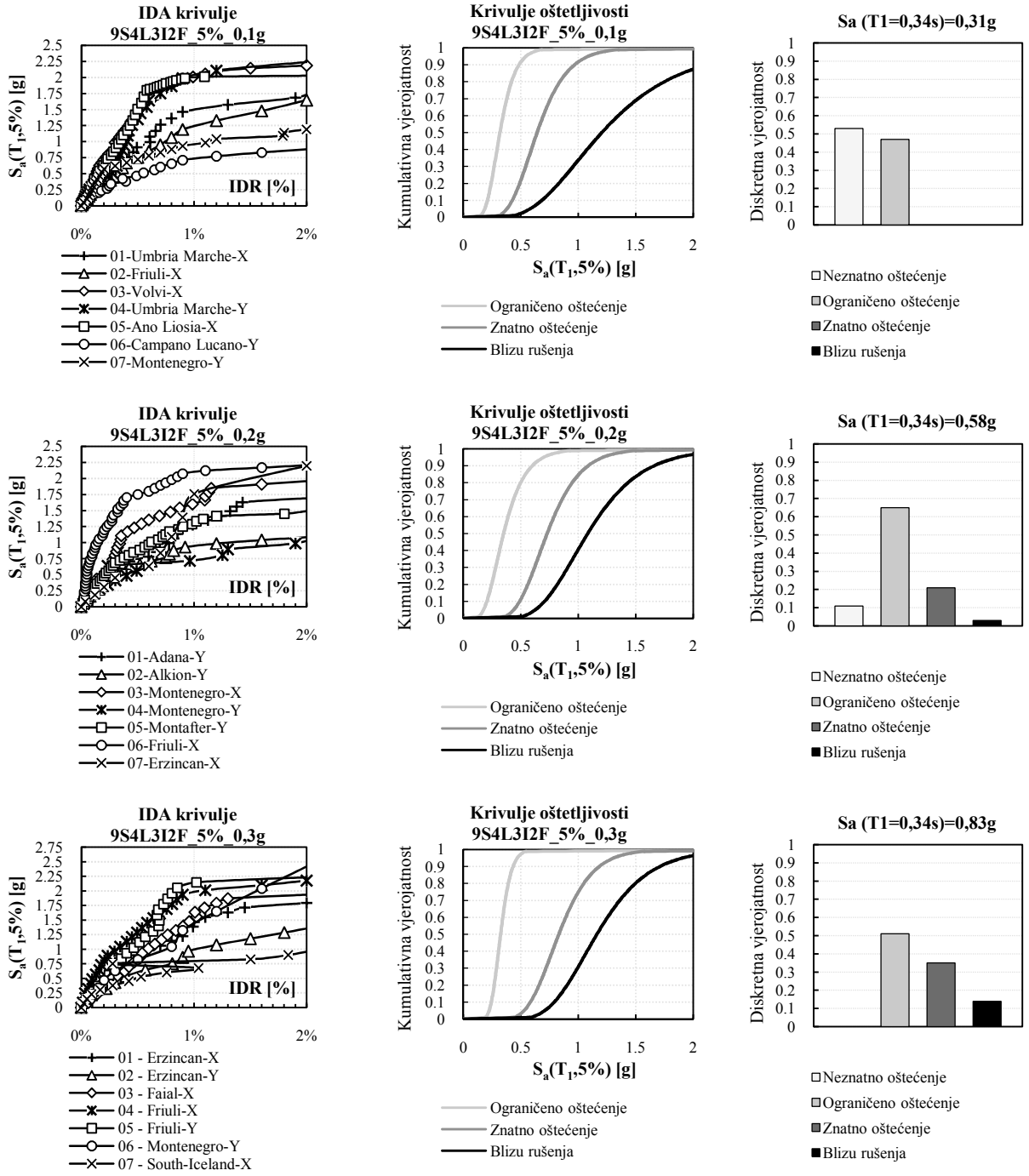
9.4.6. Jaki okvir + jaki ispun



Slika 192. Rezultati za 9S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%



Slika 193. Rezultati za 9S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%



Slika 194. Rezultati za 9S4L jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%

9.4.7. Analiza rezultata za deveterokatne zgrade

Rezultati 108 deveterokatnih zgrada prikazani su u tablicama 85-86. Prikazane su vjerojatnosti nastanka područja ponašanja ovisno o rasponu, tipu okvira, tipu zidanog ispuna, vrijednosti površinskog omjera i potresnim zonama.

Tablica 85. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za deveterokatne zgrade slabog okvira

9 katova - 4L	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]		**9 katova - 6L**	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]
1I1F_3%_0,1g	0	**0,61**	0,39	0		1I1F_3%_0,1g	0	**0,61**	0,35	0,04
0,2g	0	0,3	**0,51**	0,19		0,2g	0,01	0,1	**0,61**	0,28
0,3g	0	0,05	0,44	**0,51**		0,3g	0	0	0,44	**0,56**
1I1F_4%_0,1g	0	**0,72**	0,28	0		1I1F_4%_0,1g	0	**0,57**	0,43	0
0,2g	0	0,09	**0,61**	0,3		0,2g	0	0,17	**0,67**	0,16
0,3g	0	0,04	0,4	**0,56**		0,3g	0	0	0,48	**0,52**
1I1F_5%_0,1g	0	**0,65**	0,35	0		1I1F_5%_0,1g	0,03	**0,79**	0,18	0
0,2g	0	0,28	**0,51**	0,21		0,2g	0	0,14	**0,75**	0,11
0,3g	0	0,05	0,42	**0,53**		0,3g	0	0	0,41	**0,59**
2I1F_3%_0,1g	0,01	**0,59**	0,3	0,1		2I1F_3%_0,1g	0	**0,73**	0,27	0
0,2g	0	0,23	**0,58**	0,19		0,2g	0	0,08	**0,67**	0,25
0,3g	0	0,05	0,38	**0,57**		0,3g	0	0,03	0,45	**0,52**
2I1F_4%_0,1g	0,03	**0,83**	0,14	0		2I1F_4%_0,1g	0,02	**0,72**	0,25	0,01
0,2g	0	**0,53**	0,4	0,07		0,2g	0	**0,54**	0,42	0,04
0,3g	0	0,06	0,41	**0,53**		0,3g	0	0,07	0,43	**0,5**
2I1F_5%_0,1g	0	**0,93**	0,07	0		2I1F_5%_0,1g	0,02	**0,92**	0,06	0
0,2g	0	**0,78**	0,18	0,04		0,2g	0	**0,53**	0,28	0,19
0,3g	0	0,08	**0,54**	0,38		0,3g	0	0,12	**0,54**	0,34
3I1F_3%_0,1g	0	**0,89**	0,11	0		3I1F_3%_0,1g	0,06	**0,67**	0,27	0
0,2g	0	0,02	**0,78**	0,2		0,2g	0	0,12	**0,53**	0,35
0,3g	0	0,08	**0,53**	0,39	→	0,3g	0	0,07	0,37	**0,56**
3I1F_4%_0,1g	0	**0,91**	0,09	0		3I1F_4%_0,1g	0,05	**0,77**	0,18	0
0,2g	0	**0,62**	0,32	0,06		0,2g	0	**0,54**	0,41	0,05
0,3g	0	0,05	**0,54**	0,41		0,3g	0	0,15	**0,57**	0,28
3I1F_5%_0,1g	0,08	**0,74**	0,18	0		3I1F_5%_0,1g	0,08	**0,92**	0	0
0,2g	0,08	**0,58**	0,32	0,02		0,2g	0	**0,56**	0,44	0
0,3g	0	0,13	**0,51**	0,36		0,3g	0	0,04	**0,61**	0,35

[1] - Neznatno oštećenje IDR<0,10%
[2] - Ograničeno oštećenje 0,10% ≤ IDR<0,30%
[3] - Znatno oštećenje 0,30% ≤ IDR<0,75%
[4] - Blizu rušenja IDR ≥ 0,75%

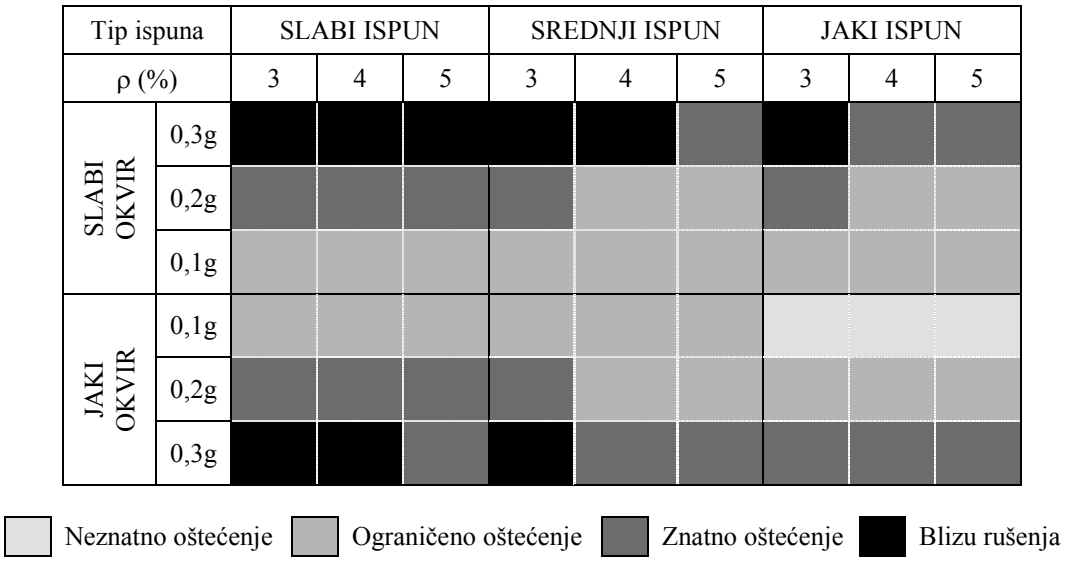
Tablica 86. Usporedba vjerojatnosti nastanka definiranih područja ponašanja za deveterokatne zgrade jakog okvira

9 katova - 4L	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]	**9 katova - 6L**	NO[1]	OO[2]	ZO[3]	BR[4]
1I2F_3%_0,1g	0	**0,69**	0,31	0	1I2F_3%_0,1g	0,01	**0,81**	0,18	0
0,2g	0	0,2	**0,71**	0,09	0,2g	0	0,27	**0,52**	0,21
0,3g	0	0,21	0,23	**0,56**	0,3g	0	0	0,41	**0,59**
1I2F_4%_0,1g	0	**0,68**	0,32	0	1I2F_4%_0,1g	0	**0,68**	0,31	0,01
0,2g	0	0,28	**0,7**	0,02	0,2g	0	0,08	**0,88**	0,04
0,3g	0	0,06	0,42	**0,52**	0,3g	0	0,06	0,43	**0,51**
1I2F_5%_0,1g	0,03	**0,62**	0,35	0	1I2F_5%_0,1g	0,03	**0,56**	0,41	0
0,2g	0	0,12	**0,77**	0,11	0,2g	0	0,24	**0,73**	0,03
0,3g	0	0,09	**0,52**	0,39	0,3g	0	0,04	**0,61**	0,35
2I2F_3%_0,1g	0	**0,63**	0,33	0,04	2I2F_3%_0,1g	0	**0,64**	0,29	0,07
0,2g	0	0,19	**0,58**	0,23	0,2g	0	0,28	**0,53**	0,19
0,3g	0	0,07	0,43	**0,5**	0,3g	0	0,01	0,47	**0,52**
2I2F_4%_0,1g	0,02	**0,62**	0,32	0,04	2I2F_4%_0,1g	0,04	**0,69**	0,23	0,04
0,2g	0	**0,52**	0,45	0,03	0,2g	0	**0,53**	0,42	0,05
0,3g	0	0,09	**0,51**	0,4	0,3g	0	0,09	**0,5**	0,41
2I2F_5%_0,1g	0,03	**0,88**	0,09	0	2I2F_5%_0,1g	0,04	**0,81**	0,15	0
0,2g	0	**0,7**	0,3	0	0,2g	0	**0,52**	0,38	0,1
0,3g	0	0,1	**0,59**	0,31	0,3g	0	0,15	**0,51**	0,34
3I2F_3%_0,1g	**0,52**	0,48	0	0	3I2F_3%_0,1g	**0,54**	0,42	0,04	0
0,2g	0,02	**0,64**	0,22	0,12	0,2g	0	**0,53**	0,32	0,15
0,3g	0	0,08	**0,52**	0,4	0,3g	0	0,11	**0,57**	0,32
3I2F_4%_0,1g	**0,59**	0,32	0,09	0	3I2F_4%_0,1g	**0,58**	0,41	0,01	0
0,2g	0	**0,58**	0,35	0,07	0,2g	0	**0,53**	0,44	0,03
0,3g	0	**0,52**	0,36	0,12	0,3g	0	0,03	**0,67**	0,3
3I2F_5%_0,1g	**0,52**	0,48	0	0	3I2F_5%_0,1g	**0,58**	0,42	0	0
0,2g	0,1	**0,67**	0,21	0,02	0,2g	0,1	**0,57**	0,32	0,01
0,3g	0	**0,51**	0,35	0,14	0,3g	0	0,09	**0,73**	0,18

1 -	Neznatno oštećenje	IDR<0,10%
2 -	Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
3 -	Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
4 -	Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

Usporedbom vrijednosti s obzirom na različite raspone okvira (4m i 6m), u tri zgrade došlo je do promjene područja ponašanja za potresnu zonu s vršnim ubrzanjem od 0,3g i za primjenu jakog ispuna. Modeli kod kojih je došlo do promjene označeni su strelicom čiji vrh predstavlja mjerodavno područje ponašanja za promatrani model na osnovu najveće srednje vjerojatnosti nastanka područja ponašanja za dva promatrana raspona.

Na osnovu rezultata prikazanih na slici 195. možemo zaključiti da je razina oštećenja deveterokatnih zgrada, u odnosu na trokatne i šesterokatne, općenito viša. Naročito se to očituje kroz očekivana oštećenja za potresnu zonu s minimalnom promatranom vrijednosti vršnog ubrzanja tla: područje u kojem će doći do minimalnog oštećenja je značajno suženo na jaki okvir s jakim zidanim ispunom. S druge strane promatrano, primjena slabog ispuna, za potresnu zonu s vršnim ubrzanjem tla od 0,3g, neovisno o tipu okvira, dovesti će do stanja konstrukcije koja će biti blizu rušenja.



Slika 195. Rezultati parametarske analize za deveterokatne zgrade

Da bi se uočila promjena pripadajućih međukatnih pomaka po katnosti, rezultati maksimalnih vrijednosti s obzirom na raspone za svaku od zgrada, za jednični faktor uvećanja IDA analize, odnosno za analizu zapisa potresa u vremenu, prikazani su na slikama 195-196. pri čemu se najveće vrijednosti IDR pomaka nalaze na 3- 4 katu zgrade. Vrijednosti međukatnih pomaka za potresnu zonu s vršnim ubrzanjem do 0,1g nalaze se u rasponu vrijednosti od 0,06 do 0,38 %, za 0,2g od 0,13-0,62% i za 0,3g 0,21-1,03%.

Primjenjivost analize zapisom potresa u vremenu u odnosu na IDA analizu dokazana je usporedbom graničnih stanja prema slikama 195. i 196-197. Razlike u područjima ponašanja postojale su za 10 modelnih zgrada i u tim slučajevima uvijek je prema analizi zapisa potresa u vremenu nastalo nepovoljnije područje ponašanja.

okvir	ispun	kat	3%			4%			5%		
			0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g
SLABI OKVIR	slabi	9	0,16	0,33	0,27	0,14	0,23	0,24	0,11	0,25	0,27
		8	0,18	0,35	0,35	0,16	0,24	0,27	0,14	0,28	0,34
		7	0,19	0,33	0,41	0,19	0,29	0,36	0,17	0,36	0,32
		6	0,22	0,42	0,58	0,21	0,34	0,48	0,22	0,35	0,45
		5	0,26	0,47	0,82	0,26	0,39	0,71	0,23	0,40	0,56
		4	0,29	0,62	1,03	0,25	0,53	1,02	0,33	0,47	0,74
		3	0,28	0,58	0,88	0,27	0,48	1,01	0,28	0,45	0,91
		2	0,29	0,41	0,74	0,23	0,46	0,92	0,22	0,43	0,86
		1	0,12	0,21	0,45	0,12	0,22	0,88	0,15	0,25	0,73
	srednji	9	0,17	0,23	0,26	0,16	0,13	0,25	0,12	0,15	0,21
		8	0,19	0,24	0,33	0,17	0,14	0,33	0,13	0,17	0,26
		7	0,18	0,25	0,46	0,19	0,16	0,51	0,15	0,17	0,32
		6	0,19	0,29	0,51	0,22	0,21	0,75	0,18	0,20	0,42
		5	0,21	0,38	0,83	0,24	0,26	0,77	0,29	0,25	0,53
		4	0,28	0,52	0,92	0,29	0,40	0,9	0,30	0,26	0,63
		3	0,26	0,51	0,78	0,30	0,42	0,82	0,30	0,28	0,61
		2	0,27	0,45	0,69	0,27	0,30	0,75	0,26	0,26	0,58
		1	0,11	0,23	0,5	0,13	0,17	0,50	0,13	0,14	0,29
	jaki	9	0,16	0,24	0,21	0,16	0,16	0,22	0,12	0,16	0,21
		8	0,15	0,23	0,25	0,19	0,17	0,30	0,13	0,17	0,25
		7	0,19	0,29	0,30	0,22	0,19	0,40	0,11	0,18	0,32
		6	0,18	0,33	0,37	0,28	0,21	0,50	0,12	0,19	0,42
		5	0,23	0,43	0,48	0,31	0,25	0,57	0,18	0,23	0,53
		4	0,26	0,450	0,62	0,29	0,30	0,58	0,26	0,28	0,60
		3	0,25	0,48	0,61	0,26	0,32	0,42	0,23	0,27	0,41
		2	0,22	0,43	0,62	0,24	0,31	0,55	0,18	0,25	0,51
		1	0,12	0,29	0,35	0,13	0,18	0,15	0,15	0,14	0,28

Neznatno oštećenje	IDR<0,10%
Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

Slika 196. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za deveterokatne zgrade sa slabim AB okvirom za jedinični faktor uvećanja IDA analize

okvir	ispun	kat	3%			4%			5%		
			0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g	0,1g	0,2g	0,3g
JAKI OKVIR	slabi	9	0,15	0,32	0,37	0,13	0,24	0,34	0,14	0,26	0,25
		8	0,18	0,35	0,35	0,15	0,29	0,44	0,15	0,27	0,32
		7	0,19	0,36	0,43	0,18	0,31	0,5	0,19	0,32	0,39
		6	0,25	0,38	0,55	0,21	0,36	0,58	0,22	0,35	0,40
		5	0,24	0,48	0,70	0,25	0,43	0,70	0,26	0,43	0,46
		4	0,29	0,54	0,82	0,26	0,47	0,79	0,38	0,45	0,55
		3	0,27	0,55	0,93	0,24	0,51	0,80	0,29	0,47	0,71
		2	0,24	0,52	0,78	0,21	0,48	0,71	0,27	0,40	0,65
		1	0,14	0,28	0,49	0,13	0,28	0,42	0,16	0,27	0,45
	srednji	9	0,16	0,29	0,26	0,12	0,14	0,26	0,11	0,17	0,22
		8	0,17	0,33	0,37	0,13	0,15	0,30	0,12	0,18	0,27
		7	0,18	0,34	0,56	0,18	0,18	0,37	0,15	0,20	0,33
		6	0,19	0,35	0,70	0,17	0,21	0,46	0,23	0,22	0,43
		5	0,26	0,40	0,87	0,28	0,24	0,55	0,25	0,28	0,58
		4	0,28	0,43	0,82	0,25	0,29	0,58	0,27	0,29	0,69
		3	0,24	0,49	0,77	0,26	0,28	0,54	0,23	0,30	0,69
		2	0,22	0,41	0,70	0,20	0,27	0,48	0,25	0,29	0,58
		1	0,12	0,24	0,40	0,11	0,23	0,27	0,11	0,19	0,25
	jaki	9	0,06	0,15	0,24	0,06	0,17	0,17	0,06	0,16	0,19
		8	0,07	0,16	0,31	0,07	0,17	0,17	0,06	0,18	0,22
		7	0,09	0,17	0,45	0,09	0,18	0,18	0,06	0,20	0,25
		6	0,08	0,16	0,55	0,08	0,21	0,21	0,07	0,20	0,29
		5	0,10	0,21	0,63	0,09	0,24	0,24	0,09	0,24	0,32
		4	0,16	0,26	0,72	0,12	0,28	0,42	0,11	0,29	0,38
		3	0,19	0,29	0,59	0,18	0,31	0,38	0,15	0,29	0,32
		2	0,22	0,28	0,58	0,12	0,30	0,37	0,13	0,28	0,33
		1	0,09	0,15	0,15	0,08	0,17	0,17	0,06	0,16	0,19

Neznatno oštećenja	IDR<0,10%
Ograničeno oštećenje	0,10% ≤ IDR<0,30%
Znatno oštećenje	0,30% ≤ IDR<0,75%
Blizu rušenja	IDR ≥ 0,75%

Slika 197. Vrijednosti međukatnih pomaka IDR (%) za deveterokatne zgrade sa jakim AB okvirom za jedinični faktor uvećanja IDA analize

9.5. Zaključak

Rezultati parametarskih analiza za zgrade od tri, šest i devet katova s rasponima okvira od 4 i 6m te za jake i slabe okvire sa slabim, srednjim i jakim ispunom su obrađeni i sistematizirani. Na osnovu rezultata mogu se donijeti sljedeći zaključci o ponašanju zgrada sustava uokvireno zide pri djelovanju potresa:

- za potresnu zonu kojoj odgovara vršno ubrzanje tla od 0,1g, neovisno o katnosti, tipu a-b okvira, tipu zidanog ispuna, i s površinskim omjerom ρ većem od 3%, očekivana oštećenja su u području „ograničenog oštećenja“ s 59% prosječnom vjerojatnosti nastanka;

- za potresnu zonu kojoj odgovara vršno ubrzanje tla od 0,2g, neovisno o katnosti, tipu a-b okvira, tipu zidanog ispuna, i s površinskim omjerom većim od 3%, krajnji nivo područja ponašanja je „znatno oštećenje“ sa 41% prosječnom vjerojatnosti nastanka,

- za potresnu zonu kojoj odgovara vršno ubrzanje tla od 0,3g, neovisno o katnosti, tipu a-b okvira, tipu zidanog ispuna, i s površinskim omjerom većim od 3%, područja ponašanja su od „ograničenog oštećenja“ (12% vjerojatnosti), preko najčešćeg „znatnog oštećenja“ (47% vjerojatnosti) do „blizu rušenja“ (39% vjerojatnosti);

- slabi okvir, neovisno o uporabljenom tipu zidanog ispuna je izloženiji oštećenjima (za potresna opterećenja veća od 0,2g) što je potvrđeno većom vjerojatnosti nastanka ponašanja „blizu rušenja“ (37%) u odnosu na jaki okvir;

- povećanje tlačne čvrstoće zidanog ispuna doprinosi smanjenju međukatnih pomaka i nastanku povoljnijeg područja ponašanja, tako se uporabom srednjeg i jakog tipa zidanog ispuna u odnosu na slabi, vjerojatnost nastanka područja ponašanja „blizu rušenja“ smanjuje za 28%, odnosno 48%.

- povećanjem površinskog omjera dolazi do smanjenja očekivanih oštećenja, uporabom površinskog omjera od 4% , odnosno 5% smanjuje se vjerojatnost nastanka sloma za 35%, odnosno 48%

- povećanjem katnosti zgrada raste oštetljivost a-b okvira sa zidanim ispunom (područje ponašanja „znatno oštećenje“ ima veću vjerojatnost nastanka kod srednje visokih (21%), odnosno visokih zgrada (41%).

- povećanje raspona nije imalo značajniji utjecaj na promjenu područja ponašanja pojedine zgrade, samo u 4% zgrada došlo je do odstupanja, pa su sukladno tome za konačna referentna područja ponašanja odabrana ona koja su odgovarala maksimalnim vrijednostima prosječnih vjerojatnosti između raspona 4m i 6m.

Osim analize područja ponašanja istražena je i razlika između dviju metoda: inkrementalne dinamičke analize i analize zapisom potresa u vremenu. Analiza zapisom potresa u vremenu sadržavan je u inkrementalnoj dinamičkoj analizi za jedinički faktor skaliranja. Za sve tri skupine zgrada po

katnosti rezultati izraženi preko srednjih međukatnih pomaka, odnosno područja ponašanja su u odnosu na inkrementalnu dinamičku analizu pokazali odstupanja za prosječnih 16% modelnih zgrada. U svim tim slučajevima područje ponašanja je bilo u višoj razini oštećenja u odnosu na rezultate IDA analize. S obzirom na to možemo zaključiti da rezultati analize zapisom potresa u vremenu mogu biti prihvatljivi jer su na strani sigurnosti po području ponašanja i u slučaju analize sa 7 zapisa potresa, 50 puta se brže može doći do rješenja u odnosu na IDA analizu (50 faktora skaliranja).

Područje ponašanja koje odgovara ograničenim oštećenjima biti će osigurano ukoliko se primjenjuju samo one kombinacije tipova a-b okvira i zidanog ispuna koje odgovaraju određenoj potresnoj zoni.

Maksimalna vrijednost potresnog opterećenja, ukoliko želimo osigurati ograničeno oštećenje konstrukcije, može se na osnovu rezultata parametarske analize izraziti tablično (tablica 87-89) i promjenjiva je s obzirom na klasifikaciju zgrada po katnosti za sustav uokvireno zide.

Tablica 87. Maksimalna vrijednost opterećenja izražena preko vršnog ubrzanja tla (g) pri kojem možemo očekivati ograničeno oštećenje za niske zgrade

Trokatna zgrada		3%	4%	5%
slabi okvir	slabi ispun	0,1g	0,1g	0,2g
	srednji ispun	0,1g	0,2g	0,2g
	jaki ispun	0,1g	0,2g	0,2g
jaki okvir	slabi ispun	0,1g	0,2g	0,2g
	srednji ispun	0,2g	0,2g	0,3g
	jaki ispun	0,2g	0,3g	0,3g

Tablica 88. Maksimalna vrijednost opterećenja izražena preko vršnog ubrzanja tla (g) pri kojem možemo očekivati ograničeno oštećenje za srednje visoke zgrade

Šesterokatna zgrada		3%	4%	5%
slabi okvir	slabi ispun	0,1g	0,1g	0,1g
	srednji ispun	0,2g	0,2g	0,2g
	jaki ispun	0,2g	0,2g	0,2g
jaki okvir	slabi ispun	0,1g	0,1g	0,2g
	srednji ispun	0,1g	0,2g	0,3g
	jaki ispun	0,2g	0,2g	0,3g

Tablica 89. Maksimalna vrijednost opterećenja izražena preko vršnog ubrzanja tla (g) pri kojem možemo očekivati ograničeno oštećenje za visoke zgrade

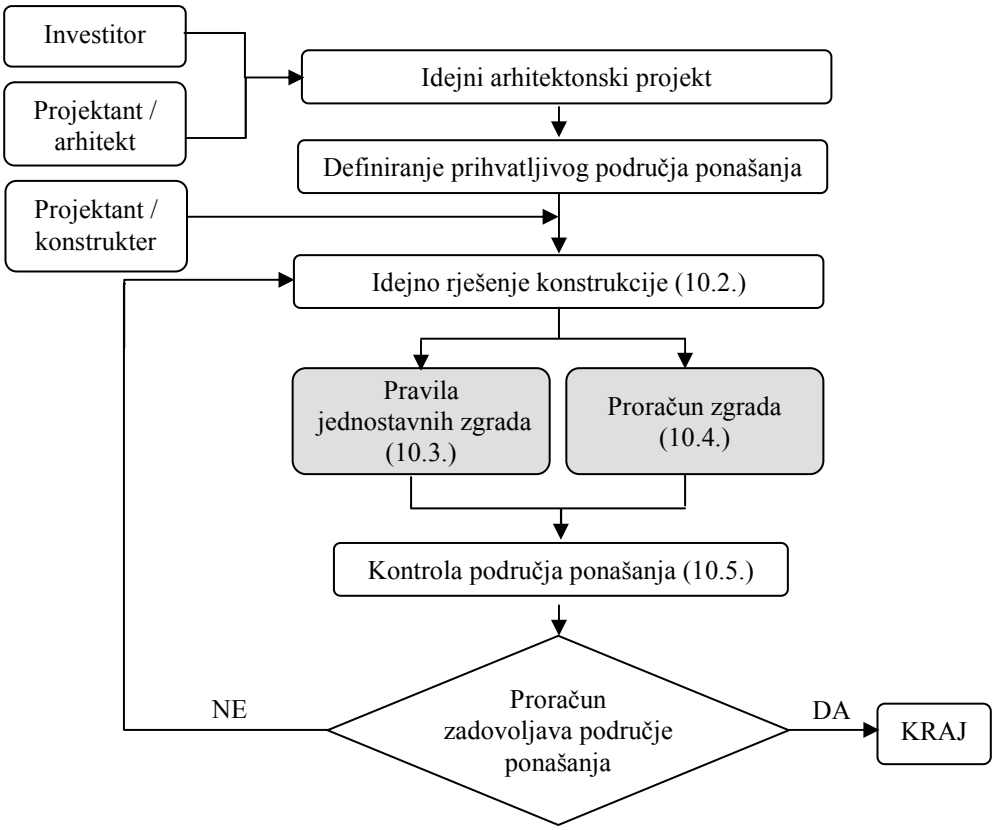
Deveterokatna zgrada		3%	4%	5%
slabi okvir	slabi ispun	0,1g	0,1g	0,1g
	srednji ispun	0,1g	0,2g	0,2g
	jaki ispun	0,1g	0,2g	0,2g
jaki okvir	slabi ispun	0,1g	0,1g	0,1g
	srednji ispun	0,1g	0,2g	0,2g
	jaki ispun	0,2g	0,2g	0,2g

10. METODOLOGIJE PRORAČUNA I OCJENE PONAŠANJA SUSTAVA „UOKVIRENO ZIĐE“ SUKLADNO OČEKIVANOM ODZIVU

10.1. Opći pregled metodologija

Neophodnost primjene proračuna sukladno prihvatljivom ponašanju, obradom rezultata parametarske analize, rezultirala je metodologijama, primjenjivim u inženjerskoj praksi, za projektiranje novih i procjenu postojećih zgrada.

Na slici 198. prikazane su mogućnosti primjene pojednostavljenih metodologija proračuna u procesu projektiranja. Nakon dobivanja idejnog rješenja konstrukcije moguća je primjena „Pravila proračuna jednostavnih zgrada sustava uokvireno ziđe“ ili „Proračun zgrada sustava uokvireno ziđe“. Oba pristupa podrazumijevaju prethodno poznate parametre nužne za primjenu metodologija: klasifikacija zgrade s obzirom na katnost (niske:1-3 kata; srednje visoke; 4-7 katova, visoke: 8+ katova), potresno područje (0,1g; 0,2g; 0,3g), klasifikacija s obzirom na tip zidanog ispuna, proračun pripadajućeg površinskog omjera ρ i definiranje prihvatljivog područja ponašanja (neznatno oštećenje; ograničeno oštećenje; znatno oštećenje; blizu rušenja).



Slika 198. Dijagram toka metodologije proračuna sukladno prihvatljivom ponašanju

Dva dana prijedloga proračuna novih zgrada razlikuju se u mogućim područjima ponašanja; „Pravila jednostavnih zgrada“ podrazumijevaju osiguranje sigurnosti po život ljudi, pri čemu se osigurava da zgrada ne dođe u područje ponašanja „blizu rušenja“, dok „Proračun zgrada“ pruža mogućnost odabira područja ponašanja. Nakon proračuna provodi se kontrola područja ponašanja izračunom ostvarenog površinskog omjera ρ za konstruktivno rješenje konstrukcije nastalo primjenom metodologija. Primjenjivost metodologija je ograničena na jednostavne zgrade koje moraju ispuniti pravila regularnosti u tlorisu i po visini zgrade, koje su armirane sukladno pravilima EC8 (minimalna vrijednost koeficijenta armiranja je 1%) i odgovaraju kategoriji jakog AB okvira. Okviri se moraju osigurati od mogućnosti posmičnog gubitka nosivosti.

Osim metodologija proračuna, izrađena je i metodologija procjene očekivanog ponašanja postojećih zgrade sustava uokvireno ziđe.

10.2. Idejno rješenje konstrukcije – minimalni broj zidanih ispuna

Za idejno rješenje konstrukcije neophodno je poznavanje količine i raspodjele zidanih ispuna koji velikim dijelom utječu na vrijednost površinskog omjera kao osnovnog parametra pri definiranju konstruktivnih rješenja zgrada. U tablici 90. su dane minimalne količine zidanih ispuna koje će neovisno o katnosti, tipu zidanog ispuna, rasponu između okvira i dimenzijama poprečnih presjeka stupova, osigurati minimalnu vrijednost površinskog omjera od 3%. Izrađena je s obzirom na promjenjivost broja raspona u oba horizontalna smjera, promjenjivost raspona od 3-7 m (s korakom od 0,5 m), promjenjivost dimenzija stupova okvira od 0,3-0,7 m (s korakom od 0,05 m), s ciljem da niti u jednoj od geometrijskih kombinacija prethodno navedenih, površinski omjer ne bude manji od 3%.

Tablica 90. Minimalni broj zidanih ispuna u jednom horizontalnom smjeru ovisno o broju raspona u tlorisu za $\rho \geq 3\%$

Minimalni broj zidanih ispuna n_{IF}		**n_X –broj raspona u X smjeru**				
		2	**3**	**4**	**5**	**6**
n_Y – bror raspona u Y smjeru	**2**	2	4	4	6	6
	3	4	6	6	6	8
	4	4	6	8	8	10
	5	6	6	8	12	14
	6	6	8	10	14	16

10.3. Pravila jednostavnih zgrada sustava „uokvireno zide“

Pravila jednostavnih zgrada sustava uokvireno zide nastala su po uzoru na „Pravila za jednostavne zidane zgrade“ sadržane u EC8 (poglavlje 9.7., tablica 9.3.).

„Pravila jednostavnih zgrada“ na jednostavan način projektantu-inženjeru daju uvid u prihvatljiva ili neprihvatljiva konstruktivna rješenja, pri čemu se pod pojmom „prihvatljiv“ podrazumijeva kao krajnje područje ponašanja znatno oštećenje, odnosno zgrada ne smije doći u stanje blizu rušenja. Njihovom primjenom određuje se minimalna vrijednost površinskog omjera koji zgrada more imati da bi se osiguralo prihvatljivo ponašanje.

Za primjenu pravila nužno je imati idejno rješenje konstrukcije, znati vrijednost očekivanog potresnog opterećenja u funkciji vršnog ubrzanja tla na lokaciji objekta, katnost zgrade kao i tip zidanog ispuna koji želimo uporabiti. Na osnovu tih poznatih parametara primjenom tablice na slici 197. očita se minimalna vrijednost površinskog omjera (ρ) za promatranu zgradu. Da bi provjerili zadovoljava li zgrada minimalnu vrijednost površinskog omjera, kontrolira se ponašanje proračunom stvarne vrijednosti površinskog omjera za idejno rješenje. Ukoliko vrijednost ne zadovoljava, potrebno je napraviti novo idejno rješenje konstrukcije (uporabiti „jači“ zidani ispun, povećati dimenzije stupova okvira ili napraviti preraspodjelu zidanih ispuna dodavanjem novih).

Odabir minimalnog površinskog omjera ρ (%) površine uokvirenog zida i ukupne katne površine s obzirom na katnost zgrade, vrijednost ubrzanja tla i tip zidanog ispuna

Ubrzanje tla na lokaciji zgrade		0,1g	0,2g	0,3g
Tip zidanog ispuna	Tip zgrade po katnosti	**Najmanji površinski omjer ρ (%)**		
Slabi	niske	3	3	4
	srednje	3	3	4
	visoke	3	3	5
Srednji	niske	3	3	3
	srednje	3	3	4
	visoke	3	3	4
Jaki	niske	3	3	3
	srednje	3	3	3
	visoke	3	3	3

Kontrola područja ponašanja (10.5.)

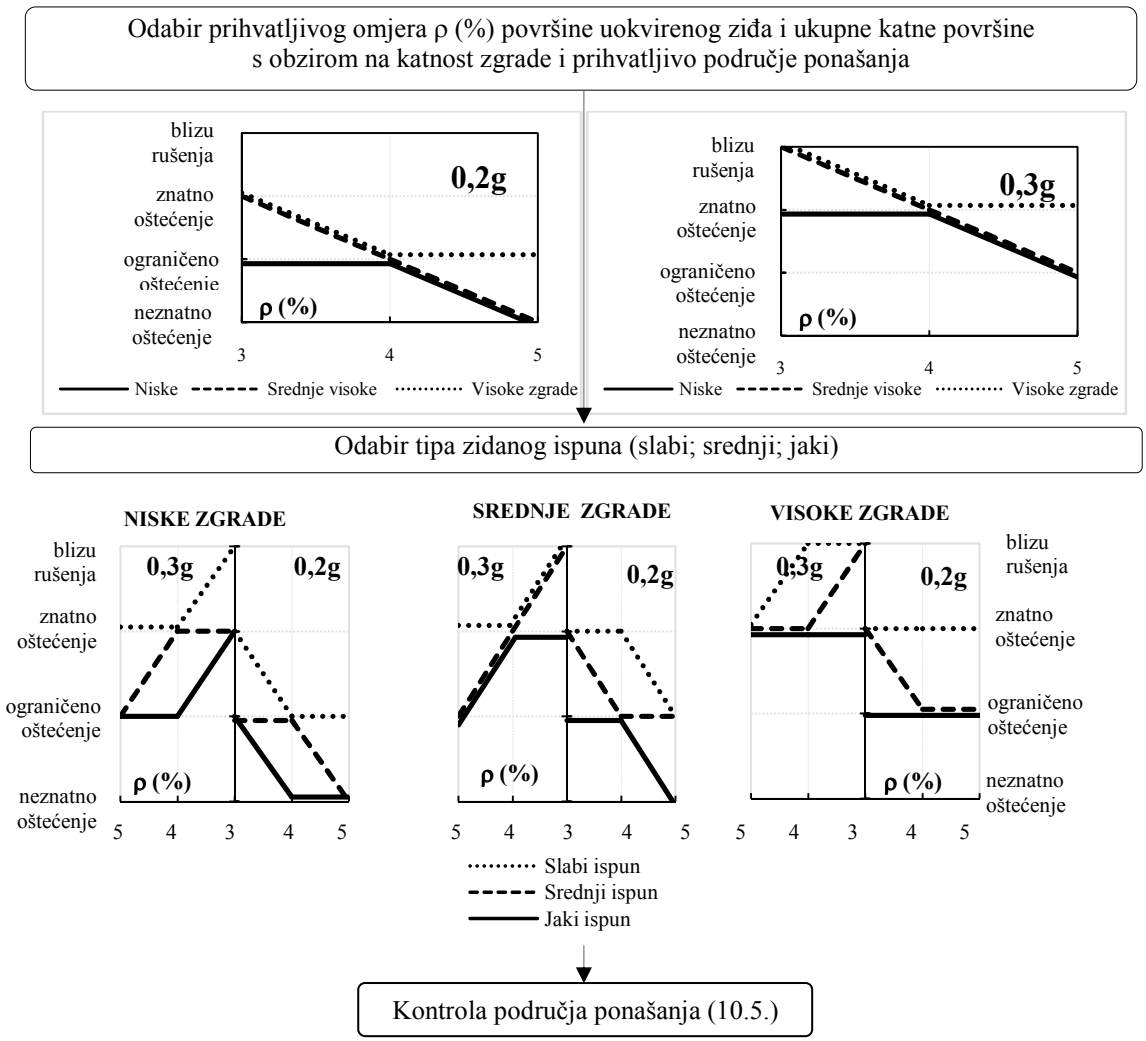
Slika 199. Pravila jednostavnih zgrada sustava „uokvireno zide“

10.4. Proračun novih zgrada sustava „uokvireno zide“

Proračun novih zgrada predstavlja pojednostavljeni proračun zgrada koje se nalaze na lokacijama s ubrzanjem tla većim od 0,2g. Prema rezultatima parametarske analize u potresnim područjima s ubrzanjem od 0,1 g neće doći do oštećenja koje može ugroziti život ljudi ukoliko je površinski omjer uokvirenog zida veći ili jednak od 3%, a minimalni koeficijent armiranja stupova >1%.

U slučaju da investitor u postupku definiranja prihvatljivog područja ponašanja odabere niži nivo oštećenja u odnosu na onaj propisan „Pravilima jednostavnih zgrada“ potrebna je uporaba ove metode proračuna.

Nužno je za primjenu metodologije imati idejno rješenje konstrukcije (katnost zgrade, tlorisna površina i površina stupova uokvirenog zida), znati vrijednost očekivanog potresnog opterećenja u funkciji vršnog ubrzanja tla na lokaciji objekta i definirano prihvatljivo područje ponašanja.



Slika 200. Proračun novih zgrada

Na osnovu vrijednosti ubrzanja tla na lokaciji zgrade, katnosti i prihvatljivog područja ponašanja koje definiraju investitor i projektant/ inženjer određuje se vrijednost potrebnog površinskog omjera ρ. Potom slijedi odabir tipa zidanog ispuna.

Nakon provedenog proračuna radi se kontrola područja ponašanja proračunom ostvarenog površinskog omjera dispozicijom i raspodjelom zidanih ispuna u zgradi.

10.5. Metodologija procjene očekivanog ponašanja postojećih zgrada

Metodologija procjene očekivanog ponašanja postojećih zgrada je ograničena s obzirom na vrijednost koeficijenta armiranja stupa (1%) slabog okvira pri klasifikaciji tipa a-b okvira.

Kao i u slučaju metodologija proračuna, i kod „Metodologije procjene očekivanog ponašanja“ vrijedi ograničenje s obzirom na pravila regularnosti rasporeda zidanih ispuna u tlorisu i po visini zgrade.

Cilj ove metodologije ja da se na jednostavan način, uz pretpostavku da možemo obaviti klasifikaciju zgrade s obzirom na katnost zgrade, količinu uzdužne armature (tip okvira), uz poznavanje tipa ispuna (tlačna čvrstoća zidanog ispuna) i proračun površinskog omjera ρ procijenimo ponašanje zgrade. Rezultat je izražen preko područja ponašanja koja se mogu očekivati u slučaju djelovanja potresa na lokaciji građevine (slika 201).

Klasifikacija zgrade po katnosti
niska; srednje visoka; visoka zgrada

↓

Odabir očekivanog potresnog opterećenja u funkciji vršnog ubzanja tla
(s obzirom na potresno područje u kojem se zgrada nalazi: 0,1g;0,2g ;0,3g)

↓

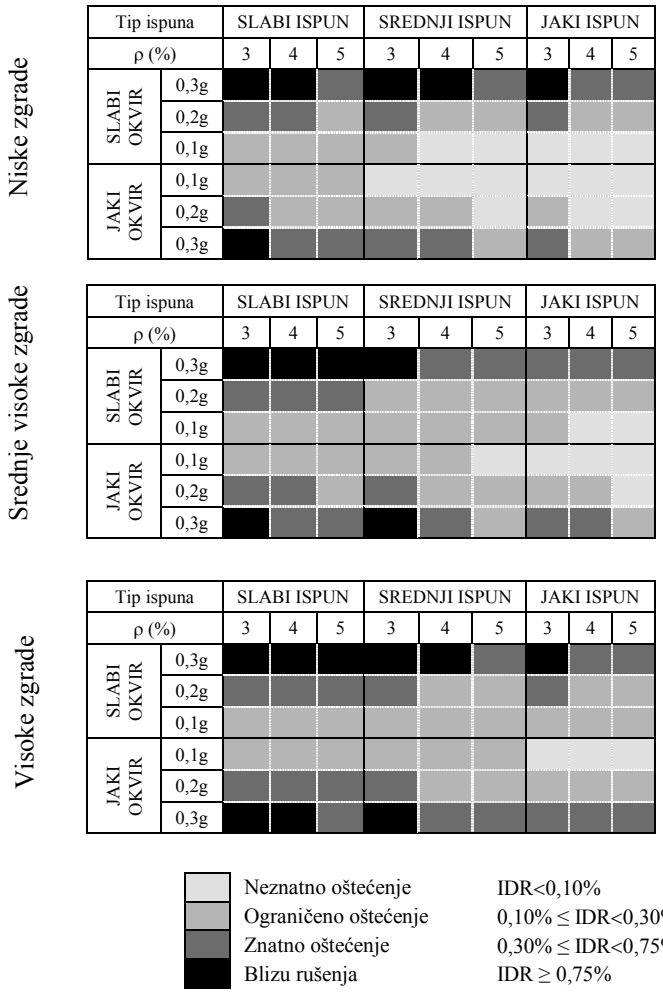
Klasifikacija tipa a-b okvira(slabi; jaki)**i zidanog ispuna** (slabi; srednji; jaki)

↓

Proračun omjera ρ (%) površine uokvirenog zida i ukupne katne površine

↓

Procjena ponašanja postojeće zgrade



↓

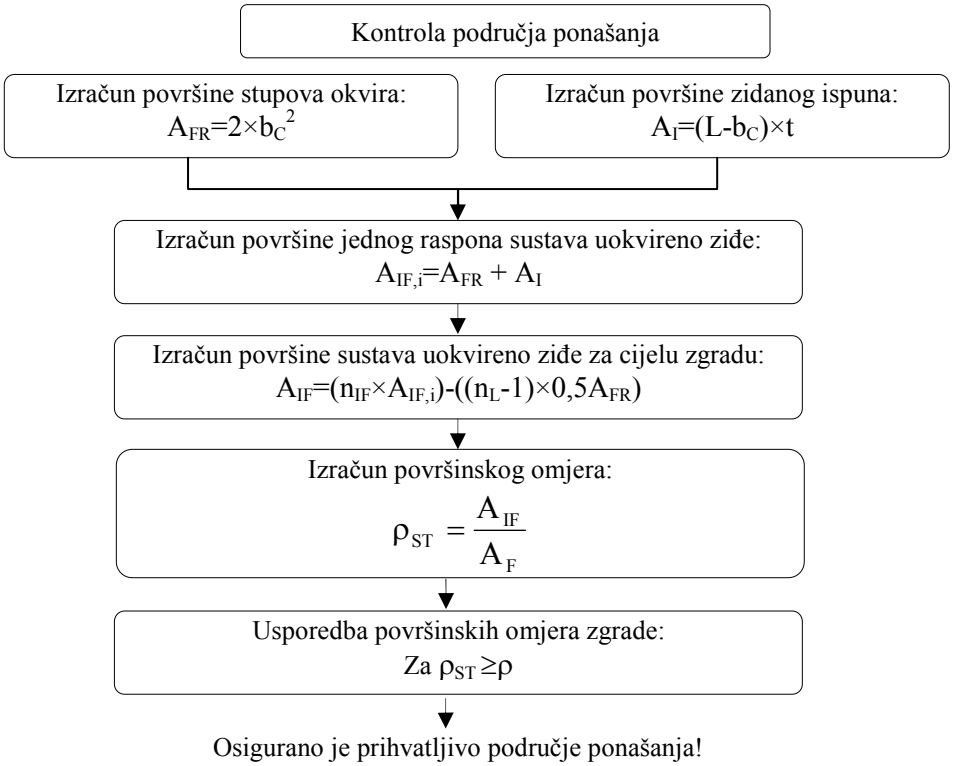
Očekivano ponašanje zgrade
neznatno oštećenje; ograničeno oštećenje; znatno oštećenje; blizu rušenja

Slika 201. Metodologija procjene očekivanog ponašanja postojećih zgrada

10.6. Kontrola područja ponašanja

Nakon primjene „Pravila jednostavnih zgrada“ ili „Proračuna novih zgrada“ potrebno je napraviti kontrolu očekivanog ponašanja proračunom površinskog omjera stvarne zgrade ρ_{ST} (rješenje konstrukcije) i usporedbu s onim određenim prema pojednostavljenim metodologijama ρ.

Za prijedlog raspodjele zidanih ispuna rješenja konstrukcije potrebno je izračunati površinske omjere u oba horizontalna smjera (X i Y) da bi se napravila kontrola područja ponašanja. Za izračun površine uokvirenog ziđa koje predstavlja jedan raspon (L) A-B okvira ($A_{IF,i}$) uzima se suma površina dva stupa (A_{FR}) i zidanog ispuna (A_I) između njih, sukladno modelu koji je usvojen za numeričku analizu (slika 123). U slučaju da su zidani ispuni postavljeni kontinuirano jedan do drugog u nizu nužno je od ukupne sume (A_{IF}) oduzeti površinu srednjih stupa/ova. Za n_L(broj kontinuiranih raspona u nizu), oduzimamo n_L-1 broj stupova), da ne bi došlo do nerealnog povećanja površine uokvirenog ziđa. Površina kata zgrade se izražava sa A_F.

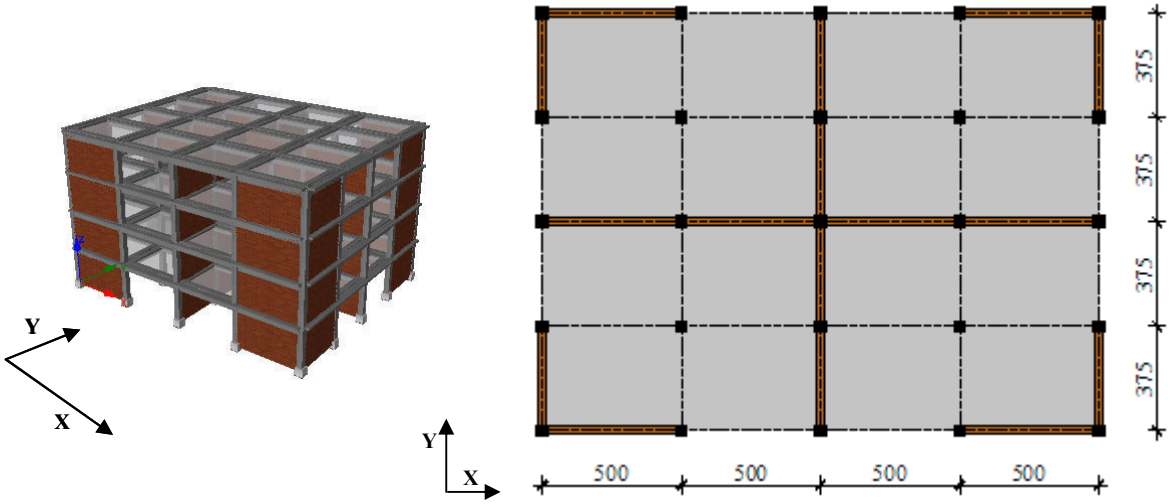


Slika 202. Postupak kontrole područja ponašanja

10.7. Primjeri primjene metodologija proračuna i ocjene ponašanja sustava „uokvireno zide“ sukladno očekivanom odzivu

10.7.1. Primjena „Pravila jednostavnih zgrada sustava uokvireno zide“

Nužno je izraditi idejno rješenje konstrukcije četverokatne zgrade (srednje visoke zgrade)za studio apartmane u Opatiji (0,18g), koja po dogovoru s investitorom mora pružiti najmanje moguće troškove sa zadovoljenjem maksimalnog ostvarenog područja ponašanja “znatno oštećenje“ i ograničena je na tlorisnu površinu od 300m^2.



Slika 203. Primjena „Pravila jednostavnih zgrada“; perspektiva i tloris srednje visoke zgrade

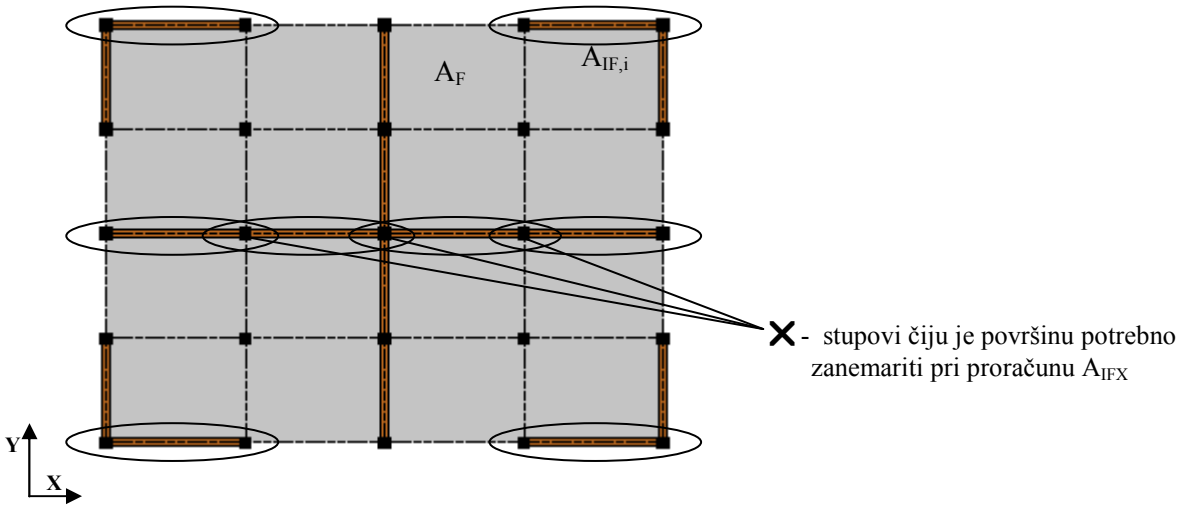
Primjenom tablice sa slike 204. za ubrzanje tla od 0,2g, za srednje visoke zgrade potreban minimalni površinski omjer uokvirenog zida (A_{IF}) u odnosu na katnu površinu (A_F) bio bi 3%. Za zidani ispun odabran je srednji tip. Minimalni broj zidanih ispuna (n_{IF}) prema tablici 90. je 8. Stupovi su dimenzija 40/40cm.

Ubrzanje tla na lokaciji zgrade		0,1g	0,2g	0,3g
Tip zidanog ispuna	Tip zgrade po katnosti	**Najmanji površinski omjer ρ (%)**		
Slabi	niske	3	3	4
	srednje	3	3	4
	visoke	3	3	5
Srednji	niske	3	3	3
	srednje	3	3	4
	visoke	3	3	4
Jaki	niske	3	3	3
	srednje	3	3	3
	visoke	3	3	3

Slika 202. Odabir minimalnog površinskog omjera

Za prijedlog raspodjele zidanih ispuna prikazanih na slici 203. potrebno je izračunati površinske omjere u oba smjera da bi se napravila kontrola područja ponašanja. Kako su zidani ispuni postavljeni

kontinuirano jedan do drugog ukupne sume površina pojedinačnih sustav uokvirenog zida oduzima se površinu stupova da ne bi došlo do nerealnog povećanja površine uokvirenog zida (slika 205).



Slika 205. Primjer izračuna površine uokvirenog zida A_{IF} u smjeru osi X za srednje visoku zgradu

Izračun površinskog omjera ρ u smjeru osi X:

- površina uokvirenog zida u smjeru osi: $A_{IFX,i} = A_{FRX} + A_{IX}$
- stup b_C/h_C= 0,4/0,4 m $\rightarrow A_{FRX}=2\times0,4^2=0,32$ m^2
- ispun (t=0,3m)$\rightarrow A_{IX}=(L_X-b_C)\times t=(5-0,4)\times0,3=1,38$ m^2

$A_{IFX,i}$=0,32+1,38=1,7m^2 /sustav uokvireno zide

$A_{IFX}=(n_{IF}\times A_{IFX,i})-(n_L-1)\times0,5\times A_{FRX}=(8\times1,7)-3\times0,16=13,12$ m^2

- ukupna tlorisna površina: A_F=300 m^2
- površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu u smjeru osi X:**$\rho_{ST,X}$= 4,37% ≈ 4%**

Izračun površinskog omjera ρ u smjeru osi Y:

- površina uokvirenog zida u smjeru osi: $A_{IFY,i} = A_{FRY} + A_{IY}$
- stup b_C/h_C= 0,4/0,4 m $\rightarrow A_{FRY}=2\times0,4^2=0,32$ m^2
- ispun (t=0,3m)$\rightarrow A_{IY}=(L_Y-b_C)\times t=(3,75-0,4)\times0,3=1,01$ m^2

$A_{IFY,i}$=0,32+1,01=1,33m^2 /sustav uokvireno zide

$A_{IFY}=(n_{IF}\times A_{IFY,i})-(n_L-1)\times0,5\times A_{FRX}=(8\times1,33)-3\times0,16=10,16$ m^2

- ukupna tlorisna površina: A_F=300 m^2
- površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu u smjeru osi X:**$\rho_{ST,Y}$= 3,38% ≈3%**

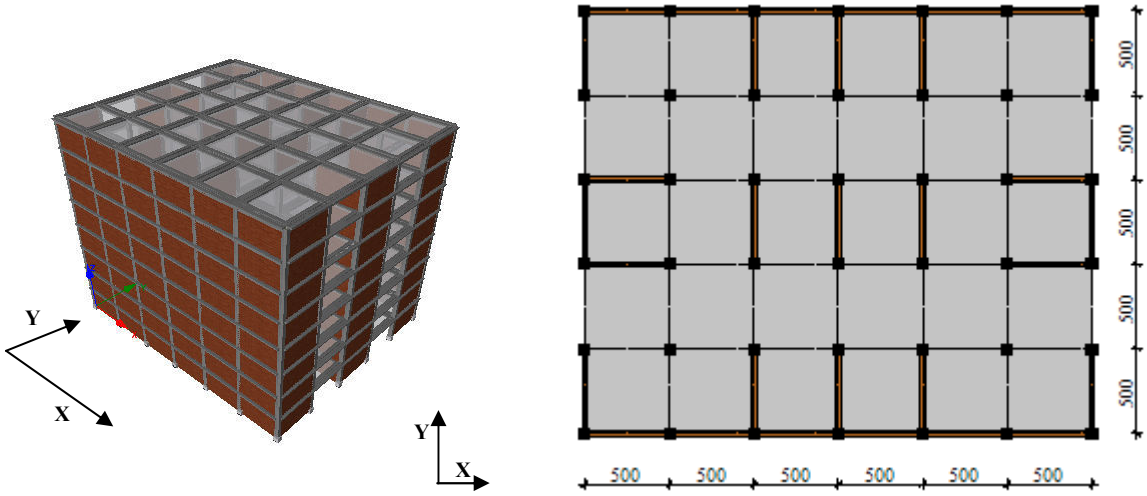
Površinski omjer određen prema „Pravilima jednostavnih zgrada“:**ρ=3%**

Usporedba površinskih omjera: **$\rho_{STX} > \rho$; $\rho_{STY} = \rho$**

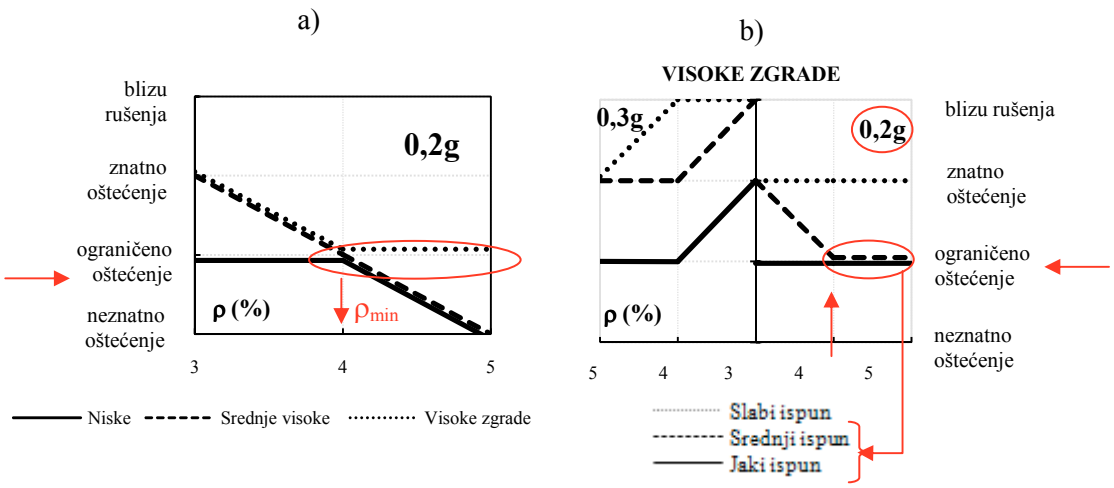
Zaključak: S obzirom na preporučenu minimalnu vrijednost površinskog omjera od 3% i zahtjeve investitora da krajnje područje ponašanja bude „znatno oštećenje“, možemo zaključiti da idejni projekt konstrukcije zadovoljava propisanim uvjetima i da je osigurano prihvatljivo područje ponašanja.

10.7.2. Primjena „Proračuna novih zgrada sustava uokvireno zide“

Nužno je izraditi idejno rješenje konstrukcije osmerokatne zgrade (visoke zgrade) za trgovačko-poslovne subjekte u Rijeci (0,2g), koja po dogovoru s investitorom mora imati osigurano područje ponašanja “ograničeno oštećenje“ i ograničena je na tlorisnu površinu od 750m^2.



Slika 206. Primjena „Proračuna novih zgrada“; perspektiva i tloris visoke zgrade



Slika 207. Odabir prihvatljivog površinskog omjera a) i tipa zidanog ispuna b)

Primjenom „Proračuna novih zgrada“ za ubrzanje tla od 0,2g, za visoke zgrade sa zadovoljenjem uvjeta „ograničeno oštećenje“ minimalna vrijednost površinskog omjera je 4 % (slika

207.a)). Tip zidanog ispuna koji se u ovom slučaju može uporabiti je srednji ili jaki ispun (slika 207.b)). Odabran je srednji tip zidanog ispuna. Minimalni broj zidanih ispuna (n_{IF}) prema tablici 90. je 14. Dimenzije stupova su 60/60 cm.

Za prijedlog raspodjele zidanih ispuna prikazanih na slici 206. potrebno je izračunati površinske omjere ρ u oba smjera da bi se napravila kontrola prihvatljivog područja ponašanja.

Izračun površinskog omjera ρ u smjeru osi X:

- površina uokvirenog zida u smjeru osi: $A_{IFX,i} = A_{FRX} + A_{IX}$
- stup b_C/h_C= 0,6/0,6 m $\rightarrow A_{FRX}=2\times0,6^2=0,72$ m^2
- ispun (t=0,3m)$\rightarrow A_{IX}=(L_X-b_C)\times t=(5-0,6)\times0,3=1,32$ m^2

$A_{IFX,i}$=0,72+1,32=2,04m^2 /sustav uokvireno zide

$A_{IFX}=(n_{IF}\times A_{IFX,i})-(n_L-1)\times0,5\times A_{FRX}=(16\times2,04)-10\times0,36=29,04$ m^2

- ukupna tlorisna površina: A_F=750 m^2
- površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu u smjeru osi X:**ρ_X= 3,8% ≈ 4%**

Izračun površinskog omjera ρ u smjeru osi Y:

- površina uokvirenog zida u smjeru osi: $A_{IFY,i} = A_{FRY} + A_{IY}$
- stup b_C/h_C= 0,6/0,6 m $\rightarrow A_{FRY}=2\times0,6^2=0,72$ m^2
- ispun (t=0,3m)$\rightarrow A_{IY}=(L_Y-b_C)\times t=(5-0,6)\times0,3=1,32$ m^2

$A_{IFY,i}$=0,72+1,32=2,04 m^2 /sustav uokvireno zide

$A_{IFY}=n_{IF}\times A_{IFY,i}=(15\times2,04)=30,6$ m^2

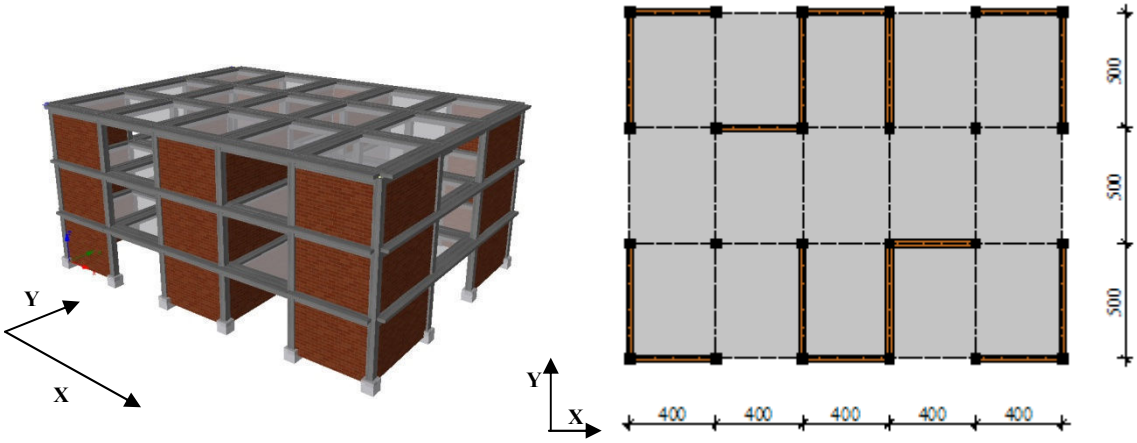
- ukupna tlorisna površina: A_F=750 m^2
- površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu u smjeru osi Y:**ρ_Y= 4,08% ≈4%**

Površinski omjer određen prema „Metodologija proračuna novih zgrada“:**ρ=4%**

Usporedba površinskih omjera: **ρ_{STX} =$_{STY}$ = ρ**

Zaključak: S obzirom na preporučenu minimalnu vrijednost površinskog omjera od 4% i zahtjeve investitora da krajnje područje ponašanja bude „ograničeno oštećenje“, možemo zaključiti da idejno rješenje konstrukcije zadovoljava propisane uvjete i da je osigurano prihvatljivo područje ponašanja.

10.7.3. Primjena „Metodologija procjene postojećih zgrada“



Slika 208. Primjena „Metodologije procjene postojećih zgrada“; perspektiva i tloris niske zgrade

Trokatna zgrada (niska zgrada) se nalazi u Vinkovcima (0,1g). Stupovi su dimenzija 35/35 cm i prema klasifikaciji odgovaraju tipu slabog A-B okvira (koeficijent armiranja oko 1% površine presjeka stupa). Zidani ispun odgovara kategoriji srednjeg tipa zidanog ispuna (debljine 30cm) i raspoređen je simetrično po tlorisu i visini zgrade kako je prikazano na slici 208. Rasponi između okvira u smjeru X su 4m, dok su u smjeru Y 5m. Ukupna tlorisna površina iznosi 300m^2.

Izračun površinskog omjera ρ u smjeru osi X:

- površina uokvirenog zida u smjeru osi: $A_{IFX,i} = A_{FRX} + A_{IX}$
- stup b_C/h_C= 0,35/0,35 m $\rightarrow A_{FRX}=2\times0{,}35^2=0{,}25$ m^2
- ispun (t=0,3m)$\rightarrow A_{IX}=(L_X-b_C)\times t=(4-0{,}35)\times0{,}3=1{,}09$ m^2

$A_{IFX,i}$=0,25+1,09=1,34 m^2 /sustav uokvireno zide

$A_{IFX}=(n_{IF}\times A_{IFX,i})=(8\times1{,}34)=10{,}72$ m^2

- ukupna tlorisna površina: A_F=300 m^2
- površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu u smjeru osi X:**ρ_X= 3,57% ≈4%**

Izračun površinskog omjera ρ u smjeru osi Y:

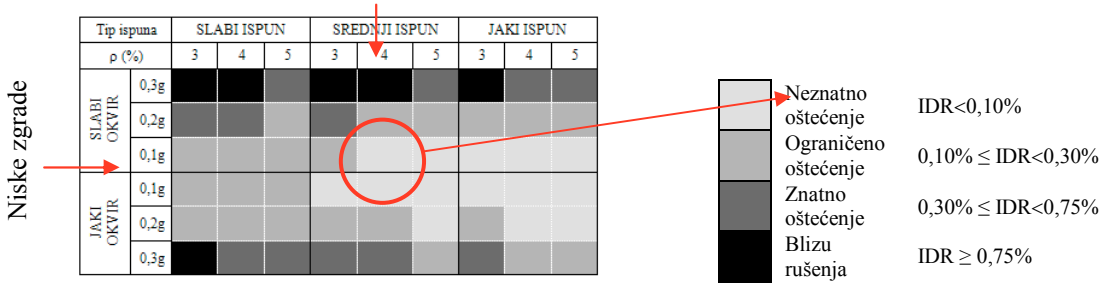
- površina uokvirenog zida u smjeru osi: $A_{IFY,i} = A_{FRY} + A_{IY}$
- stup b_C/h_C= 0,35/0,35 m $\rightarrow A_{FRY}=2\times0{,}35^2=0{,}25$ m^2
- ispun (t=0,3m)$\rightarrow A_{IY}=(L_Y-b_C)\times t=(5-0{,}35)\times0{,}3=1{,}39$ m^2

$A_{IFY,i}$=0,25+1,39=1,64m^2 /sustav uokvireno zide

$A_{IFY}=(n_{IF}\times A_{IFY,i})=(8\times1{,}64)=13{,}12$ m^2

- ukupna tlorisna površina: A_F=300 m^2
- površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu u smjeru osi X:**ρ_Y= 4,37% ≈4%**

Primjena tablice za postojeće niske zgrade:



Slika 209. Očitanje očekivanog područja ponašanja za postojeću zgradu

Zaključak: Postojeća zgrada će u slučaju potresnog opterećenja očekivanog za lokaciju na kojoj se nalazi, biti u području „neznatnog oštećenja“.

11. ZAKLJUČAK I PREPORUKE ZA DALJNJA ISTRAŽIVANJA

Široka uporaba a-b okvira sa zidanim ispunom i nacionalni propisi koji u velikoj mjeri zanemaruju utjecaj ispuna, bez direktnih uputa o načinu modeliranja kompozitnog nosivog sustava „uokvirenog zida“ u postupku projektiranja, identificirali su područje istraživanja i potrebu za istraživanjem ponašanja sustava i poboljšanjem postupaka u području projektiranja novih i procjene postojećih zgrada

Prikupljanjem eksperimentalne baze podataka EDIF, i njenom obradom primjenom neuralnih mreža, stvoreni su uvjeti za razumijevanje eksperimentalno utvrđenog ponašanja i isticanje onih parametara koji imaju najveći utjecaj na isto. Za proširenje istraživanje neophodno je bilo iznaći i provjeriti pouzdan numeričkim modelom, koji može s dostatno malim pogrješkama dati rezultate. Postojeći model sa zamjenskom tlačnom dijagonalom je kalibriran na prikupljenim eksperimentalnim podacima. Njegova pouzdanost je provjerena na različitim eksperimentima s više katova i više raspona te je pokazano da se takav kalibrirani model može primjenjivati, s dovoljnom pouzdanošću, za parametarsku analizu modelnih zgrada. Oni obuhvaćaju one parametre koji su imali najveći utjecaj na odziv i ponašanje sukladno rezultatima iz neuralnih mreža. Varijabilnost parametara je pojednostavljena klasifikacijom komponenata sustava s obzirom na čvrstoće materijala (zidani ispun) i koeficijente uzdužne armature (a-b okvir). U obzir su uzeti katnost, površinski omjer uokvirenog zida u odnosu na katnu površinu i varijabilnost ubrzanja tla kao mjera potresnog opterećenja.

Definiranjem područja ponašanja i primjenom inkrementalne dinamičke analize na nelinearnim numeričkim modelima, dobiveni su rezultati vjerojatnosti nastanka određenih područja ponašanja. Rezultati prikazuju doprinos povećanju oštetljivosti povećanjem katnosti, smanjenjem tlačne čvrstoće zidanog ispuna, smanjenjem koeficijenta armiranja uzdužne armature stupova i smanjenjem površinskog omjera. S obzirom da zidani ispun povećava krutost i nosivost sustava „uokvireno zide“ dokazano je da je primjena minimalno armiranog okvira kod sustava uokvireno zide primjenjiva samo u slučaju potresnih opterećenja do 0,1g. Vrijednost površinskog omjera sustava uokvireno zide u odnosu na katnu površinu se izdvojila kao jedan od osnovnih geometrijskih parametara. U analizi je uporabljena minimalna vrijednost od 3%, jer bi niže vrijednosti rezultirale velikim tlačnih naprezanjima u zidanom ispunu, ali utjecale i na veće vrijednosti potrebne uzdužne armature u stupovima. Kako je vrijednost površinskog omjera od 5% kod svih kombinacija a-b okvira i zidanih ispuna dala manja očekivana oštećenja, primjena većih vrijednosti površinskih omjera može rezultirati samo nižim područjima ponašanja.

Predložene metodologije proračuna, nastale kao rezultat navedenih istraživanja, jednostavne su za primjenu i u postupku projektiranja i procjena postojećih zgrada. One omogućavaju pojednostavljeno projektiranje novih zgrada sustava uokvirenog zida prema postavljenim kriterijama očekivanog ponašanja pri djelovanju potresa.

U njihovoj primjeni postoje određena ograničenja, koja bi se daljnjim istraživanjima mogla reducirati te bi doprinijela njihovoj općenitosti:

- razmatranje manjeg koeficijenta armiranja stupova (do 0,3% od površine stupa prema EC2) – u radu je za najniži koeficijent armiranja stupova usvojena vrijednost od 1%, pa bi daljnja istraživanja dala sliku o ponašanju postojećih zgrada koje nisu projektirane sukladno seizmičkim propisima ;
- nosivost na poprečnu silu – trebalo bi posebno istražiti granice nosivosti na ostvarene poprečne sile, da ne bi došlo do neželjenih lokalnih oštećenja (efekt kratkog stupa, lom čvora okvira);
- doprinos otvora u ispunu u područjima ponašanja – u radu je uzeta pretpostavka punog nearmiranog zidanog ispuna;
- nejednolika raspodjela zidanih ispuna u tlorisu i po visini – u radu je usvojena pretpostavka o regularnosti po tlorisu i po visini;
- ponašanje zidanih ispuna van ravnine – u radu je uzeto u obzir djelovanje potresnog opterećenja samo u ravnini uokvirenog zida.

LITERATURA

Abdi, H., Williams, LJ. (2010) Principal component analysis, Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics. 2010; 2, 433–459.

Aschheim, M. (2000) 1999 Kocaeli, Turkey, Earthquake Reconnaissance Report, Supplement A to Volume 16, Earthquake Spectra

Agrawal, G. L., Tulin, L. G. and Gerstle, K. H. (1965) "Response of Doubly Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loading" ACI Journal V. 62, NO. 51.

Aikin, L.A. (2006) Behaviour of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills in Seismic Regions, PhD Thesis, Purdue University, West Lafayette, IN, USA

Al-Chaar, G., Angel, R. and Abrams, D. (1994), "Dynamic testing of unreinforced brick masonry infills," Proc. of the Structures Congress '94, Atlanta, Georgia., ASCE, 1: 791-796.

Al-Chaar, G., Sweeney, S., Brady, P. (1996) Push Over Laboratory Testing of Unreinforced Masonry Infills, Wind and Seismic Effects, 28th Meeting

Al-Chaar, G. (1998) "Non-ductile behavior of reinforced concrete frames with masonry infill panels subjected to in-plane loading," PhD thesisUniversity of Illinois at Chicago, Chicago.

Al-Chaar, G. (2002), "Evaluating Strength and Stiffness of Unrienforced Masonry Infill Structures," Report ERDC/CERL TR-02-1, US Army Corps of Engineers Engineer Research and Development Center, pp. 1- 87.

Ali, Q., Badrashi, Y.I., Ahmad, N., Alam, B., Rehman, S. and Banori, F.A.S. (2012) "Experimental investigation on the characterization of solid clay brick masonry for lateral shear strength evaluation", International Journal of Earth Sciences and Engineering, Vol. 05(04), pp. 782-791.

Angel, R., Abrams, D., Shapiro, D., Uzarski, J., Webster, M. (1994) "Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills," Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 589, University of Illinois, Urbana.

Abrams, D.P., and Nirav Shah, (1992), "Cyclic Load Testing of Unreinforced Masonry Walls," Technical Report #92-26-10, U.S. Department of Commerce National Technical Information Service.

Bennett, R.M., J.J. Fowler, and R.D. Flanagan, (1996), "Shake Table Testingof Structural Clay Tile Infilled Frames," Proceedings of the 7th North American Masonry Conference, The Masonry Society, Boulder, Colorado, pp. 497-507.

Benjamin, J.R., and H.A. Williams, (1958), "The Behavior of One-Story Brick Shear Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Proc. Paper 1723, Vol. 84, No. ST4, pp. 1723.1-1723.3.

Bertero, V.V., R.W. Clough, and M. Oliva, (1977), "Use of Earthquake Simulators and Large-Scale Loading Facilities in ERCBC," Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), University of California, Berkeley, pp. 1652-1681.

Bertero, V.V., and S. Brokken, (1983), "Infills in Seismic Resistant Building,"Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 6, pp. 1337-1361.

Bertero, V.V. (1997a); "State-of-the-Art Report on: The Use of Innovative Strategies and techniques to Reduce Seismic Risk," Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Bertero, V.V. (1997b); "Performance-Based Seismic Engineering: A Critical Review of Proposed Guidelines,"Proceedings, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler, eds.,Bled, Slovenia, 23-27 June 1997, pp 1-31, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Bertoldi, S.H., Decanini, L.D. and Gavarini, C.(1993) "Telai tamponati soggetti ad azione sismica, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico", (in Italian) atti del 6° convegno nazionale ANIDIS, vol.2, pp.815-824, Perugia 13-15 1993.

Bishop C. (2006) Pattern recognition and machine learning, Springer

Cavaleri, L., Fossetti, M., Papia, M. (2004). Effect of vertical loads on lateral response of infilled frames. Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, No.2931.

Carr, A.J. (2003), Ruaumoko Manual – Volume 1: Theory, [online]; Available from http://www.ruaumoko.co.nz

Carr, A. J. (2007) Ruaumoko Manual, University of Canterbury, Cristchurch, New Zealand.

CEN (1994) Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - Part 1.2: General Rules for Buildings, ENV 1998-1-2:1994, Brussels, Belgium.

CEN(2002) Eurocode 1 - Actions on Structures - Part 1-1: General Actions - Densities,Self-weight, Imposed Loads for Buildings, EN 1991-1-1:2002, Brussels, Belgium.

CEN (2004a) Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1:2004, Brussels, Belgium.

CEN (2004b) Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1:2004, Brussels, Belgium.

CEN (2005) Eurocode 8 - Design of structures for Earthquake Resistance. Part 3: Brussels; 2005.

CEN (2005) Eurocode 6 - Design of Masonry Structures - Part 1-1: Common Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures, EN 1996-1-1:2005, Brussels, Belgium.

Ciampi, V. and Carlesimo, L. (1986). "A Nonlinear Beam element for Seismic Analysis of Structures." 8thEuropean Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.

Combescure D, Pegon P.(2000) Aplication of local to global approach to the study of infilled frame structures under seismicloading, Proceedings of 12WCEE, Auckland, New Zealand.

Colangelo, F. (1999), Pseudo-dynamic seismic response and phenomenological models of brick-infilled RC frames, Report DISAT 1/99, University of L'Aquila, L'Aquila (in Italian).

Colangelo F. (2005) Pseudo-dynamic seismic response of reinforced concrete frames infilled with non-structural brick masonry, Earthquake engineering and structural dynamics. 34:1219–1241.

Crisafulli, F.J. (1997)Seismic behavior of reinforced concrete sructures with masony infills, PhD Thesis. Christchurch, New Zealand.

Dayaratnam, P. (1987), Brick and Reinforced Brick Structures, Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd., New Delhi.

Decanini, L. D. and Fantin, G. E. (1986). "Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos.

Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite" (in Spanish), Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina, Vol. 2, pp. 817-836.

Dhakal, R.P., Mander, J.B., and Mashiko, N. (2006). "Identification of critical ground motions for seismic performance assessment of structures." Earthquake Eng. Struct. Dyn., 35(8), 989-1008.

Dolšek, M., Fajfar, P. (2006) Simplified assessment of infilled reinforced concrete frames, 1st ECEES Geneva, Switzerland..

Dukuze, A.,(2000) Behaviour of reinforced concrete frames infilled with brick masonry panels, PhD Thesis. The University of New Brunswick, Canada.

Durrani, A.J., and Luo, Y.H., (1994) Seismic Retrofit of Flat-Slab Buildings with Masonry Infills,Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, TechnicalReport NCEER-94-0004, D. P. Abrams (editor), pp. 1–8.

ECOEST (1996) (The European Consortium of Earthquake Shaking Tables) i PREC8 (Prenormative Research in Support of Eurocode 8).

Fardis, M.N. (1996), Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions, ECOEST and PREC8 Report No.6, LNEC, Lisbon.

Fardis, M.N. & Panagiotakos, T.B. (1997), "Seismic design and response of bare and infilled reinforced concrete buildings. Part II: Infilled structures", J. Earthq. Engrg., IC Press, 1(3):475-503.

Fardis, M.N., Panagiotakos, T.B., Calvi, G.M.,(1998) Seismic response and design of masonry infilled reinforced concrete buildings, Structural Engineers World Congress, San Francisco.

FEMA 273 (1996), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Report No. FEMA-273, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA 306 (1998) Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings-Basic Procedures Manual, prepared by the Applied Technology Council (ATC-43 Project), for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington.

Fiorato, A.E., Sozen, M.A., and Gamble, W.L.(1970) Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls, Report UILU Structural Research series 370, University of Illinois at Urbana.

Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V. (1983). "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints." *EERC Report 83-19*, Earthquake Engineering. Research Center, Berkeley.

Flanagan, R. D. (1994). "Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames (PhD)," Dissertation, 1-182.

Gevrey, M., Dimopoulos, I., Lek S. (2003) Review and comparison of methods to study the contribution of variables in artificial neural network models. Ecol. Model.; 160: 249-264.

Ghobarah, A. (2001), "Performance-based design in earthquake engineering: state of development", Engineering Structures23, pp. 878-884.

Ghobarah, A. (2004). On Drift Limits Associated with Different Damage Levels, International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Department of Civil Engineering, McMaster University, Ontario,
Canada, June 28 - July 1.

Giberson, M. (1967). "The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations." Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena.Giuffre i Pinta (1970)

Gostič, S. (2000) Modeli armiranobetonskih okvirov z zidanimi polnili: doktorska disertacija, Ljubljana

Grubišić, M., Kalman Šipoš, T., Sigmund, V.(2013) Seismic Fragility Assessment of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames // Proceedings of International Conference on Earthquake Engineering - SE-50EEE / Skopje

Guljaš, I. (2004) Proračun zgrada od armiranobetonskih zidova u skladu s očekivanim potresnim odzivom, doktorska disertacija, Osijek, Građevinski fakultet Osijek.

Hashemi, A., Mosalam, K.M.,(2006) Shake-Table Experiment on Reinforced Concrete Structure Containing Masonry Infill Wall, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35: 14, 1827–52.

Hassan, A.F., Sozen, M.A. (1997) Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings inRegions with Infrequent Earthquakes. ACI Structural Journal, 94(1): 31-39.

Haykin, S. (1999)Neural Networks: A Comprehensive Foundation, 2nd Edition, Pretince Hall, 1999.

HAZUS MH–MR5 (2001), "Earthquake loss estimation methodology", Technical Manual, available on the FEMA website at www.fema.gov/plan/prevent/hazus.

Henderson, R.C., Fricke, K.E., Jones, W.D., Beavers, J.E., Bennett, R.M. (2002) Summary of Large- and Small-Scale Unreinforced Masonry Test Program, Department of Civil Engineering, Tennessee Technological University, Cookeville, 22p.

Hendry, A. W. (1990). *Structural masonry*, Macmillan Education, Houndmills.

Herak, M. (2011) Karte potresnih područja Hrvatske: HRN EN 1998-1:2011/NA:2011, Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija - 1.dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade .

Hognestad, E. (1951). "A study on combined bending and axial load in reinforced concrete members." Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 43-46.

Holmes, M. (1961) Steel frames with brickwork and concrete infilling. Proc. Inst. Civ. Eng; 19, 473-478.

Iervolino, I., Maddaloni, G., and Cosenza, E. (2008) "Eurocode 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures"Journal of Earthquake Engineering12, 54–90.

Iervolino, I., Galasso, C., and Cosenza, E. (2010), "REXEL: computer aided record selection for code

based seismic structural analysis" Bulletin of Earthquake Engineering **8**, 339–362.

Kakaletsis, D.J. (2007) Influence of masonry strength and rectangular spiral shear reinforcement on infilled RC frames under cyclic loading, Computational Methods and Experimental Measurements, 46(XIII): 643-53.

Kappos, A.J., Ellul, F. (2000) Seismic design and performance assessment of masonry infilled R/C frames, 12 World Conference of Earthquake Engineering, 2000.

Karayannis, C.G., Kakaletsis, D.J. & Favvata, M.J., (2005) Improvement of seismic capacity of external beam-column joints using rectangular spiral shear reinforcement. Proc. of the Fifth Int. Conf. On Earthquake Resistant Engineering Structures, Wessex Institute of Technology, Un. of Patras, Aristotele Un. of Thessaloniki, National Technical Un. of Athens: Skiathos, pp. 429–438.

Kaushik, H.B., Rai, D.C. and Jain, S.K. (2006). "Code Approaches to Seismic Design of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review." Earthquake Spectra, J. of Earthquake Engineering Research Institute (USA), vol. 22, no. 4, November, 961-983

Kaushik, H.B, Rai, DC, Jain, S.K.(2007) Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. Journal of Materials in Civil Engineering, 19(9), pp.728-739.

Kent, D.C., and Park, R. (1971). "Flexural members with confined concrete." Journal of the Structural Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers, 97(ST7), 1969-1990.

Klingner R.E., Bertero V.V. (1976), "Infilled frames in earthquake resistant construction", Report 76-32, University of California, Berkeley, USA.Klingner R.E., Bertero V.V. (1978) "Earthquake resistance of infilled frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 104(ST6): 973-989.

Kunnath, S. K. and Kalkan, E. (2005). "IDA capacity curves: the need for alternative intensity factors." Proc., Structures Congress and Exposition, ASCE, Reston, VA, 1869-1877

Kuźniar K, Waszczyszyn Z. (2007)Neural networks for the simulation and identification analysis of buildings subjected to paraseismic excitations. In: Lagaros N, Tsompanakis Y, editors. Intelligent computational paradigms in earthquake engineering. Idea Group, Hershey (PA), USA; [chapter XVI].

Lafuente M., Castilla E. and Genatios C. (1998), "Experimental and Analytical Evaluation of the Seismic Resistant Behavior of Masonry Walls", Journal of the British Masonry Society, 11, 3, pp 65-101.

Lafuente. M., Molina, A., Genatios, C. (2000) Seismic-resistant behavior of minor reinforced concrete frames with masonry infilled frames lateral response of infilled frames, Proceedings of 12WCEE, Auckland, New Zealand

Lian, W., Qiyun, W., Jiahua T. and Groying, D. (1980). “Inelastic Earthquake Response Analysis of Brick Infilled Frames,” Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engrg., 307-314.

Ma, S.Y., Bertero, V.V. and Popov, E.P. (1976). "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams", *EERC Report 76-2*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Mackay, D. J.C. (1992) A practical Bayesian framework for backpropagation networks, Neural Computation, Vol. 4, pp. 448-472

Madan, A., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., and Valles, R. E.(1997)“Modelling of masonry infill panels for structural analysis”Journal of Structural Engineering123, 1295–1302.

Mainstone, R. J. (1971) “On the stiffnesses and strengths of infilled frames”,Proc. of the Institution of Civil EngineersSupp.(iv), 57–90.

Mann, W. and Müller, H. (1982). “Failure of Shear-Stressed Masonry - An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls”, Proceedings of the British Ceramic Society, Vol. 30, pp. 223-235.

Mander, J. B., M. J. N. Priestley, and R. Park. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. ASCE Journal of Structural Engineering 114(8): 1804–1826.

Masonry Standards Joint Committee _MSJC (2002). Building coderequirements for masonry structures, ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02, American Concrete Institute, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, The Masonry Society,Detroit.

Matlab.(2006) Neural networks toolbox user guide.

Matošević, Đ., Sigmund, V.,; Zovkić, J.(2009) .Experimental Testing of Masonry and Masonry Piers // 6th ICCSM Proceedings / Smojver, Ivica ; Sorić, Jurica (ur.).Zagreb : Croatian Society of Mechanics

Mehlmann, M., Oppermann, B., (1988) The role of masonry mortar and rendering mortar ... of 8th International Brick/block Conference, Dublin, Vol.1, pp 139-49.

Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L. (1994) Performance of masonry infilled R/C frames under in-plane lateral loads”, Report CU/SR-94/6, University of Colorado, Boulder, USA.

Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L., (1996), Experimental evaluation of masonry-infilled rc frames, Journal of Structural Engineering (ASCE), 122(3): 228–37.

Menegotto, M., and Pinto, P.E. (1973). "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending", Proceedings, IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads", Lisbon, pp. 15-22.

Mosalam, K.M., White, R.N. and Gergely, P. (1997). "Static Response of Infilled Frames Using Quasi-Static Experimentation." Journal of Structural Engineering, ASCE, Volume 123, No. 11: 1462-1469.

Murty, C.V.R., Jain, S.K. (2000) Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings, 12 World Conference of Earthquake Engineering.

Murty, C.V.R et al., (2006) At Risk: The Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames with masonry Infill Walls, EERI World Housing Encyclopedia.

Naraine, K., and Sinha, S. (1989). “Behavior of brick masonry under cyclic compressive loading.” J. Struct. Eng., 115_6_, 1432–1445.

Negro, P. and Verzeletti, G. (1996) “Effect of infills on the global behaviour of r/c frames:energy considerations from pseudodynamic tests,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25(8), pp. 753-773.

Negro P, Colombo A. (1997) Irregularities induced by nonstructural masonry panel in framed structures, Engineering Structures, 19, 576-85.

Otani, S. (1974). "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures." Journal of the Structural Division, ASCE,100(ST7).

Page, A. W., Kleeman, P. W. and Dhanasekar, M. (1985). “An In-Plane Finite Element Analysis Model for Brick Masonry.”Proc. of a session held in conjunction with Structures Congress’85, Chicago, Ill, 1-18.

Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. (1996). Seismic response of infilled RC frames structures. 11thWorldConference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, June 23-28. Paper No. 225.

Paulay, T. and M. Priestley (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York, United States: John Wiley & Sons.

Penava, D., Radić, I., Gazić, G., Sigmund, V. (2011) Mechanical Properties of Masonry as Required for the Seismic Resistance Verification. // Tehnički vjesnik : znanstveno-stručni časopis tehničkih fakulteta Sveučilišta u Osijeku. 18, 2; 273-280

Petz, B. (2007) Osnovne statističke metode za nematematičare, Naklada Slap, Zagreb.

Polyakov, S.V. (1956) Masonry in Framed Buildings (An investigation into the strength and stiffness of masonry infilling). Gosudarstvennoe izdatel’stvo Literatury po stroitel’stvu i arkhitekture, Moscow. (English translation by G. L. Cairns, National Lending Library for Science and Technology, Boston, Yorkshire, England, 1963).

Powell, B. and Hodgkinson, H.R., (1976)The Determination Stress/Strain Relationship of Brickwrok, Proceedings of Fourth International brick masonry conference, Brugge, paper 2.9.5.

Rai, D. C. (1996)_. “Seismic strengthening of unreinforced masonry buildings with steel elements.” Ph.D. dissertation, Dept. Civil Engineering,Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich.

Rossetto, T., and Elnashai, A. (2003), „Derivation of vulnerability functions for European–type RC structures based on observational data“, Engineering Structures, **25**, 1241–1263.

Rusch, H. (1960) "Researches Toward a General Flexural Theory For Structural Concrete", ACI Journal, Vol. 57, No. 1, pp. 1-28.

Saneinejad, A. and Hobbs, B. (1995). “Inelastic Design of Infilled Frames”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, April, pp. 634-643.

Sarangapani, G., Venkatarama Reddy, B. V., and Jagadish, K. S. (2005).“Brick-mortar bond and masonry compressive strength.” J. Mater.Civ. Eng., 17_2_, 229–237.

Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N. (1982). "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Vol. 79, No. 1, pp. 13-27.

SeismoStruct (2012), Seismosoft, User Manual, Verification Report and program description for SeismoStruct v6 build 100 [online]; Available from www.seismosoft.com

Shing, P. B. andMehrabi, A. B. (2002) “Behaviour and analysis of masonry-infilled frames”Progress in Structural Engineering and Materials4, 320–331.

Sozen, H., Whittaker, A.S., Elwood, K.J., Mosalam, K.M.(2003) Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey, Engineering Structures, 25: 103–14.

Stafford-Smith B (1962), Lateral stiffness of infilled frames, J. Struct.Div. 88 (6), 183–199.

Stafford Smith, B. (1966) “Behaviour of square infilled frames”Journal of the Structural Division 92(1), 381–403

Stafford-Smith, B., Carter, C. (1969) A method for the analysis of infilled frames, Proc. Instn. Civ.Engrs. 44, 31–48.

SYNER-G (2011), Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain – D.3.1 Fragility functions for common RC building types in Europe, Project No 244061, Seventh Framework Programme, March 2011

Tang, M. (2008) Performance Based Design with Application to Seismic Hazard ,Structure Magazine

Tomaževič, M. (1999) Earthquake-resistant design of masonry buildings,Imperial College Press, London.

Tomičić I. (1996) Betonske konstrukcije, DHGK, Zagreb.

Valiasis, T. & Stylianidis, K. (1989) Masonry infilled R/C frames under horizontal loading. Experimental results. Europ. Earthq. Engng, III(3), pp. 10–20.

Vamvatsikos, D. (2002), Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis , Ph.D. Dissertation ,Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University , Palo Alto, CA.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. (2002). "Incremental dynamic analysis." Earthquake Eng. Struct. Dyn., 31(3), 491-514.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. (2004). "Applied incremental dynamic analysis." Earthquake Spectra, 20(2), 523-553.

Yorulmaz, M., Sozen, M.A., (1968) Behavior of single-story reinforced concrete frames with filler walls." Structural Research Series No. 337, University of Illinois at Urbana.

Zovkić, J., Sigmund, V., Guljaš, I. (2012) Cyclic testing of a single bay reinforced concrete frames with various types of masonry infill, Earthquake engineering & structural dynamics (0098-8847) Vol. **41** No. 14; pgs. 41-60

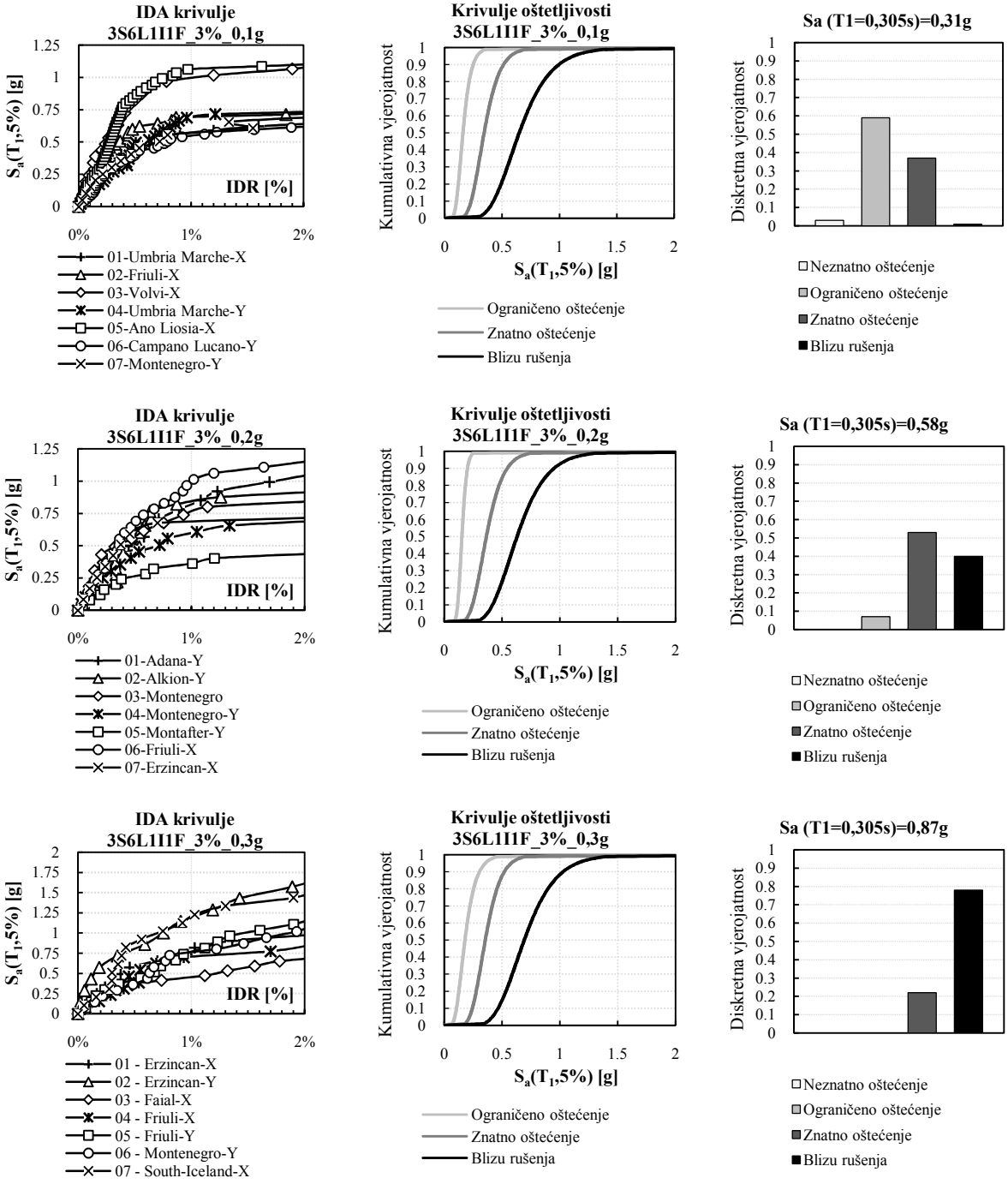
Žarnić, R. (1985) The analysis of R/C frames with masonry infill under seismic actions, (in Slovene), FGG Ljubljana.

Žarnić, R. (1992) Inelastic response of r/c frames with masonry infill, Ph.D. Thesis, University of Ljubljana, Slovenia.

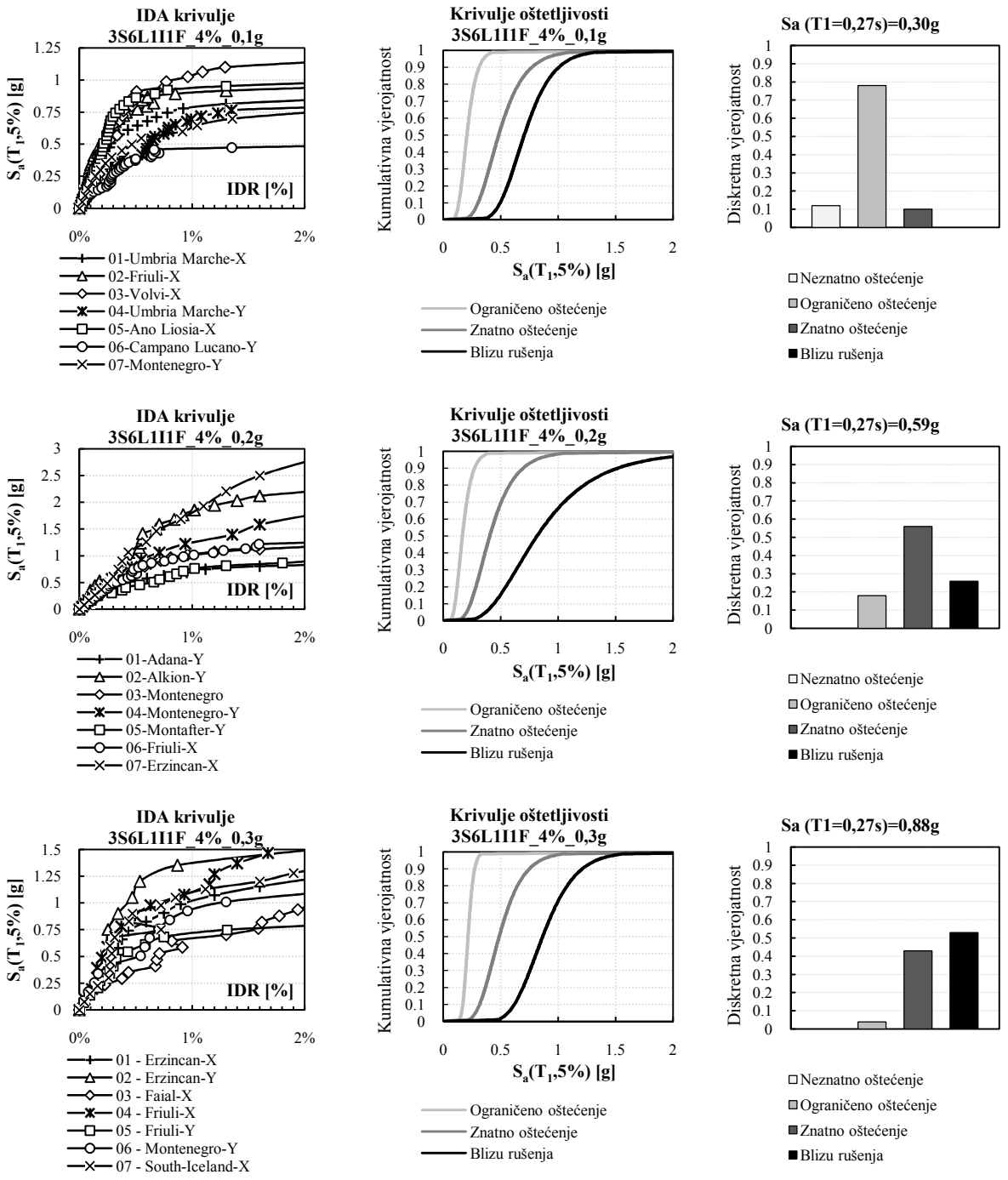
Prilog A. IDA krivulje, kumulativne krivulje oštetljivosti i diskretne vjerojatnosti oštećenja za zgrade raspona 6m

A.1. Trokatna zgrada raspona 6m

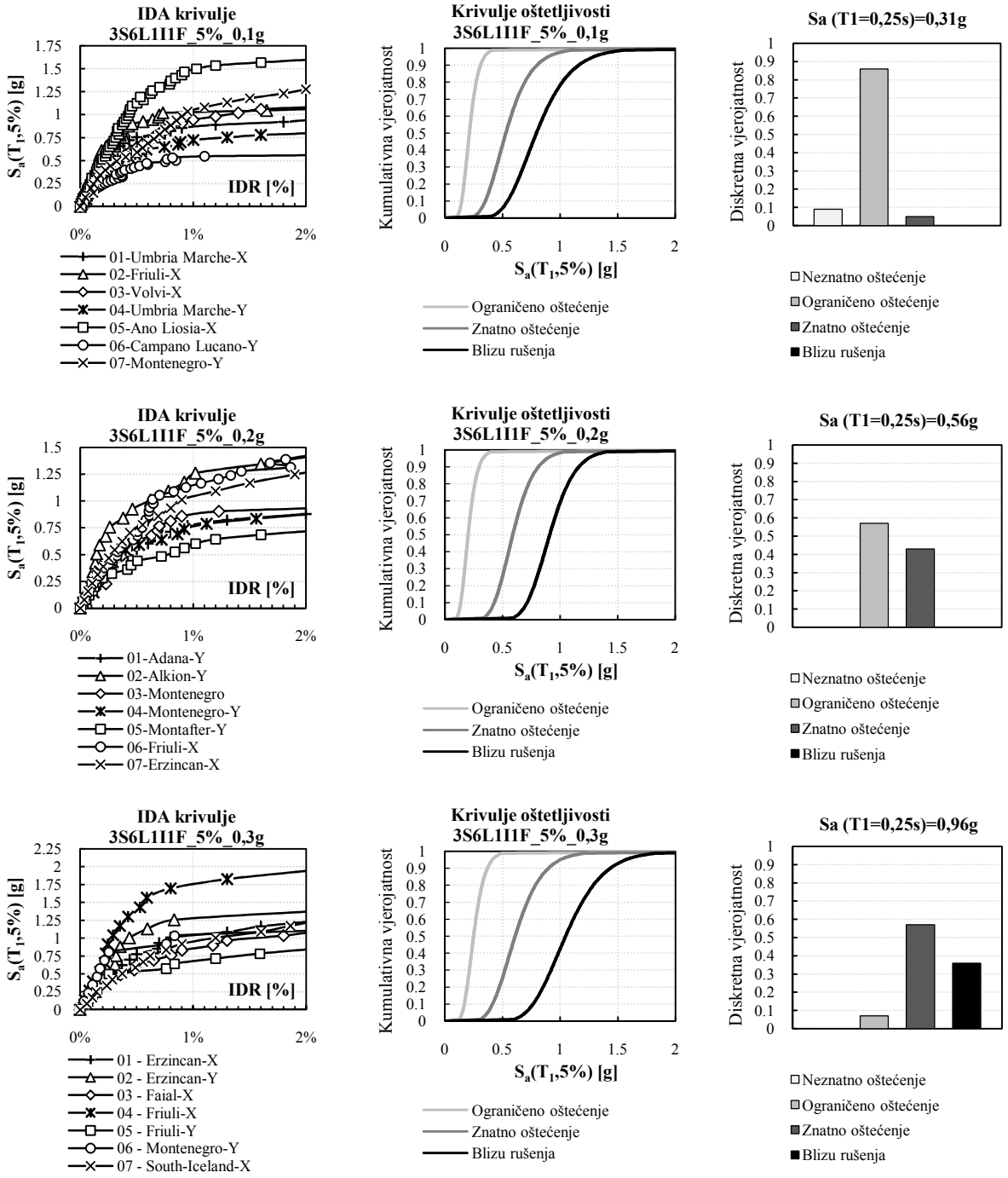
A.1.1. Slabi okvir + slabi ispun



Slika 210. Rezultati 3S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%

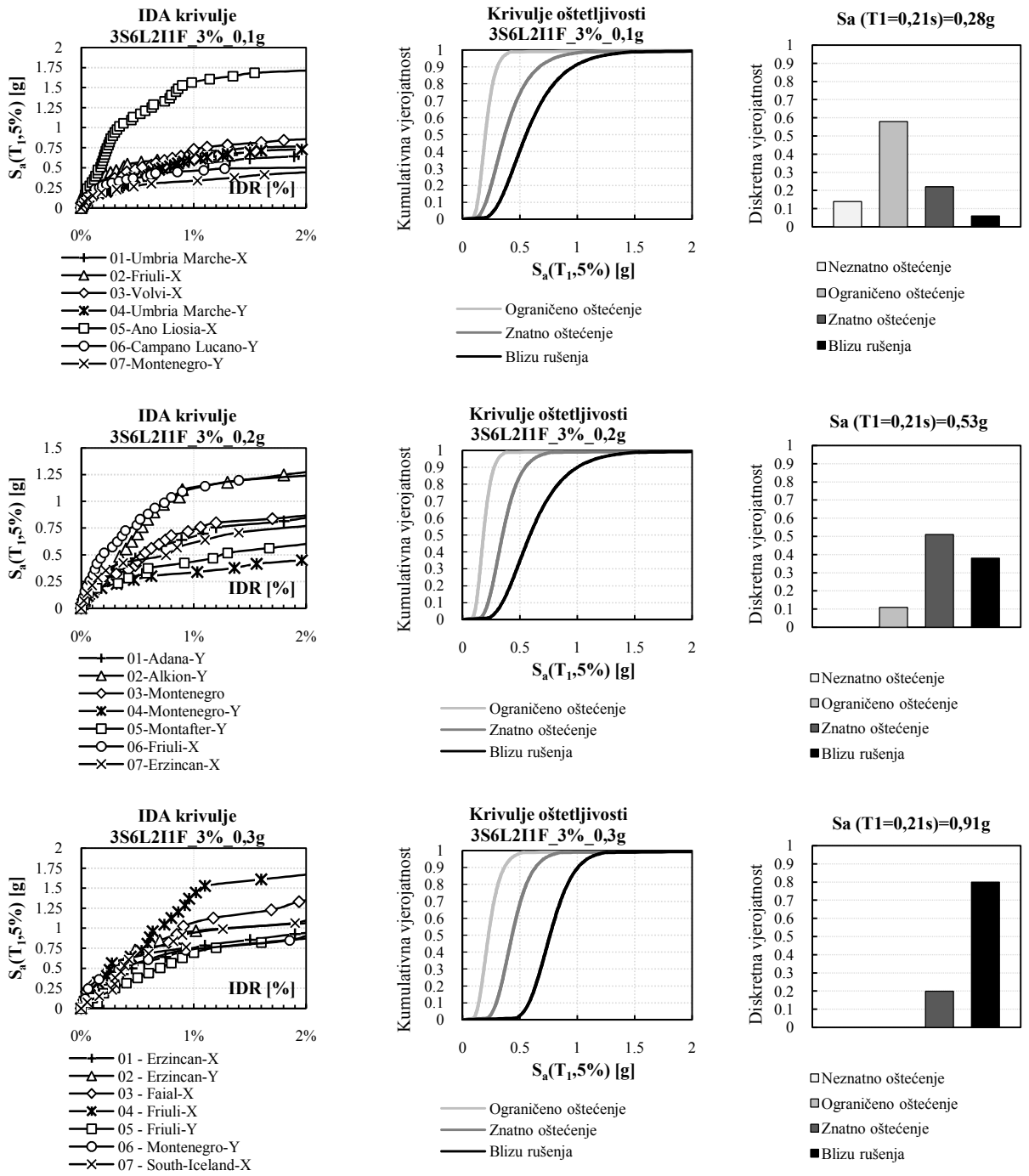


Slika 211. Rezultati 3S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%

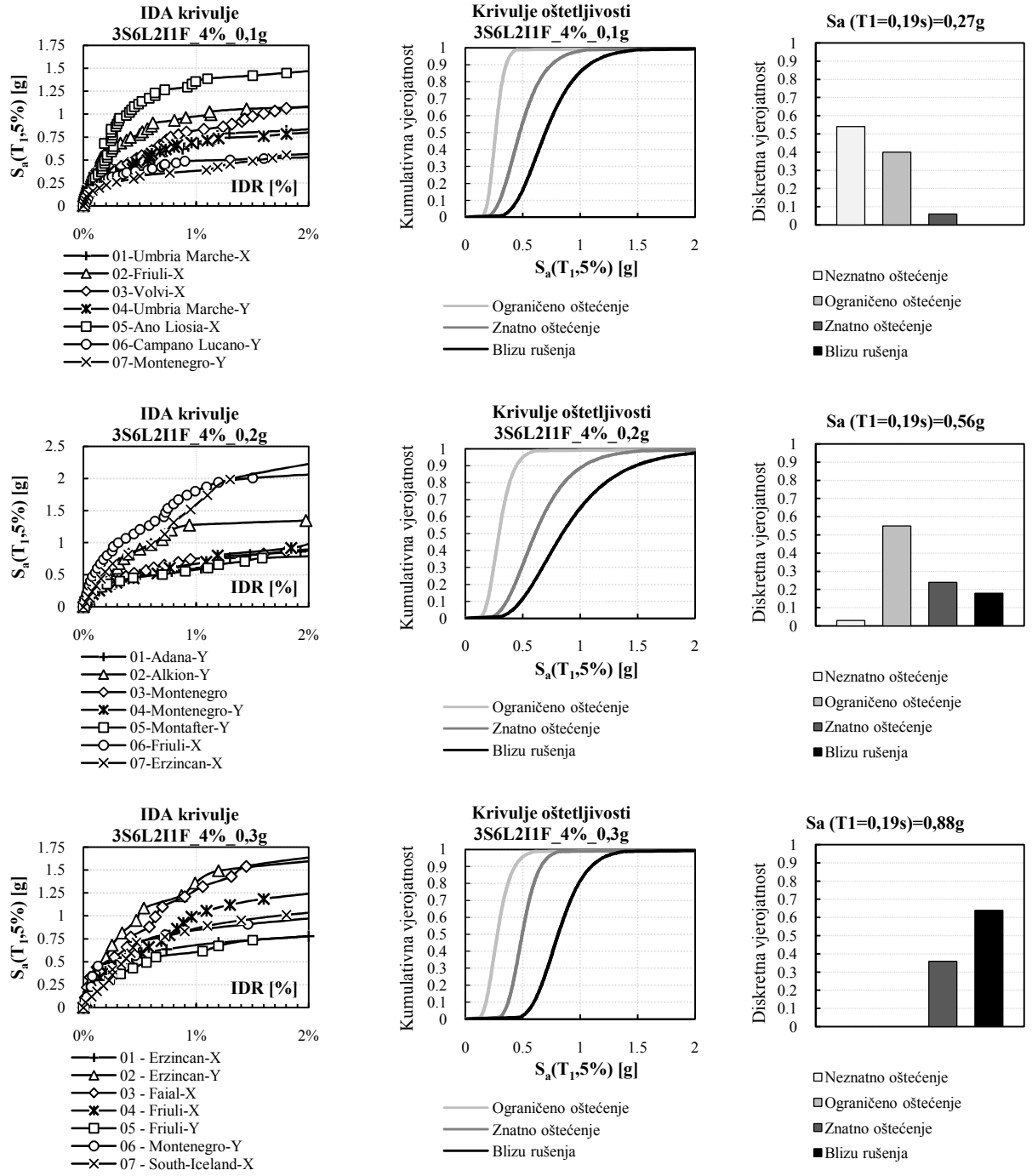


Slika 212. Rezultati 3S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

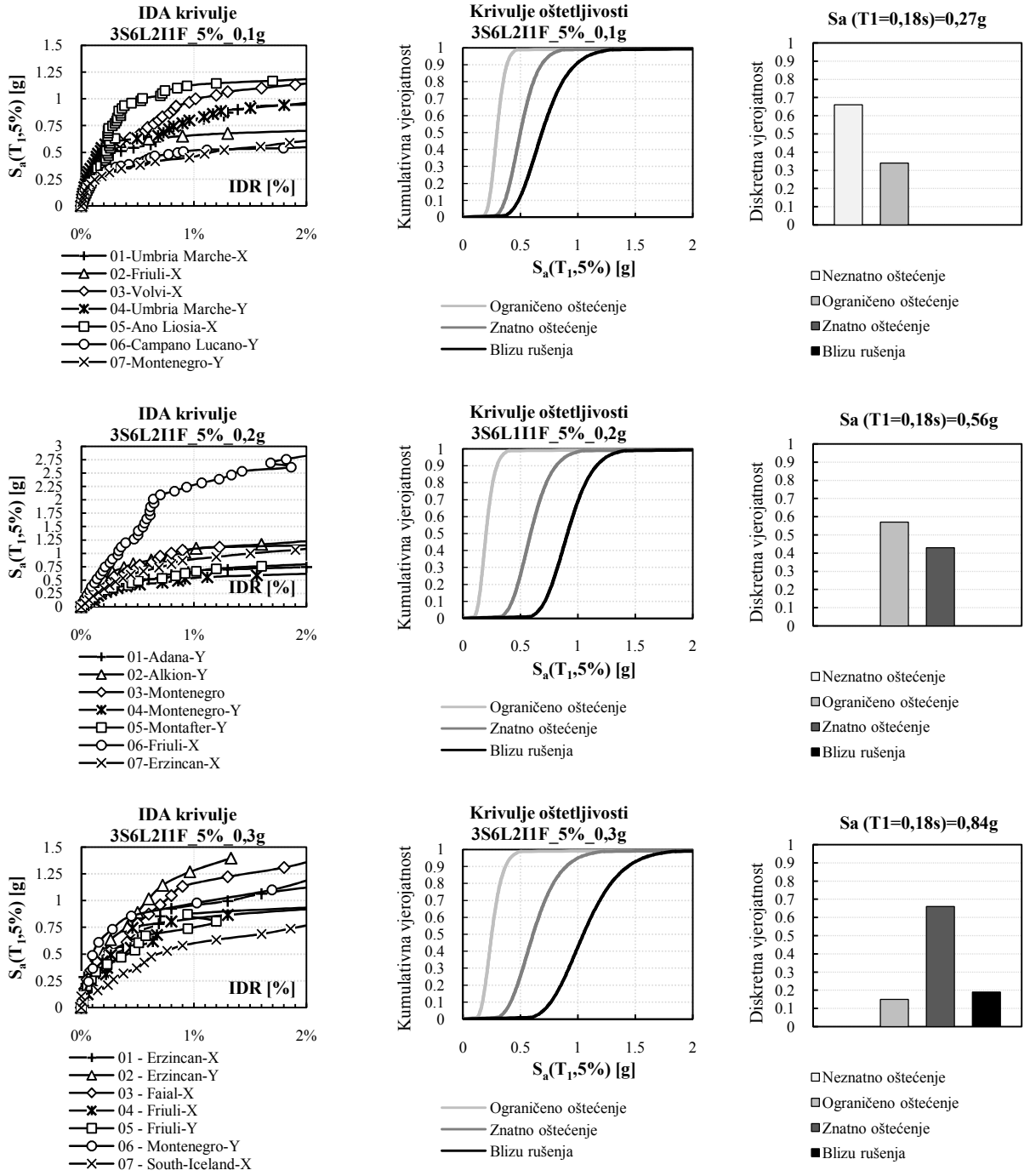
A.1.2. Slabi okvir + srednji ispun



Slika 213. Rezultati 3S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%

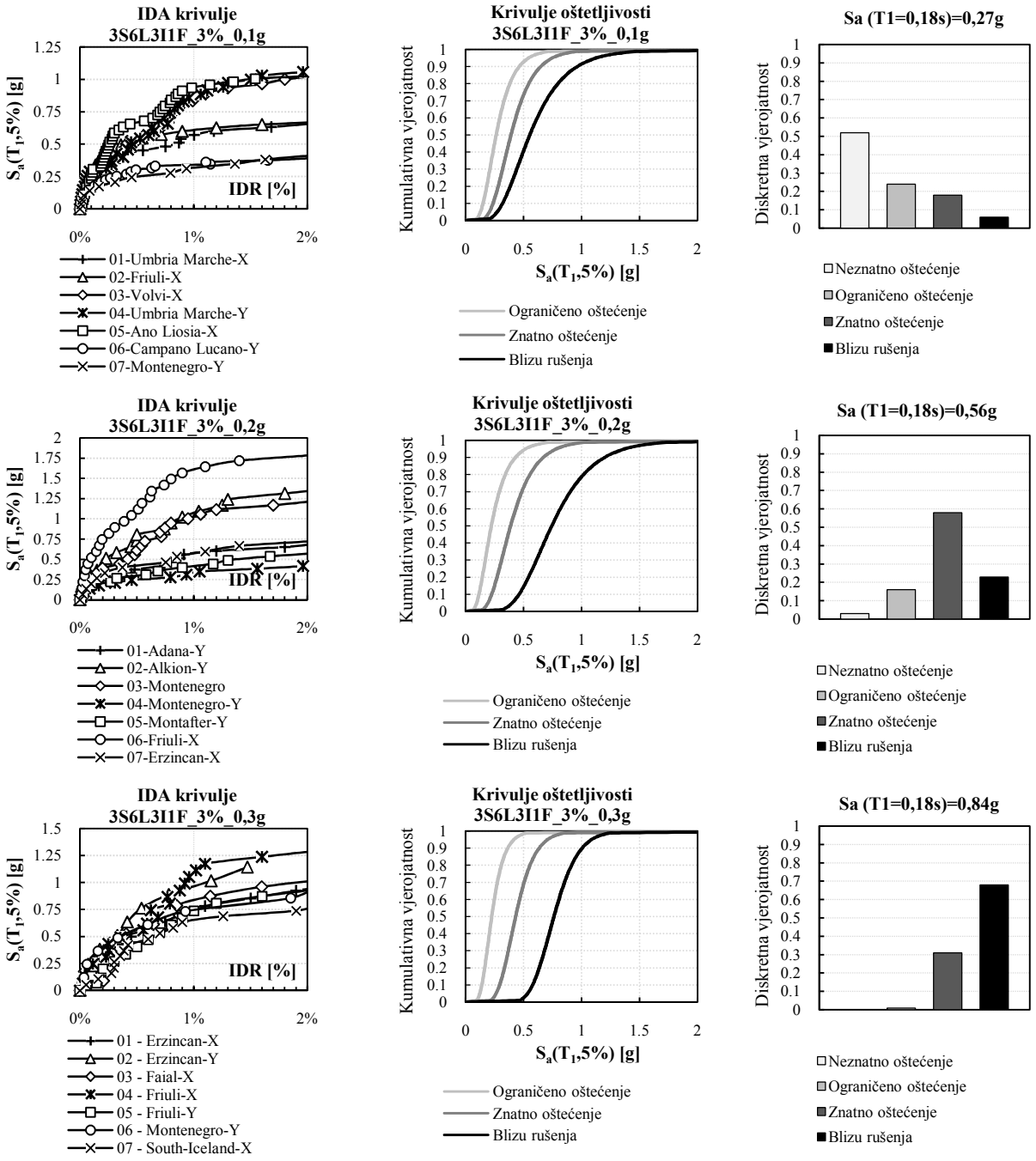


Slika 214. Rezultati 3S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%

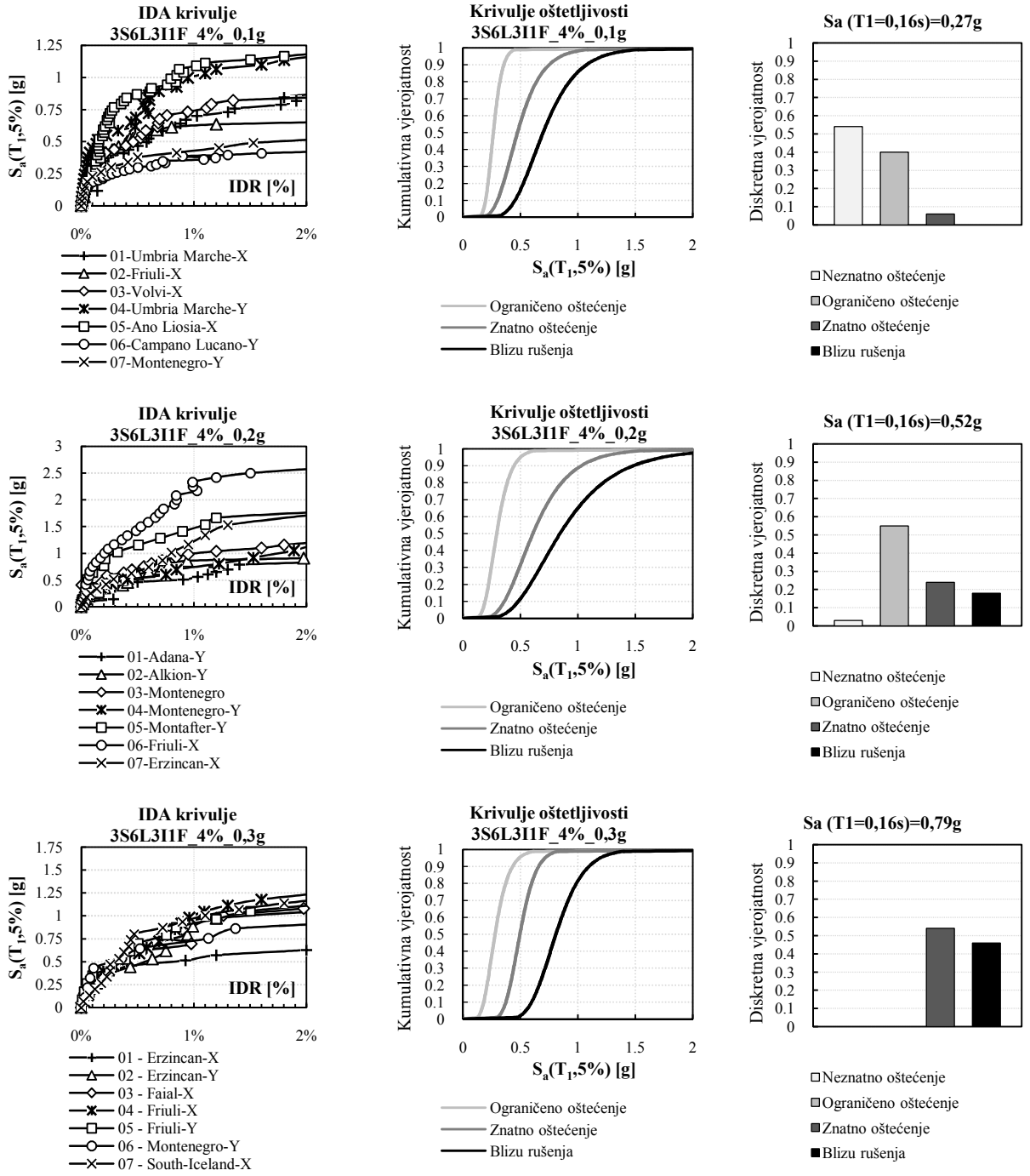


Slika 215. Rezultati 3S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%

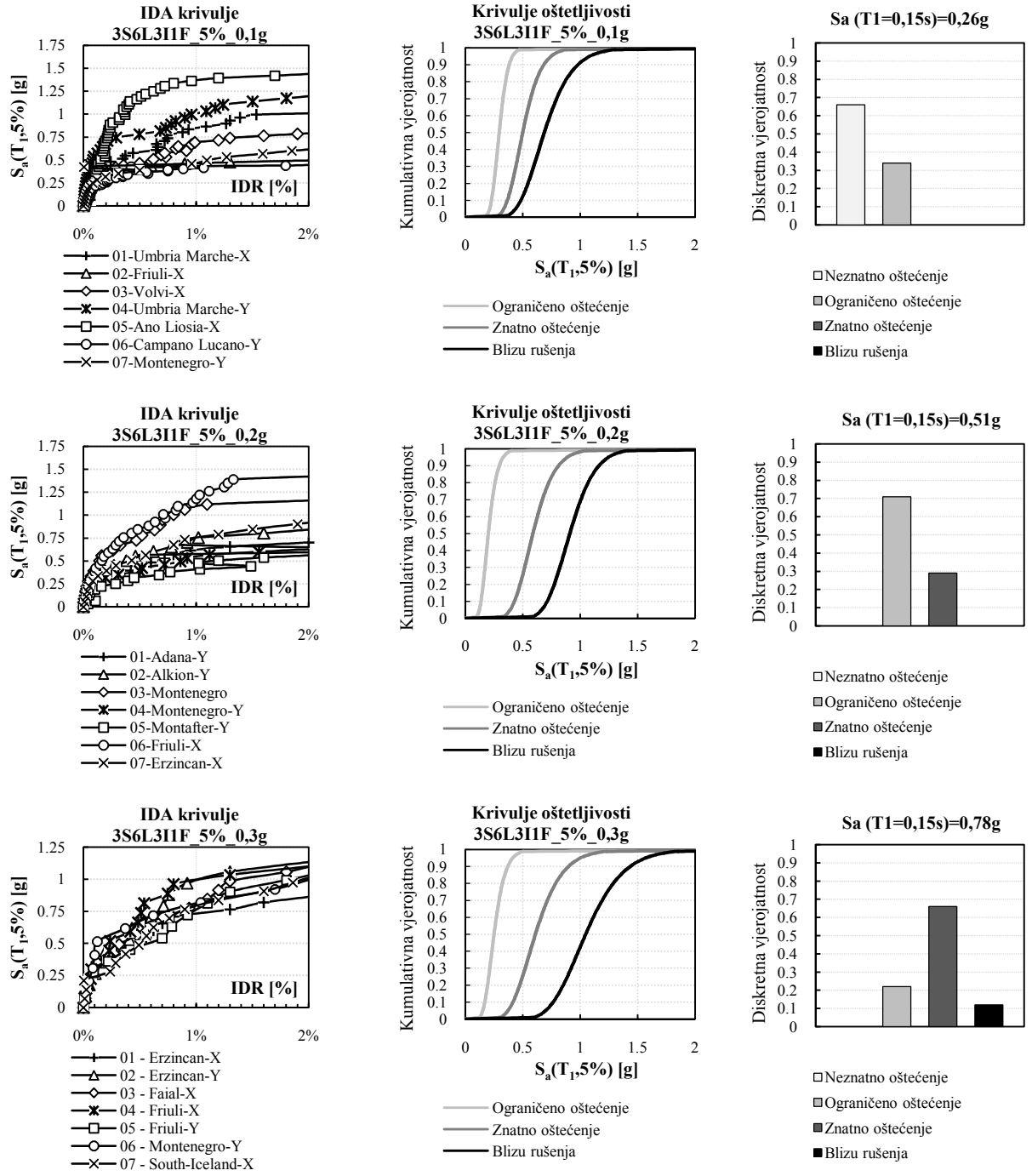
A.1.3. Slabi okvir + jaki ispun



Slika 216. Rezultati 3S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%

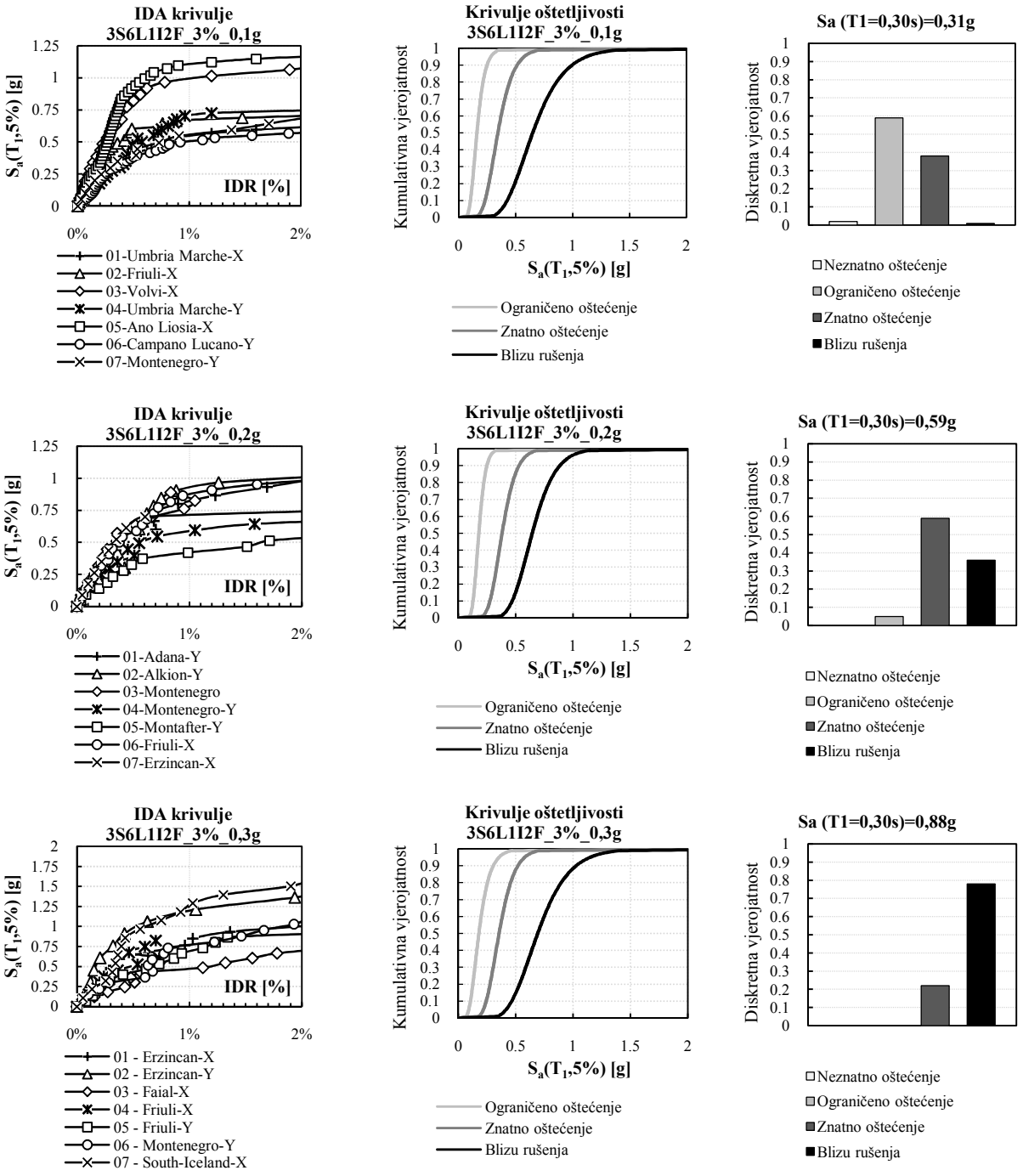


Slika 217. Rezultati 3S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%

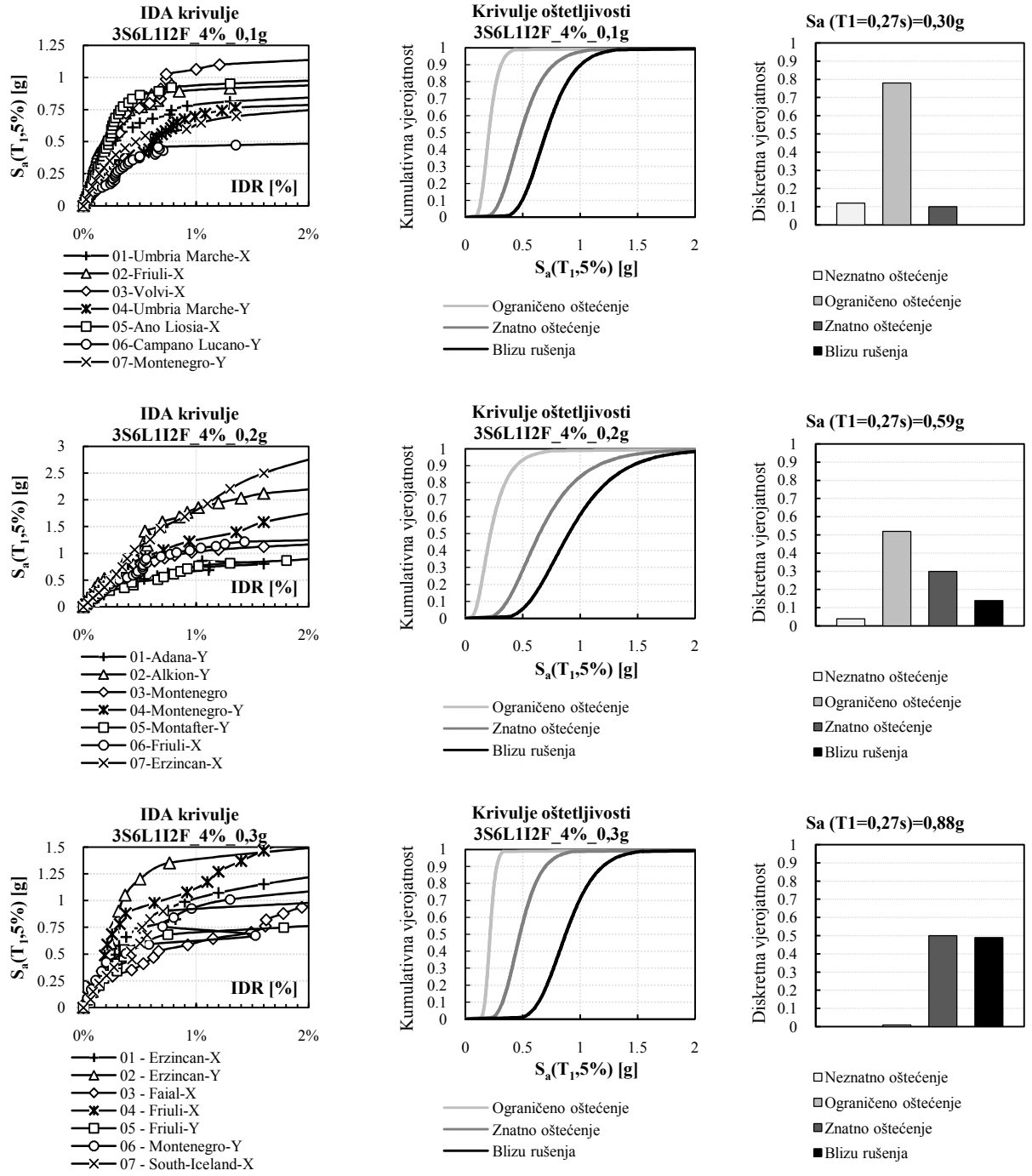


Slika 218. Rezultati 3S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%

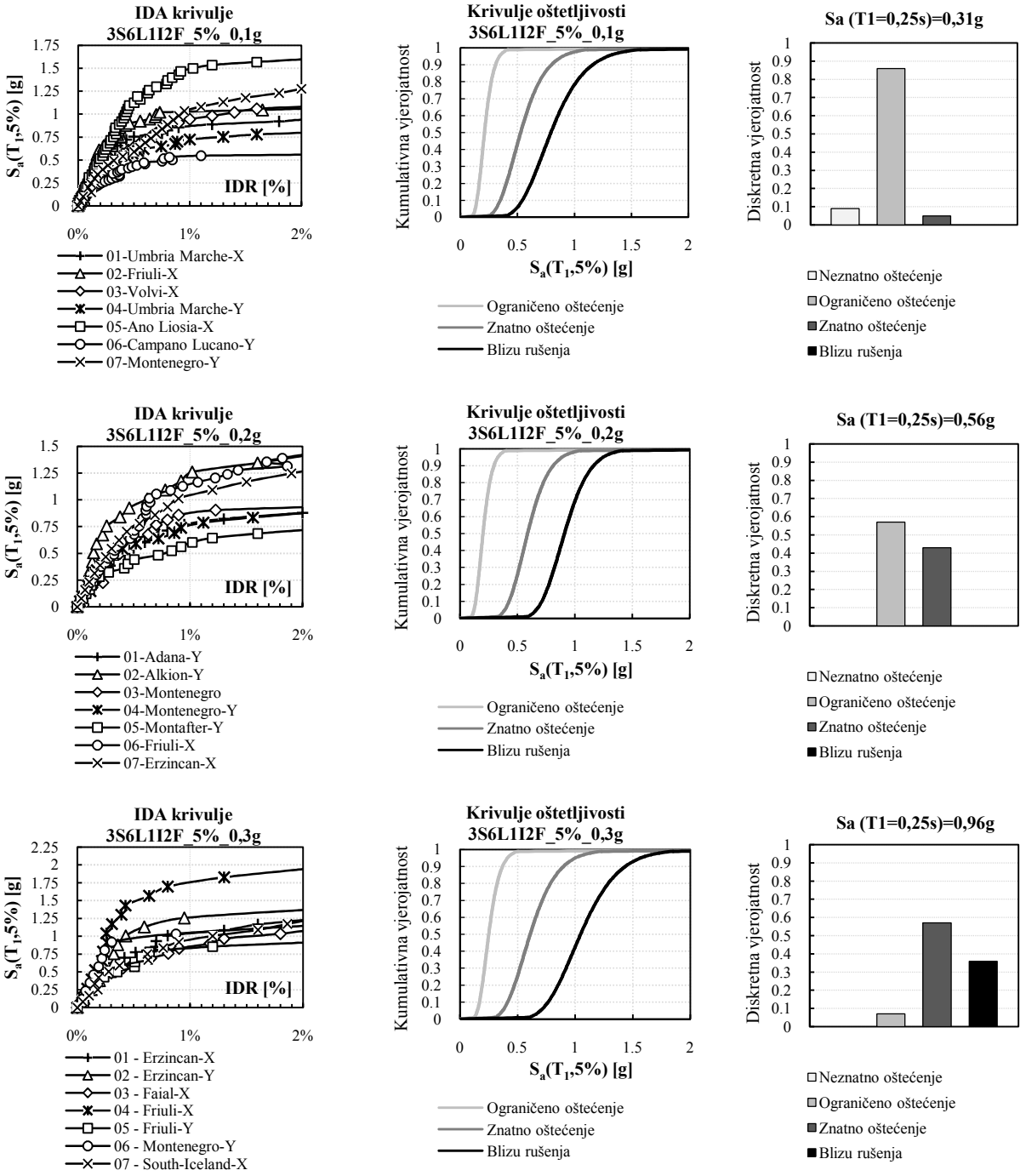
A.1.4. Jaki okvir + slabi ispun



Slika 219. Rezultati 3S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%

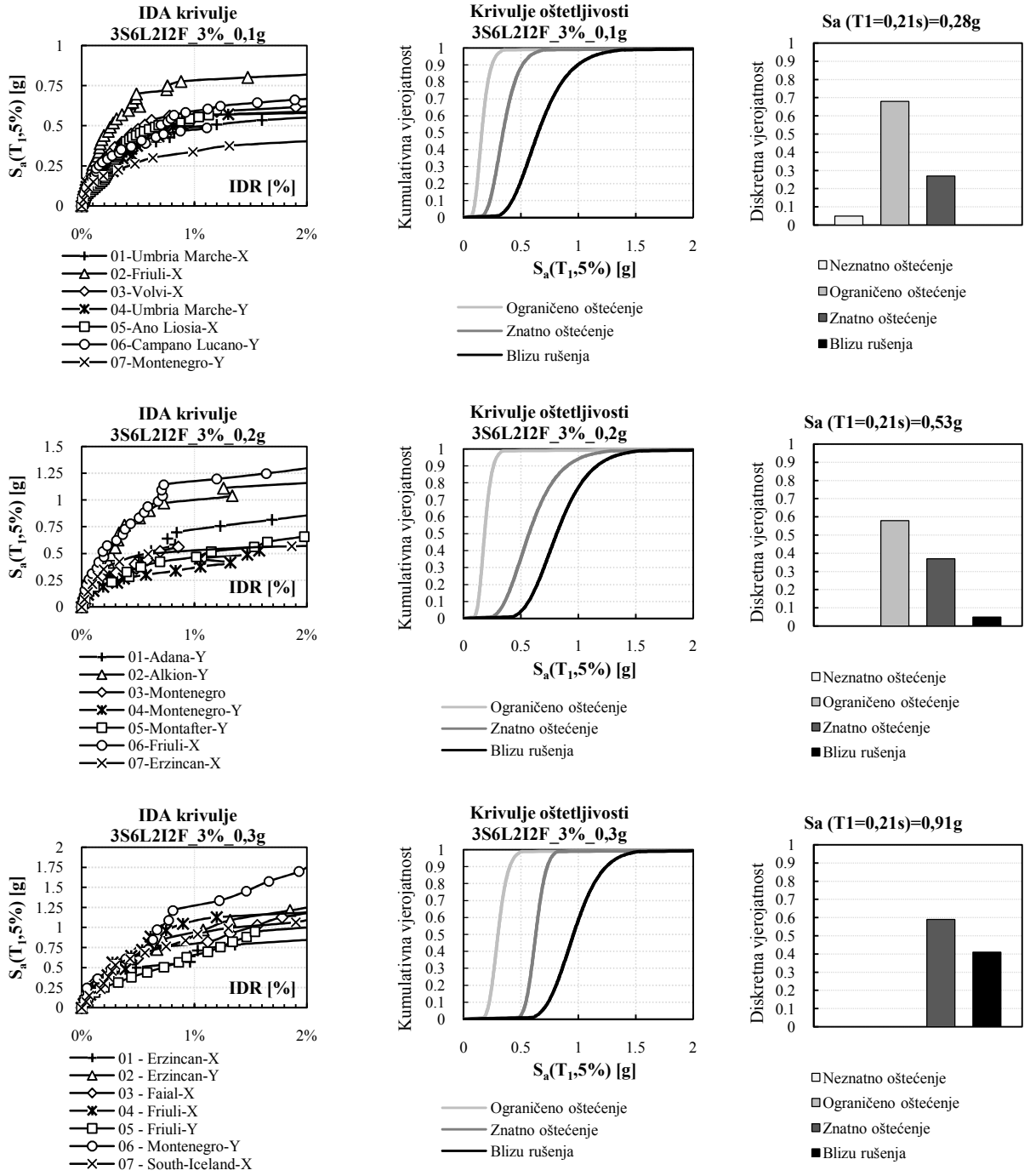


Slika 220. Rezultati 3S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%

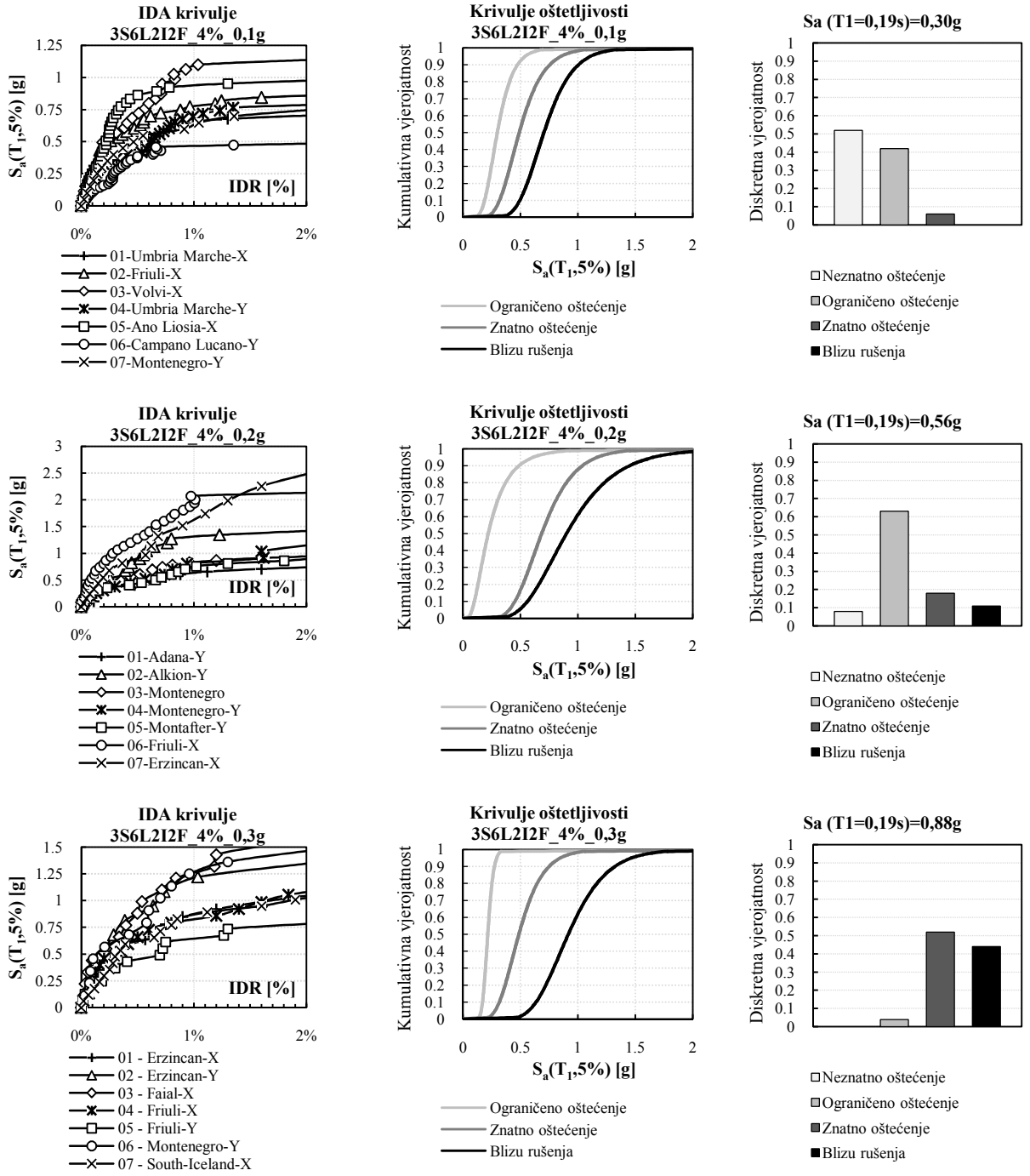


Slika 221. Rezultati 3S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%

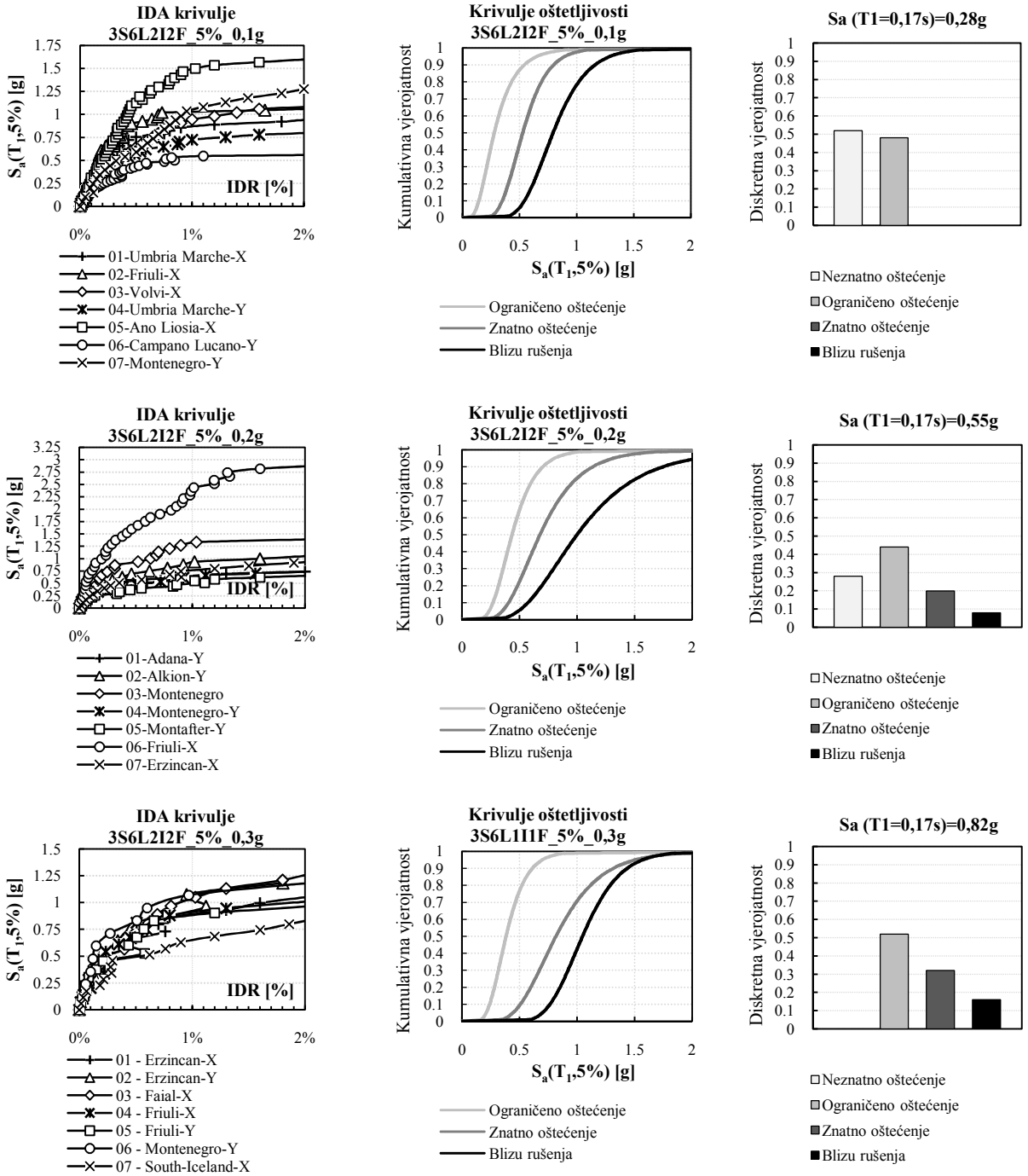
A.1.5. Jaki okvir + srednji ispun



Slika 222. Rezultati 3S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%

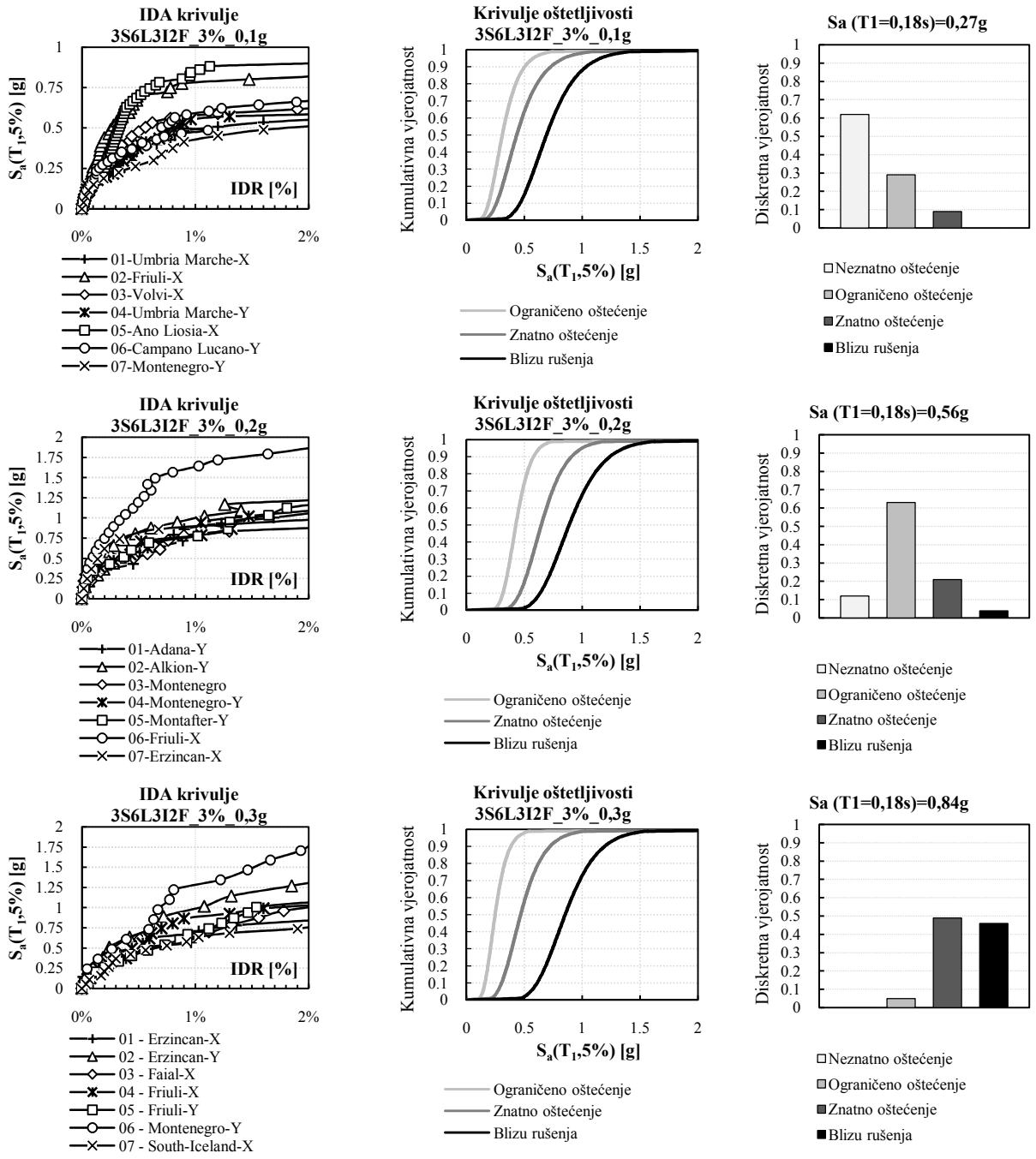


Slika 223. Rezultati 3S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%

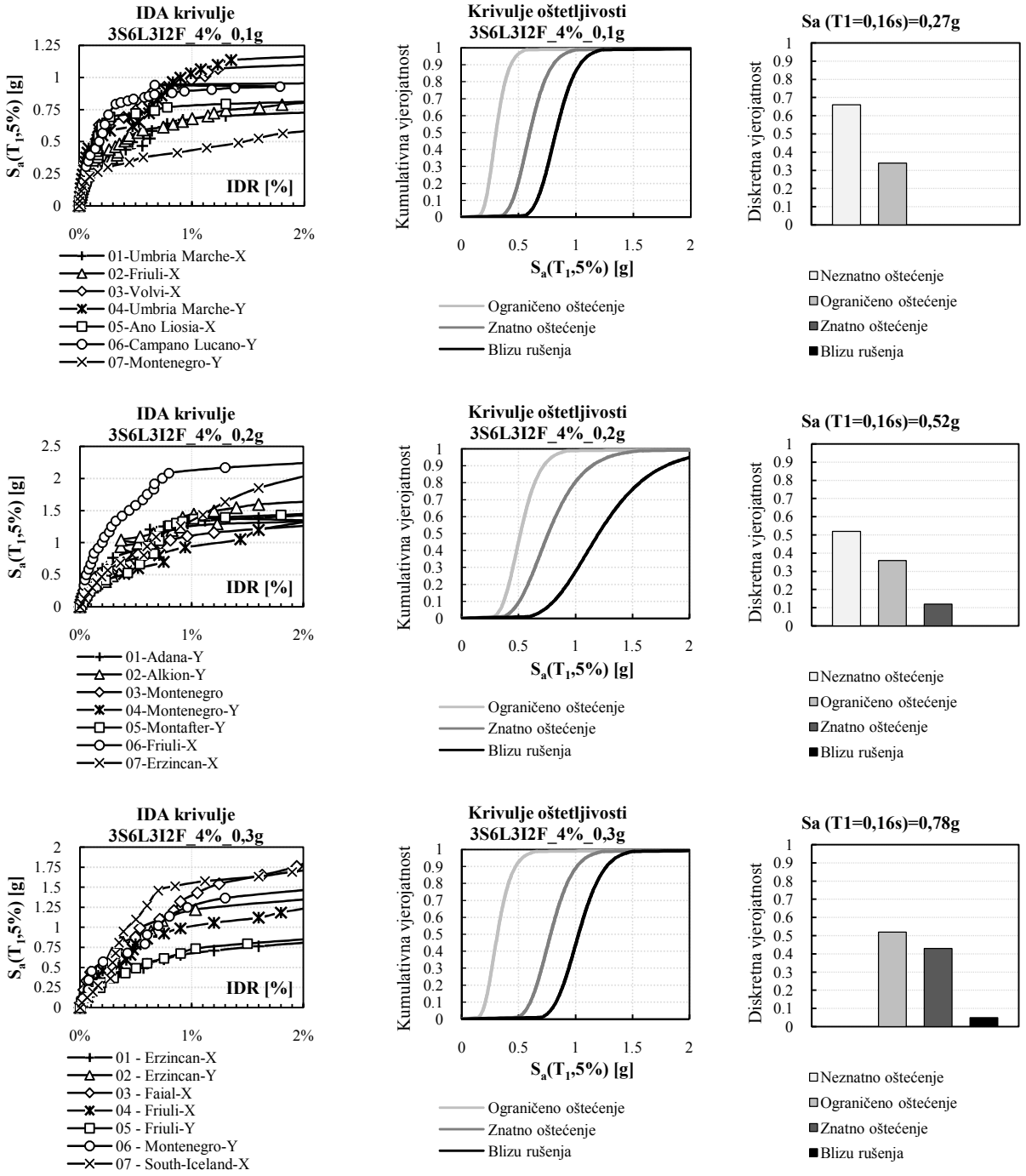


Slika 224. Rezultati 3S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%

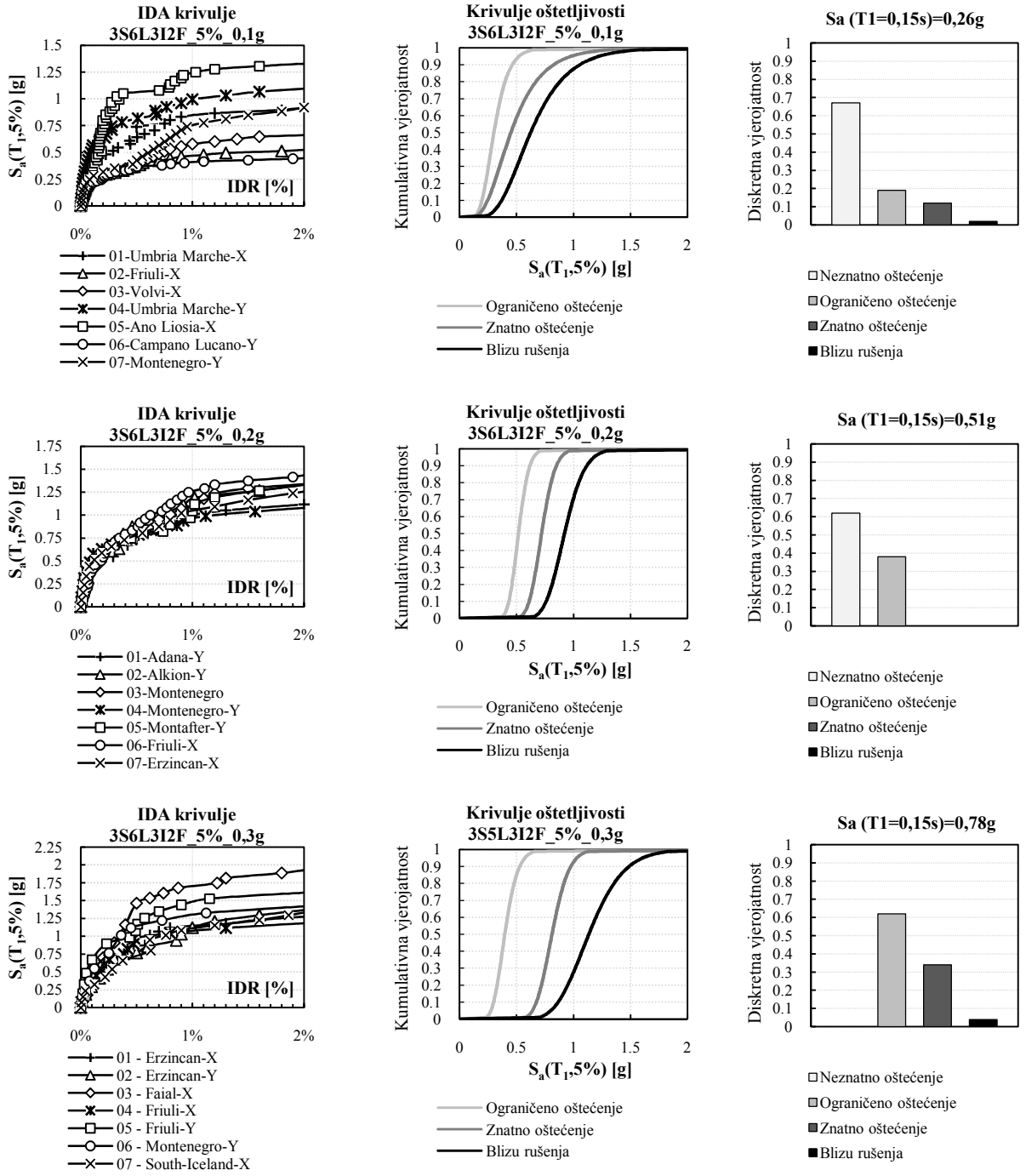
A.1.6. Jaki okvir + jaki ispun



Slika 226. Rezultati 3S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%



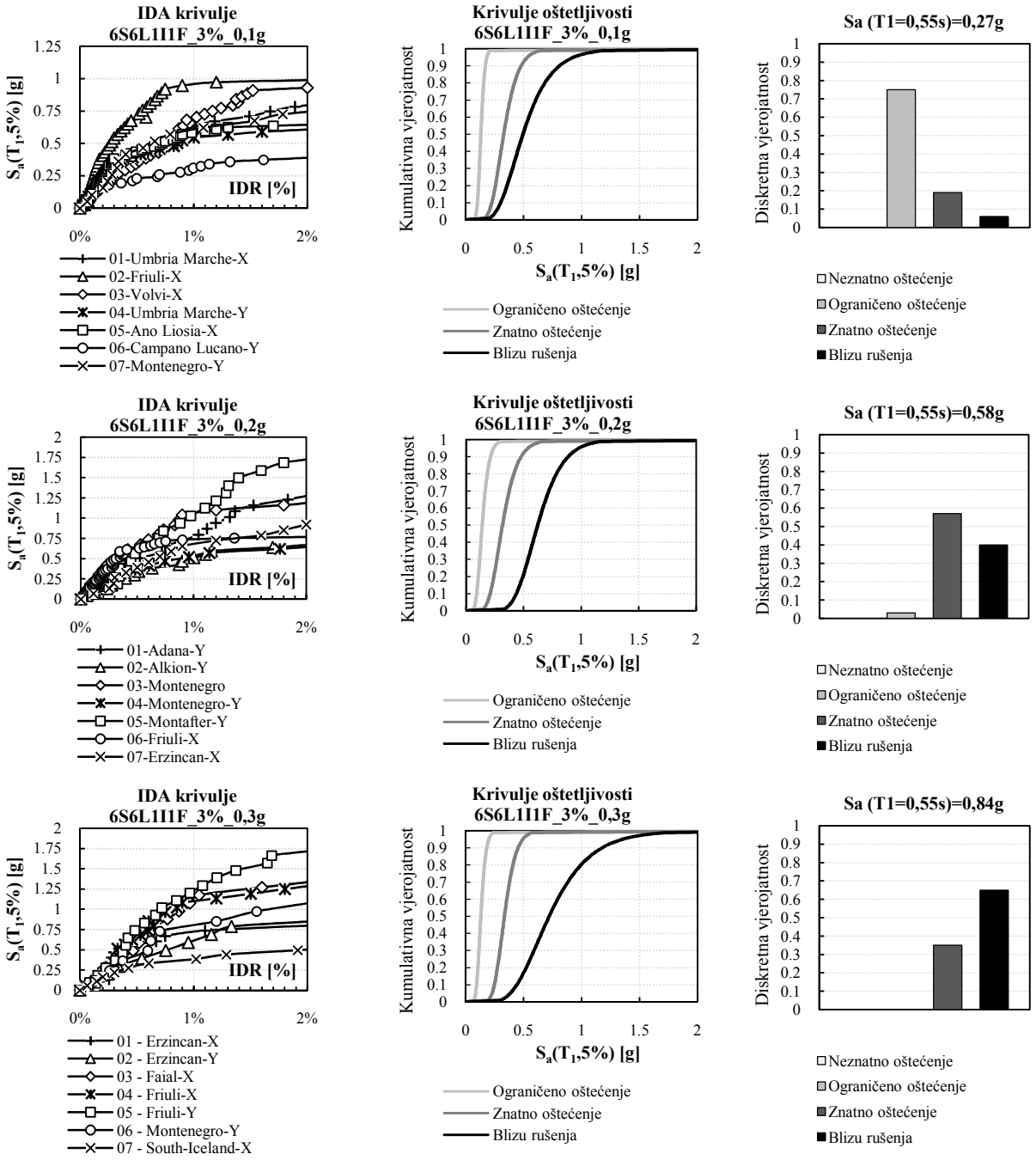
Slika 227. Rezultati 3S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%



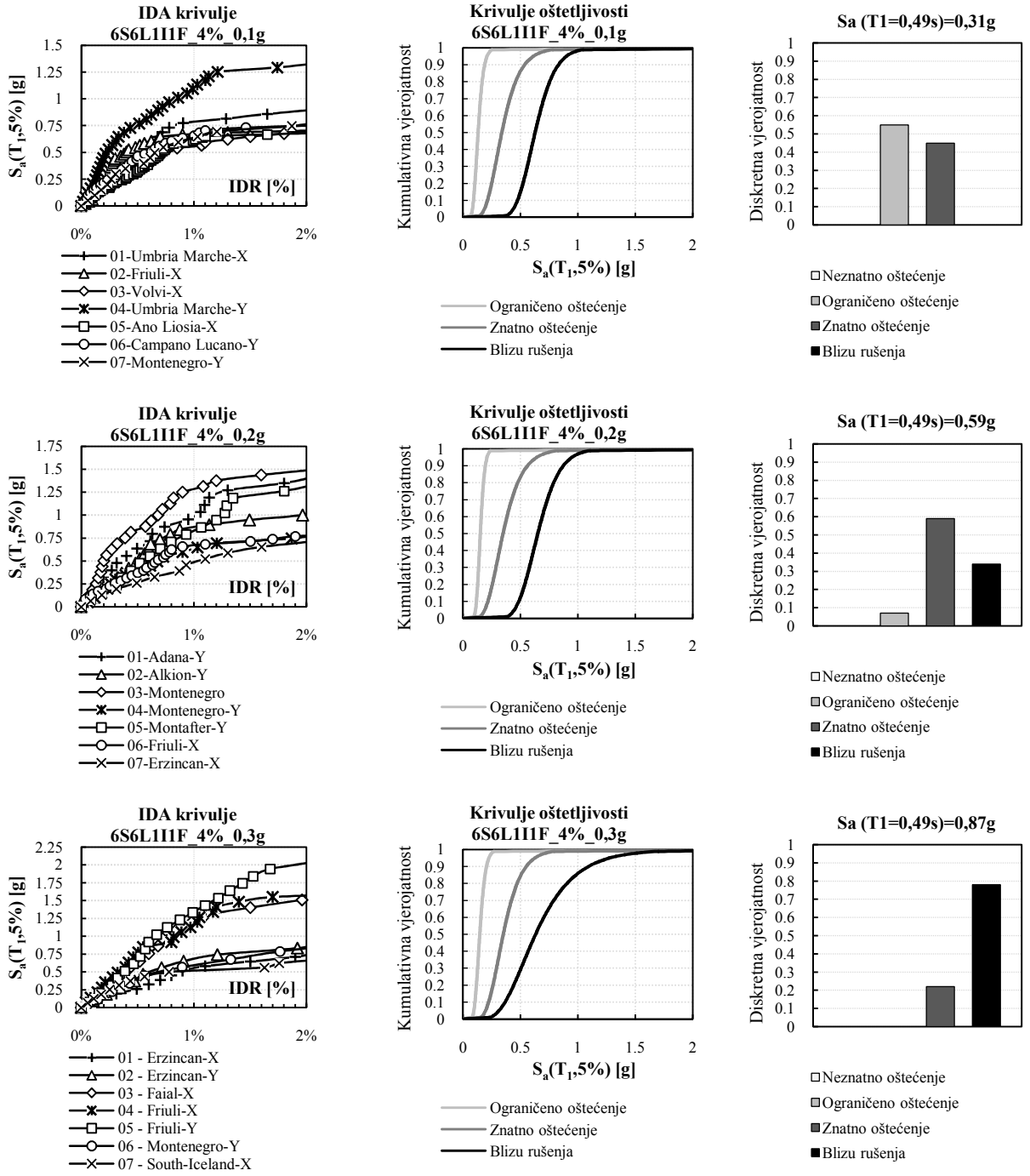
Slika 228. Rezultati 3S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%

A.2. Šesterokatna zgrada raspona 6m

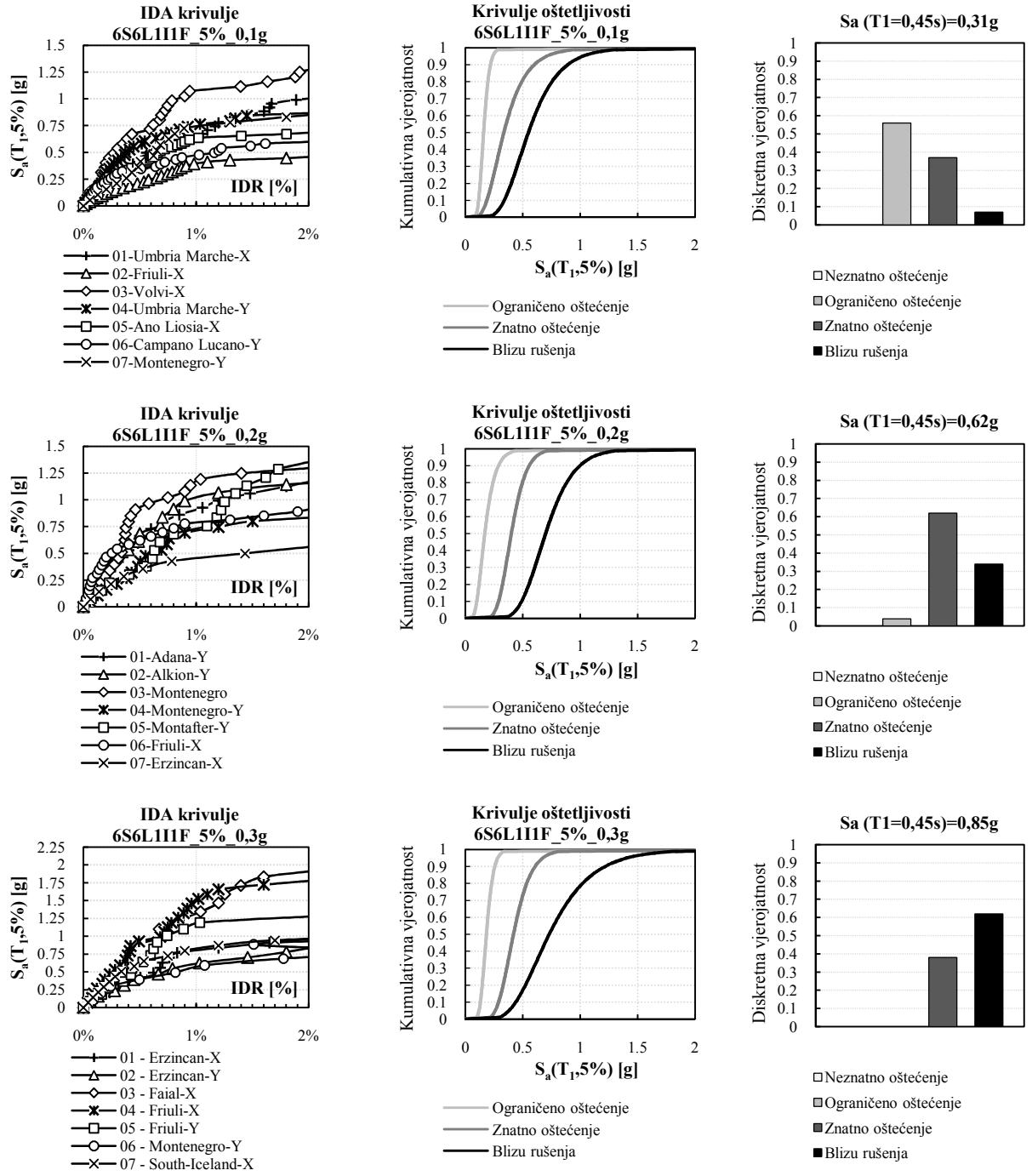
A.2.1. Slabi okvir + slabi ispun



Slika 229. Rezultati 6S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%

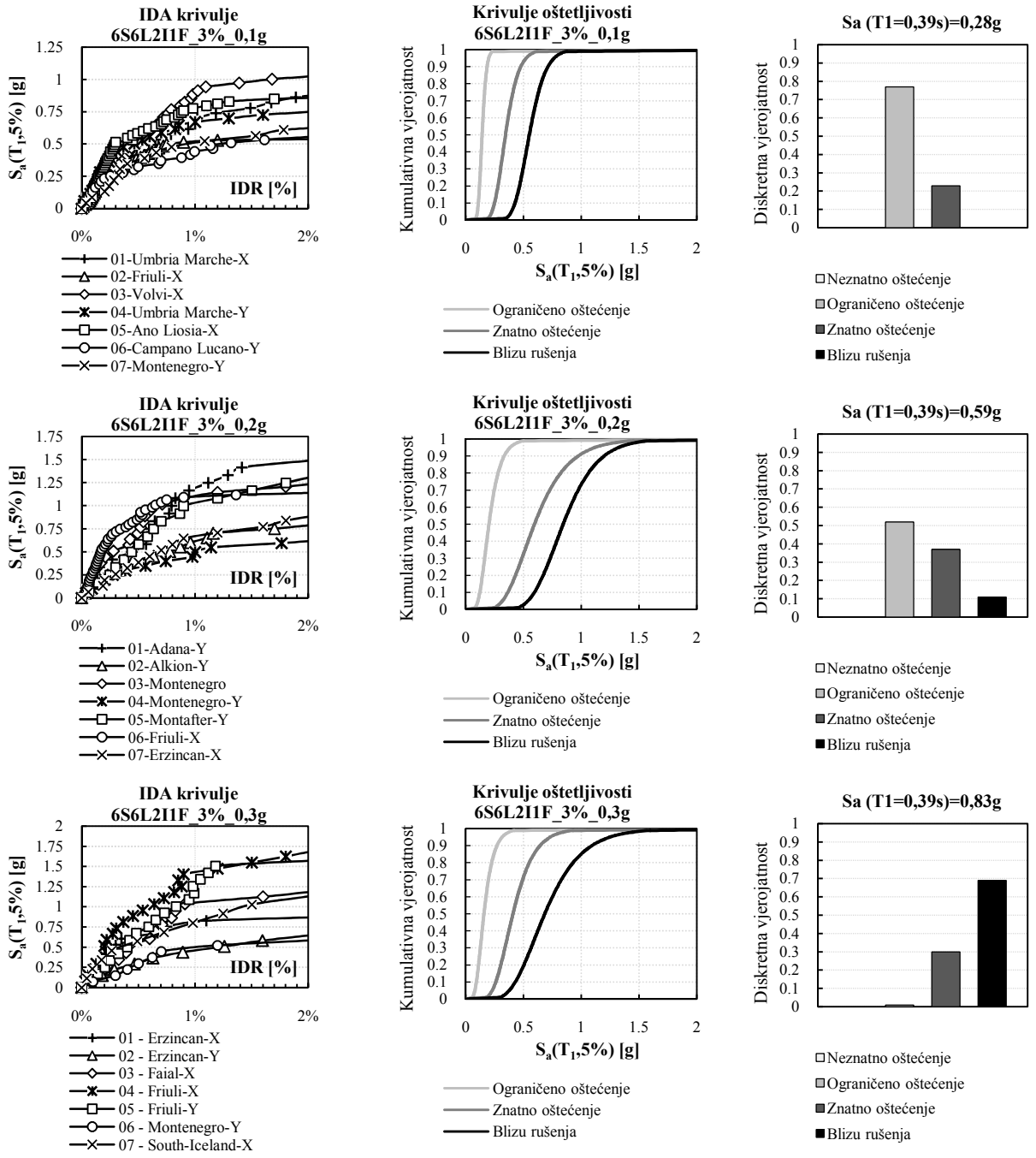


Slika 230. Rezultati 6S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%

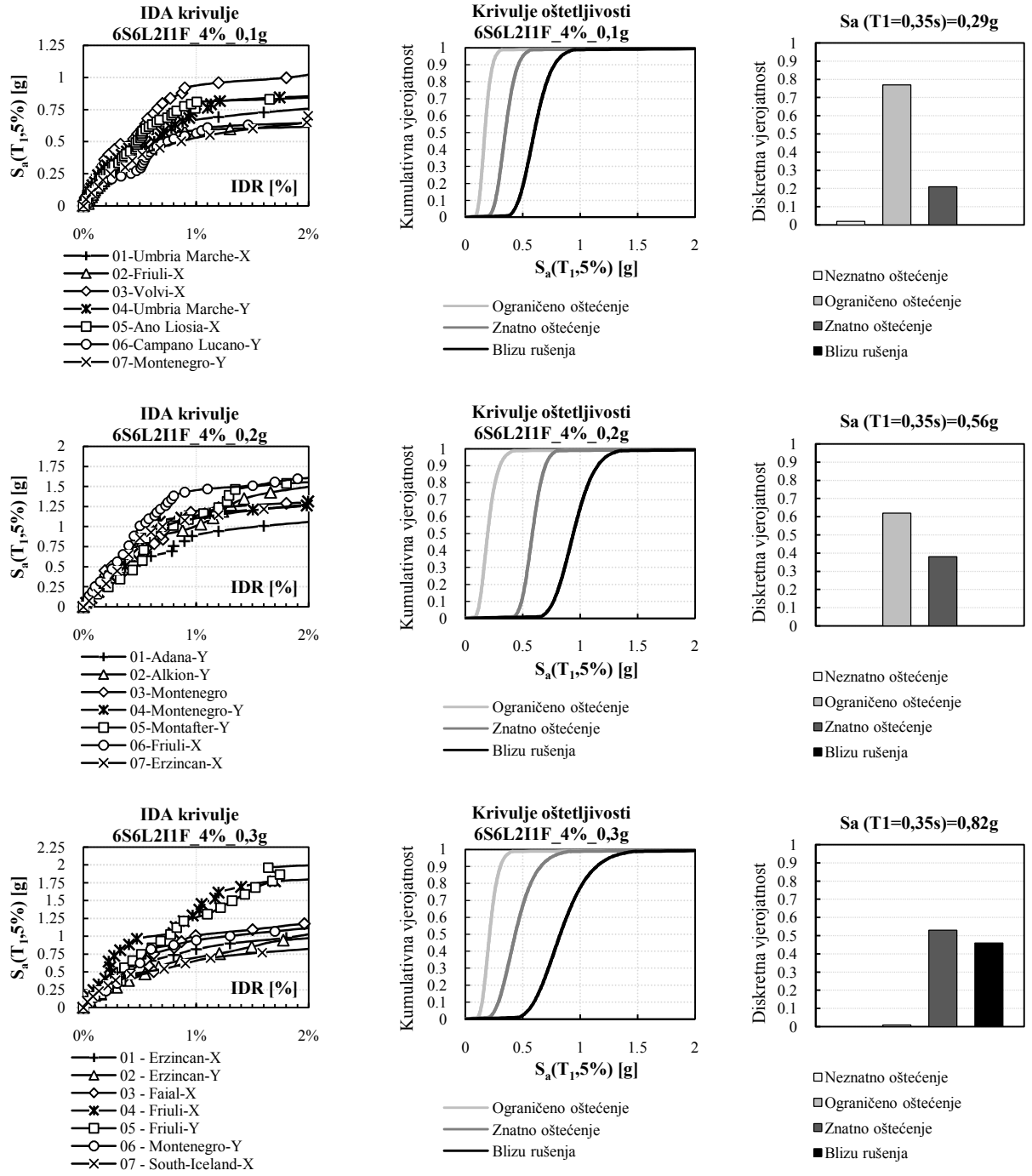


Slika 231. Rezultati 6S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

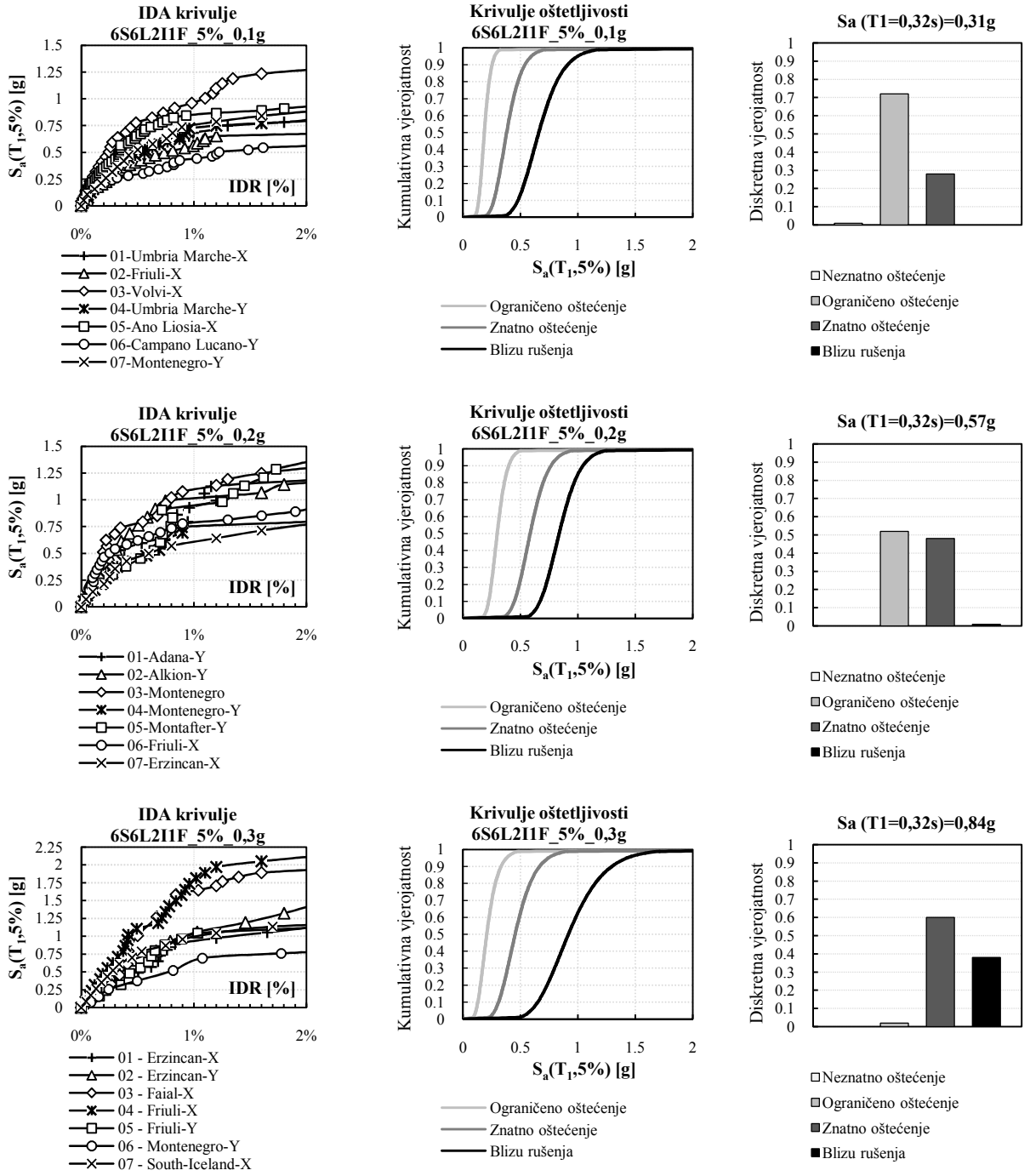
A.2.2. Slabi okvir + srednji ispun



Slika 232. Rezultati 6S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%

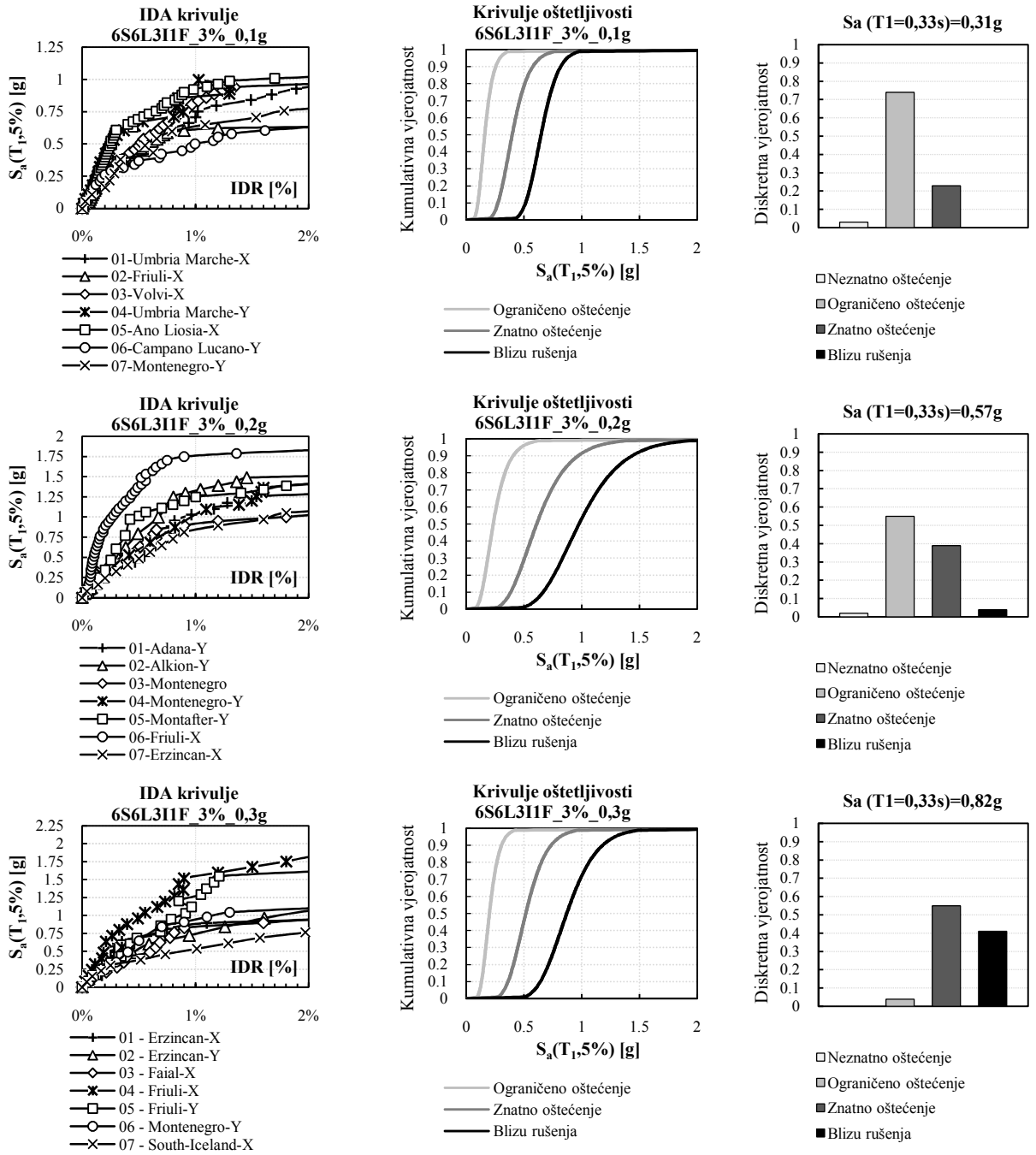


Slika 233. Rezultati 6S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%

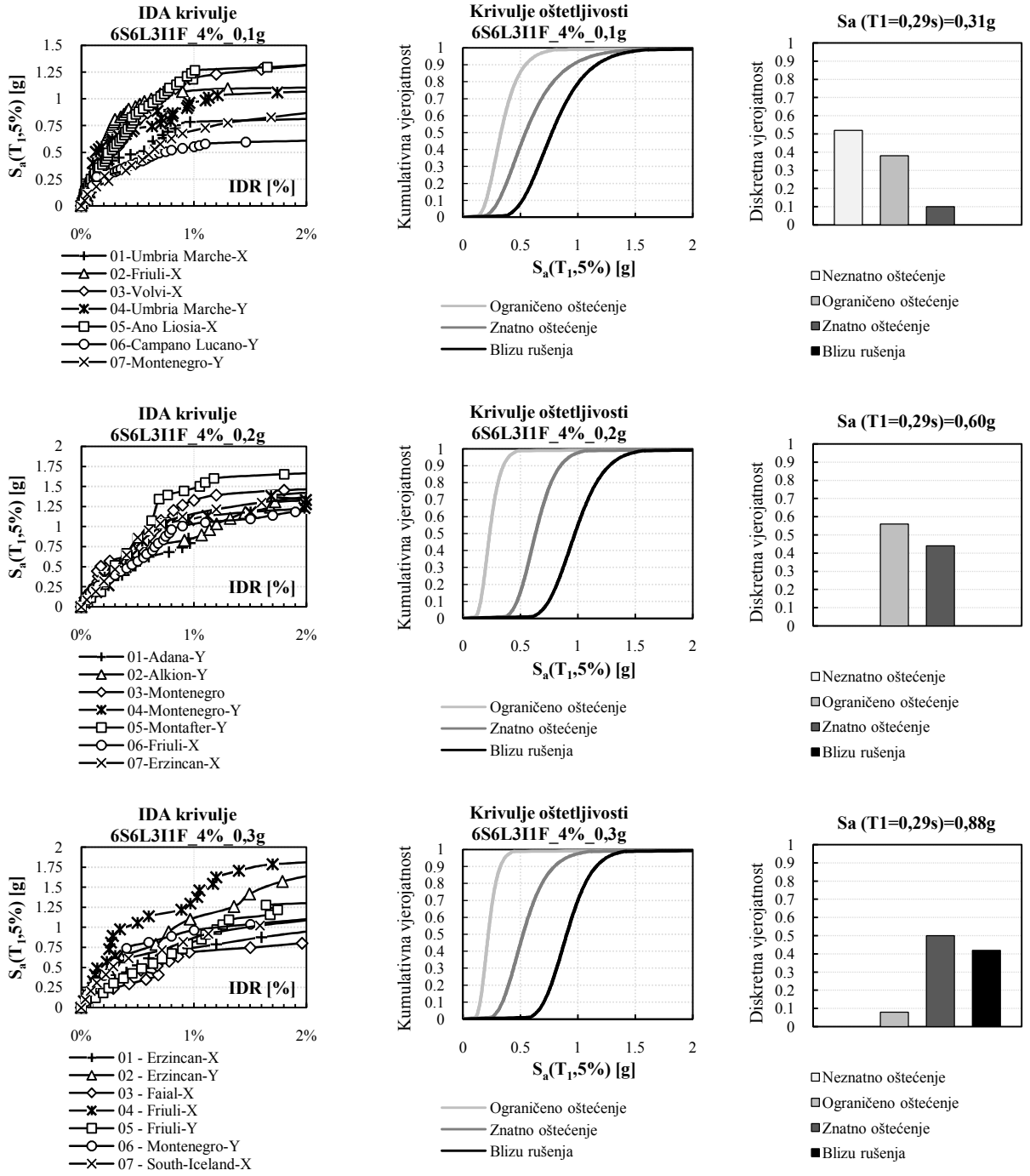


Slika 234. Rezultati 6S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%

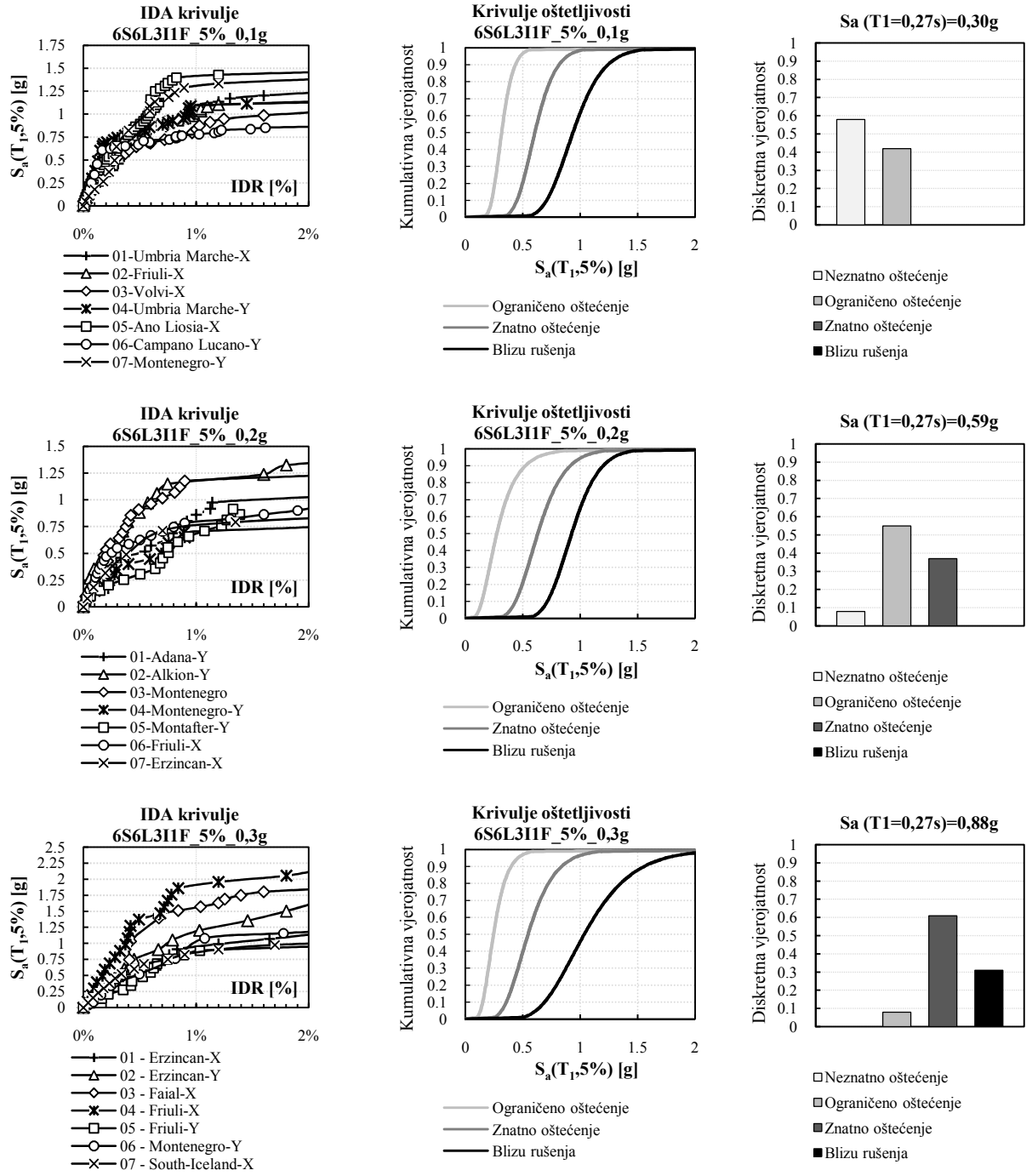
A.2.3. Slabi okvir + jaki ispun



Slika 235. Rezultati 6S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%

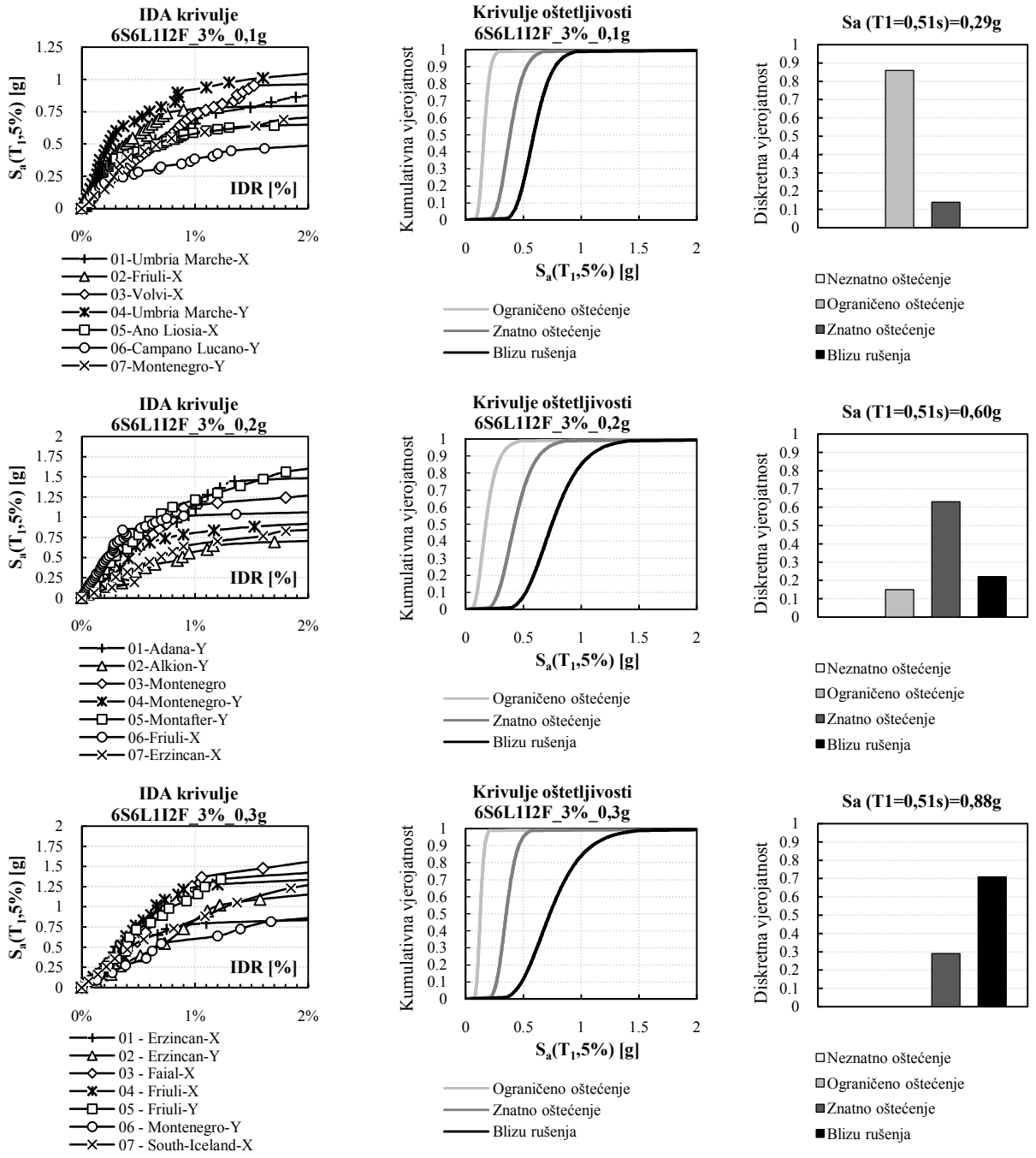


Slika 236. Rezultati 6S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%

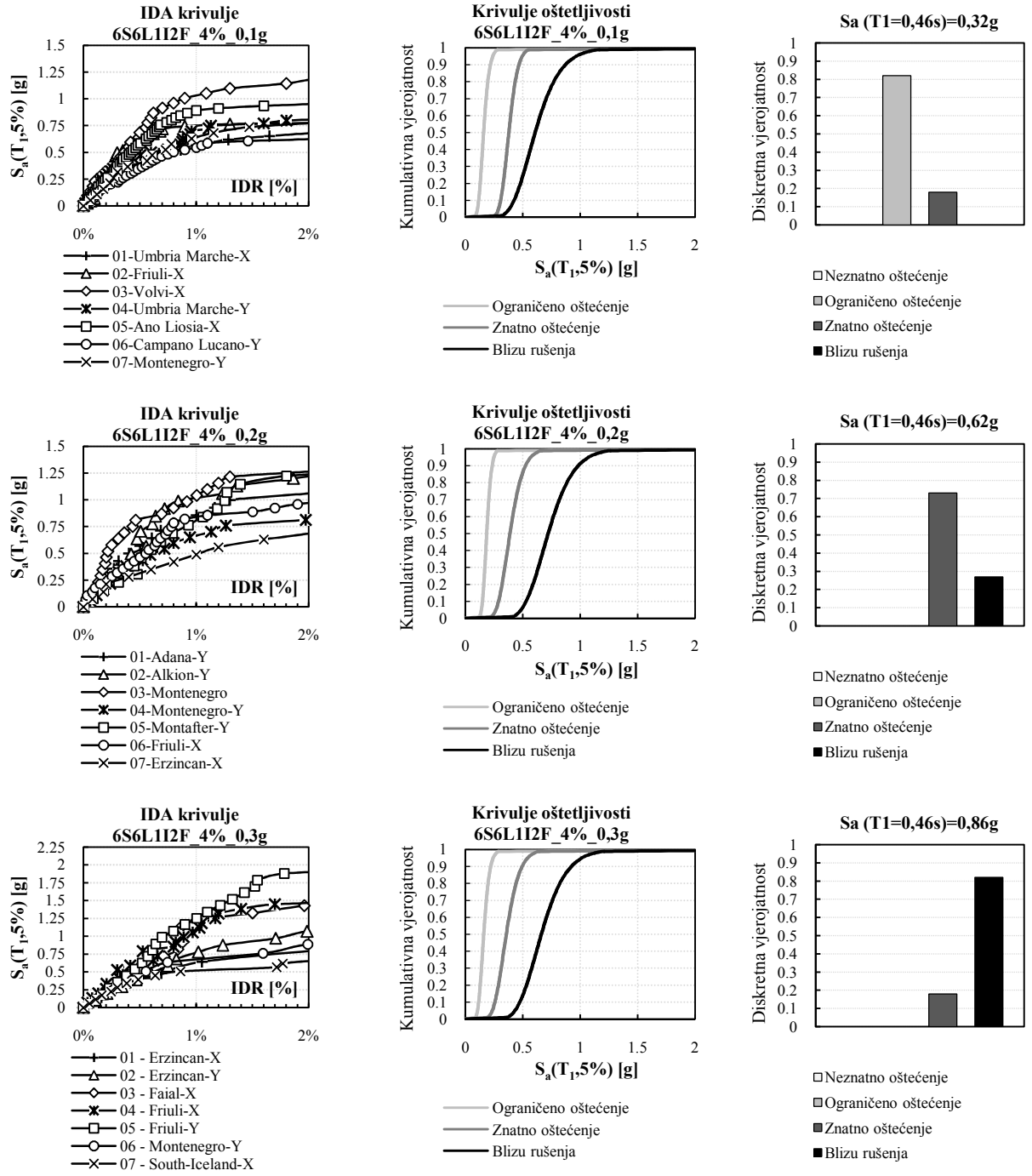


Slika 237. Rezultati 6S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%

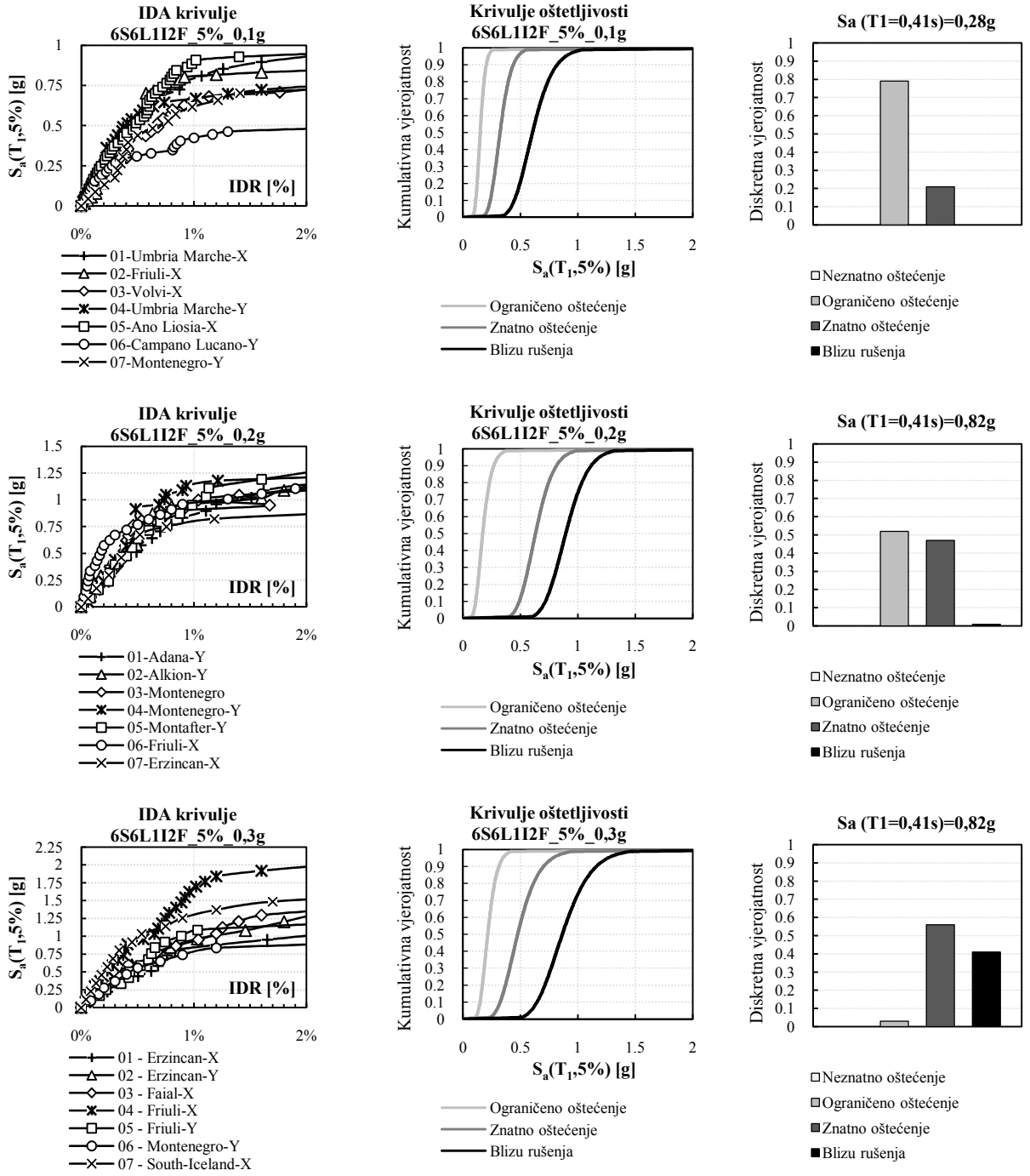
A.2.4. Jaki okvir + slabi ispun



Slika 238. Rezultati 6S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%

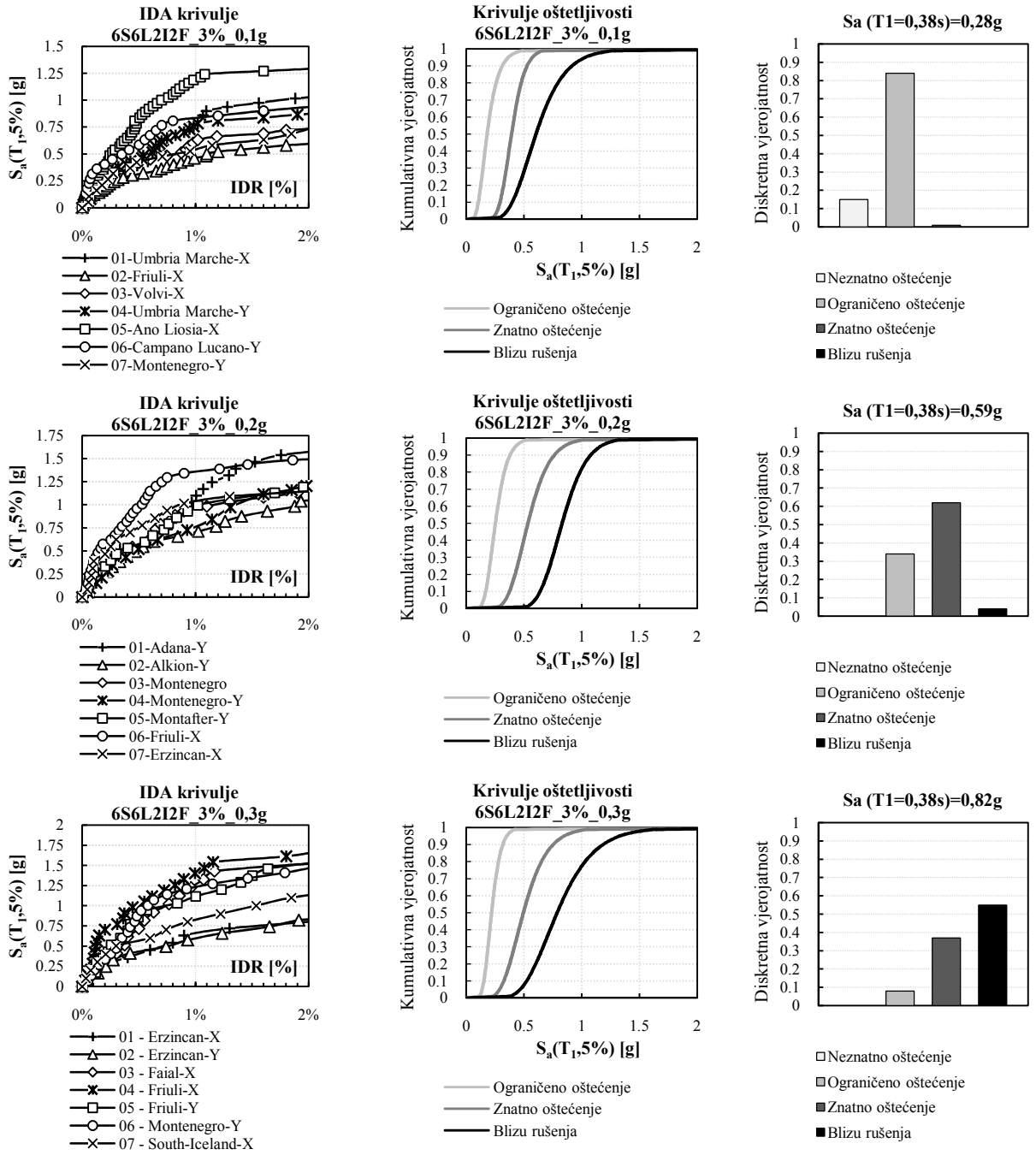


Slika 239. Rezultati 6S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%

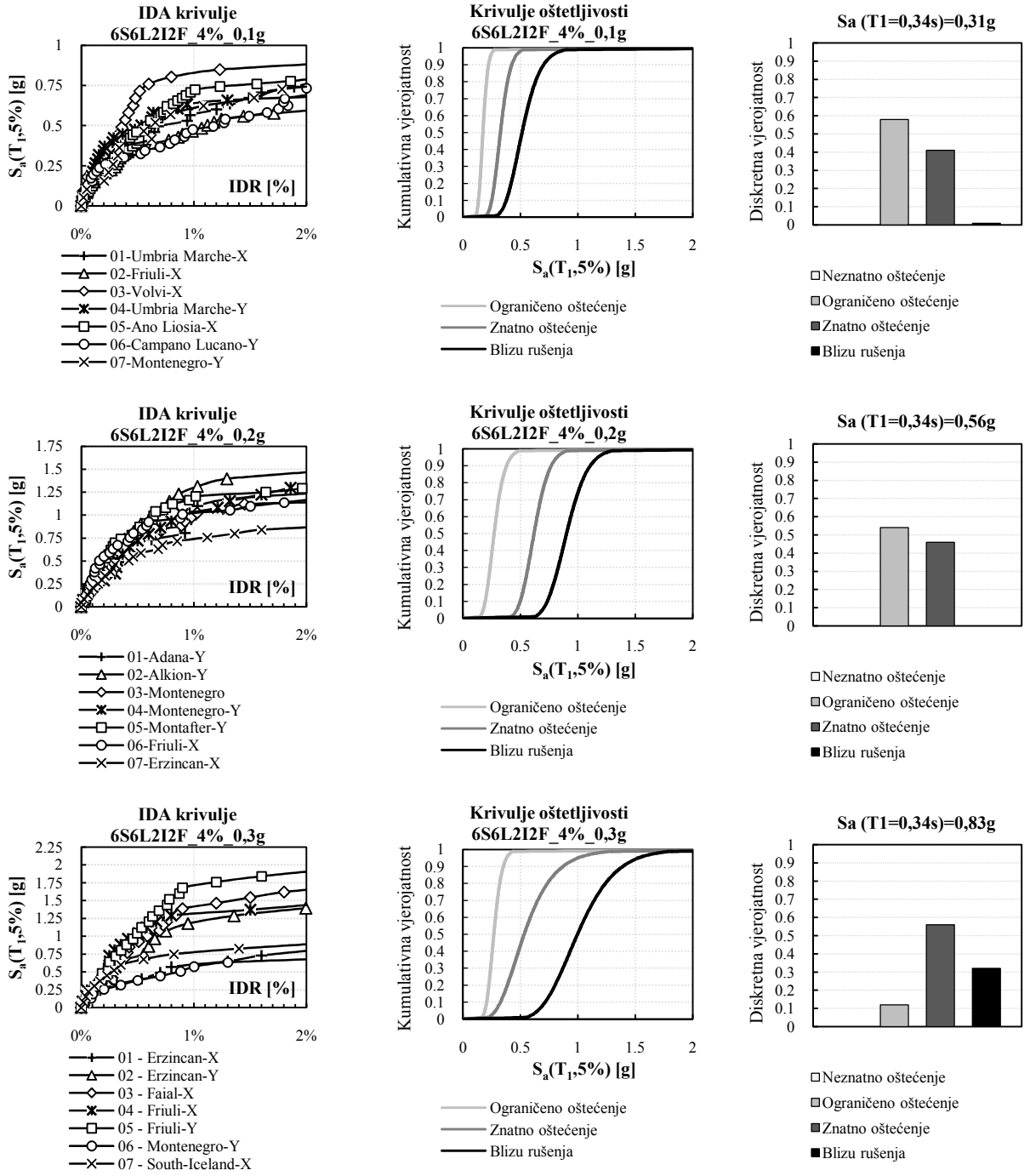


Slika 240. Rezultati 6S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%

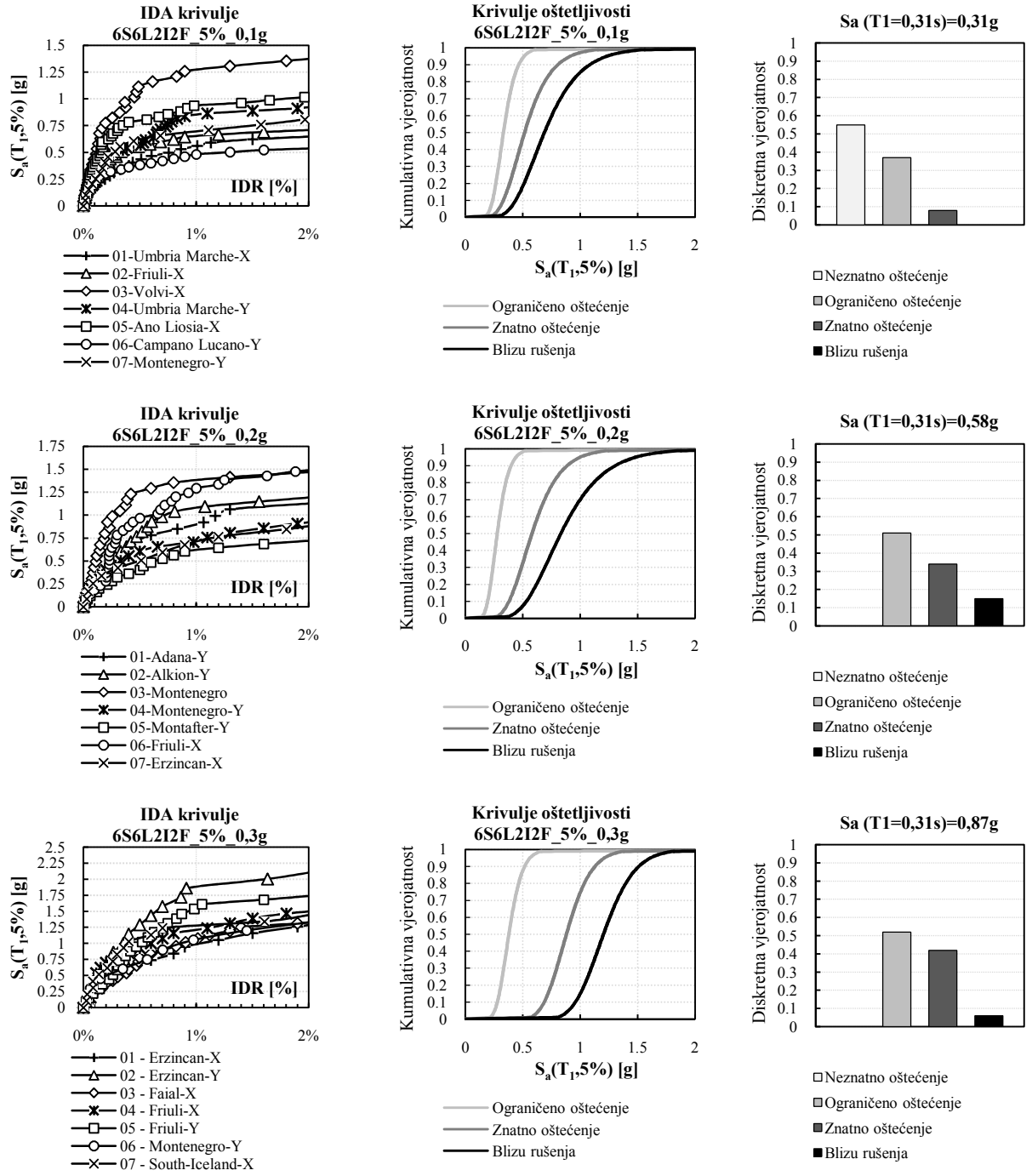
A.2.5. Jaki okvir + srednji ispun



Slika 241. Rezultati 6S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%

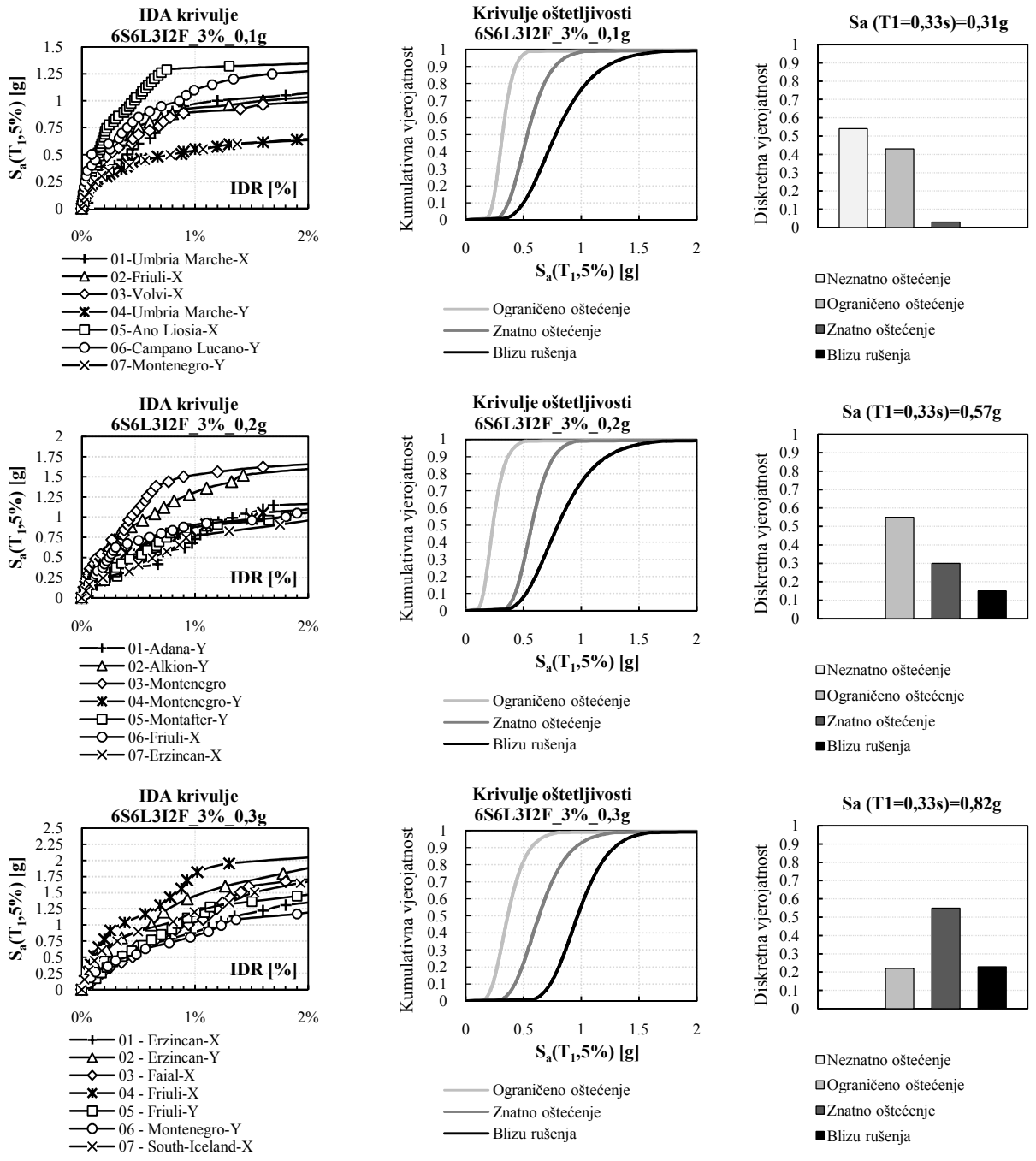


Slika 242. Rezultati 6S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%

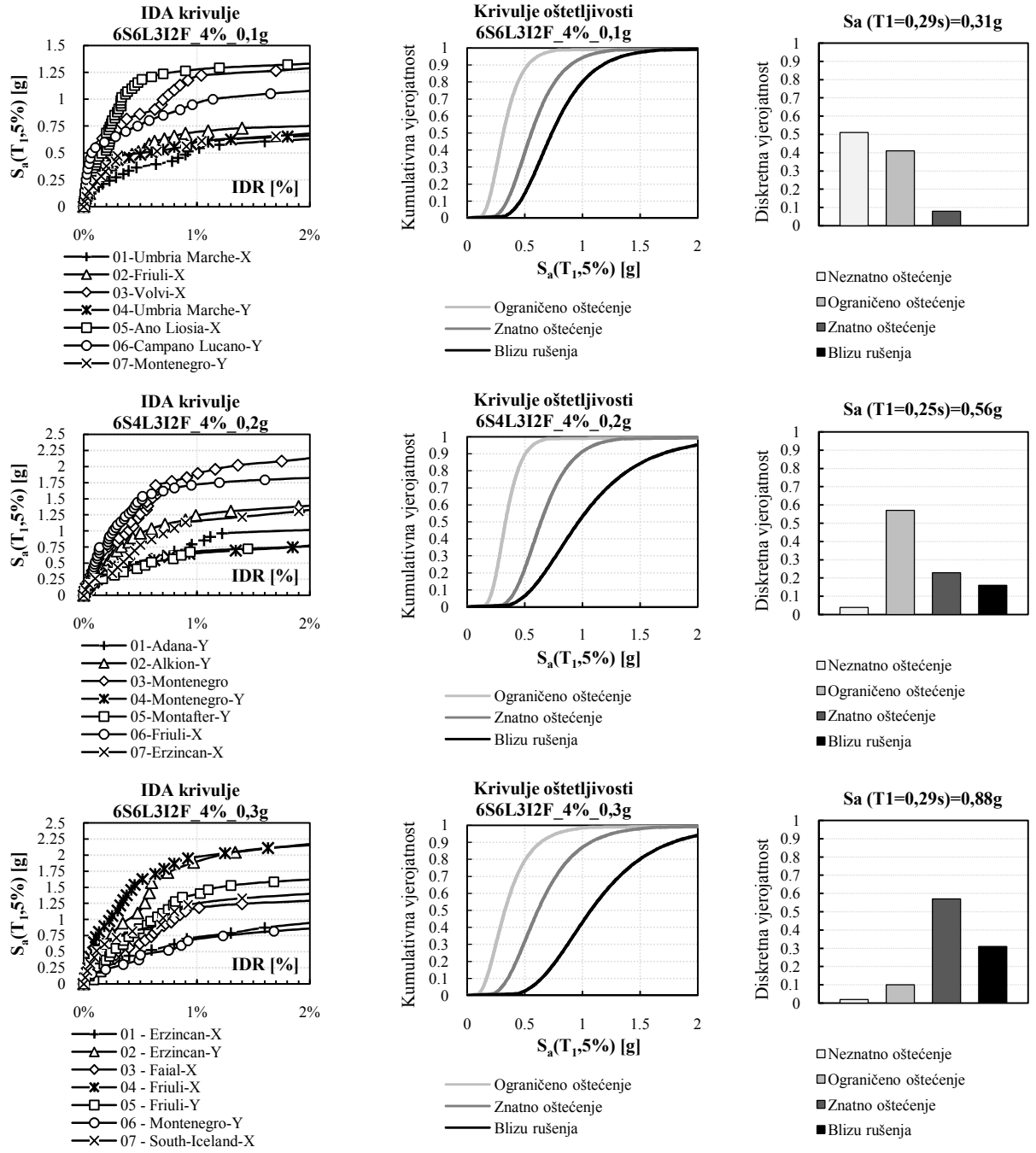


Slika 243. Rezultati 6S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%

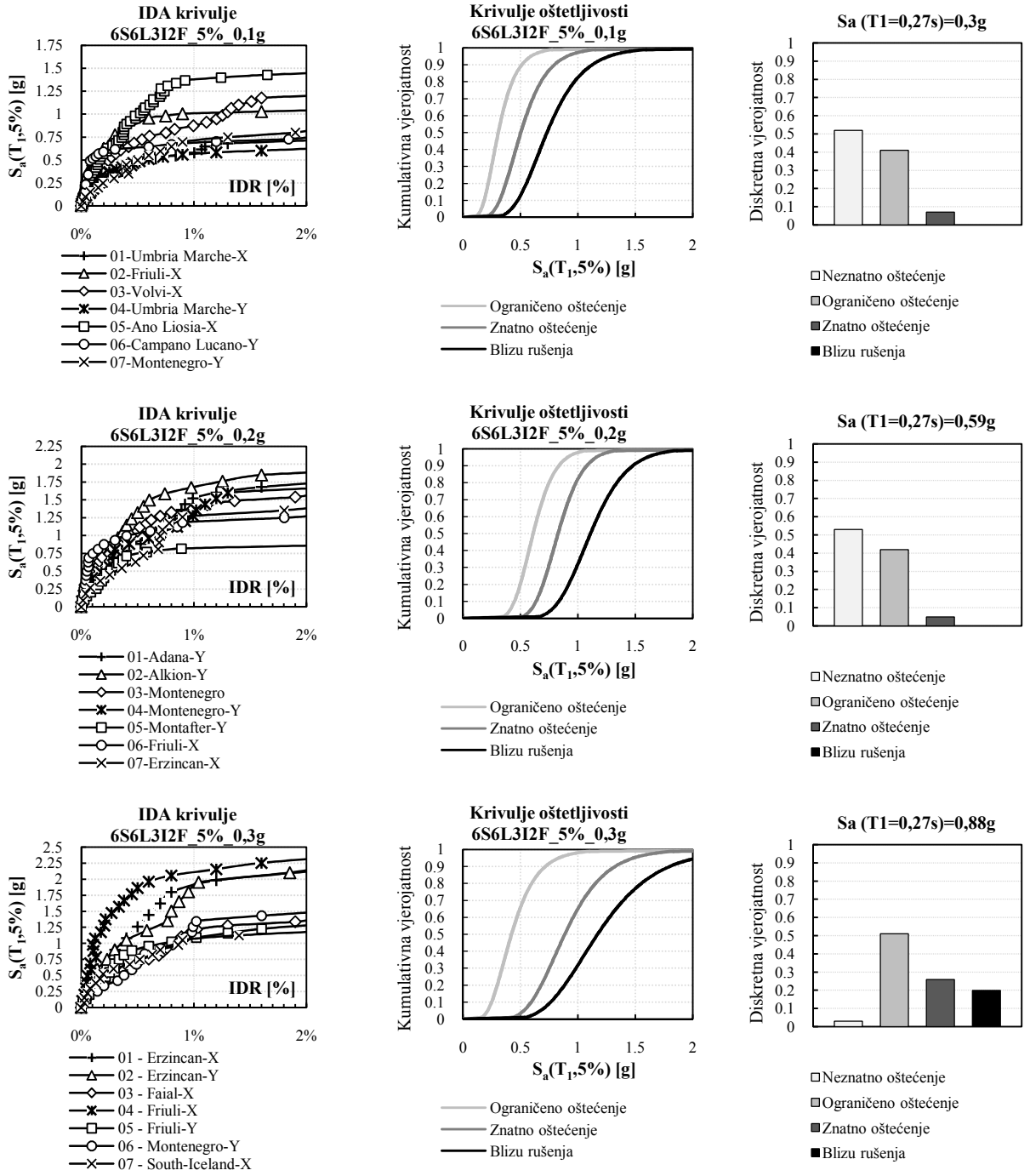
A.2.6. Jaki okvir + jaki ispun



Slika 244. Rezultati 6S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%



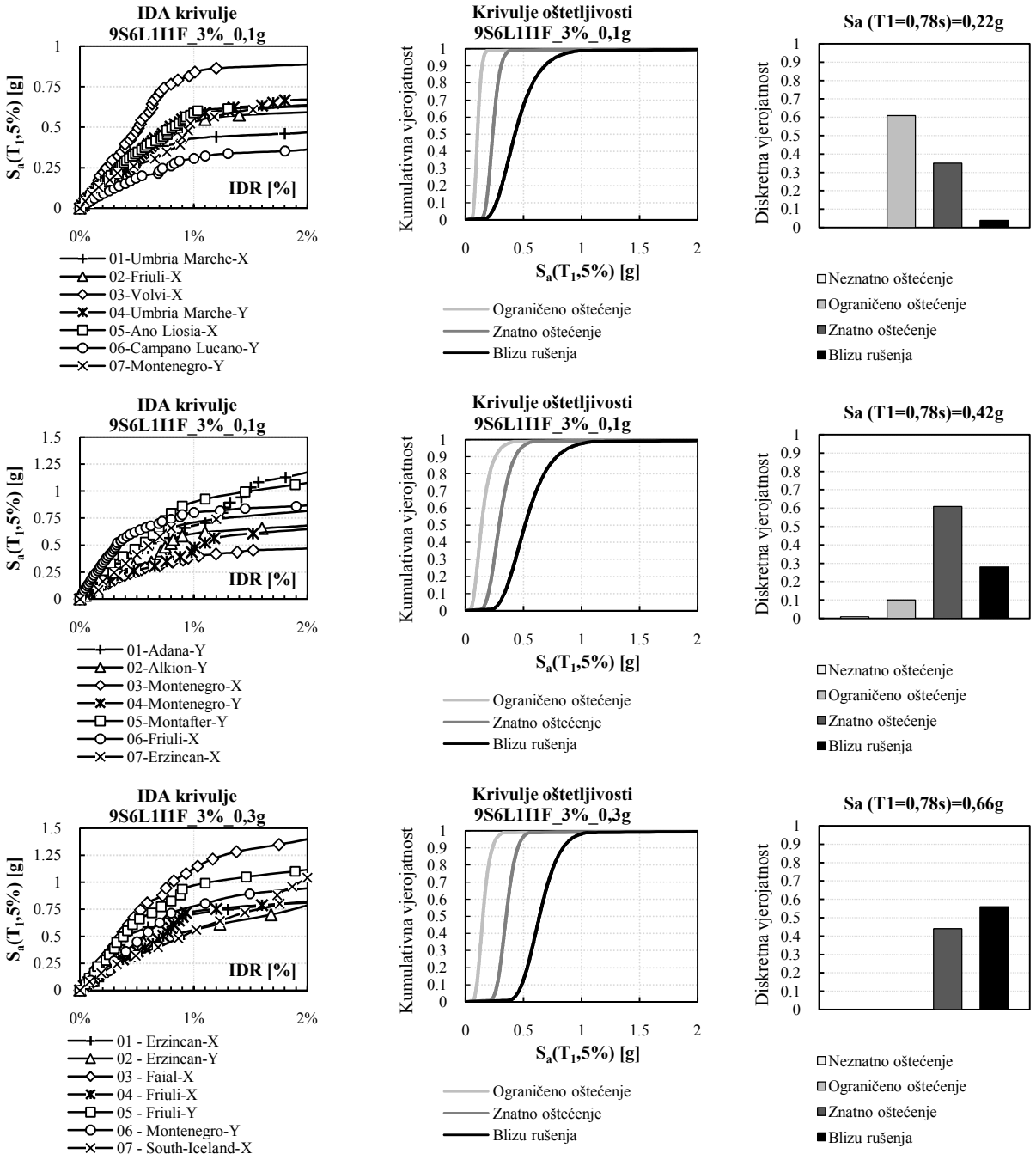
Slika 245. Rezultati 6S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%



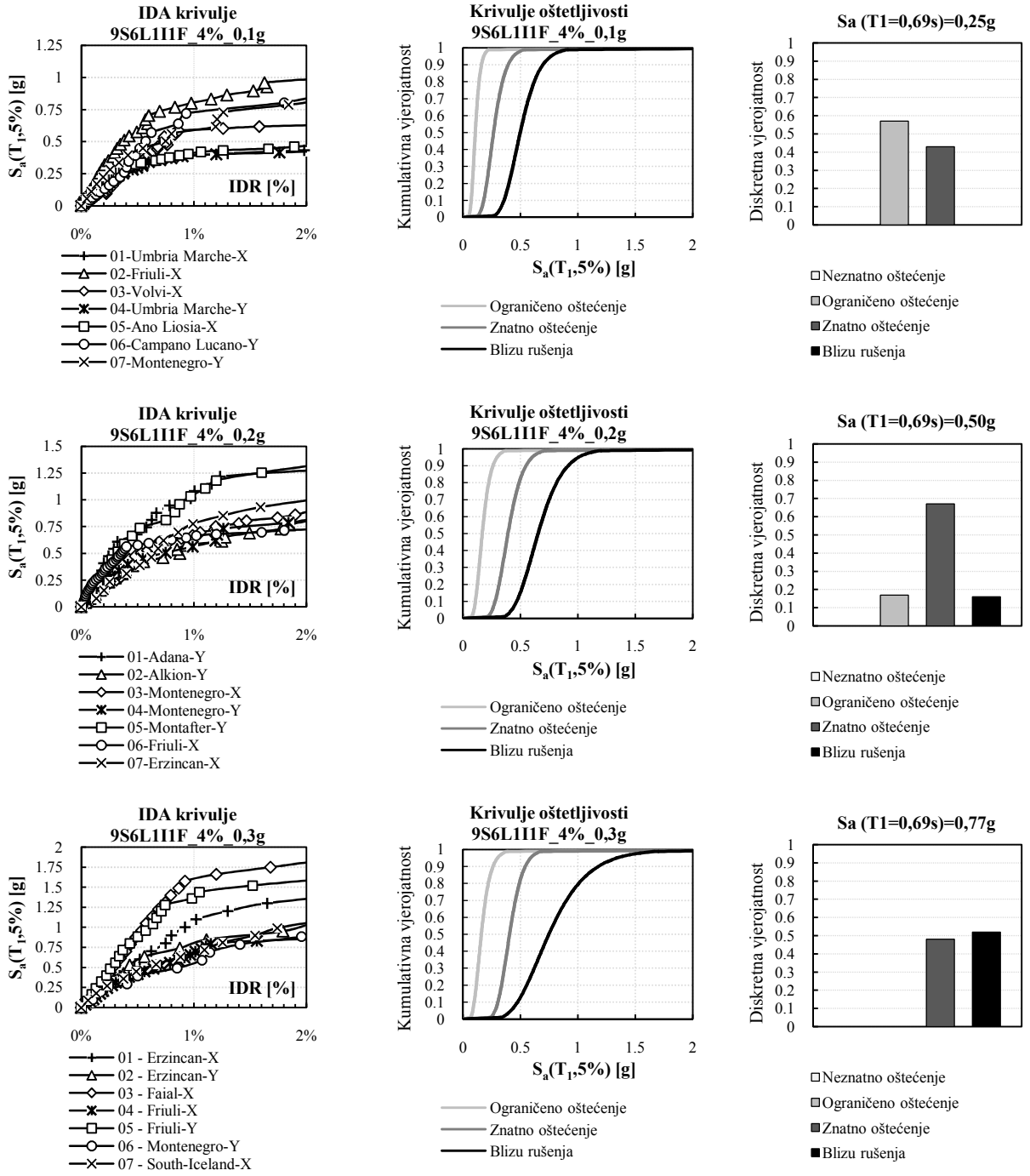
Slika 246. Rezultati 6S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%

A.3. Deveterokatna zgrada raspona 6m

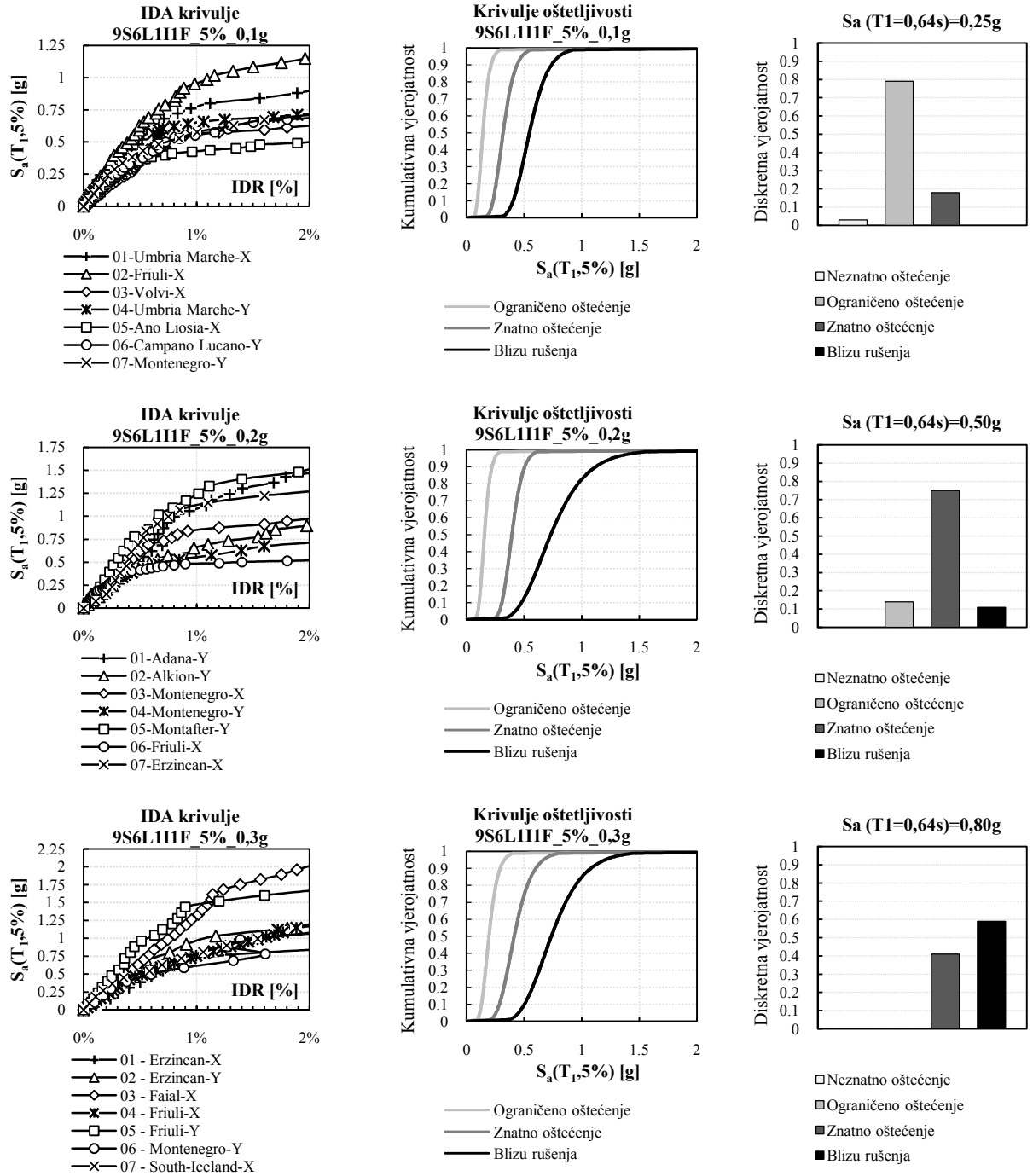
A.3.1. Slabi okvir + slabi ispun



Slika 247. Rezultati 9S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=3%

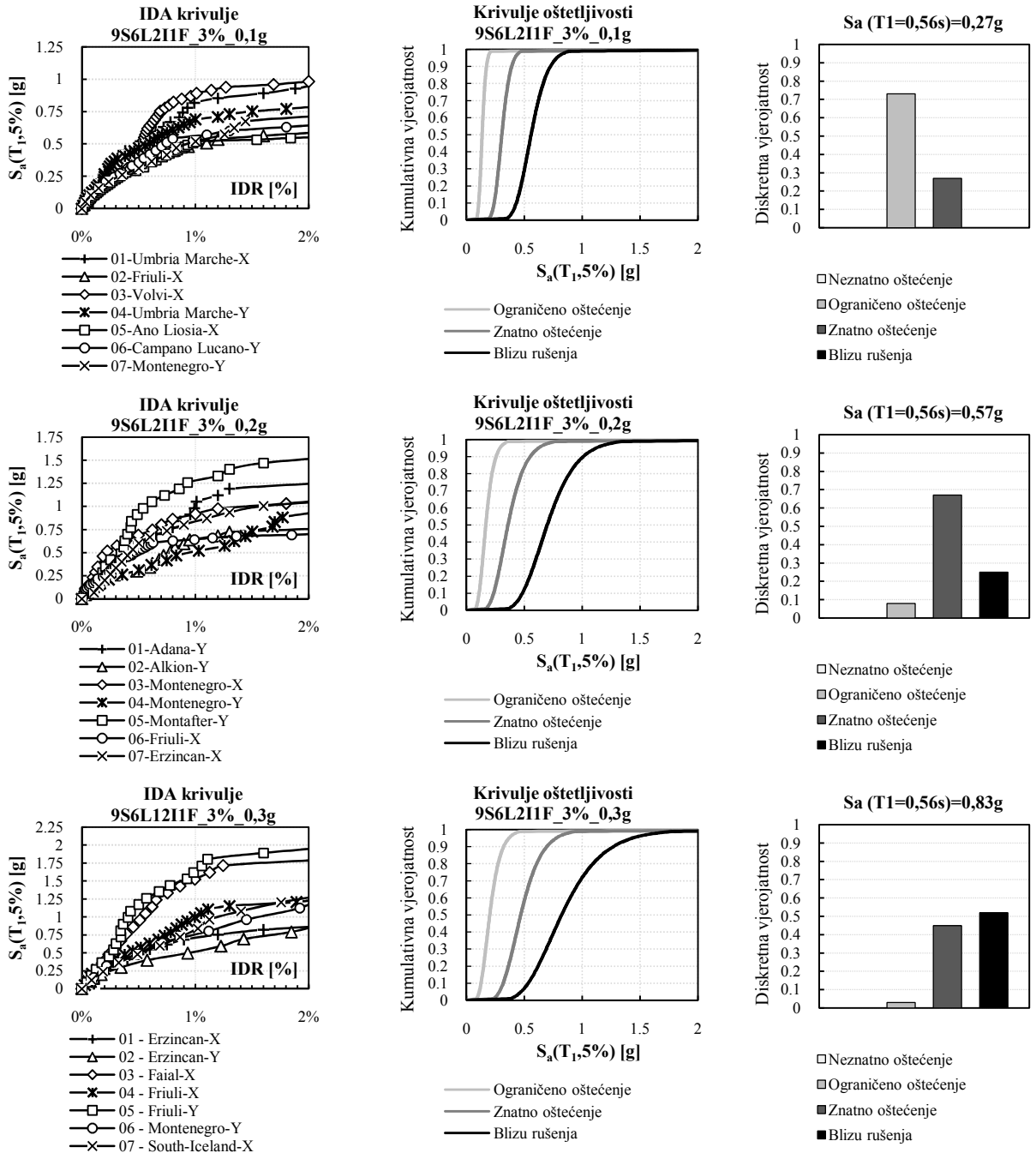


Slika 248. Rezultati 9S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=4%

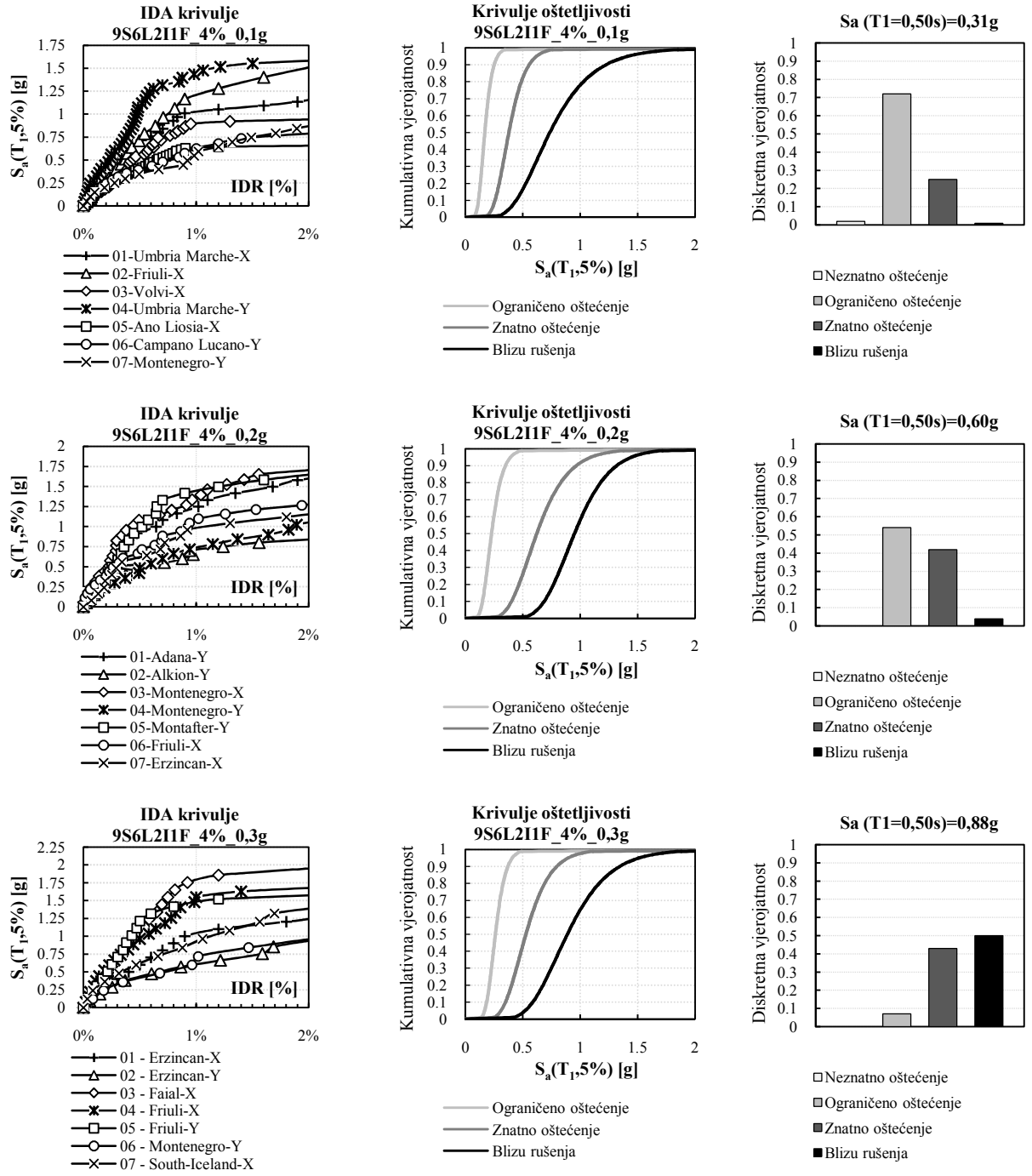


Slika 249. Rezultati 9S6L za slabi ispun i slabi okvir za ρ=5%

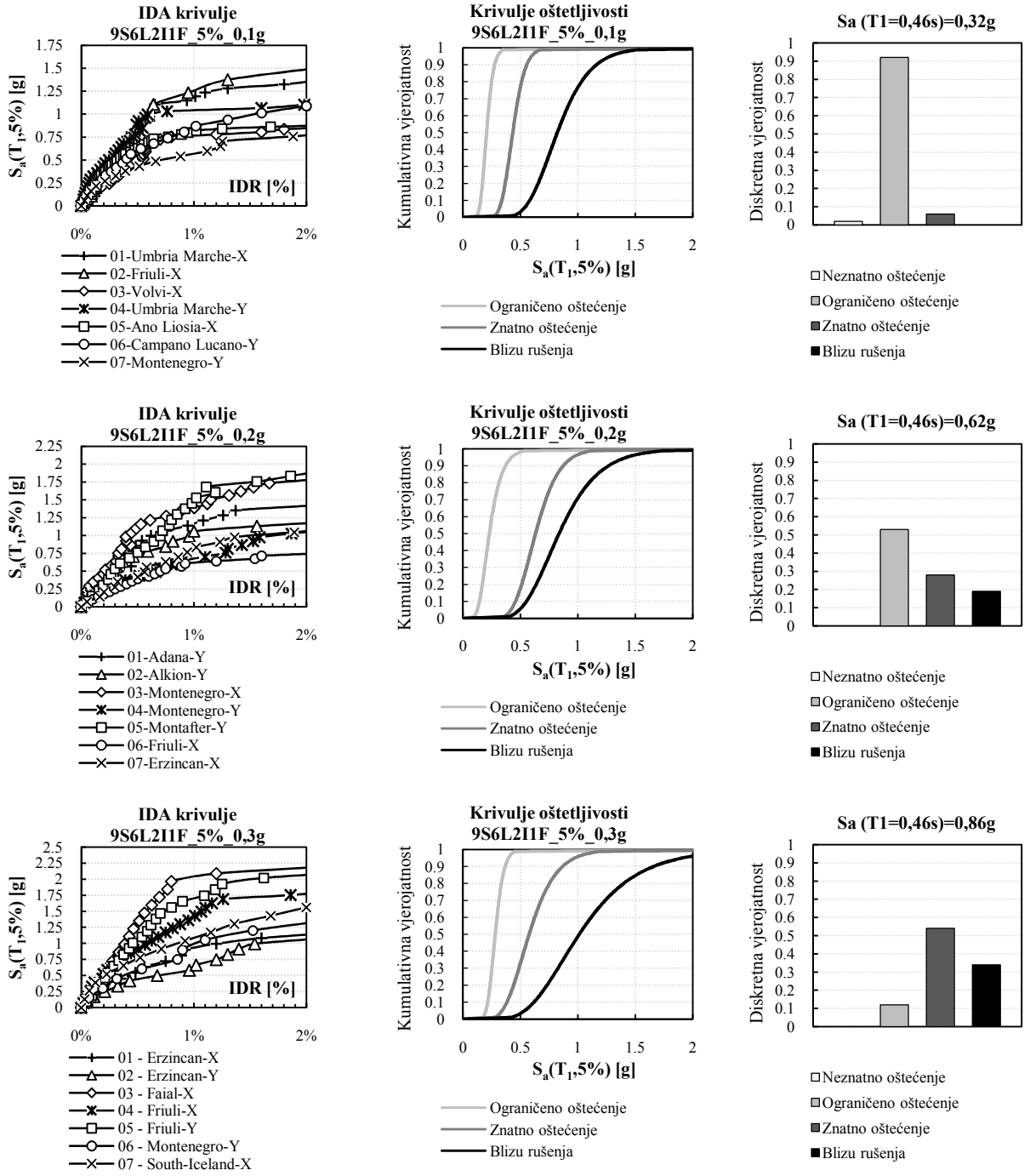
A.3.2. Slabi okvir + srednji ispun



Slika 250. Rezultati 9S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=3%

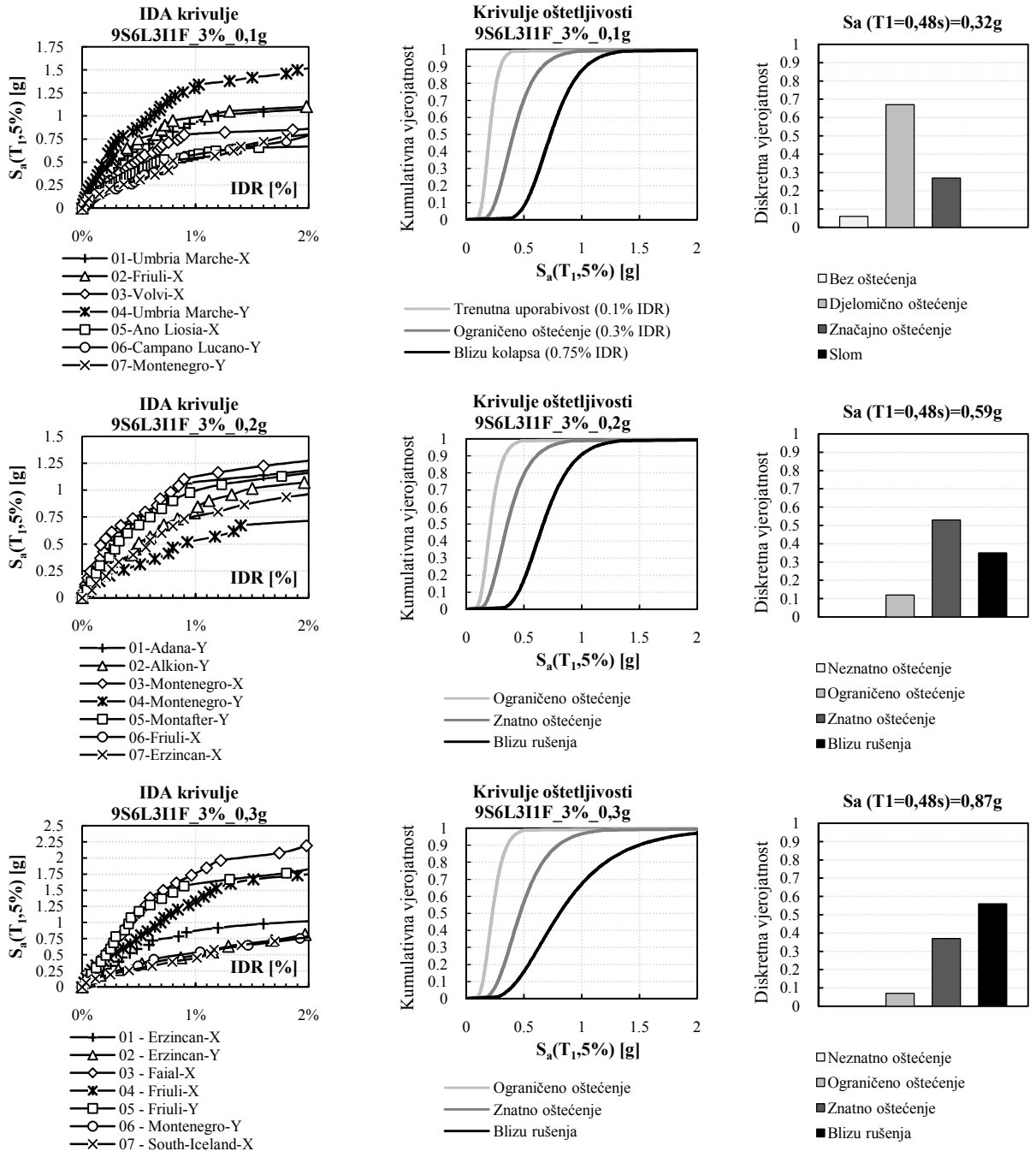


Slika 251. Rezultati 9S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=4%

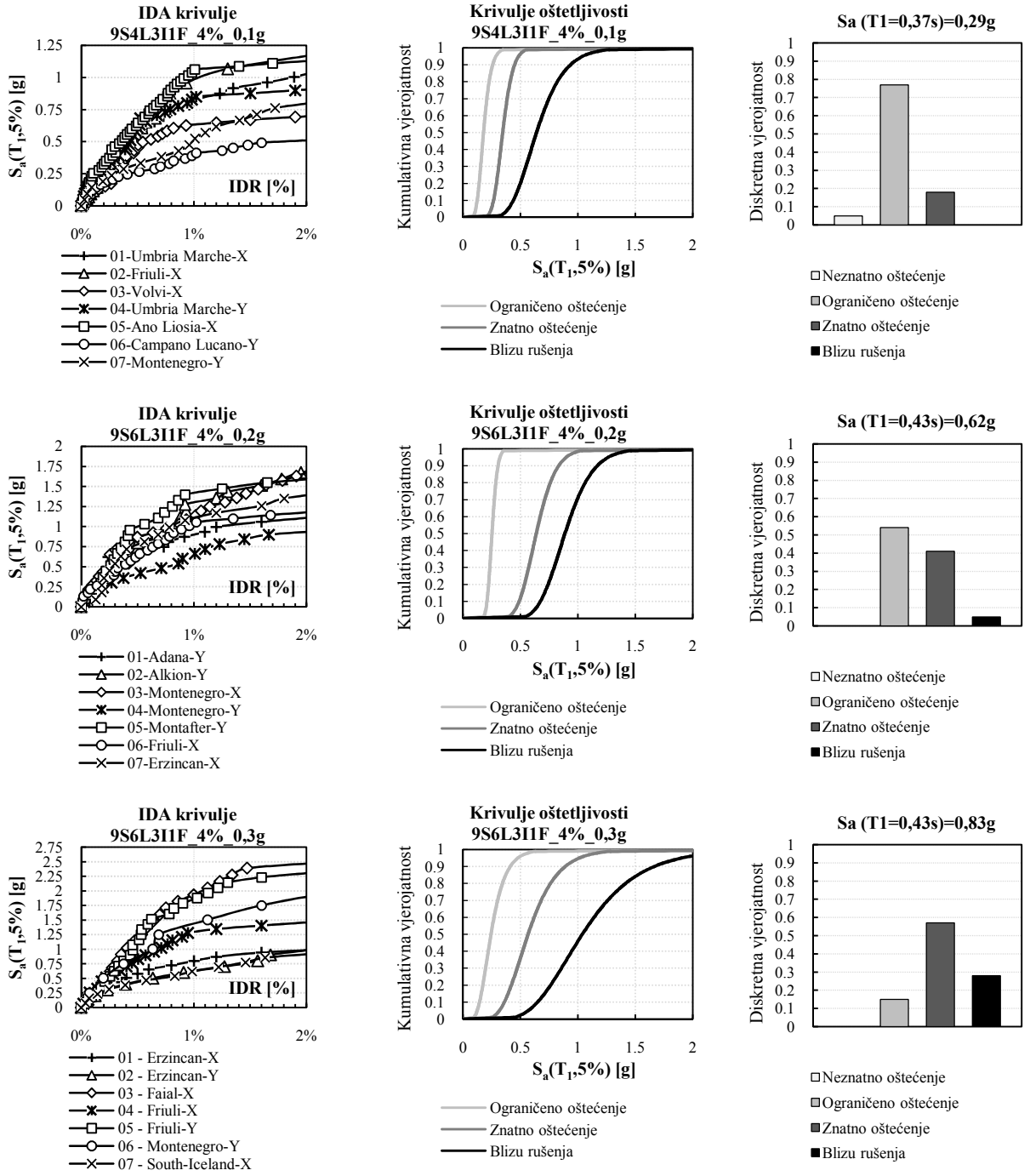


Slika 252. Rezultati 9S6L za srednji ispun i slabi okvir za ρ=5%

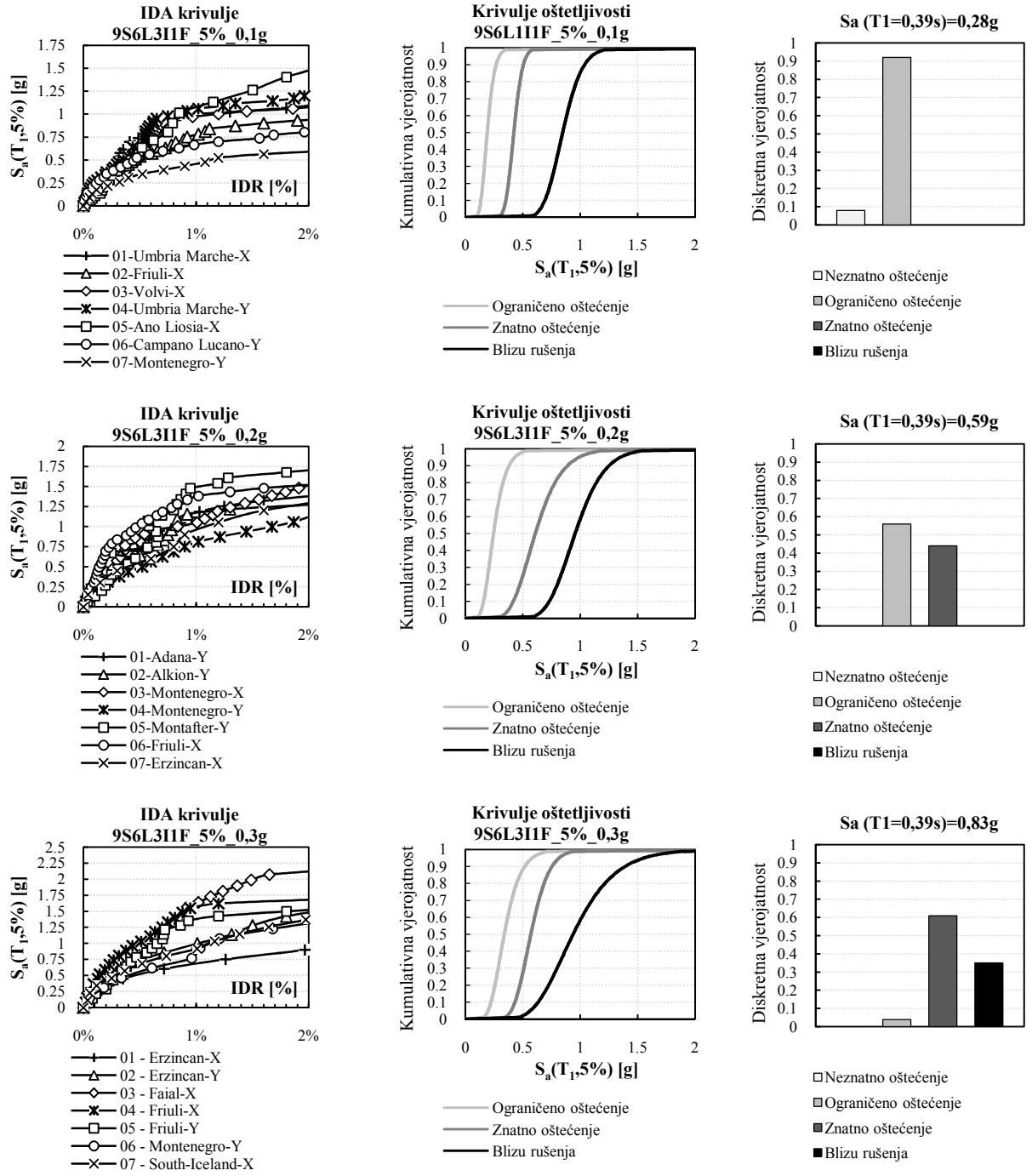
A.3.3. Slabi okvir + jaki ispun



Slika 253. Rezultati 9S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=3%

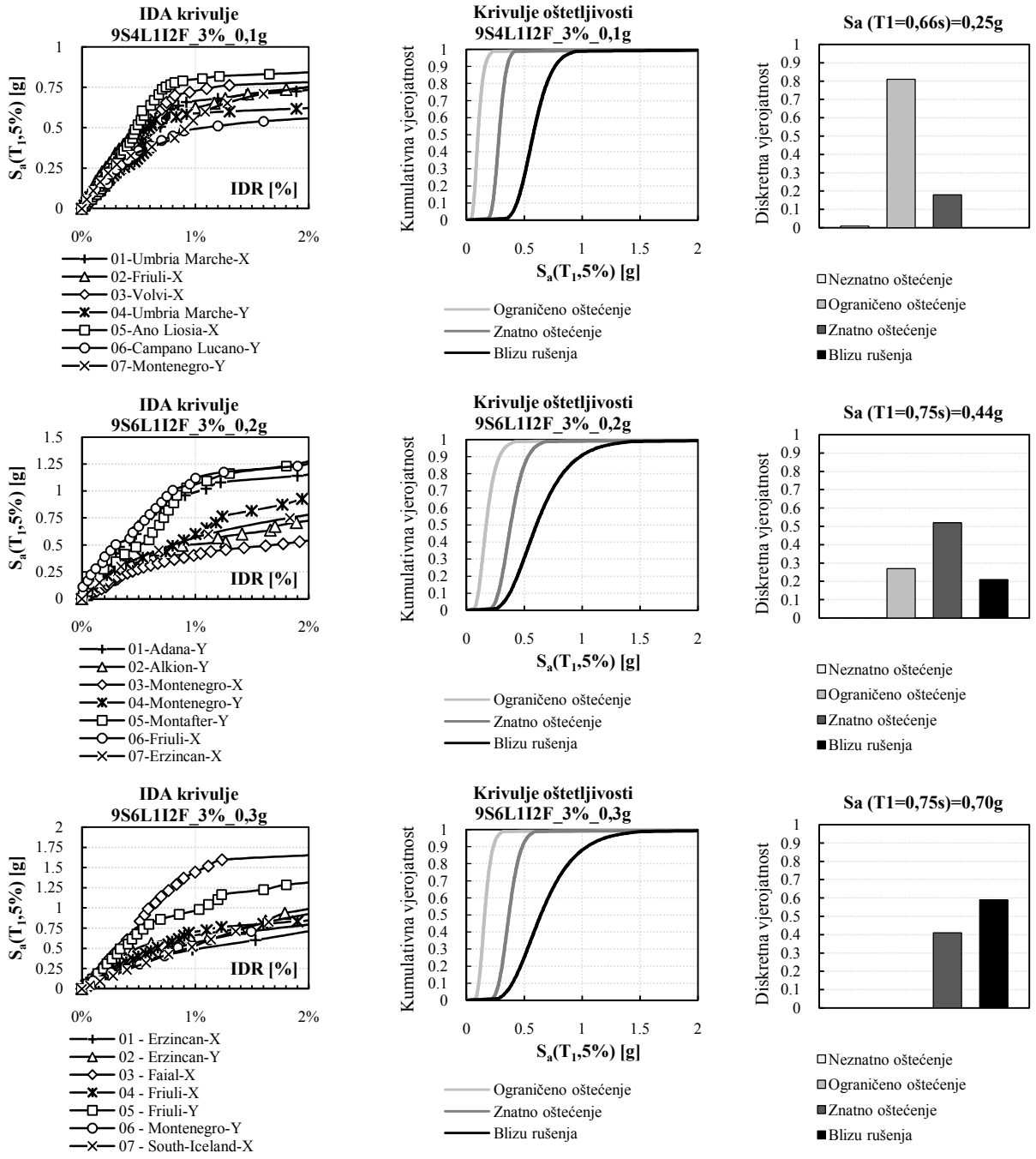


Slika 254. Rezultati 9S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=4%

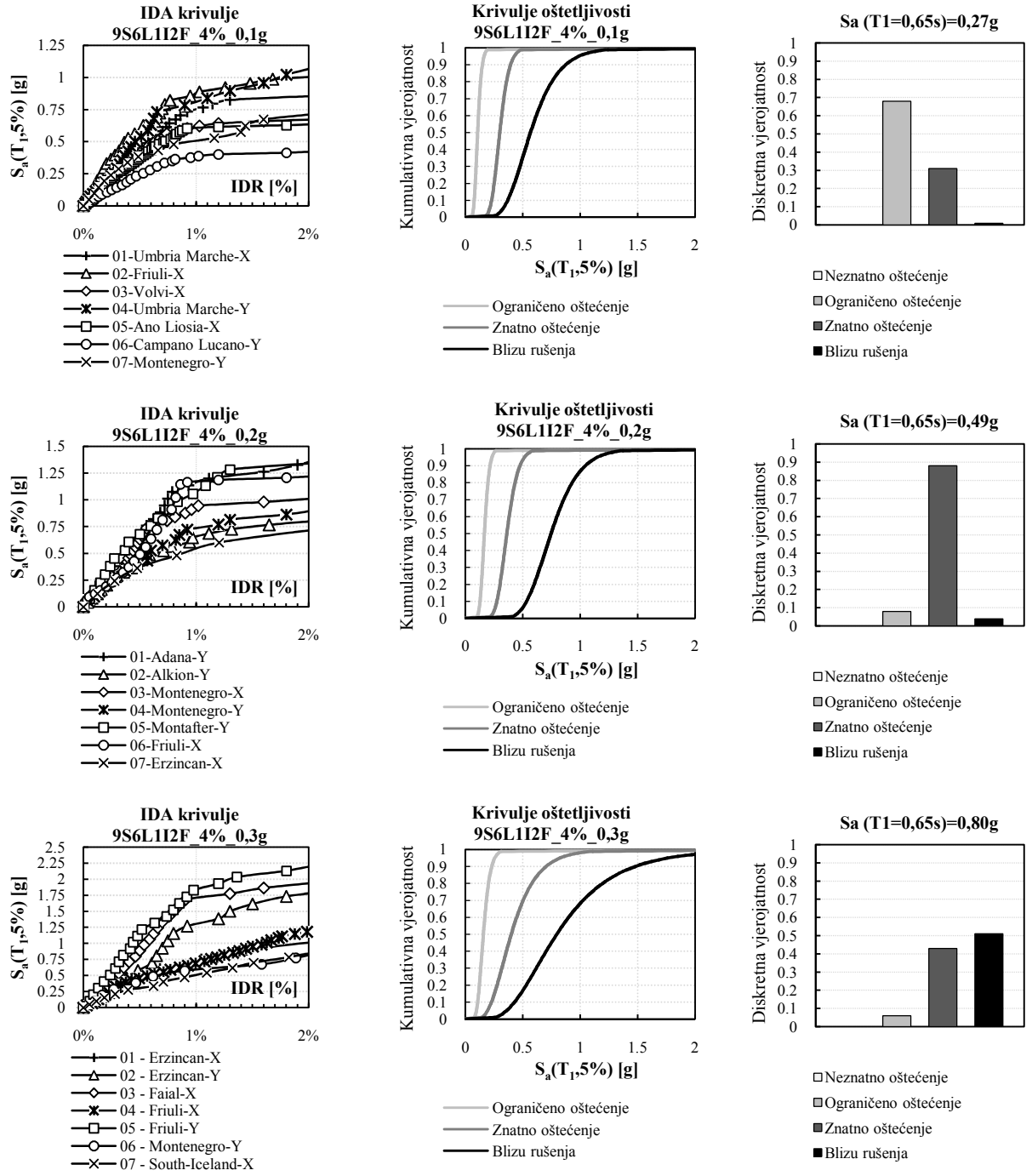


Slika 255. Rezultati 9S6L za jaki ispun i slabi okvir za ρ=5%

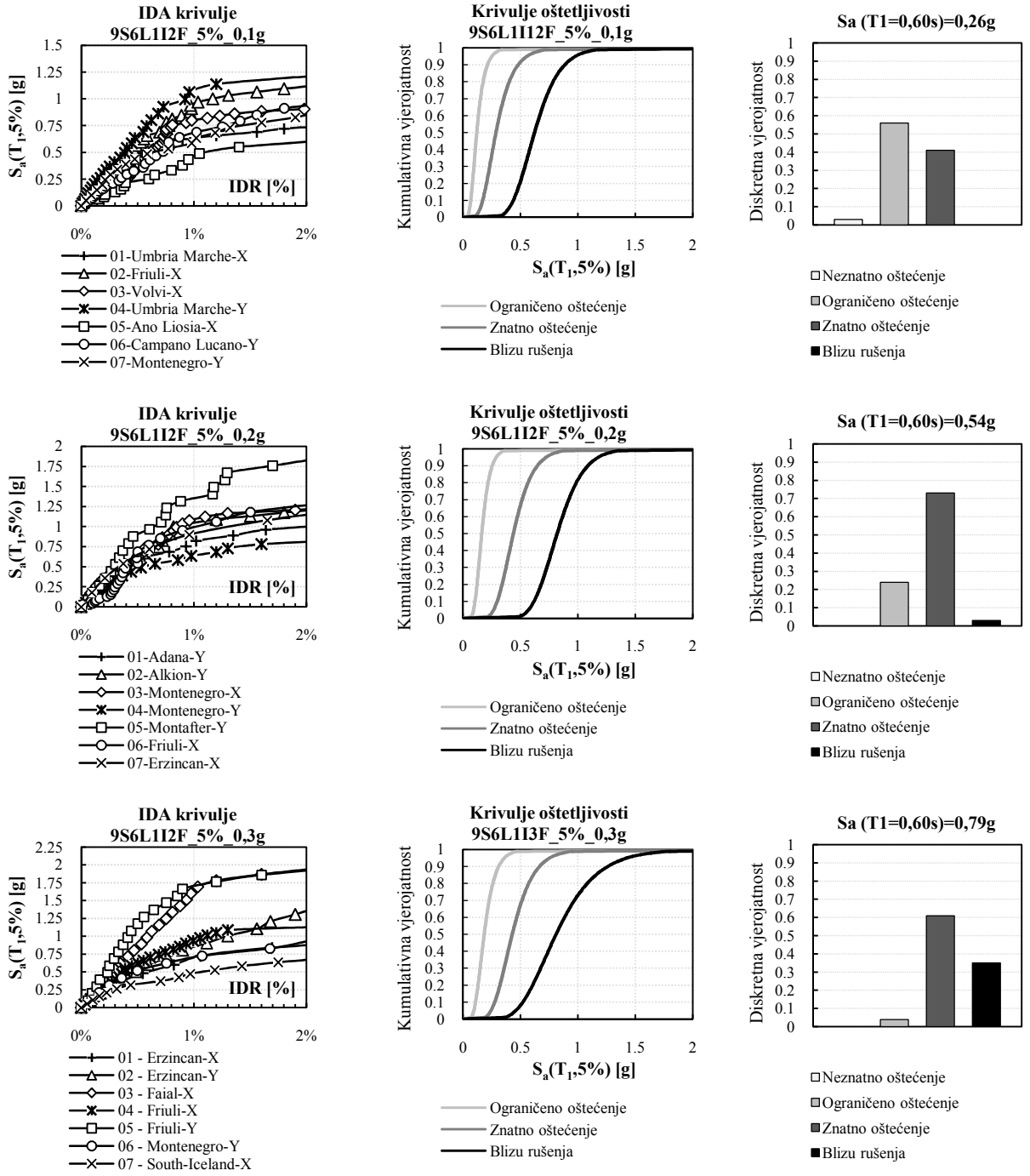
A.3.4. Jaki okvir + slabi ispun



Slika 256. Rezultati 9S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=3%

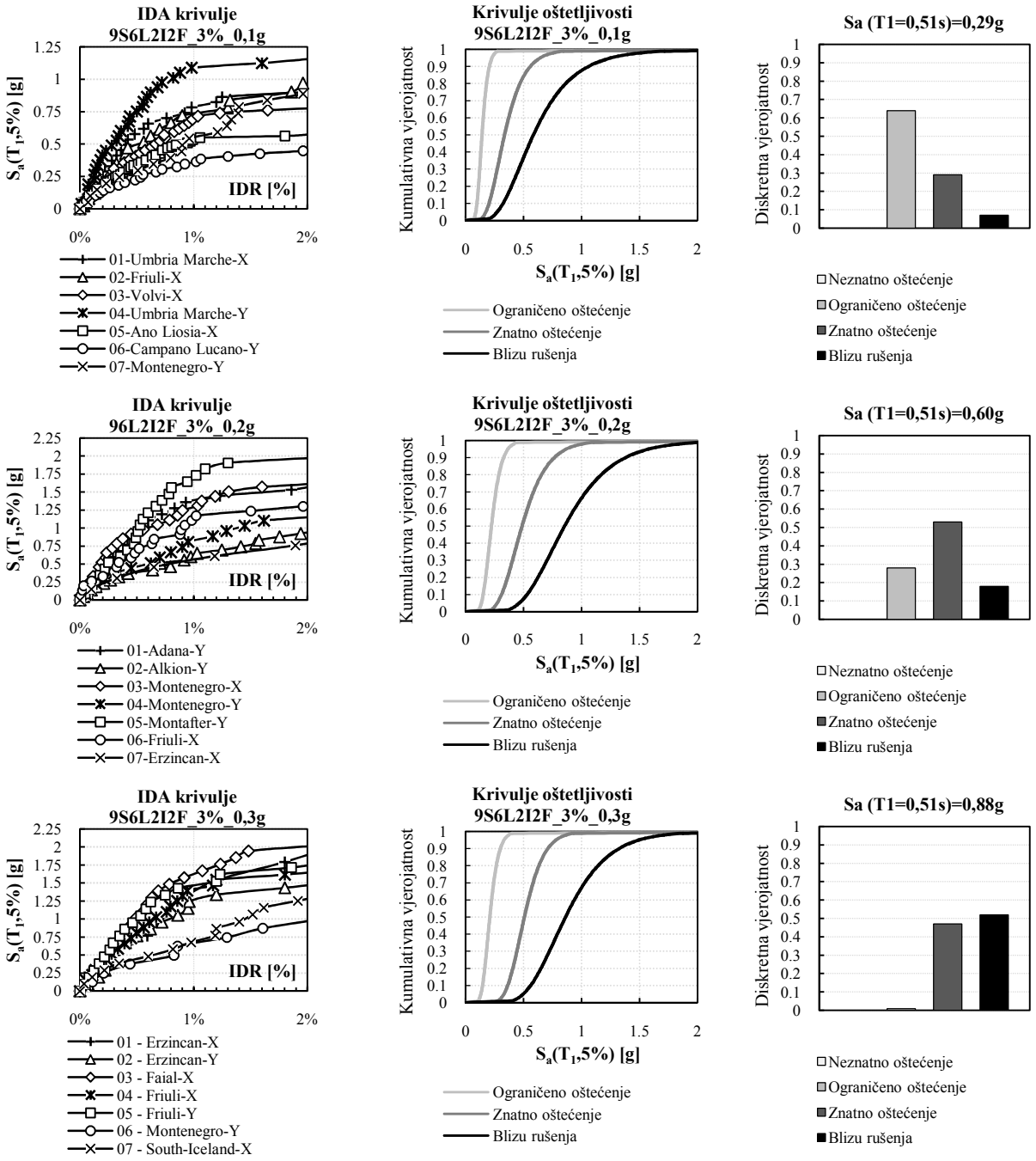


Slika 257. Rezultati 9S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=4%

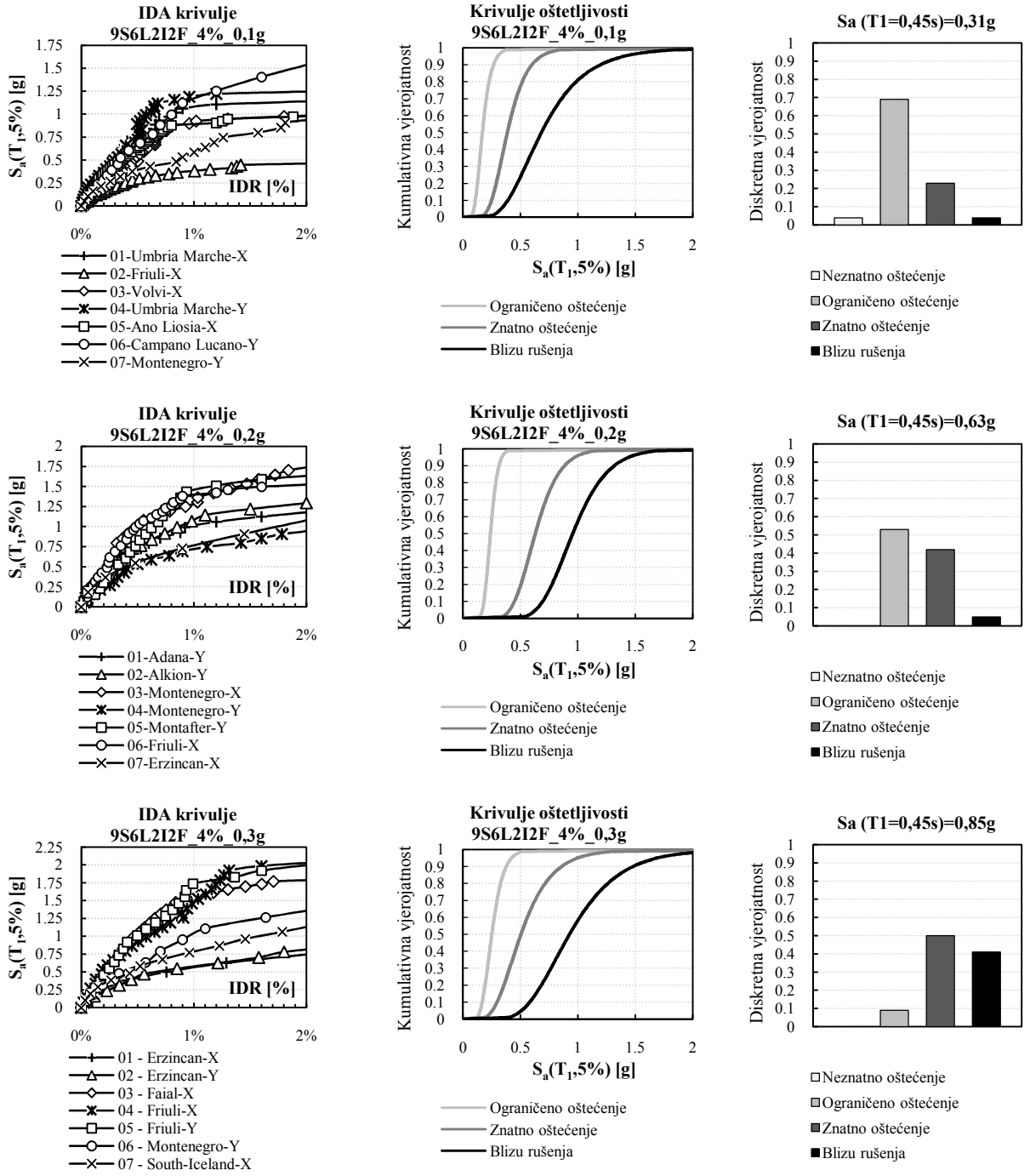


Slika 258. Rezultati 9S6L za slabi ispun i jaki okvir za ρ=5%

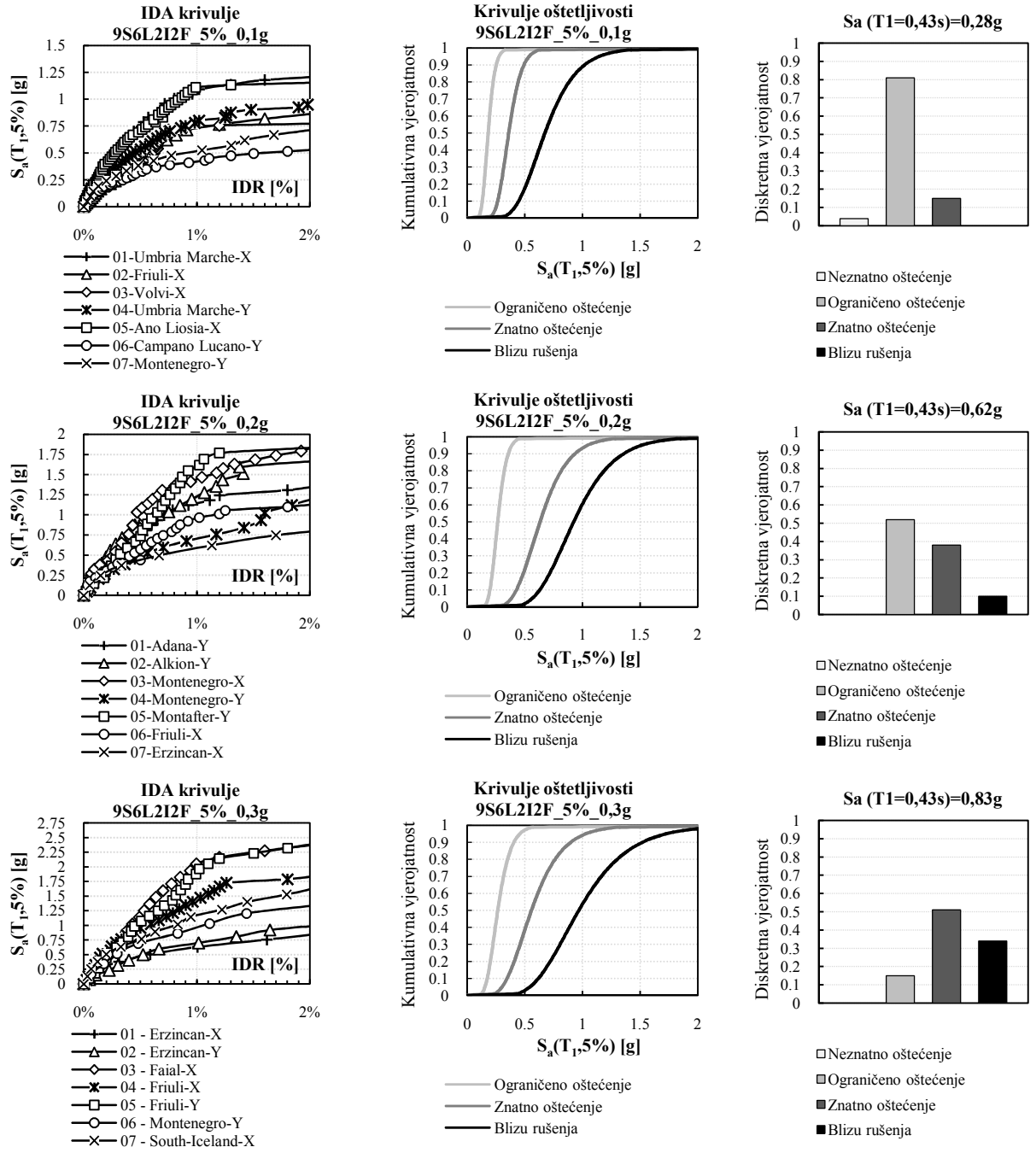
A.3.5. Jaki okvir + srednji ispun



Slika 259. Rezultati 9S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=3%

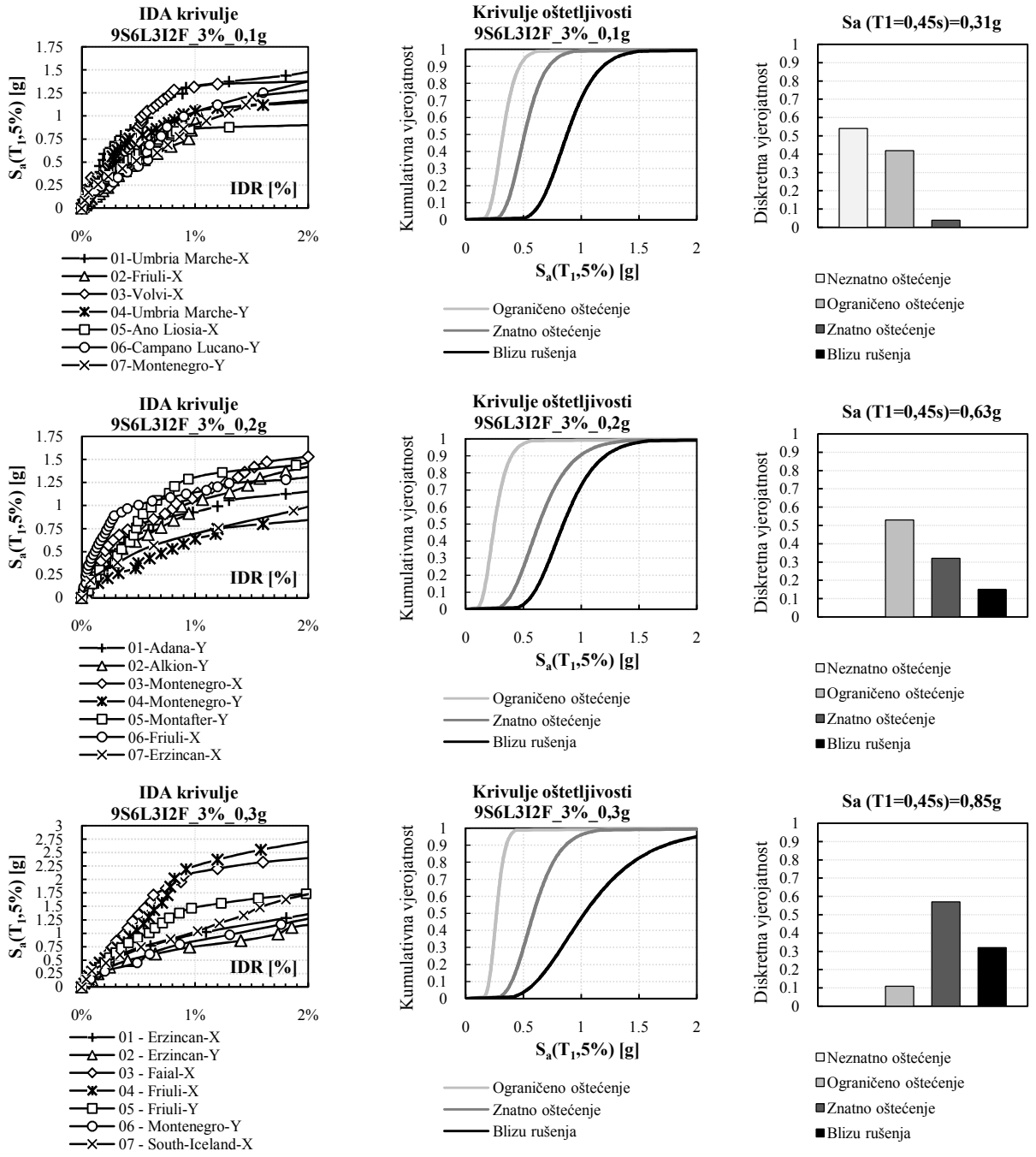


Slika 260. Rezultati 9S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=4%

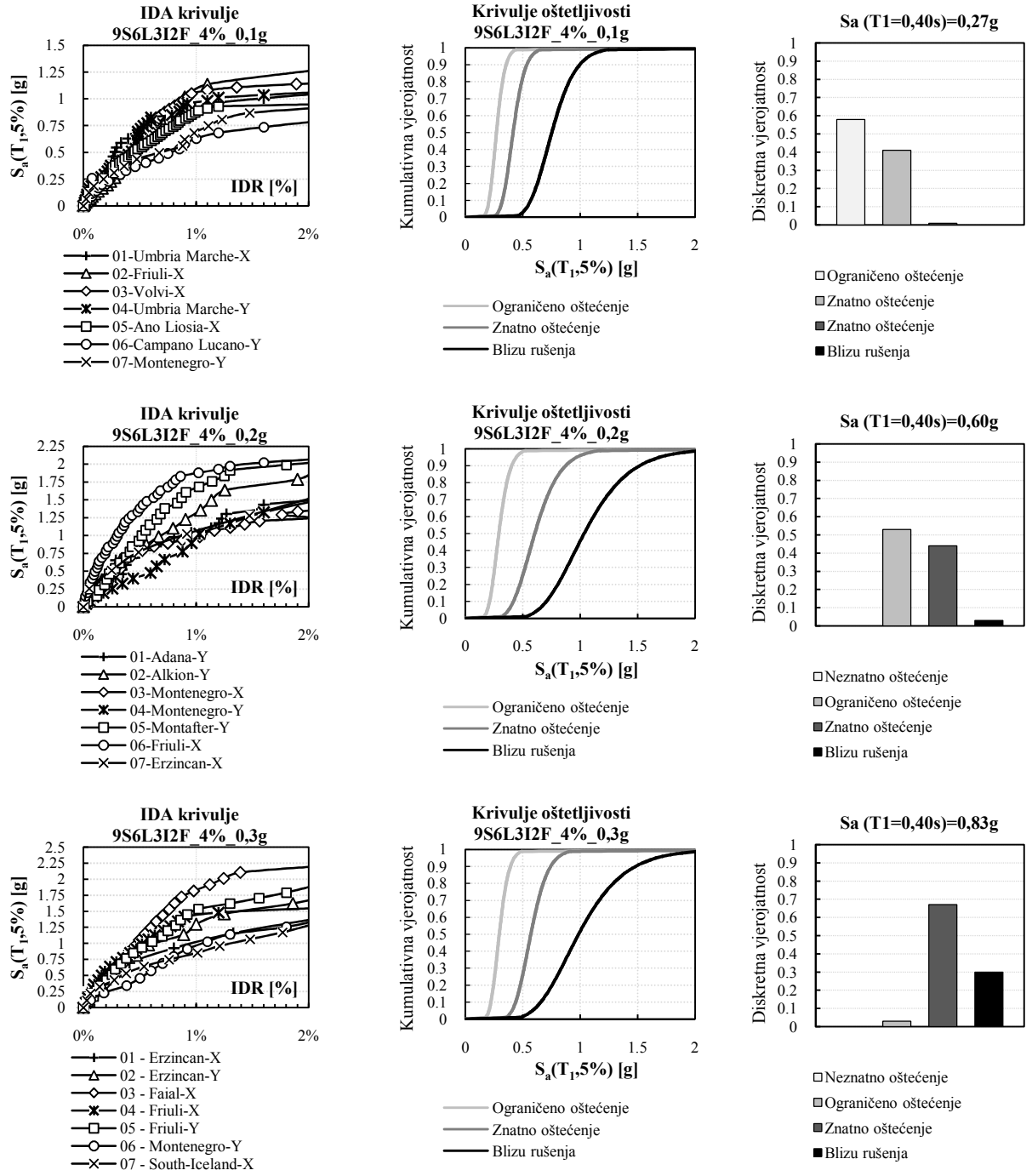


Slika 261. Rezultati 9S6L za srednji ispun i jaki okvir za ρ=5%

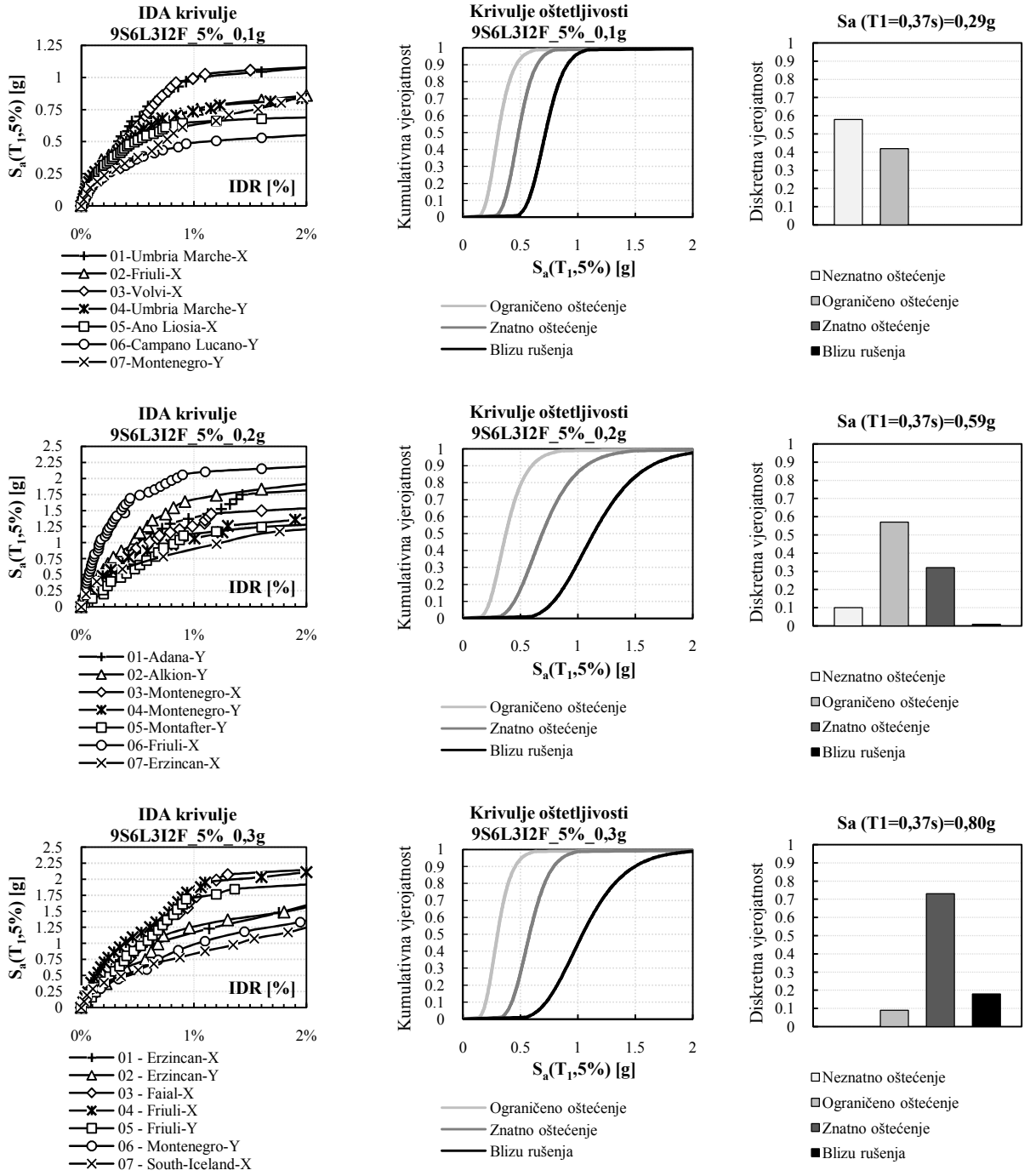
A.3.6. Jaki okvir + jaki ispun



Slika 262. Rezultati 9S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=3%



Slika 263. Rezultati 9S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=4%



Slika 264. Rezultati 9S6L za jaki ispun i jaki okvir za ρ=5%