

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

V zbirki je izvirna različica doktorske disertacije.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

University
of Ljubljana
Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is an original PDF file of doctoral thesis.

When citing, please refer as follows:

Brozovič, M. 2013. Izbira akcelerogramov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. = Earthquake ground motion selection for the design of buildings. Doctoral dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Dolšek, M.).

<http://drugg.fgg.uni-lj.si>

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:

MARKO BROZOVIČ, univ. dipl. inž. grad.

IZBIRA AKCELEROGRAMOV ZA PROJEKTIRANJE STAVB

Doktorska disertacija št. 6/GO

EARTHQUAKE GROUND MOTION SELECTION FOR THE DESIGN OF BUILDINGS

Doctoral thesis No. 6/GO

Temo doktorske disertacije je odobrila Komisija za doktorski študij Univerze v Ljubljani
na 20. redni seji, dne 21. septembra 2011.

Za mentorja je bil imenovan izr. prof. dr. Matjaž Dolšek.

Ljubljana, 19. december 2013



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 20. redni seji, 20. aprila 2011.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- doc. dr. Iztok Peruš,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 3. redni seji, 25. septembra 2013.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, mentor,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- doc. dr. Iztok Peruš,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 5. redni seji, 27. novembra 2013.



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Marko Brozovič izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom Izbira akceleroogramov za projektiranje stavb.

Izjavljam, da je elektronska različica disertacije enaka tiskani različici, in dovoljujem njeno objavo v digitalnem repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 19. december 2013

.....
(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7:624.072.23:699.841(043.3)
Avtor:	Marko Brozovič
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Izbira akceleroگرامov za projektiranje stavb
Tip dokumenta:	Dr. dis. – B.
Obseg in oprema:	153 str., 21 pregl., 59 sl., 65 en., 4 pril.
Ključne besede:	Izbira akceleroگرامov, analiza potresne nevarnosti, pogojni spekter, potisna analiza, EPA, progresivna inkrementalna dinamična analiza, potresno tveganje, okvirne AB stavbe

Izveček

Z izborom akceleroگرامov, ki v primeru nelinearne dinamične analize določajo potresno obtežbo, vplivamo na zanesljivost parametrov potresnih zahtev in tudi na računski čas analize. Zaradi tega v disertaciji predlagamo razdelitev postopka izbiranja akceleroگرامov na dva koraka. V prvem koraku zagotovimo zanesljivost rezultatov, saj izberemo večjo skupino akceleroگرامov v skladu s potresno nevarnostjo, na kateri je lociran objekt. Če izbiramo akceleroگرامe na osnovi ciljnega spektra, uporabimo metodologijo pogojnega spektra pospeškov, ki sicer zahteva nekoliko več dela, vendar določa manj konservativne potresne zahteve, kot tiste na osnovi spektra enotne potresne nevarnosti. Drugi korak dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov je namenjen zmanjšanju računskega časa analize ob zagotavljanju zadovoljive natančnosti in oceni ustreznosti potresne varnosti stavb. Primernost izbora akceleroگرامov je v drugem koraku odvisna od natančnosti poenostavljenih in računsko nezahtevnih postopkov analize potresnega odziva. Manjšo podskupino akceleroگرامov namreč izberemo glede na približne potresne zahteve, ki jih določajo posamezni akceleroگرامi. Pokazali smo, da z obravnavanimi obstoječimi poenostavljenimi postopki analize ni mogoče dovolj natančno določiti parametrov potresnih zahtev v nekaterih primerih stavb in akceleroگرامov. Zato smo razvili nov poenostavljen postopek analize potresnega odziva, ki omogoča upoštevanje vpliva tvorjenja različnih plastičnih mehanizmov zaradi potresne obtežbe. V nadaljevanju smo poleg drugih načinov predlagali uporabo novega poenostavljenega postopka analize potresnega odziva za določitev prednostne liste akceleroگرامov v progresivni inkrementalni dinamični analizi. Ta omogoča izračun kvantilnih krivulj, ki določajo odvisnost potresnih zahtev od intenzitete, z upoštevanjem manjše podskupine akceleroگرامov z začetka prednostne liste. S tem smo progresivno inkrementalno dinamično analizo razširili na primere, kjer upoštevanje zgolj osnovne nihajne oblike oz. pripadajočega plastičnega mehanizma ne zagotavlja dovolj natančnih rezultatov. Poleg tega smo predlagali postopek, s katerim dobimo majhno število akceleroگرامov, ki jih lahko uporabimo za hitro oceno varnosti stavb pred porušitvijo. S tem postopkom bistveno zmanjšamo računski čas in zagotovimo primerno stopnjo natančnosti ocene potresnega tveganja, kar je pogoj za iterativni postopek projektiranja stavb na ciljno tveganje z uporabo nelinearne dinamične analize.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:624.072.23:699.841(043.3)
Author: Marko Brozovič
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title: Earthquake ground motion selection for the design of buildings
Document type: Dr. dis. – B.
Scope and tools: 153 p., 21 tab., 59 fig., 65 eq., 4 ann.
Key words: Ground motion record selection, seismic hazard analysis, conditional spectrum, pushover analysis, EPA, progressive incremental dynamic analysis, seismic risk, RC frame buildings

Abstract

The selection of ground motions has an influence on the parameters of seismic demand as well as on the computational time of nonlinear dynamic analysis. A two-stage procedure for the selection of ground motions is therefore proposed. In the first step, a larger set of ground motions is selected which is consistent with the seismic hazard at a given location. In the case if ground motions are selected to match a target spectrum, the conditional spectrum approach is used, which requires some additional work, but provides a less conservative seismic demand in comparison to that based on the more frequently used uniform hazard spectrum. The second step of the ground motion selection procedure is intended for the reduction of the computational time for analysis, while ensuring sufficient accuracy of the results, and for decision-making about the sufficient seismic safety of buildings against collapse. In this second step the suitability of the ground motion selection procedure depends on the accuracy of the used simplified nonlinear procedure, which is not computationally demanding. It is shown that the existing simplified procedures of seismic response analysis are not sufficiently accurate for the definition of seismic demand in the case of some buildings and ground motions. For this reason a new simplified procedure, called the envelope-based pushover analysis procedure, has been developed. The advantage of this procedure is that it can take into consideration the different system failure modes which can occur in buildings due to different ground motions. In addition to some other procedures, the use of the envelope-based pushover analysis procedure to establish a precedence list of ground motions in progressive incremental dynamic analysis is proposed. In this way, progressive incremental dynamic analysis, which makes possible the calculation of fractile curves of response parameterized versus intensity level by utilizing smaller subsets of records from the beginning of the precedence list, is extended to cases of buildings where consideration of only the fundamental mode shape or associated system failure mode does not provide sufficiently accurate results. Furthermore, a procedure is proposed which makes possible a rapid estimation of the safety against seismic collapse by using a small number of ground motions. This procedure significantly reduces the computational time, and provides an adequate level of accuracy of seismic risk estimation, which is needed in the case of an iterative design process of buildings towards the target risk by means of nonlinear dynamic analysis.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za izkazano zaupanje z izborom za mesto mladega raziskovalca, usmerjanje pri raziskovanju ter dosegljivost, kadar sem potreboval nasvet pri svojem delu.

moji ženi Maruši

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	I
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	II
ZAHVALA	III
KAZALO VSEBINE	VI
KAZALO PREGLEDNIC	IX
KAZALO SLIK	XI
LIST OF TABLES	XV
LIST OF FIGURES	XVII
SIMBOLI	XXII
OKRAJŠAVE	XXVI
1 UVOD	1
1.1 Tema doktorske disertacije	2
1.2 Pregled literature	4
1.3 Vsebina doktorske disertacije	7
2 TEORETIČNE OSNOVE IZBIRE AKCELEROGRAMOV V SKLADU S POTRESNO NEVARNOSTJO	9
2.1 Osno ve analize potresne nevarnosti	9
2.1.1 Deterministična analiza potresne nevarnosti	10
2.1.2 Uvod v verjetnostno analizo potresne nevarnosti	11
2.1.3 Opis postopka verjetnostne analize potresne nevarnosti	12
2.1.4 Razčlenitev potresne nevarnosti	17
2.1.5 Spekter enotne potresne nevarnosti	18
2.2 Pogojni spekter pospeškov	19
2.3 Izbira akceleroگرامov v skladu s ciljnim srednjim spektrom in varianco	26
3 TEORETIČNE OSNOVE IZBIRE AKCELEROGRAMOV GLEDE NA POTRESNI ODZIV KONSTRUKCIJ	33
3.1 Poenostavljeni postopki za določitev potresnih zahtev in mere za oceno napake	34
3.1.1 Potisna analiza na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji z nelinearno dinamiko ekvivalentnega SDOF modela (postopek PA1)	35
3.1.2 Potisna analiza na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji s spletno aplikacijo WIDA (postopek PA1W)	36
3.1.3 Postopek modalne potisne analize (MPA)	37
3.1.4 Postopek na osnovi ovojnice rezultatov potisnih analiz (postopek EPA)	39
3.1.5 Mere za oceno napake poenostavljenih postopkov za določitev potresnih zahtev	42
3.2 Progressivna inkrementalna dinamična analiza (PIDA) in postopki za določitev prednostne liste	44
3.2.1 Progressivna inkrementalna dinamična analiza (PIDA)	45
3.2.2 Prednostna lista akceleroگرامov	46
3.2.3 Mera za toleranco	48
3.3 Postopek izbire akceleroگرامov za oceno varnosti konstrukcije pred porušitvijo	50

4	TESTNE KONSTRUKCIJE IN MATEMATIČNO MODELIRANJE	55
4.1	Testne stavbe	55
4.2	Matematično modeliranje	56
4.3	Lastno nihanje testnih stavb	59
5	PRVI KORAK IZBIRE AKCELEROGRAMOV: IZBIRA V SKLADU S POTRESNO NEVARNOSTJO ALI DRUGIMI PARAMETRI POTRESNE AKTIVNOSTI	61
5.1	Opis postopka za izbor akceleroگرامov za petnajstetažno stavbo in povratno dobo 10,000 let	61
5.2	Predstavitev izbranih skupin akceleroگرامov glede na pogojni spekter pospeškov	65
5.3	Predstavitev dodatnih skupin akceleroگرامov	68
5.4	Primerjava normiranih spektralnih pospeškov izbranih skupin akceleroگرامov	69
6	DRUGI KORAK IZBIRE AKCELEROGRAMOV: IZBIRA GLEDE NA POTRESNI ODZIV KONSTRUKCIJ	71
6.1	Vrednotenje natančnosti poenostavljenih postopkov za določanje potresnega odziva konstrukcij	71
6.1.1	Potisne analize in pripadajoča poškodovanost	72
6.1.2	Definicija ekvivalentnih sistemov z eno prostostno stopnjo	75
6.1.3	Primerjava kvantilnih IDA krivulj	80
6.1.4	Primerjava posameznih IDA krivulj	82
6.1.5	Primerjava intenzitet ob porušitvi konstrukcij	90
6.1.6	Prevladujoči plastični mehanizmi	93
6.1.7	Primerjava etažnih pomikov po višini stavb	100
6.1.8	Dušenje v postopku EPA	103
6.1.9	Ugotovitve	104
6.2	Progressivna inkrementalna dinamična analiza na osnovi različnih definicij prednostne liste akceleroگرامov	106
6.2.1	Opis določitve prednostne liste akceleroگرامov na osnovi elastičnih spektrov pospeškov in poenostavljenega postopka PA1 ter pripadajočih rezultatov analize PIDA za štirietažno stavbo in skupino akceleroگرامov $A_{2,S4}$	106
6.2.2	Vrednotenje natančnosti analize PIDA glede na različne načine določitve prednostne liste akceleroگرامov	109
6.2.3	Ustreznost prednostne liste akceleroگرامov z uporabo poenostavljene analize PA1W	116
6.2.4	Ugotovitve	117
6.3	Postopek izbire akceleroگرامov za oceno varnosti objekta pred porušitvijo	119
6.3.1	Opis postopka izbire akceleroگرامov za odločitev o varnosti objekta pred porušitvijo na primeru petnajstetažne stavbe in skupine akceleroگرامov $A_{2,S15}$	119
6.3.2	Vrednotenje natančnosti predlaganega postopka za odločitev o varnosti objekta pred porušitvijo	126
6.3.3	Ugotovitve	130
7	ZAKLJUČEK	133
7.1	Glavne ugotovitve disertacije	133
7.2	Izvirni znanstveni prispevki disertacije	136
7.3	Možnosti nadaljnega raziskovanja	137

8	POVZETEK	139
9	SUMMARY	143
	VIRI	147
	PRILOGE	
Priloga A:	Karakteristike akceleroگرامov, ki smo jih izbrali v prvem koraku dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov (glej poglavji 5.2 in 5.3)	
Priloga B:	Mejne intenzitete pri poružitvi stavb ($S_{a,c}$) določene s približnima postopkoma PA1 in EPA ter 'točno' nelinearno dinamično analizo za posamezne akceleroگرامe (glej poglavje 6.1.5)	
Priloga C:	Primerjava IDA krivulj in poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcij pri mejni intenziteti pred poružitvijo glede na nelinearno dinamično analizo (glej poglavje 6.1.6)	
Priloga D:	Rezultati progresivne inkrementalne dinamične analize na osnovi različnih definicij prednostne liste akceleroگرامov (glej poglavje 6.2.2)	

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 4.1:	Parametri potresne obtežbe in predpisan material za projektiranje obravnavanih stavb v skladu z Evrokodom 8.	55
Preglednica 4.2:	Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za stavbe S4, S8 in S15.	59
Preglednica 5.1:	Spektralni pospeški $S_d(T^*)$, ki ustrezajo spektru UHS in elastičnemu spektru po EC8, za tri testne stavbe in dve povratni dobi. V oklepajih je relativna napaka med $S_d(T^*)$ glede na UHS in EC8.	66
Preglednica 5.2:	Srednje vrednosti spektralnih pospeškov $S_d(T_2)$ in $S_d(1.5 \cdot T_1)$ glede na spektre iz slike 5.11.	69
Preglednica 6.1:	Rezultati potisnih analiz na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike za vse tri testne stavbe. Prikazano je razmerje med maksimalno celotno prečno silo ob vpetju in teži stavb (F_{max}/W), razmerje med pomikom na vrhu konstrukcije in njeno višino ($\theta_{t,NC}$) ter maksimalno razmerje med etažnim pomikom in etažno višino ($\theta_{max,NC}$) pri mejnem stanju blizu porušitve (NC).	73
Preglednica 6.2:	Parametri idealiziranih krivulj potisnih analiz, ki so predstavljene na sliki 6.1.	74
Preglednica 6.3:	Nihajni čas, masa, transformacijski faktor in pospešek na meji tečenja na diagramu kapacitete za modalne in deformacijske SDOF modele. Rezultate prikazujemo za vse testne stavbe in za tri potisne analize na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike.	76
Preglednica 6.4:	Napaka ε_k za vse tri testne stavbe, vse skupine akcelorogramov ter različne kombinacije mer za intenziteto (maksimalni pospešek tal a_g in spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času $S_d(T_1)$) in mer za potresne zahteve (maksimalni pomik na vrhu konstrukcije D_{max} in maksimalno razmerje etažnega pomika θ_{max}).	85
Preglednica 6.5:	Napaka ε_{IDA} dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akcelorogramov (A_1 in A_2). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akcelorogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.	86
Preglednica 6.6:	Napaka ε_{IDA} dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akcelorogramov (A_B in A_{VC}). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akcelorogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.	87
Preglednica 6.7:	Napaka ε_θ dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akcelorogramov (A_1 in A_2). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akcelorogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_\theta > 25\%$.	88
Preglednica 6.8:	Napaka ε_θ dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akcelorogramov (A_B in A_{VC}). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akcelorogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_\theta > 25\%$.	89
Preglednica 6.9:	Število akcelorogramov iz posameznih skupin pri katerih mejno intenziteto pri porušitvi testnih stavb po postopku EPA določata drugi ali tretji plastični mehanizem.	90
Preglednica 6.10:	Kvantilne vrednosti mejnih intenzitet pri porušitvi ($S_{a,C}$ (g)) določene s postopki NRHA, EPA in PA1 za tri testne stavbe in vse skupine akcelorogramov. V oklepajih so prikazane relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti v odstotkih.	92

- Preglednica 6.11: Minimalne in maksimalne relativne napake (%) med približnimi mejnimi intenzitetami pri poružitvi in 'točnimi' NRHA rezultati za posamezne akceleroگرامe ter povprečne vrednosti za vse skupine akceleroگرامov in vse tri testne stavbe. 93
- Preglednica 6.12: Napaka analize PIDA Δ_{IDA} pri vnaprej izbranem številu podskupin akceleroگرامov ($s = 4$) oz. pri pogoju, da je toleranca manjša od 5 % ali 10 % (z označenim številom pripadajočih podskupin s), za različne načine določitve prednostne liste akceleroگرامov ter vse obravnavane stavbe in skupine akceleroگرامov. 115
- Preglednica 6.13: Srednja vrednost in standardna deviacija rušnih intenzitet prikazanih na sliki 6.24 ($\bar{S}_{a,C}$ in σ) po postopkih PA1, EPA in NRHA in pripadajoča parametra logaritemske normalne porazdelitve ($\tilde{S}_{a,C}$ in $\sigma_{\ln C}$) ter parameter k_C in srednja letna frekvenca poružitve ($\lambda_{C,dej}$). 121
- Preglednica 6.14: Mediana in 16-i kvantil intenzitete ($\tilde{S}_{a,C,spr}$ in $S_{a,C,spr,16}$), ki pripadata sprejemljivemu potresnemu tveganju poružitve, ter 16-i kvantil rušnih intenzitet ($S_{a,C,16}$), ki smo jih prikazali na sliki 6.24, na osnovi treh različnih postopkov analize. 122
- Preglednica 6.15: Zaporedne številke sedmih akceleroگرامov iz skupine $A_{2,S15}$ (glej preglednico A.6 v prilogi A), ki jih izberemo za odločitev o varnosti pred poružitvijo stavbe S15 na osnovi različnih postopkov analize potresnega odziva. Akceleroگرامi, ki jih izberemo tako s poenostavljenim postopkom (PA1 ali EPA) kot tudi s 'točno' analizo NRHA, so označeni s temnim ozadjem. 124
- Preglednica 6.16: Srednja letna frekvenca poružitve konstrukcije $\lambda_{C,dej}$ določeno z enostavnim izrazom (enačba 3.28) na osnovi rezultatov različnih postopkov (PA1, EPA in NRHA) za tri testne stavbe in skupine akceleroگرامov A_1 in A_2 . V oklepajih so prikazane relativne napake poenostavljenih postopkov v primerjavi z rezultati na osnovi NRHA. 128
- Preglednica 6.17: Maksimalna relativna napaka ε_{max} (%) ocene sprejemljivosti potresnega tveganja poružitve konstrukcije na osnovi rezultatov različnih postopkov potresne analize (PA1, EPA, NRHA) in različnih načinov izbora akceleroگرامov ($S_{a,C,mediana}$, $S_{a,C,min}$, $IDA_{mediana}$, IDA_{min}) za tri testne stavbe in skupine akceleroگرامov A_1 in A_2 . Vrednosti v oklepajih se nanašajo na kvantilne IDA krivulje, ki jih določimo na osnovi pomikov. 129

KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Krivulja potresne nevarnosti za Ljubljano z označenima amplitudama intenzitete $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ za povratni dobi 475 in 10,000 let.	12
Slika 2.2:	(a) Primer oddaljenosti epicentra potresa od lokacije objekta glede na linijski potresni izvor, (b) pripadajoča porazdelitvena funkcija $F_R(r)$ in (c) pripadajoča gostota verjetnosti $f_R(r)$ za oddaljenost R .	14
Slika 2.3:	Primer (a) porazdelitvene funkcije magnitude $F_M(m)$ in (b) gostote verjetnosti $f_M(m)$ za magnitudo M za izbrane podatke glede aktivnosti izvora potresa.	15
Slika 2.4:	Model pojemanja spektralnega pospeška $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ v odvisnosti od oddaljenosti pri magnitudi $m = 6$ z uporabo modela Sabetta-Pugliese (1996).	16
Slika 2.5:	Razčlenitev potresne nevarnosti za $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s}) > 0.42 \text{ g}$ za obravnavano lokacijo v Ljubljani.	19
Slika 2.6:	Krivulji potresne nevarnosti za (a) $S_a(0.50 \text{ s})$ in (b) $S_a(1.90 \text{ s})$ ter spektra enakomerne potresne nevarnosti UHS za srednji letni frekvenci prekoračitve (c) λ_1 in (d) λ_2 za Ljubljano.	19
Slika 2.7:	Spekter enotne potresne nevarnosti (UHS) za Ljubljano, ki ustreza povratni dobi 10,000 let, mediana spektra pospeškov in spekter pospeškov za $+1.8 \sigma$ nad mediano spektra pospeškov, ki je določen glede na model pojemanja potresa ob upoštevanju magnitude $M = 7.2$ in oddaljenost $R = 34 \text{ km}$.	21
Slika 2.8:	Spektri pospeškov za skupino akcelerogramov, ki približno ustrezajo potresnemu scenariju $M = 7.2$ in $R = 34 \text{ km}$ v primerjavi s spektri iz slike 2.7. Poudarjen je spekter pospeškov, ki ima pri $T = 1.90 \text{ s}$ pospešek 0.42 g .	21
Slika 2.9:	Spekter enotne potresne nevarnosti (UHS) za Ljubljano, ki ustreza povratni dobi 10,000 let, pogojni srednji spekter (CMS) ter spekter pospeška izbranega akcelerograma za potresni scenarij ($M = 7.2$, $R = 34 \text{ km}$ in $\varepsilon(1.9 \text{ s}) = 1.8$).	22
Slika 2.10:	Pogojni srednji spekter s prikazom vpliva pogojne standardne deviacije ter primer spektra pospeškov, za izbran akcelerogram.	24
Slika 2.11:	Pogojna srednja spektra za različne nihajne čase T^* (0.50 s in 1.90 s) v primerjavi s spektrom enotne potresne nevarnosti.	26
Slika 2.12:	Spektri akcelerogramov, ki so izbrani v skladu s pogojnim srednjim spektrom (a) brez upoštevanja pogojne standardne deviacije in (b) z upoštevanjem pogojne standardne deviacije.	31
Slika 3.1:	Idealizirana krivulja potisne analize, ki se uporablja v spletni aplikaciji za določitev približnih IDA krivulj (Peruš in sod., 2013).	37
Slika 3.2:	Primerjava med postopkom IDA in PIDA (Azarbakht in Dolšek, 2011).	45
Slika 3.3:	Shematski prikaz definicije mere za napako Δ_{IDA} med originalno in izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo (Azarbakht in Dolšek, 2011).	47
Slika 3.4:	Shematski prikaz definicije mere za toleranco za izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo (Azarbakht in Dolšek, 2011).	49
Slika 4.1:	Tloris in prerez (a) štirietažne, (b) osemetažne in (c) petnajstetažne stavbe z označeno smerjo potresne obtežbe.	56
Slika 4.2:	Ovojnica odnosa moment – rotacija s katero definiramo plastične členke AB stebrov in gred.	57
Slika 4.3:	Normirane nihajne oblike za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo v smeri potresne obtežbe.	59
Slika 5.1:	Zemljevid Slovenije s prikazom površinskih potresnih izvorov, ki so upoštevani v analizi potresne nevarnosti (EZ-FRISK, 2012).	62

- Slika 5.2: Spekter enotne nevarnosti (UHS) za Ljubljano in povratno dobo 10,000 let ter (a) pripadajoč približek pogojnega spektra (CS), kjer parameter ε določimo na osnovi srednje vrednosti iz rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti in (b) CS z direktnim izračunom parametra ε med rezultati modela pojemanja potresa in spektralnim pospeškom $S_a(T^*)$ iz spektra enotne potresne nevarnosti. 63
- Slika 5.3: Ciljni pogojni spekter in simulirani spektri pospeškov. 63
- Slika 5.4: Ciljne in simulirane (a) srednje vrednosti pospeškov spektra CS in (b) standardne deviacije $\ln S_a$. 64
- Slika 5.5: Ciljni pogojni spekter in spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov. 64
- Slika 5.6: Ciljne in izbrane (a) srednje vrednosti spektralnih pospeškov in (b) standardne deviacije $\ln S_a$. 65
- Slika 5.7: Primer izbranega akceleroگرامa in označene meje za omejitev časovnega zapisa. 65
- Slika 5.8: Primerjava spektra enotne potresne nevarnosti (UHS) in elastičnega spektra po standardu Evrokod (EC8) za Ljubljano z označenimi osnovnimi nihajnimi časi obravnavanih stavb za (a) 475- in (b) 10,000-letno povratno dobo. 66
- Slika 5.9: Spektri pospeškov 40-ih akceleroگرامov, ki ustrezajo pogojnemu spektru pospeškov za povratni dobi 475 in 10,000 let in so izbrani za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo, ter pripadajoči 16-i, 50-i in 84-i kvantili v primerjavi s ciljnim pogojnim spektrom. 67
- Slika 5.10: Spektri pospeškov za posamezne akceleroگرامe in pripadajoči 16-i, 50-i in 84-i kvantil za dodatni skupini akceleroگرامov, ki so jih izbrali (a) Baker in sod. (2011) (A_B) ter (b) Vamvatsikos in Cornell (2006) (A_{VC}). 68
- Slika 5.11: Primerjava srednjih vrednosti in pripadajočih standardnih deviacij $\ln S_a$ za izbrane skupine akceleroگرامov za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo. Spektre pospeškov za primerjavo normiramo tako, da imajo $S_a(T^*) = 1$. 70
- Slika 6.1: Krivulje potisnih analiz na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike ter pripadajoči idealizirani odnosi med celotno prečno silo ob vpetju F in pomikom na vrhu D za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo. Poudarjene točke označujejo 80 % maksimalne nosilnosti v območju upadanja nosilnosti krivulj potisnih analiz in karakteristične točke idealiziranih krivulj. 73
- Slika 6.2: Deformirane konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) z označeno poškodovanostjo posameznih konstrukcijskih elementov in tipična ovojnica moment – rotacija, ki smo jo uporabili za stebre in grede. Rezultate predstavljamo za potisne analize na osnovi (a) prve, (b) druge in (c) tretje nihajne oblike. 74
- Slika 6.3: Normirane nihajne in deformacijske oblike za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo. Pomik na vrhu je vedno enak 1. Normirane deformacijske oblike pripadajo mejnemu stanju NC. 76
- Slika 6.4: Diagrami kapacitete testnih stavb S4, S8 in S15 za (a) modalne in (b) deformacijske SDOF modele. 77
- Slika 6.5: Nihajni čas, masa, transformacijski faktor in pospešek na meji tečenja na diagramu kapacitete za deformacijski SDOF model v odvisnosti od pomika na vrhu konstrukcije za tri potisne analize in (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo. Označene so karakteristike, ki pripadajo pomiku pri 20 % padcu nosilnosti na krivulji potisne analize (mejno stanje blizu porušitve NC). 79
- Slika 6.6: Primerjava 16-ih, 50-ih in 84-ih kvantilnih IDA krivulj izračunanih s 'točno' nelinearno dinamično analizo (NRHA) in poenostavljenimi postopki, ki jih označimo z EPA, MPA, PA1 in PA1W (samo za skupino akceleroگرامov A_{VC}). Prikazujemo rezultate za stavbe S4, S8 in S15 ter skupine akceleroگرامov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} . Z vertikalnimi črtami prikazujemo vrednosti pri katerih smo vrednotili ε_k (glej enačbo 3.17). 84

- Slika 6.7: Mejne intenzitete pri porušitvi stavb S4, S8 in S15 določene s postopkom PA1 ($S_{a,C,PA1}$) in EPA ($S_{a,C,EPA}$) v primerjavi z rezultati nelinearne dinamične analize ($S_{a,C,NRHA}$) za skupine akcelorogramov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} . Za posamezne akcelorograme so označeni prevladujoči mehanizmi, ki določajo porušitev. 91
- Slika 6.8: Približne IDA krivulje, določene s postopkom EPA, z označenimi prevladujočimi mehanizmi za različne skupine akcelorogramov (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) ter (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo. 94
- Slika 6.9: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za stavbo S15 v primeru (a) 19. akc. iz skupine A_B , (b) 22. akc. iz skupine $A_{1,S15}$ in (c) 11. akc. iz skupine $A_{1,S15}$. Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA in poenostavljenega postopka EPA. 96
- Slika 6.10: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za stavbo S8 v primeru (a) 6. akc. iz skupine A_B , (b) 1. akc. iz skupine $A_{2,S8}$ in (c) 7. akc. iz skupine $A_{1,S8}$. Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA in poenostavljenega postopka EPA. 97
- Slika 6.11: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za stavbo S4 v primeru (a) 1. akc. iz skupine A_{VC} , (b) 11. akc. iz skupine A_{VC} in (c) 2. akc. iz skupine $A_{1,S4}$. Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA in poenostavljenega postopka EPA. 98
- Slika 6.12: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za (a) stavbo S15 in 24. akc. iz skupine A_B , (b) stavbo S8 in 9. akc. iz skupine $A_{2,S8}$ ter (c) stavbo S4 in 10. akc. iz skupine A_B . Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA. 99
- Slika 6.13: Kvantilne vrednosti etažnih pomikov določene z različnimi postopki (NRHA, EPA, MPA in PA1) za testne stavbe (S4, S8 in S15) pri intenziteti, ki povzroča mejno stanje ms_1 na mediani IDA krivulj (glej sliko 6.6), za skupine akcelorogramov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} . 101
- Slika 6.14: Kvantilne vrednosti etažnih pomikov določene z različnimi postopki (NRHA, EPA, MPA in PA1) za testne stavbe (S4, S8 in S15) pri intenziteti, ki povzroča mejno stanje ms_2 na mediani IDA krivulj (glej sliko 6.6), za skupine akcelorogramov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} . 102
- Slika 6.15: IDA krivulje določene s 'točno' nelinearno dinamično analizo, predlaganim poenostavljenim postopkom EPA in z različnimi variantami postopka EPA za petnajstetažno stavbo in akcelorogram št. 4 iz skupine A_{VC} . 103
- Slika 6.16: (a) Elastični spektri pospeškov in (b) približne IDA krivulje določene za štirietažno stavbo s postopkom PA1 za prvo podskupino treh akcelorogramov iz prednostne liste ($s = 1$), prvi dve podskupini ($s = 2$) ter vse zapise iz obravnavane skupine $A_{2,S4}$. 107
- Slika 6.17: Rezultati analize PIDA za stavbo S4 in skupino akcelorogramov $A_{2,S4}$ na osnovi prednostne liste določene glede na (a) elastične spektre pospeškov in (b) poenostavljen postopek PA1. Poleg 'točnih' IDA krivulj, prikazujemo še rezultate za napako Δ_{IDA} in toleranco v odvisnosti od števila podskupin akcelorogramov s . 108

- Slika 6.18: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S4 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S4}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA. 110
- Slika 6.19: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S8 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S8}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA. 111
- Slika 6.20: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S15 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA. 112
- Slika 6.21: Povprečna napaka $\bar{\Delta}_{IDA}$ v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s za različne (a) kvantile, (b) stavbe, (c) skupine akceleroگرامov in (d) načine določitve prednostne liste. 113
- Slika 6.22: Povprečna napaka $\bar{\Delta}_{IDA}$ na osnovi treh kvantilnih IDA krivulj ter vseh obravnavanih skupin akceleroگرامov (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s . $\bar{\Delta}_{IDA}$ je prikazana za različne stavbe in načine določitve prednostne liste akceleroگرامov na osnovi (a) elastičnih spektrov pospeškov ter postopkov (b) PA1, (c) EPA in (d) NRHA. 114
- Slika 6.23: Napaka analize PIDA Δ_{IDA} v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s za tri testne stavbe (S4, S8 in S15) ter skupino akceleroگرامov A_{VC} na osnovi prednostne liste določene glede na rezultate postopka (a) PA1 in (b) PA1W. 117
- Slika 6.24: IDA krivulje določene na osnovi postopkov (a) PA1, (b) EPA in (c) NRHA z označenimi točkami porušitve za petnajstetažno stavbo in skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$. 120
- Slika 6.25: Histogram rušnih intenzitet prikazanih glede na rezultate iz slike 6.24 in pripadajoča gostota verjetnosti logaritemske normalne porazdelitve za rezultate postopkov (a) PA1, (b) EPA in (c) NRHA. 121
- Slika 6.26: Krivulja potresne nevarnosti z linearno aproksimacijo v logaritmskem merilu pri dveh zaporednih iteracijskih korakih i z označenimi vrednostmi pospeška $\tilde{S}_{a,C,spr}$. 122
- Slika 6.27: IDA krivulje z označenimi točkami porušitve za petnajstetažno stavbo in skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$, kjer IDA krivulje označene z rdečo barvo pripadajo sedmim izbranim akceleroگرامom, ki določajo porušitev v okolici 16-ega kvantila, na osnovi postopkov (a) PA1, (b) EPA in (c) NRHA. 123
- Slika 6.28: IDA krivulje določene s 'točno' analizo NRHA za petnajstetažno stavbo in skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$, kjer označene IDA krivulje pripadajo akceleroگرامom, ki določajo porušitev v okolici 16-ega kvantila na osnovi poenostavljenih postopkov (a) PA1 in (b) EPA. 125
- Slika 6.29: Delež porušitev r_C v odvisnosti od sprejemljivega potresnega tveganja porušitve $\lambda_{C,spr}$, kjer smo akceleroگرامe iz skupin A_1 in A_2 izbrali na osnovi različnih postopkov (PA1, EPA in NRHA) za stavbe (a) S4, (b) S8 in (c) S15. Za primerjavo prikazujemo tudi dejansko potresno tveganje $\lambda_{C,dej}$ določeno glede na rezultate različnih postopkov (PA1, EPA in NRHA) ter maksimalno napako predlaganega postopka v primerjavi s 'točno' vrednostjo $\lambda_{C,dej}$ na osnovi NRHA rezultatov. 127

LIST OF TABLES

Table 4.1:	The seismic design parameters and the adopted material of the investigated buildings designed according to Eurocode 8.	55
Table 4.2:	First three vibration periods and corresponding effective masses of buildings S4, S8 and S15.	59
Table 5.1:	The spectral acceleration $S_a(T^*)$ from UHS and elastic EC8-based spectrum for three test buildings and two return periods. A relative error between $S_a(T^*)$ corresponding to UHS and EC8 is shown in brackets.	66
Table 5.2:	Median values of spectral accelerations $S_a(T_2)$ in $S_a(1.5 \cdot T_1)$ according to spectra presented in Figure 5.11.	69
Table 6.1:	The results of pushover analyses taking into account horizontal force distribution corresponding to the first, second and third vibration modes for all the investigated buildings. Presented are the maximum base shear versus weight ratio (F_{max}/W), the roof drift ratio (θ_{NC}) and the maximum storey drift ratio ($\theta_{max,NC}$) at the near collapse (NC) limit state.	73
Table 6.2:	The parameters of the idealized pushover curves presented in Figure 6.1.	74
Table 6.3:	The period, mass, transformation factor, and peak (yield) acceleration of the capacity diagram of the modal-based and failure-based SDOF models. The results are presented for all the investigated buildings and for the three pushover analyses performed for force distribution corresponding to the first, second and third vibration modes.	76
Table 6.4:	The error ε_k for the three investigated buildings, four sets of ground motions, and different combinations of IMs (the peak ground acceleration a_g and the spectral acceleration at the first period $S_a(T_1)$) and the EDPs (the maximum roof displacement D_{max} and the maximum storey drift ratio θ_{max}).	85
Table 6.5:	Error ε_{IDA} according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_1 and A_2). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ or $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.	86
Table 6.6:	Error ε_{IDA} according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_B and A_{VC}). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ or $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.	87
Table 6.7:	Error ε_θ according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_1 and A_2). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ or $\varepsilon_\theta > 25\%$.	88
Table 6.8:	Error ε_θ according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_B and A_{VC}). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ or $\varepsilon_\theta > 25\%$.	89
Table 6.9:	Number of ground motions from different ground motion sets for which collapse limit state intensities of test buildings determine second or third system failure mode by using EPA procedure.	90
Table 6.10:	The 16 th , 50 th and 84 th percentile of collapse intensities ($S_{a,C}$ (g)) determined by NRHA, EPA and PA1 procedures for the test buildings and all sets of ground motions. Relative errors between approximate and 'exact' NRHA values are shown in brackets in percentage.	92

Table 6.11: Minimum and maximum relative errors (%) between approximate collapse intensities and ‘exact’ NRHA results for single ground motions and mean values for all sets of ground motions and test buildings.	93
Table 6.12: Error of procedure PIDA Δ_{IDA} for a given number of ground motion subsets selected ($s = 4$) or for the case if the tolerance is smaller than 5 % or 10 % (with indicated number of corresponding subsets s). The error is presented for different definitions of ground motion precedence lists and all test buildings and sets of records.	115
Table 6.13: Mean and standard deviation of collapse intensities based on PA1, EPA and NRHA procedures, as presented in Figure 6.24 ($\bar{S}_{a,C}$ and σ), the corresponding parameters of lognormal distribution ($\tilde{S}_{a,C}$ in $\sigma_{\ln C}$), the parameter k_C and the collapse risk ($\lambda_{C,dej}$).	121
Table 6.14: Median and 16 th percentile intensities ($\tilde{S}_{a,C,spr}$ and $S_{a,C,spr,16}$), which correspond to acceptable seismic collapse risk, and the 16 th percentile of collapse intensities ($S_{a,C,16}$), which are presented in Figure 6.24, on basis of three different procedures for seismic response analysis.	122
Table 6.15: ID numbers of seven ground motions from set $A_{2,S15}$ (table A.6 in annex A), which are selected for the estimation of acceptability of seismic collapse risk of the building S15 on basis of different response analysis procedures. Ground motions, which are selected by using approximate procedure (PA1 or EPA) as well as by using ‘exact’ NRHA, are indicated with dark background.	124
Table 6.16: Seismic collapse risk $\lambda_{C,dej}$ calculated by Eq. (3.28) and by consideration of the fragility parameters based on different response analysis procedures (PA1, EPA and NRHA) for three test buildings and ground motion sets A_1 and A_2 . Relative errors obtained by using approximate procedures in comparison to NRHA results are shown in brackets.	128
Table 6.17: Maximum relative error ε_{max} (%) of decision-making regarding the acceptable collapse risk based on different response analysis procedures (PA1, EPA, NRHA) and different procedures of ground motion selection ($S_{a,C,mediana}$, $S_{a,C,min}$, $IDA_{mediana}$, IDA_{min}) for three test buildings and ground motion sets A_1 and A_2 . Values corresponding to EDP-based percentile IDA curves are shown in brackets.	129

LIST OF FIGURES

Figure 2.1:	Seismic hazard curve for Ljubljana with indicated amplitudes of intensity $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ for 475-year and 10,000-year return periods.	12
Figure 2.2:	(a) Example of seismic source-to-site distance for line source, (b) corresponding cumulative distribution function $F_R(r)$ and (c) probability density function $f_R(r)$ for distance R .	14
Figure 2.3:	Example of (a) cumulative distribution function of magnitude $F_M(m)$ and (b) probability density function $f_M(m)$ of magnitude M for selected data corresponding to seismic source activity.	15
Figure 2.4:	Prediction of the spectral acceleration $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ as a function of source-to-site distance given the magnitude $m = 6$ by using Sabetta-Pugliese (1996) ground motion prediction model.	16
Figure 2.5:	Deaggregation of seismic hazard for $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s}) > 0.42 \text{ g}$ in Ljubljana.	19
Figure 2.6:	Seismic hazard curves for (a) $S_a(0.50 \text{ s})$ and (b) $S_a(1.90 \text{ s})$ along with uniform hazard spectra UHS for mean annual frequencies of exceedance (c) λ_1 and (d) λ_2 for Ljubljana.	19
Figure 2.7:	Uniform hazard spectrum for Ljubljana, which corresponds to return period of 10,000 years, the median acceleration spectrum and the acceleration spectrum for $+ 1.8 \sigma$ above the median acceleration spectrum, which is based on the ground motion prediction model for magnitude $M = 7.2$ and source-to-site distance $R = 34 \text{ km}$.	21
Figure 2.8:	Acceleration spectra for a set of ground motions approximately corresponding to seismic scenario defined by $M = 7.2$ and $R = 34 \text{ km}$. These spectra are compared to spectra presented in Figure 2.7. Highlighted is acceleration spectrum having $S_a(1.90 \text{ s}) = 0.42 \text{ g}$.	21
Figure 2.9:	Uniform hazard spectrum (UHS) for Ljubljana, which corresponds to return period of 10,000 years, conditional mean spectrum (CMS) and acceleration spectrum for selected ground motion according to earthquake scenario ($M = 7.2$, $R = 34 \text{ km}$ and $\epsilon(1.9 \text{ s}) = 1.8$).	22
Figure 2.10:	Conditional mean spectrum with the effect of conditional standard deviation and an acceleration spectrum for a certain ground motion.	24
Figure 2.11:	Conditional mean spectra corresponding to selected conditioning periods T^* (0.50 s and 1.90 s) and the uniform hazard spectrum.	26
Figure 2.12:	Response spectra, which are selected on the basis of conditional mean spectrum (a) without consideration of conditional standard deviation and (b) with consideration of conditional standard deviation.	31
Figure 3.1:	Idealized pushover curve, which is used in web application for estimation of approximate IDA curves (Peruš in sod., 2013).	37
Figure 3.2:	Comparison between IDA and PIDA procedure (Azarbakht in Dolšek, 2011).	45
Figure 3.3:	The schematic definition of difference Δ_{IDA} between original and selected k th fractile IDA curve (Azarbakht in Dolšek, 2011).	47
Figure 3.4:	The schematic definition of tolerance for selected k th fractile IDA curve (Azarbakht in Dolšek, 2011).	49
Figure 4.1:	Elevation and plan views of (a) the 4-storey, (b) the 8-storey and (c) the 15-storey building, with the indicated direction of seismic loading.	56
Figure 4.2:	The envelope of the moment – rotation relationship in plastic hinges of RC columns and beams.	57

Figure 4.3:	Normalized vibration mode shapes of (a) four-storey, (b) eight-storey and (c) fifteen-storey building in direction of seismic loading.	59
Figure 5.1:	Map of Slovenia with indicated seismic area sources which were used in seismic hazard analysis (EZ-FRISK, 2012).	62
Figure 5.2:	Uniform hazard spectrum for Ljubljana and return period 10,000 years, and (a) corresponding approximation of conditional spectrum taking into account the mean value of parameter ε , which was assessed on the basis of seismic hazard deaggregation, and (b) CS based on the parameter ε directly calculated from the difference between results of ground motion prediction model and uniform hazard spectral acceleration $S_a(T^*)$.	63
Figure 5.3:	The target conditional spectrum and simulated acceleration spectra.	63
Figure 5.4:	The target and sample (a) mean values of spectral acceleration of CS and (b) the standard deviations of $\ln S_a$.	64
Figure 5.5:	The target conditional spectrum and acceleration spectra of selected ground motions.	64
Figure 5.6:	The target and selected (a) mean values of spectral accelerations and (b) the standard deviations of $\ln S_a$.	65
Figure 5.7:	An example of a selected ground motion and the boundaries defining limited acceleration time history.	65
Figure 5.8:	Comparison between uniform hazard spectrum (UHS) and elastic spectrum from standard Eurocode (EC8) for Ljubljana with indicated fundamental periods of test buildings for (a) 475 and (b) 10,000 year return period.	66
Figure 5.9:	Response spectra of 40 ground motions associated with return period of 475 and 10,000 years and (a) four-storey, (b) eight-storey and (c) fifteen-storey building, and corresponding 16 th , 50 th and 84 th percentiles compared to the target conditional spectrum.	67
Figure 5.10:	Acceleration spectra for ground motions with corresponding 16 th , 50 th and 84 th percentile for additional sets selected by (a) Baker et al. (2011) (A_B) and (b) Vamvatsikos and Cornell (2006) (A_{VC}).	68
Figure 5.11:	Comparison between mean values and corresponding standard deviations of $\ln S_a$ for selected sets of ground motions for (a) 4-storey, (b) 8-storey and (c) 15-storey building. Acceleration spectra are normalized to the value of $S_a(T^*) = 1$.	70
Figure 6.1:	The first-mode, second-mode, third-mode pushover curves and the corresponding idealized base shear – roof displacement relationships for (a) the 4-storey, (b) the 8-storey and (c) the 15-storey building. The highlighted points correspond to 80 % strength in the softening branch of the pushover curves and to the characteristic points of the idealized relationships.	73
Figure 6.2:	Deformed structures at the near collapse (NC) limit state with indications of the damage occurring to individual structural elements and typical moment – rotation relationship for columns and beams. The results are presented for (a) first-mode, (b) second-mode and (c) third-mode pushover analysis.	74
Figure 6.3:	Normalized vibration and failure modes of (a) the 4-storey, (b) the 8-storey and (c) the 15-storey building. The roof displacement is always equal to 1. The normalized failure modes correspond to the near collapse limit state.	76
Figure 6.4:	Capacity diagrams for test buildings S4, S8 and S15 for (a) modal-based and (b) failure-based SDOF models.	77
Figure 6.5:	Period, mass, transformation factor and peak (yield) acceleration from capacity diagram for failure-based SDOF model at different roof displacements for three pushovers and (a) 4-storey, (b) 8-storey and (c) 15-storey building. Indicated	

	characteristics correspond to roof displacement at 20 % drop in strength at pushover curves (near collapse limit state).	79
Figure 6.6:	Comparison of 16 th , 50 th and 84 th percentile IDA curves obtained by using NRHA and the approximate procedures denoted as EPA, MPA, PA1 and PA1W (just for ground motion set A_{VC}). The results are presented for test buildings S4, S8 and S15 and the ground motions sets (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B and (d) A_{VC} . The vertical lines represent the EDPs at which the parameter ε_k (Eq. 3.17) was assessed.	84
Figure 6.7:	Collapse intensities for buildings S4, S8 and S15 determined by procedure PA1 ($S_{a,C,PA1}$) and EPA ($S_{a,C,EPA}$) in comparison to NRHA results ($S_{a,C,NRHA}$) for sets of ground motions (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B and (d) A_{VC} . Predominant system failure modes, which cause collapse, are indicated for single ground motions.	91
Figure 6.8:	EPA-based IDA curves with indicated predominant system failure modes for different sets of ground motions (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) and (a) 4-storey, (b) 8-storey and (c) 15-storey building.	94
Figure 6.9:	The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure for building S15 in case of (a) 19. record from set A_B , (b) 22. record from set $A_{1,S15}$ and (c) 11. record from set $A_{1,S15}$. In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA and simplified EPA procedure.	96
Figure 6.10:	The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure for building S8 in case of (a) 6. record from set A_B , (b) 1. record from set $A_{2,S8}$ and (c) 7. record from set $A_{1,S8}$. In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA and simplified EPA procedure.	97
Figure 6.11:	The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure for building S4 in case of (a) 1. record from set A_{VC} , (b) 11. record from set A_{VC} and (c) 2. record from set $A_{1,S4}$. In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA and simplified EPA procedure.	98
Figure 6.12:	The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure in case of (a) building S15 and 24. record from set A_B , (b) building S8 and 9. record from set $A_{2,S8}$ and (c) building S4 and 10. record from set A_B . In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA.	99
Figure 6.13:	Percentiles of storey drift ratios determined by different procedures (NRHA, EPA, MPA and PA1) for test buildings (S4, S8 and S15) at intensity, which cause the limit state ms_1 on the median IDA curve (see Figure 6.6), and for ground motion sets (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} .	101
Figure 6.14:	Percentiles of storey drift ratios determined by different procedures (NRHA, EPA, MPA and PA1) for test buildings (S4, S8 and S15) at intensity, which cause the limit state ms_2 on the median IDA curve (see Figure 6.6), and for ground motion sets (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} .	102
Figure 6.15:	The IDA curve, the EPA-based approximate IDA curve and the variants of the EPA-based approximate IDA curves for the 15-storey building and ground motion No. 4 from set A_{VC} .	103

- Figure 6.16: (a) Elastic acceleration spectra and (b) approximate IDA curves determined for 4-storey building by procedure PA1 with consideration of the first subset of the three ground motions from the precedence list ($s = 1$), first two subsets ($s = 2$) and all ground motions from set $A_{2,S4}$. 107
- Figure 6.17: Results of PIDA for building S4 and ground motion set $A_{2,S4}$ based on the precedence list defined by using (a) elastic acceleration spectra and (b) simplified seismic response analysis procedure PA1. In addition the NRHA-based IDA curves, the error Δ_{IDA} and tolerance for different numbers of subsets of ground motions s is also presented. 108
- Figure 6.18: 16th, 50th and 84th percentile original and selected ($s = 4$) IDA curves, error Δ_{IDA} and tolerance for different subsets of ground motions s for building S4 and ground motion set $A_{2,S4}$ using a precedence list based on (a) elastic acceleration spectra and procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA. 110
- Figure 6.19: 16th, 50th and 84th percentile original and selected ($s = 4$) IDA curves, error Δ_{IDA} and tolerance for different subsets of ground motions s for building S8 and ground motion set $A_{2,S8}$ using a precedence list based on (a) elastic acceleration spectra and results of procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA. 111
- Figure 6.20: 16th, 50th and 84th percentile original and selected ($s = 4$) IDA curves, error Δ_{IDA} and tolerance for different subsets of ground motions s for building S15 and ground motion set $A_{2,S15}$ using a precedence list based on (a) elastic acceleration spectra and results of procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA. 112
- Figure 6.21: An average error $\bar{\Delta}_{IDA}$ as a function of number of ground motion subsets s presented for different (a) percentiles IDA curves, (b) buildings, (c) sets of ground motions and (d) definitions of precedence lists. 113
- Figure 6.22: Average error $\bar{\Delta}_{IDA}$ based on three fractile IDA curves and all ground motion sets (A_1 , A_2 , A_B and A_{VC}) as a function of number of ground motion subsets s presented for different buildings and definitions of ground motion precedence lists based on (a) elastic acceleration spectra and seismic response analysis procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA. 114
- Figure 6.23: Error Δ_{IDA} at different subsets of ground motions s for three test buildings (S4, S8 and S15) and ground motion set A_{VC} corresponding to the precedence lists based on (a) PA1 and (b) PA1W procedures. 117
- Figure 6.24: IDA curves based on (a) PA1, (b) EPA and (c) NRHA and the corresponding collapse capacities for 15-storey building and ground motion set $A_{2,S15}$. 120
- Figure 6.25: Histogram of collapse intensities presented in Figure 6.24 and corresponding probability density function of lognormal distribution for results of procedures (a) PA1, (b) EPA and (c) NRHA. 121
- Figure 6.26: Hazard curve and the linear approximation of the hazard curve in log domain for two consecutive steps of iteration. The collapse capacity $\tilde{S}_{a,C,spr}$ is also indicated. 122
- Figure 6.27: IDA curves with indicated collapse capacities for 15-storey building and ground motion set $A_{2,S15}$. IDA curves shown in red correspond to seven selected ground motions, which cause collapse close to 16th percentile of collapse intensities, on basis of procedures (a) PA1, (b) EPA and (c) NRHA. 123
- Figure 6.28: IDA curves determined by ‘exact’ NRHA for 15-storey building and ground motion set $A_{2,S15}$. IDA curves shown in red correspond to ground motions, which cause collapse close to 16th percentile in case of simplified response analysis procedures (a) PA1 and (b) EPA. 125
- Figure 6.29: Collapse ratio r_C for different levels of acceptable seismic collapse risk $\lambda_{C,spr}$, where ground motions were selected from sets A_1 and A_2 by using results of different procedures (PA1, EPA and NRHA), and for buildings (a) S4, (b) S8 and

(c) S15. Estimated collapse risk $\lambda_{C,dej}$ based on different procedures (PA1, EPA and NRHA) and maximum error of proposed method in comparison to 'exact' value of $\lambda_{C,dej}$ based on NRHA results are also presented.

SIMBOLI

α	razmerje med negativno vrednostjo togosti v območju upadanja nosilnosti in začetno togostjo idealizirane potisne krivulje
α_m	povprečno letno število potresnih dogodkov na obravnavanem področju
β	indeks zanesljivosti
β_m	razmerje med nizkimi in visokimi vrednostmi magnitude za določitev srednje letne frekvence prekoračitve magnitude λ_m
Γ_f	transformacijski faktor deformacijskega SDOF modela
Γ_m	transformacijski faktor modalnega SDOF modela
γ_d	parameter za upoštevanje potresnoodpornih detajlov
γ_{el}	parameter za upoštevanje pomembnosti konstrukcijskih elementov
ΔIM	razlika v intenziteti IM
ΔS_a	odstopanje spektralnih vrednosti pospeškov med originalnimi in izbranimi kvantilnimi spektri odziva
ΔES_a	mera za napako med originalnimi in izbranimi kvantilnimi elastičnimi spektri pospeškov
Δ_{IDA}	mera za napako med originalnimi in izbranimi kvantilnimi krivuljami IDA
$\bar{\Delta}_{IDA}$	povprečna mera za napako med originalnimi in izbranimi kvantilnimi krivuljami IDA
Δ_a	odstopanje med spektrom izbranega akceleroگرامa in simuliranim spektrom
Δ_s	odstopanje med spektri odziva izbrane skupine akceleroگرامov in ciljnim vrednostmi spektrov odziva
ε	število (logaritemskih) standardnih deviacij za katero se spektralni pospešek pri nekem nihajnem času $S_a(T)$ razlikuje od predvidene srednje vrednosti $S_a(T)$ ocenjene z modelom pojemanja intenzitete potresa za izbran potresni scenarij
ε_θ	srednja vrednost relativne napake med točnimi in približno ocenjenimi etažnimi pomiki
ε_{cu}	mejna deformacija v betonu
ε_{max}	maksimalna napaka poenostavljenega postopka za izbor akceleroگرامov z namenom ocene sprejemljivosti potresnega tveganja
ε_{su}	mejna deformacija v armaturi
ε_{IDA}	mera za napako med točno in približno krivuljo IDA
ε_k	srednja vrednost relativne napake med točnimi in približnimi mejnimi intenzitetami med dvema krivuljama IDA, ki opisujeta k -ti kvantil odziva
ζ	delež kritičnega dušenja
θ	maksimalni etažni pomik
θ_m	rotacija v plastičnem členku pri momentu M_m
θ_{nc}	rotacija v plastičnem členku pri momentu M_{nc}
θ_p	oznaka za dodatne parametre (npr. tip tal), ki poleg magnitude in oddaljenosti opisujejo potresni scenarij
θ_y	rotacija v plastičnem členku pri momentu M_y
λ_C	srednja letna frekvenca porušitve konstrukcije
$\lambda_{C,dej}$	dejansko potresno tveganje porušitve konstrukcije oz. dejanska srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja porušitve konstrukcije
$\lambda_{C,spr}$	sprejemljivo potresno tveganje porušitve konstrukcije oz. sprejemljiva srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja porušitve konstrukcije
λ_{IM}	srednja letna frekvenca prekoračitve intenzitete potresa
λ_m	srednja letna frekvenca prekoračitve magnitude

μ	vektor srednjih vrednosti
$\mu_{\ln IM}$	pričakovana vrednost logaritmskih vrednosti intenzitete IM
$\mu_{\ln S_a}$	srednja vrednost $\ln S_a$ glede na model pojemanja potresa
μ_u	duktilnost, ki je določena s pomikom pri začetku tečenja armature in pomikom, pri katerem začne upadati nosilnost
ν_i	srednja letna frekvenca pojava potresa z magnitudo večjo od m_{\min}
ρ	korelacijski koeficient
Σ	kovariančna matrika vektorja $\ln S_a(T_i)$ pogojena s parametrom $\varepsilon(T^*)$
Σ_0	kovariančna matrika vektorja $\ln S_a(T_i)$
Σ_1	kovarianca vektorja $\ln S_a(T_i)$ z vrednostjo $\ln S_a$ pri pogojnem nihajnem času T^*
σ	standardna deviacija
σ^2	nepristranska ocena za varianco kapacitete intenzitete
$\sigma_{\ln C}$	standardna deviacija naravnih logaritmov kapacitete intenzitete
$\sigma_{\ln IM}$	standardna deviacija logaritmskih vrednosti intenzitete potresa
$\sigma_{\ln S_a}$	standardna deviacija $\ln S_a$ glede na model pojemanja potresa
Φ	kumulativna porazdelitvena funkcija standardne normalne spremenljivke
ϕ	premer armaturene palice
$\phi_{i,j}$	j -ta komponenta nihajne oblike i
a, b, c, h, e_1, e_2	parametri modela pojemanja intenzitete potresa Sabetta-Pugliese
D	pomik na vrhu konstrukcije
D_{el}	pomik v elastičnem območju idealizirane krivulje potisne analize
D^*	pomik SDOF modela
$d_{i,j}$	j -ta komponenta deformacijske oblike, ki je določena glede na i -to nihajno obliko
E_s	elastični modul armature
EDP	parameter potresnih zahtev (angl. engineering demand parameter)
F	celotna prečna sila ob vpetju
F_{el}	sila v elastičnem območju idealizirane krivulje potisne analize
F^*	notranja sila SDOF modela
$F_M(m)$	porazdelitvena funkcija magnitude M (m je izbrana vrednost slučajne spremenljivke M)
$F_R(r)$	porazdelitvena funkcija oddaljenosti R (r je izbrana vrednost slučajne spremenljivke R)
f_{IM}	gostota verjetnosti intenzitete potresa
$f_M(m)$	gostota verjetnosti magnitude M (m je izbrana vrednost slučajne spremenljivke M)
$f_R(r)$	gostota verjetnosti oddaljenosti R (r je izbrana vrednost slučajne spremenljivke R)
$f_{M,R,\varepsilon}(m,r,\varepsilon)$	gostota verjetnosti slučajnih spremenljivk M , R in ε
f_s	faktor skaliranja
f_y	srednja vrednost trdnosti na meji tečenja armature
g	težnostni pospešek
H	potresna nevarnost, srednja letna frekvenca prekoračitve intenzitete potresa (angl. seismic hazard, mean annual rate of exceedance of ground motion intensity)
I	vztrajnostni moment prereza linijskega elementa
I_B	Boolova funkcija, ki določa vrednost 0 ali 1

IM	mera za intenziteto potresa, intenziteta potresa (angl. ground motion intensity measure)
k	kvantil
k_1	začetna togost
k_c	naklon krivulje potresne nevarnosti v logaritemskem merilu za mejno stanje C
k_{pk}	togost v postkritičnem območju idealiziranega sistema
L_0	dolžina od nične točke momenta do roba elementa
L_P	dolžina linijskega preloma
M	magnituda
M_m	maksimalna upogibna nosilnost prečnega prereza elementa
M_{nc}	moment pri mejnem stanju blizu porušitve prečnega prereza elementa
M_y	moment na meji tečenja prečnega prereza elementa
m	masa konstrukcije
m_{eff}	efektivna masa
m_{max}	zgornja meja magnitude
m_{min}	spodnja meja magnitude
m_f^*	masa deformacijskega SDOF modela
m_m^*	masa modalnega SDOF modela
\hat{m}	nepristranska ocena srednje vrednosti
ms	mejno stanje
n	število vseh elementov
P	verjetnost
P_C	verjetnost porušitve konstrukcije
PGA, PGV, PGD	maksimalni pospešek, hitrost in pomik tal (angl. peak ground acceleration, velocity, displacement)
R	oddaljenost potresnega izvora od obravnavane lokacije
r_C	delež porušitev
r_h	razmerje pomikov za opis idealizirane krivulje potresne analize
r_{max}	maksimalna možna oddaljenost potresnega izvora od obravnavane lokacije
r_{min}	minimalna možna oddaljenost potresnega izvora od obravnavane lokacije
r_v	razmerje sil za opis idealizirane krivulje potresne analize
S_a, S_v, S_d	spektralni pospešek, hitrost in pomik (angl. spectral acceleration, velocity, displacement)
$\bar{S}_{a,C}$	nepristranska ocena za povprečno vrednost kapacitete intenzitete
$\tilde{S}_{a,C}$ in $\tilde{S}_{a,C,spr}$	dejanska in sprejemljiva vrednost mediane intenzitete mejnega stanja C
$S_{a,C,16}$ in $S_{a,C,spr,16}$	dejanska in sprejemljiva vrednost 16-ega kvantila intenzitete mejnega stanja C
S_1, S_2	parametri modela pojemanja potresa Sabetta-Pugliese s katerimi opišemo temeljna tla
\mathbf{s}	vektor horizontalnih sil za potisno analizo
s	število podskupin akceleroگرامov
\hat{s}	nepristranska ocena standardne deviacije
T	nihačni čas
T_{max}	maksimalna vrednost nihačnega časa T
T_{min}	minimalna vrednost nihačnega časa T
T_1	osnovni nihačni čas konstrukcije
T^*	nihačni čas, glede na katerega pogojujemo spektralne pospeške pri drugih nihačnih časih za določitev pogojnega spektra
T_f^*	nihačni čas ekvivalentnega deformacijskega SDOF modela
T_m^*	nihačni čas ekvivalentnega modalnega SDOF modela
t	dolžina akcelerograma

u	utež glede na srednje vrednosti in standardno deviacijo
$V_{s,30}$	povprečna hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 metrih temeljnih tal
Z_{ES_a}	ciljna funkcija na osnovi Δ_{ES_a}
Z_{IDA}	ciljna funkcija na osnovi Δ_{IDA}

OKRAJŠAVE

CMS	pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum)
CS	pogojni spekter (angl. conditional spectrum)
DSHA	deterministična analiza potresne nevarnosti (angl. deterministic seismic hazard analysis)
EPA	postopek za določitev potresnih zahtev na osnovi ovojnice potisnih analiz (angl. envelope-based pushover analysis procedure)
GMPM	model pojemanja potresa, intenzitetni atenuacijski model (angl. ground motion prediction model)
IDA	inkrementalna dinamična analiza (angl. incremental dynamic analysis)
MDOF	več prostostnih stopenj (angl. multi-degree-of-freedom)
MPA	modalna potisna analiza (angl. modal pushover analysis)
PA1	postopek za določitev potresnih zahtev na osnovi potisne (angl. pushover) analize z razporeditvijo horizontalnih sil, ki ustrezajo osnovni nihajni obliki, v kombinaciji z nelinearno dinamiko ekvivalentnega SDOF modela
PA1W	postopek za določitev potresnih zahtev na osnovi potisne (angl. pushover) analize z razporeditvijo horizontalnih sil, ki ustrezajo osnovni nihajni obliki, v kombinaciji s spletno aplikacijo WIDA
PIDA	progresivna inkrementalna dinamična analiza (angl. progressive incremental dynamic analysis)
prIDA	približna IDA krivulja
PSHA	verjetnostna analiza potresne nevarnosti (angl. probabilistic seismic hazard analysis)
SDOF	ena prostostna stopnja (angl. single-degree-of-freedom)
UHS	spekter enotne potresne nevarnosti (angl. uniform hazard spectrum)

1 UVOD

Potresi sodijo med naravne nesreče, ki lahko povzročijo največja opustošenja naravnega predvsem pa urbanega okolja ter številne človeške žrtve. Po podatkih poročila Evropskega združenja za potresno inženirstvo (Wenzel, 2007), so v 20. stoletju potresi po svetu zahtevali več kot 1.5 milijona smrtnih žrtev, medtem ko lahko ekonomska izguba zaradi potresov v Evropi, npr. v Črni Gori 1979, Grčiji (Atene) 1999 in Turčiji (Kocaeli) 1999, presega vrednosti 10 % BDP prizadetih držav. Ozemlje Slovenije je del evropsko-azijskega potresnega pasu, ki je za obtihoceanskim pasom drugo najpomembnejše potresno območje na svetu. V srednji Evropi je potresna nevarnost največja prav na ozemlju Slovenije. Čeprav potresi pri nas ne dosegajo najvišjih vrednosti magnitude, so lahko zaradi razmeroma plitvih žarišč njihovi učinki zelo neugodni na celotnem državnem ozemlju (Lapajne, Šket Motnikar in Zupančič, 2001).

Raziskovanje obnašanja stavb med potresno obtežbo in potresnoodporno projektiranje konstrukcij je izziv za številne raziskovalce po vsem svetu. Zato je bilo v ta namen razvitih veliko različnih postopkov nelinearne analize potresnega odziva, vendar v inženirski praksi še vedno prevladuje uporaba linearno-elastične analize. Med najbolj razširjenimi analizami, ki jih dovoljuje evropski standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, sta dve linearno-elastični analizi, in sicer metoda horizontalnih sil ter modalna analiza. Prednost linearno-elastične analize pred nelinearno analizo je v enostavni definiciji modela konstrukcije in potresne obtežbe, relativno kratkem računskem času in široki izbiri programskih orodij, ki podpirajo linearno-elastično analizo. Po drugi strani je uporaba linearno-elastične analize za dokaz načela o neporušitvi objekta v osnovi napačna, saj je odziv konstrukcije v stanju blizu porušitve izrazito nelinearen. Poleg tega z linearno-elastično analizo ne moremo določiti prerazporeditve notranjih sil po konstrukcijah, disipacije energije in mehanizmov porušitve konstrukcij. Zato je bilo predlaganih veliko poenostavljenih nelinearnih postopkov analize za oceno odziva konstrukcij med potresi. Ti postopki imajo za osnovo eno ali več nelinearnih statičnih analiz, ki služijo za določitev kapacitete konstrukcije, medtem ko se potresne zahteve določijo na različne načine, npr. z nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo ali z nelinearnimi spektri odziva (npr. Fajfar, 2000; Kreslin in Fajfar, 2011; Reyes in Chopra, 2011; Dolšek, 2012).

Vsi omenjeni postopki so približni, saj samo do določene mere opišejo odziv konstrukcije med potresi. Bolj natančna je nelinearna dinamična analiza. Čeprav so teoretične osnove te metode razvite že dolgo časa, se v inženirski praksi skoraj ne uporablja. Vzrokov za to je več. Nelinearna dinamična analiza je računsko bistveno bolj zahtevna kot prej omenjeni postopki analize, medtem ko njena uporaba kljub vse večjim zmogljivostim računalnikov ni enostavna, ampak predmet številnih negotovosti pri določevanju vhodnih podatkov. Rezultati analize se močno razlikujejo glede na uporabljen nelinearen model konstrukcije, saj še ni jasno opredeljeno, kateri model je najprimernejši za potresno analizo. Glede na to, da nelinearna dinamična analiza vsebuje numerično integracijo enačbe gibanja, so rezultati odvisni od parametrov integracijske sheme, med analizo pa se lahko pojavijo težave s konvergenco. Dodatne negotovosti so posledica izbire deleža kritičnega dušenja in pripadajočega modela viskozne dušenja.

Poleg omenjenih problemov ima velik vpliv na natančnost rezultatov tudi potresna obtežba, ki jo običajno definiramo s skupino časovnih zapisov pospeškov tal oz. akcelorogramov. Obstajajo različni načini izbora akcelorogramov za določitev potresne obtežbe, vendar je raztros parametrov potresnih zahtev zelo velik, tudi če so akcelorogrami izbrani po ustreznem ključu. Za zanesljivo oceno odziva konstrukcij med potresi je zato potrebno izvajati analize za veliko število akcelorogramov, kar dodatno otežuje uporabo nelinearne dinamične analize v praksi. Rezultat neprimerne izbire akcelorogramov so

lahko premalo varne konstrukcije, zato je potrebno izpopolniti postopke za izbiro potresne obtežbe tako za projektiranje kot tudi za oceno potresne odpornosti konstrukcij. Zaradi tega so bile raziskave v okviru doktorske disertacije usmerjene v izbiro akceleroگرامov za projektiranje stavb na osnovi nelinearne dinamične analize.

1.1 Tema doktorske disertacije

Kljub številnim raziskavam zahteve za izbiranje akceleroگرامov v standardih, npr. v standardu za potresnoodporno projektiranje v Sloveniji Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), niso najbolj primerno definirane in lahko vodijo do napačnih rezultatov (Sextos, Katsanos in Manolis, 2011). Standard Evrokod 8 predvideva uporabo umetnih, simuliranih ali zabeleženih akceleroگرامov in predpisuje uporabo vsaj treh zapisov. Če v analizi potresnega odziva uporabimo sedem ali več zapisov, lahko za projektno vrednost učinka vpliva upoštevamo srednje vrednosti, sicer pa najneugodnejše rezultate. Po Evrokodu 8 mora biti skupina akceleroگرامov izbrana tako, da ima pripadajoč povprečni elastični spekter pospeškov v območju nihajnih časov med $0.2 \cdot T_1$ in $2 \cdot T_1$, kjer je T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije v obravnavani smeri, spektralne pospeške enake ali večje od 90 % vrednosti, ki jih določa elastični spekter odziva. Slednji je predpisan v standardu in je določen na osnovi spektra enotne potresne nevarnosti, kjer je srednja letna frekvenca prekoračitve spektralnih pospeškov pri vseh nihajnih časih enaka. Ocenjujemo, da je postopek izbora akceleroگرامov po standardu Evrokod 8 neprimeren, saj ne zagotavlja potresne obtežbe, ki je konsistentna s potresno nevarnostjo na obravnavani lokaciji, in ne zagotavlja zadovoljive natančnosti potresnih zahtev glede na predpisano število akceleroگرامov.

Da bi izboljšali postopek izbire akceleroگرامov, v disertaciji podrobneje obravnavamo omenjena kriterija, zato izbor akceleroگرامov razdelimo na dva koraka in predlagamo dvostopenjski postopek izbora akceleroگرامov. V prvem koraku iz obstoječih knjižnic zapisov izberemo skupino akceleroگرامov, ki ustreza določenim kriterijem, s katerimi lahko zajamemo predvideno potresno nevarnost za konstrukcijo na izbrani lokaciji, npr. oblika spektra pospeškov, magnituda, oddaljenost od preloma, vrsta preloma, tip tal in podobno. Za natančno določitev potresnih zahtev bi bilo potrebno v analizi uporabiti čim več ali vse zapise, ki ustrezajo zahtevanim kriterijem. V primeru večjih skupin akceleroگرامov je to računsko zelo zahtevno, zato želimo v drugem koraku dvostopenjskega postopka izvesti nelinearno dinamično analizo za čim manjše število akceleroگرامov, vendar zagotoviti zadostno natančnost rezultatov.

V okviru prvega koraka predstavimo verjetnostno analizo potresne nevarnosti (Cornell, 1968; Baker, 2008), ki je najbolj merodajna za določanje primerne potresne obtežbe za projektiranje novih stavb ali oceno potresne odpornosti obstoječih objektov. V skladu z rezultati analize potresne nevarnosti je mogoče definirati različne spektre pospeškov, ki jih lahko uporabimo kot ciljne spektre za izbor akceleroگرامov. Najbolj razširjen je spekter enotne potresne nevarnosti, na osnovi katerega so definirani idealizirani spektri odziva v različnih standardih, kot smo omenili zgoraj. Poleg tega predstavimo pogojni spekter (Baker, 2011), ki se vse bolj uveljavlja kot orodje za izbiro akceleroگرامov. Pogojni spekter ne določa visokih spektralnih pospeškov pri vseh nihajnih časih kot je to v primeru spektra enotne potresne nevarnosti, temveč upošteva korelacijo spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih, ki je določena glede na obsežne knjižnice akceleroگرامov.

Raziskave v okviru doktorskega dela so bile usmerjene predvsem v razvoj postopkov, s katerimi lahko zadostimo zahtevam drugega koraka dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov, kjer želimo izbrati majhno število akceleroگرامov, s katerimi določimo parametre potresnih zahtev s sprejemljivo stopnjo natančnosti oz. lahko ocenimo, ali je obravnavana stavba dovolj varna glede na porušitev

zaradi potresne obtežbe. V teh primerih izbor akceleroگرامov temelji na ocenjenih parametrih potresnih zahtev, ki jih povzročajo posamezni akceleroگرامi. Z namenom enostavnega in hitrega izbora akceleroگرامov je potrebno potresne zahteve izračunati z uporabo poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva, ki niso računsko zahtevni, vendar je potrebno zagotoviti približne rezultate z zadovoljivo natančnostjo v primeru vsakega posameznega akceleroگرامa. Zaradi tega smo vrednotili natančnost različnih poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva za posamezne zapise iz različno določenih skupin akceleroگرامov in treh armiranobetonskih okvirnih stavb z različnim številom etaž. Upoštevali smo poenostavljene postopke, ki temeljijo na statični nelinearni analizi oz. potisni analizi v kombinaciji z nelinearno dinamiko ekvivalentnega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo. Kljub temu, da smo vrednotili tudi postopek modalne potisne analize (Chopra in Goel, 2002; Han in Chopra, 2006), ki upošteva vpliv višjih nihajnih oblik na potresni odziv konstrukcij, z obravnavanimi obstoječimi poenostavljenimi postopki analize potresnega odziva v primeru najvišje testne stavbe s petnajstimi etažami nismo dobili rezultatov z uporabno stopnjo natančnosti. Po drugi strani smo z analizo 'točnih' rezultatov, ki smo jih določili z nelinearno dinamično analizo, opazili, da imajo na potresni odziv stavb pomemben vpliv različni plastični mehanizmi, ki se med potresno obtežbo vzpostavijo v konstrukcijah. Zato smo raziskovali možnosti enostavnega simuliranja različnih plastičnih mehanizmov in predlagali nov poenostavljen postopek analize potresnega odziva EPA (Brozovič in Dolšek, 2013a). Slednji temelji na ovojnici rezultatov z upoštevanjem treh potisnih analiz in omogoča določitev natančnejših rezultatov parametrov potresnih zahtev v primeru stavb in akceleroگرامov, kjer imajo pomemben vpliv na potresni odziv različni plastični mehanizmi. Pokazali smo, da omogočajo rezultati postopka EPA oceno srednje letne frekvence porušitve konstrukcije s sprejemljivo natančnostjo (Brozovič in Dolšek, 2013b).

Če zagotovimo ustrezno natančnost približnih rezultatov potresnih zahtev za posamezne akceleroگرامe, lahko v drugem koraku izberemo manjšo podskupino akceleroگرامov, s katerimi dovolj natančno določimo potresne zahteve, ki jih določajo vsi akceleroگرامi, izbrani v prvem koraku dvostopenjskega postopka. Azarbakht in Dolšek (2007 in 2011) sta razvila postopek progresivne inkrementalne dinamične analize (PIDA), ki ustreza zahtevam drugega koraka izbora akceleroگرامov. Postopek je namenjen omejitvi računskega časa inkrementalne dinamične analize (IDA) (Vamvatsikos in Cornell, 2002), pri kateri računamo potresne zahteve pri različnih stopnjah intenzitete do porušitve konstrukcij. S tem postane analiza IDA računsko zelo zahtevna, kar je še posebej vidno v primeru obsežnejših skupin akceleroگرامov. Analiza PIDA temelji na prednostni listi akceleroگرامov, ki so razvrščeni po pomembnosti. Cilj analize PIDA je določitev kvantilnih IDA krivulj, ki jih določa celotna skupina akceleroگرامov, z dovolj visoko natančnostjo na osnovi nelinearne dinamične analize za prvih nekaj akceleroگرامov iz prednostne liste. Brozovič in Dolšek (2011a) sta pokazala, da je postopek učinkovit za stavbe, katerih potresni odziv je odvisen predvsem od osnovnega plastičnega mehanizma. Natančnost postopka je odvisna od ustreznosti določitve prednostne liste akceleroگرامov, zato v disertaciji vrednotimo natančnost analize PIDA na osnovi različnih definicij prednostne liste, kjer upošteevamo rezultate poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva ali enostavno le elastične spektre pospeškov akceleroگرامov.

V disertaciji smo raziskovali tudi možnost izbire akceleroگرامov z namenom enostavnega odločanja o ustrezni varnosti stavb pred porušitvijo med potresi, saj je osnovni namen potresnoodpornega projektiranja zagotovitev, da se konstrukcije ne porušijo. Z upoštevanjem veljavnih standardov, npr. SIST EN 1998-1 (2005), to zagotovimo zgolj posredno s projektiranjem na projektno potresno obtežbo, ki jo določa elastični spekter odziva. Trenutno je v postopku razvoja primernejši način projektiranja glede na sprejemljivo potresno tveganje (Lazar in Dolšek, 2012; Dolšek, 2013), s katerim eksplicitno zagotovimo, da je potresno tveganje stavb nižje od sprejemljivega tveganja. Takšen način projektiranja zahteva iterativen postopek, kjer je potrebno v vsaki iteraciji oceniti ali je potresno tveganje za obravnavano konstrukcijo sprejemljivo ali ne. Točen izračun srednje letne frekvence

prekoračitve izbranega mejnega stanja, s katerim določimo potresno tveganje, zahteva uporabo inkrementalne dinamične analize za skupino akceleroگرامov, kar je računsko zelo zahtevno in zato neprimerno za iterativni postopek projektiranja. Zaradi tega smo razvili enostaven odločitveni model o ustrezni varnosti konstrukcij, kjer smo se omejili na najpomembnejše mejno stanje porušitve konstrukcij. V tem primeru odločitev o zadostni varnosti obravnavane stavbe sprejmemo na osnovi rezultatov nelinearne dinamične analize pri zgolj eni intenziteti, ki je določena glede na sprejemljivo potresno tveganje. Poleg tega je računski čas dodatno omejen, saj nelinearne dinamične analize izvedemo z upoštevanjem majhnega števila akceleroگرامov, ki jih predhodno določimo glede na rezultate izbranega poenostavljenega postopka analize potresnega odziva. Kljub zmanjšanemu računskemu času so rezultati predlaganega postopka dovolj natančni za uporabo v iterativnem postopku projektiranja stavb na sprejemljivo potresno tveganje.

V okviru doktorske disertacije smo preverili naslednje hipoteze:

- parametre potresnih zahtev je možno zanesljivo napovedati z majhnim številom akceleroگرامov tudi za konstrukcije, kjer imajo pomemben vpliv na potresni odziv različni plastični mehanizmi;
- prednostno listo akceleroگرامov lahko dovolj natančno določimo z uporabo približnega postopka za inkrementalno dinamično analizo, ki deluje na osnovi spletne aplikacije;
- z namenom projektiranja stavb na sprejemljivo potresno tveganje lahko odločanje o zadostni varnosti konstrukcij pred poružitvijo izvedemo hitro in zanesljivo na osnovi nelinearne dinamične analize pri izbrani intenziteti z upoštevanjem majhnega števila akceleroگرامov.

Osnovni namen disertacije, v kateri vrednotimo nekatere obstoječe postopke in predlagamo nove, je izboljšava postopkov za izbor potresne obtežbe za projektiranje stavb na osnovi nelinearne dinamične analize. S tem želimo pospešiti uporabo nelinearne dinamične analize, saj ta omogoča bolj natančno potresnoodporno projektiranje konstrukcij, kar posledično predstavlja bolj kontrolirano potresno varnost grajenega okolja.

1.2 Pregled literature

Najpomembnejši vir negotovosti pri določanju parametrov potresnega odziva konstrukcij z nelinearno dinamično analizo je določitev potresne obtežbe oz. izbira primernih akceleroگرامov, kar kažejo različne raziskave (Elnashai in McClure, 1996; Shome in sod., 1998; Padgett in Desroches, 2007). Izbira primernih akceleroگرامov za nelinearno dinamično analizo ni enostavna, saj je gibanje tal med potresom do neke mere nepredvidljivo. Za oceno, kakšen potres lahko pričakujemo v času življenjske dobe konstrukcije, je potrebno poznati značilnosti minulih potresov in potresno nevarnost obravnavanega območja. Knjižnice zapisov gibanja tal med potresi so obsežne (npr. Ambraseys in sod., 2004; PEER, 2012), vendar je potrebno upoštevati, da je potres ne samo nepredvidljiv, ampak tudi neponovljiv.

Na podlagi potresne nevarnosti, ki jo določimo z uporabo verjetnostne analize potresne nevarnosti (Cornell, 1968; Baker, 2008), se lahko določijo različni kriteriji za izbor akceleroگرامov, kar je predmet številnih raziskav. V praksi se pogosto izbira akceleroگرامe glede na magnitudo in oddaljenost pričakovanega potresa, čeprav sta Iervolino in Cornell (2005) ugotovila, da ima natančen izbor zapisov glede na magnitudo in oddaljenost majhen vpliv na rezultate potresnega odziva konstrukcij. Izkaže se, da je izbiranje akceleroگرامov v skladu s ciljnim spektrom pospeškov primernejše. Baker in Cornell (2006b) sta predstavila izbiro akceleroگرامov glede na parameter ε in pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum, CMS), ki velja za boljše merilo za izbiro zapisov kot spekter enotne potresne nevarnosti (angl. uniform hazard spectrum, UHS). Le-ta je preveč

konservativen, saj upošteva spektralne pospeške z enako stopnjo srednje letne frekvence prekoračitve pri vseh nihajnih časih. Spektralni pospeški spektra UHS, ki ustrezajo različnim nihajnim časom, so določeni na osnovi različnih potresnih scenarijev, kar ni v skladu s pojavom potresa, ki se v določenem trenutku pojavi le na enem mestu. Po drugi strani je spekter CMS določen s spektralnim pospeškom, ki ustreza verjetnostni analizi potresne nevarnosti pri neki povratni dobi potresa zgolj pri izbranem nihajnem času, medtem ko so ostali spektralni pospeški določeni z najbolj verjetnimi pripadajočimi vrednostmi. Te vrednosti izračunamo na osnovi korelacij med spektralnimi pospeški pri različnih nihajnih časih, ki so bile določene na osnovi obsežnih knjižnic akcelrogramov (Baker in Cornell, 2006a; Baker in Jayaram, 2008). Spekter CMS bolj realno opiše pričakovano potresno obtežbo kot spekter UHS in je zaradi tega primernejši za izbor akcelrogramov. V raziskavah, ki so sledile predlaganemu srednjemu pogojnemu spektru, so Mousavi in sod. (2011) predlagali izbiranje akcelrogramov na osnovi parametra η , ki je alternativa parametru ε in predstavlja linearno kombinacijo parametrov ε , določenih na osnovi spektralnih pospeškov ε_{Sa} in maksimalne hitrosti tal ε_{PGV} . Izbiranje akcelrogramov za oceno srednje potresne kapacitete za porušitev različnih skupin konstrukcij, ki so jo predlagali Ghafory-Ashtiany in sod. (2011), se izkaže za učinkovitejše kot izbiranje zapisov v skladu s srednjim pogojnim spektrom CMS. Bradley (2010) je opozoril na omejitve uporabe srednjega pogojnega spektra in predlagal splošen pogojni pristop z merami za intenziteto (angl. general conditional intensity measure approach, GCIM). Baker (2011) je podrobneje predstavil možnosti izbiranja akcelrogramov s pogojnim srednjim spektrom in definiriral pripadajoč raztros. Z upoštevanjem slednjega lahko definiramo pogojni spekter (angl. conditional spectrum, CS), ki določa poleg srednjega pogojnega spektra še raztros, ki pripada potresni nevarnosti za izbrano povratno dobo (Lin in sod., 2013). Jayaram, Lin in Baker (2011) so predlagali računsko učinkovit postopek izbora akcelrograma, s katerim lahko izbiramo skupine akcelrogramov, ki se ujemajo s ciljnim spektrom in pripadajočim raztrosom, iz obsežnih knjižnic zapisov.

Temeljito primerjavo obstoječih postopkov za izbor akcelrogramov z namenom določitve mediane maksimalnega etažnega pomika na primeru različnih armiranobetonskih konstrukcij je vodil Haselton (2009). Obravnavani postopki so razvrščeni v pet skupin na osnovi različnih kriterijev za izbor in spreminjanje intenzitete zapisov. Ti kriteriji so: 1) magnituda in oddaljenost od preloma ter predviden spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, 2) spekter UHS, 3) spekter CMS, 4) parameter ε in 5) neelastični spektralni pomik. Rezultati kažejo, da je potrebno zapise potresov izbirati glede na parametre zapisov, od katerih je odvisen potresni odziv. Pri tem ima pomembno vlogo predvidena oblika spektra in neelastični odziv, zato so priporočeni postopki iz zadnjih treh skupin. Omenjeno je tudi, da so za različne konstrukcijske sisteme in različne namene analize primerni različni postopki. Pregled postopkov za izbor akcelrogramov na podlagi pričakovanega gibanja tal je narejen tudi v preglednih člankih (Bommer in Acevedo, 2004; Iervolino in Manfredi, 2008; Katsanos, Sextos in Manolis, 2010).

Različne raziskave so pokazale, da imajo akcelrogrami, ki so bili zabeleženi v neposredni bližini preloma, navadno nizko frekvenčne sunke, ki lahko močno poškodujejo konstrukcije, zato jih moramo obravnavati ločeno (Mollaioli in sod., 2006; Iervolino in Cornell, 2008; Tothong in Cornell, 2008).

Izbiranje akcelrogramov v skladu s predpisanimi zahtevami v standardu Evrokod 8 je brez primernega programskega orodja težavno, zato so Iervolino, Galasso in Cosenza (2010) razvili prosto dostopen program REXEL, ki omogoča enostavnejše izbiranje akcelrogramov v skladu s standardom Evrokod 8. Slednji predpisuje uporabo vsaj treh akcelrogramov, medtem ko so Catalan in sod. (2010) ugotovili, da je potrebno uporabiti vsaj 30 zapisov gibanja tal za zagotavljanje zanesljivih rezultatov z nelinearno dinamično analizo. Zaradi omejenega obsega podatkovnih baz z zapisi potresov se zapise skalira, in sicer tako, da so intenzitete akcelrogramov v skladu z določeno potresno nevarnostjo. Luco in Bazzuro (2007) sta opozorila, da različni avtorji navajajo različne mejne stopnje skaliranja potresne

intenzitete, od faktorja 1 do 10 in več ter ugotovila, da spreminjanje amplitude akceleroگرامov vpliva na rezultate analize.

Z namenom omejitve računskega časa nelinearne dinamične analize in hkratnemu zagotavljanju rezultatov s sprejemljivo stopnjo natančnosti, lahko akceleroگرامe izbiramo tudi na osnovi potresnih zahtev, ki jih povzročajo posamezni zapisi. V tem primeru je potrebno izračunati potresne zahteve z uporabo poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva, ki so računsko nezahtevni. Predlaganih je bilo že veliko poenostavljenih nelinearnih postopkov analize potresnega odziva, ki imajo različne omejitve.

Osnovni postopki, ki izhajajo iz predpostavke, da ima prevladujoči vpliv na potresni odziv ena nihajna oblika, temeljijo na potisni analizi z upoštevanjem invariantne porazdelitve horizontalnih sil, kjer lahko potresne zahteve določimo z uporabo neelastičnih spektrov odziva (npr. Fajfar, 2000). Poleg tega lahko potresne zahteve določimo tudi z direktno uporabo nelinearne dinamične analize ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Različni raziskovalci so predlagali številne poenostavljene nelinearne postopke analize potresnega odziva, ki presegajo osnovno predpostavko, da stavbe nihajo predvsem v eni nihajni obliki (npr. Gupta in Kunnath, 2000; Aydinoglu, 2003; Antoniou in Pinho, 2004). Chopra in Goel (2002) sta predlagala modalno potisno analizo (MPA), ki temelji na več potisnih analizah, kjer razporeditev horizontalnih sil določimo glede na osnovne nihajne oblike, medtem ko potresne zahteve izračunamo s pripadajočimi ekvivalentnimi modeli z eno prostostno stopnjo. V primeru linearno-elastičnega odziva stavb dobimo s postopkom MPA enake rezultate kot z linearno-elastično modalno analizo. Predlagane so bile različne razširitve postopka MPA, med katerimi omenimo modificirano MPA (MMPA) (Chopra, Goel in Chintanapakdee, 2004), kjer je predpostavljeno, da je odziv stavb zaradi višjih nihajnih oblik linearno-elastičen, ter razširitev postopka MPA za tridimenzionalno analizo stavb (Reyes in Chopra, 2011). Sočasno sta Kreslin in Fajfar (2011) predlagala razširitev postopka N2 (Fajfar, 2000) z namenom upoštevanja višjih nihajnih oblik na potresni odziv stavb. Predlagala sta uvedbo korekcijskih faktorjev, ki jih določimo z ovojnico rezultatov na osnovi postopka N2 in modalne analize. Poleg tega sta Sucuoğlu in Günay (2011) predlagala postopek GPA, ki temelji na ovojnicah rezultatov določenih z večjim številom potisnih analiz, ki jih izvedemo do ciljnega etažnega pomika vsake etaže obravnavane stavbe.

Postopki na osnovi ene ali več potisnih analiz predstavljajo tudi alternativo inkrementalni dinamični analizi (IDA), ki sta jo predlagala Vamvatsikos in Cornell (2002). Dolšek in Fajfar (2007) sta za hitro oceno mediane IDA krivulj predlagala enostaven inkrementalni postopek IN2, ki temelji na postopku N2 (Fajfar, 2000). Poenostavljen postopek analize IDA, ki sta ga predlagala Vamvatsikos in Cornell (2005), namesto nelinearne dinamične analize celotne konstrukcije temelji na potisni analizi konstrukcije na osnovi prve nihajne oblike in dinamični analizi enostavnega modela z eno prostostno stopnjo. Takšen pristop sta Han in Chopra (2006) razširila glede na postopek MPA. Poleg tega so Peruš in sod. (2013) razvili približno IDA analizo, ki temelji na obsežni bazi podatkov potresnega odziva modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo in spletni aplikaciji WIDA. Z uporabo spletne aplikacije lahko določimo približne IDA krivulje v nekaj sekundah, ko podamo nekatere podatke o idealiziranem modelu konstrukcije z eno prostostno stopnjo, ki jih lahko enostavno določimo z uporabo potisne analize. Prikazano je bilo (Dolšek in sod., 2011; Brozovič in Dolšek, 2011b), da so rezultati 'točne' in približne analize IDA v primeru stavb, kjer ima prevladujoč vpliv na potresni odziv osnovni plastični mehanizem, ki ga določimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike, podobni do mejnega stanja blizu porušitve, kjer je konstrukcija že močno poškodovana.

Obstajajo torej številni poenostavljeni postopki analize potresnega odziva, vendar lahko obnašanje konstrukcij med močnimi potresi, med katerimi se bo konstrukcija poškodovala in posledično sipala energijo, realno opišemo le z nelinearno dinamično analizo, saj upošteva nelinearno obnašanje

konstrukcij in dinamične vplive, ki so pri potresni obtežbi zelo pomembni. Zaradi tega je nelinearna dinamična analiza vključena v večino modernih standardov za potresnoodporno projektiranje stavb (npr. SIST EN 1998-1, 2005; ASCE/SEI 41-06, 2007), vendar postopek za uporabo te metode še ni dovolj dobro definiran.

Postopek, s katerim lahko na osnovi približnih rezultatov potresnih zahtev izberemo manjše število akceleroگرامov z namenom zmanjšanja računskega časa nelinearne dinamične analize ob zagotavljanju rezultatov z zadovoljivo natančnostjo, sta predlagala Azarbakht in Dolšek (2007 in 2011). Razvila sta progresivno inkrementalno dinamično analizo (PIDA), ki temelji na prednostni listi akceleroگرامov in inkrementalni dinamični analizi (IDA) (Vamvatsikos in Cornell, 2002 in 2004). V začetku sta Azarbakht in Dolšek (2007) predlagala postopek PIDA za določitev srednjega odziva, kasneje pa tudi za določitev 16-ega, 50-ega in 84-ega kvantila potresnega odziva konstrukcije (Azarbakht in Dolšek, 2011). Določitev prednostne liste je optimizacijski problem, ki temelji na rezultatih poenostavljenih postopkov analize IDA, ki smo jih omenili zgoraj. Po določitvi prednostne liste se izvaja IDA analize postopno od prvega zapisa na prednostni listi naprej, dokler ni dosežena zahtevana toleranca potresnega odziva konstrukcije. Prikazano je, da lahko na ta način zagotovimo dovolj dobre rezultate za srednji odziv konstrukcije, če izberemo štiri zapise iz skupine tridesetih (Azarbakht in Dolšek, 2007). Tudi Dhakal, Mander in Mashiko (2006) so za izbor akceleroگرامov v eksperimentalne namene, natančneje za izvajanje psevdodinamičnih preizkusov, predlagali uporabo IDA analize, na osnovi katere se lahko izbere kritične zapise, ki določajo potresni odziv poljubnega kvantila pri izbrani potresni intenziteti. Poleg tega sta Kalkan in Chopra (2011) predlagala postopek za izbor in skaliranje akceleroگرامov za uporabo v nelinearni dinamični analizi na osnovi postopka MPA.

1.3 Vsebina doktorske disertacije

V uvodnem poglavju predstavimo temo disertacije in kratek pregled literature na obravnavanem znanstvenem področju. V nadaljevanju je doktorska disertacija organizirana v skladu s predlaganim dvostopenjskim postopkom izbora akceleroگرامov, zato sta poglavji 2 in 3 namenjeni za podajanje teoretičnih osnov izbiranja akceleroگرامov v skladu s prvim in drugim korakom dvostopenjskega postopka. V drugem poglavju predstavimo osnove analize potresne nevarnosti, kjer na kratko omenimo deterministični pristop, sicer pa podrobneje obravnavamo verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Opišemo postopek določitve pogojnega spektra pospeškov (Baker, 2011), ki ga uporabimo kot ciljni spekter za izbiranje akceleroگرامov v skladu s potresno nevarnostjo, in računsko učinkovit postopek izbora akceleroگرامov z upoštevanjem pogojnega spektra, ki so ga predlagali Jayaram, Lin in Baker (2011).

V tretjem poglavju, kjer opisujemo postopke za izbiro akceleroگرامov glede na ocenjen potresni odziv konstrukcij, najprej opišemo tri obstoječe obravnavane poenostavljene postopke za približno analizo potresnega odziva ter nov poenostavljen postopek EPA (Brozovič in Dolšek, 2013a). Zatem opišemo progresivno inkrementalno dinamično analizo (Azarbakht in Dolšek, 2011) z definicijo prednostne liste akceleroگرامov na različne načine, kjer lahko upoštevamo rezultate poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva ali elastične spektre pospeškov akceleroگرامov. Poglavje 3 zaključimo z opisom postopka za oceno varnosti konstrukcij pred porušitvijo na osnovi majhnega števila akceleroگرامov, ki smo ga razvili v okviru doktorske disertacije.

V poglavju 4 opišemo tri testne armiranobetonske okvirne stavbe z različnim številom etaž, ki jih uporabimo kot testne stavbe za vrednotenje natančnosti različnih obravnavanih postopkov analize

potresnega odziva in izbora akceleroگرامov. Poleg tega opišemo uporabljeno matematično modeliranje konstrukcij in rezultate lastnega nihanja.

V poglavjih 5 in 6 na primerih prikažemo postopke, katerih teoretične osnove smo podali v začetnih poglavjih 2 in 3. V poglavju 5 analiziramo določitev pogojnega spektra pospeškov na poenostavljenem seizmotektonskem modelu za območje Slovenije in v skladu s prvim korakom izberemo različne skupine akceleroگرامov glede na potresno nevarnost ali druge parametre potresne aktivnosti. V poglavju 6 najprej vrednotimo natančnost različnih poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva, na osnovi katerih zatem izbiramo podskupine akceleroگرامov v skladu z drugim korakom dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov. Na osnovi tega vrednotimo ustreznost določitve prednostnih list akceleroگرامov ter samega postopka analize PIDA. Na primeru predstavimo tudi nov postopek za odločitev o varnosti stavb pred porušitvijo na osnovi majhnega števila akceleroگرامov in vrednotimo natančnost predlaganega postopka.

Doktorsko disertacijo zaključimo s poglavjem 7, kjer podajamo glavne ugotovitve, izvirne znanstvene prispevke in možnosti nadaljnjega raziskovanja.

2 TEORETIČNE OSNOVE IZBIRE AKCELEROGRAMOV V SKLADU S POTRESNO NEVARNOSTJO

Podatki o potresni nevarnosti za lokacijo objekta predstavljajo osnovo za določitev projektnega potresa, ki ustreza izbrani povratni dobi. Projektni potres se definira s spektrom pospeškov tal, ki je v standardih za projektiranje konstrukcij idealiziran. Določitev projektne potresne obtežbe je ena osnovnih in najzahtevnejših nalog potresnega inženirstva. V postopku določanja projektne potresne obtežbe namreč nastopajo številne negotovosti, saj potresov še vedno ne znamo natančno napovedati, čeprav poznamo vzroke za njihov nastanek.

Potresno nevarnost na določeni lokaciji lahko določimo z analizo potresne nevarnosti, ki je lahko deterministična, kjer se upošteva najneugodnejši potresni scenarij, ali verjetnostna, kjer so negotovosti pri določitvi pričakovane magnitude, oddaljenosti izvora potresa od objekta, pogostosti pojava potresa in ocene intenzitete gibanja tal eksplicitno upoštevane. V poglavju 2.1 na kratko predstavljamo prednosti in slabosti determinističnega pristopa za analizo potresne nevarnosti, medtem ko so nekoliko bolj podrobno opisane teoretične osnove verjetnostne analize potresne nevarnosti (angl. probabilistic seismic hazard analysis, PSHA), ki se uporablja po vsem svetu in temelji na metodi, ki jo je vpeljal Cornell (1968). Največkrat uporabljen rezultat verjetnostne analize potresne nevarnosti je spekter enotne potresne nevarnosti (angl. uniform hazard spectra, UHS), ki predstavlja osnovo projektne spektra pospeškov, kot ga definirajo različni standardi za potresnoodporno projektiranje objektov, na primer SIST EN 1998-1 (2005). Analiza konstrukcij z uporabo akceleroگرامov, ki posamično ali kot skupina ustrezajo spektru enotne potresne nevarnosti, s fizikalnega stališča ni primerna, saj se potresi pojavljajo posamično, in ne hkrati na več lokacijah in z različnimi magnitudami, kar je upoštevano pri določitvi spektra pospeškov enotne potresne nevarnosti. Zato se v zadnjem času vse bolj uveljavlja uporaba pogojnega spektra (angl. conditional spectrum, CS), ki ga je predlagal Baker (2011). Teoretično ozadje in definicijo spektra CS opišemo v poglavju 2.2. Spekter CS je določen glede na potres, ki ima največji vpliv na spekter enotne potresne nevarnosti pri izbranem nihajnem času. Tak potres se definira s pričakovano (srednjo) vrednostjo magnitude in oddaljenosti izvora potresa od lokacije objekta ter s pričakovano vrednostjo števila standardnih deviacij nad pripadajočo srednjo intenziteto potresa. Izbira akceleroگرامov glede na pogojni spekter, pri katerem poleg srednjih vrednosti upoštevamo tudi pripadajočo pogojno standardno deviacijo pospeškov, je zato bolj primerna. Zaradi tega smo v poglavju 2.3 opisali učinkovit postopek za izbiro akceleroگرامov glede na pogojni spekter, ki so ga predlagali Jayaram, Lin in Baker (2011). Na tem mestu omenimo, da je izbira akceleroگرامov skladna s potresno nevarnostjo tedaj, ko so akceleroگرامi izbrani glede na pogojni spekter pospeškov, kar predstavlja prvi korak izbire akceleroگرامov po postopku, ki ga predlagamo v doktorski disertaciji.

2.1 Osnove analize potresne nevarnosti

Amplitude intenzitet gibanja tal na določeni lokaciji, za katere moramo zagotoviti zadovoljivo obnašanje konstrukcij, lahko ocenimo z uporabo analize potresne nevarnosti. Glede na to, da v postopku določanja potresne nevarnosti nastopajo številne negotovosti, kot na primer ocena oddaljenosti in magnitude prihodnjih potresov, je najbolje, da uporabimo verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Vendar se v nekaterih primerih uporablja tudi deterministična analiza potresne nevarnosti, s katero ocenimo najbolj neugoden potresni scenarij. Razliko med obema načinoma analize lahko nazorno prikažemo z opisom rezultatov analize potresne nevarnosti, ki pripada posamezni analizi.

Rezultat deterministične analize potresne nevarnosti je na primer maksimalni pospešek in spekter pospeškov, ki sta najbolj neugodna za obravnavano lokacijo, vendar določena glede na enolično

definirano magnitudo in oddaljenost potresnega izvora ter s predpostavljenim številom standardnih deviacij nad srednjo intenziteto potresa, ki je določena glede na model pojemanja potresa. S takšno analizo ne pridobimo informacije o verjetnosti takšnega dogodka. Ta problem se obravnava v okviru verjetnostne analize potresne nevarnosti. Rezultat takšne analize je med drugim maksimalni pospešek tal, ki ima določeno verjetnost, da se bo pojavil na lokaciji objekta, ali spekter pospeškov enotne potresne nevarnosti in podobno.

2.1.1 Deterministična analiza potresne nevarnosti

Postopek deterministične analize potresne nevarnosti (angl. deterministic seismic hazard analysis, DSHA), se po Kramerju (1996) izvrši z naslednjimi koraki:

- Prvi korak predstavlja določitev potresnih izvorov, ki lahko povzročijo močno gibanje tal na obravnavani lokaciji. Potrebna podatka za opis vsakega potresnega izvora sta geometrija izvora in pričakovana magnituda prihodnjih potresov.
- Na osnovi geometrije potresnih izvorov določimo oddaljenost pričakovanega prihodnjega potresa od obravnavane lokacije, kjer upoštevamo minimalno možno oddaljenost vsakega potresnega izvora.
- Zatem izberemo merodajni potresni scenarij, to je kombinacijo (minimalne) oddaljenosti in (maksimalne) magnitude, ki bo določala največjo potresno intenziteto na obravnavani lokaciji.
- Potresno nevarnost določimo s potresno intenziteto, ki ustreza merodajnemu potresnemu scenariju in primernemu modelu pojemanja intenzitete potresa (angl. ground motion prediction model, GMPM).

Postopek deterministične analize potresne nevarnosti je relativno enostaven in nazoren, kar omogoča lažje razumevanje postopka in direkten vpliv posameznih elementov analize na končni rezultat. Po drugi strani ima deterministični pristop analize potresne nevarnosti številne pomanjkljivosti. Verjetnost različnih potresnih scenarijev, tudi merodajnega scenarija, ni ovrednotena. Negotovost podatkov kot so pričakovana magnituda, oddaljenost, ocenjena intenziteta gibanja tal, ne more biti upoštevana v deterministični analizi. Poleg omenjenega, kar po definiciji ni vključeno v deterministično analizo, ni enostavno določiti prevladujočega potresnega scenarija, ki je zato odvisen od izbire. Običajno je kot merodajni scenarij izbran dogodek z maksimalno magnitudo na minimalni oddaljenosti. Takšen pristop lahko postane v realnosti neprimeren, saj se za določeno lokacijo lahko zgodi, da je za bližnji potresni izvor maksimalna magnituda nižja kot na bolj oddaljenem potresnem izvoru. Poleg tega lahko en izvor določa višje vrednosti spektralnih pospeškov pri nižjih nihajnih časih, medtem ko drugi izvor določa višje vrednosti spektralnih pospeškov pri višjih nihajnih časih. S tem je pokazano, da v nekaterih primerih ne obstaja najneugodnejši potresni scenarij za določitev spektralnega pospeška pri vseh nihajnih časih. Dodatne težave nastopijo pri obravnavanih lokacijah znotraj površinskega potresnega izvora, kjer je najneugodnejši scenarij določen s potresom z najvišjo magnitudo točno pod izbrano lokacijo, kar je zelo malo verjetno (Baker, 2008).

Še bolj nejasno je določanje najneugodnejše potresne intenzitete, ki ustreza izbranemu merodajnemu potresnemu scenariju. Zabeleženi podatki preteklih potresov kažejo na to, da je raztros intenzitet, ki pripadajo enaki magnitudi in oddaljenosti, za različne zabeležene akceleroگرامe zelo velik (Baker, 2008). Zaradi tega lahko v deterministični analizi z uporabo modela pojemanja intenzitete potresa ocenjene srednje vrednosti za intenziteto povečamo za na primer eno standardno deviacijo, vendar so na takšen način določene vrednosti potresne intenzitete še vedno lahko presežene. Najneugodnejši primer je torej težko določljiv, zato se navadno izbere primer, ki se zdi dovolj na varni strani. To je običajno bližnji dogodek z visoko pričakovano magnitudo, ki mu pripišemo pripadajočo potresno

intenziteto, kar v splošnem ni najneugodnejši primer. Subjektivna izbira merodajnih parametrov ima zato pomemben vpliv na končno oceno potresne nevarnosti determinističnega pristopa.

Čeprav obstajajo razlogi za uporabo deterministične analize potresne nevarnosti (Bommer, 2002), se bomo zaradi zgoraj omenjenih pomanjkljivosti determinističnega pristopa v nadaljevanju disertacije usmerili k uporabi verjetnostnega pristopa določanja potresne nevarnosti.

2.1.2 Uvod v verjetnostno analizo potresne nevarnosti

Verjetnostna analiza potresne nevarnosti (angl. probabilistic seismic hazard analysis, PSHA) eksplicitno upošteva vplive različnih negotovosti in omogoča jasen opis porazdelitve potresne intenzitete na obravnavani lokaciji. Osnovno različico analize PSHA je predlagal Cornell (1968). S tem področjem potresnega inženirstva so se od takrat ukvarjali mnogi raziskovalci, kar je razvidno iz literature, ki jo je navedel Bommer (2002). Tudi karte potresne nevarnosti za Slovenijo so bile izdelane z uporabo analize PSHA (Lapajne, Šket Motnikar, Zupančič, 2003). V poglavjih 2.1.2. do 2.1.5 bomo podali splošno uveljavljene teoretične osnove za izračun in uporabo rezultatov verjetnostne analize potresne nevarnosti, kar smo povzeli po Kramerju (1996) in Bakerju (2008).

Potresno nevarnost H (angl. seismic hazard) lahko opišemo s srednjo frekvenco prekoračitve λ izbrane vrednosti im mere za intenziteto IM (angl. intensity measure) na določeni lokaciji v časovnem obdobju, ki je navadno 1 leto.

$$H(im) = \lambda(IM > im) \quad (2.1)$$

Poznamo različne mere za opredelitev intenzitete potresa, npr. maksimalna vrednost pospeška, hitrosti in pomika na tleh (PGA , PGV , PGD), spektralni pospešek, hitrost in pomik ($S_a(T)$, $S_v(T)$, $S_d(T)$) pri izbranem nihajnem času T in druge (npr. Kramer, 1996; Titi, 2012). V disertaciji bo najpogosteje uporabljena mera za intenziteto spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času obravnavane konstrukcije $S_a(T_1)$.

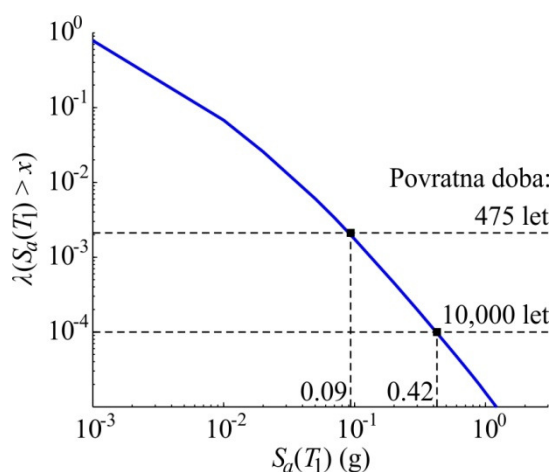
Srednjo letno frekvenco prekoračitve različnih amplitud intenzitete potresa opišemo s krivuljo potresne nevarnosti, ki smo jo za ilustracijo določili za primer Ljubljane ob upoštevanju poenostavljenega potresnega modela ter z uporabo programa EZ-FRISK (2012) (slika 2.1). Kot omenjeno, je izbrana mera za intenziteto $S_a(T_1)$, kjer je $T_1 = 1.90$ s, kar ustreza osnovnemu nihajnemu času petnajstetažne konstrukcije, ki jo obravnavamo kasneje v disertaciji (glej poglavje 4). Iz slike 2.1 je razvidno, da so nizke vrednosti intenzitete pogosto prekoračene, medtem ko so visoke intenzitete redko prekoračene, kar ponazarja tipično obliko krivulje potresne nevarnosti. Pogostost pojava izmerimo s srednjo letno frekvenco (y os na sliki 2.1). Velikokrat se govori o povratni dobi, ki je definirana kot obratna vrednost srednje letne frekvence prekoračitve izbrane vrednosti intenzitete. Verjetnost prekoračitve določene intenzitete navadno opisujemo z uporabo Poissonove porazdelitve, ki določa približno enake vrednosti kot srednja letna frekvenca prekoračitve pri nizkih frekvencah.

Za običajno projektiranje konstrukcij je dovolj, da iz krivulje potresne nevarnosti določimo le tisto intenziteto, ki ustreza predpisani povratni dobi potresa, medtem ko je za analizo potresnega tveganja potrebno poznati celotno krivuljo potresne nevarnosti, saj obstaja majhna verjetnost, da se na lokaciji pojavijo zelo velike intenzitete potresa, ki z veliko verjetnostjo povzročijo močno poškodovanost ali celo porušitev objekta.

Problem verjetnostne analize potresne nevarnosti predstavlja negotovost vhodnih podatkov, saj zapise potresov beležimo sorazmerno kratek čas (približno 100 let oz. opisno 1500 let), kar pa je prekratko

obdobje za zelo zanesljivo sklepanje o rezultatih, ki ustrezajo dolgim povratnim dobam (npr. 10,000 let ali več). Zato se poleg zgodovinskih opazovanj potresov, ki so lahko inštrumentalno merjeni ali zgolj opisni, uporablja tudi geološke in tektonske podatke za določanje potresne nevarnosti področja.

Verjetnostna analiza potresne nevarnosti upošteva negotovosti glede ocene predvidene oddaljenosti, magnitude in pripadajoče potresne intenzitete. Zato je potrebno pripraviti modele za oddaljenost, na kateri se lahko pojavijo potresi, pričakovano magnitudo potresov v prihodnosti in modele za oceno intenzitete potresa. Z uporabo analize PSHA so negotovosti zaznane, ovrednotene in kombinirane za določitev potresne nevarnosti. Zaradi tega je verjetnostna analiza potresne nevarnosti kompleksnejša od deterministične analize, vendar hkrati bolj splošna in zato bolj primerna za uporabo v potresnem inženirstvu. Torej, analiza PSHA ne določa najneugodnejših potresnih scenarijev, temveč upošteva v računu vse možne potresne dogodke in pripadajoče intenzitete z upoštevanjem verjetnosti takšnih pojavov. S tem lahko določimo intenziteto, ki bo prekoračena s sprejemljivo nizko srednjo letno frekvenco.



Slika 2.1: Krivulja potresne nevarnosti za Ljubljano z označenima amplitudama intenzitete $S_d(T_1 = 1.90 \text{ s})$ za povratni dobi 475 in 10,000 let.

Figure 2.1: Seismic hazard curve for Ljubljana with indicated amplitudes of intensity $S_d(T_1 = 1.90 \text{ s})$ for 475-year and 10,000-year return periods.

2.1.3 Opis postopka verjetnostne analize potresne nevarnosti

V tem poglavju je predstavljen postopek verjetnostne analize potresne nevarnosti, ki ga lahko opišemo v petih korakih (Baker, 2008):

1. Izbor vseh potresnih izvorov, ki lahko povzročijo močno gibanje tal na izbrani lokaciji.
2. Določitev porazdelitve za oddaljenost potresov od izbrane lokacije.
3. Določitev porazdelitve magnitude potresov za vsak potresni izvor.
4. Ocena porazdelitve intenzitete na izbrani lokaciji z uporabo modela pojemanja intenzitete potresa.
5. Določitev potresne nevarnosti z uporabo izreka o popolni verjetnosti dogodka.

Našteti osnovni koraki verjetnostne analize, kjer je končni rezultat določitev krivulje potresne nevarnosti, so podrobneje opisani v nadaljevanju. Z uporabo analize PSHA lahko ovrednotimo tudi razčlenitev potresne nevarnosti in spekter enotne potresne nevarnosti, kar je opisano v poglavjih 2.1.4 in 2.1.5.

1. Izbora vseh potresnih izvorov, ki lahko povzročijo močno gibanje tal na izbrani lokaciji

Podobno kot pri deterministični analizi v začetku določimo vse potresne izvore, ki lahko povzročijo močno gibanje tal na obravnavani lokaciji. Pri analizi potresne nevarnosti z verjetnostnim pristopom so upoštevani vsi potresni izvori, medtem ko se deterministični pristop kasneje omeji le na obravnavanje merodajnega potresnega scenarija.

Potresne izvore lahko opišemo kot točkovne (majhni potresni izvori, npr. v bližini vulkanov), linijske (prelomi, npr. prelom svetega Andreja v Kaliforniji) ali kot površinske, kjer se lahko potresi pojavijo kjerkoli na dani površini. Zaradi nejasnih prelomnic v Sloveniji potresne izvore najpogosteje opisujemo kot površinske ali pa se izvori razdelijo enakomerno po površini, pri čemer je velikost ene kvadratne celice med 5 in 10 km. Potresne izvore opišemo z njihovo geometrijo, vrsto preloma in podobnimi podatki, ki so potrebni za določitev potresne intenzitete na lokaciji z uporabo modela pojemanja potresa (atenuacijsko pravilo). Izbrane potresne izvore dodatno opišemo z verjetnostno porazdelitvijo oddaljenosti in magnitud prihodnjih potresov, kar je opisano v nadaljevanju.

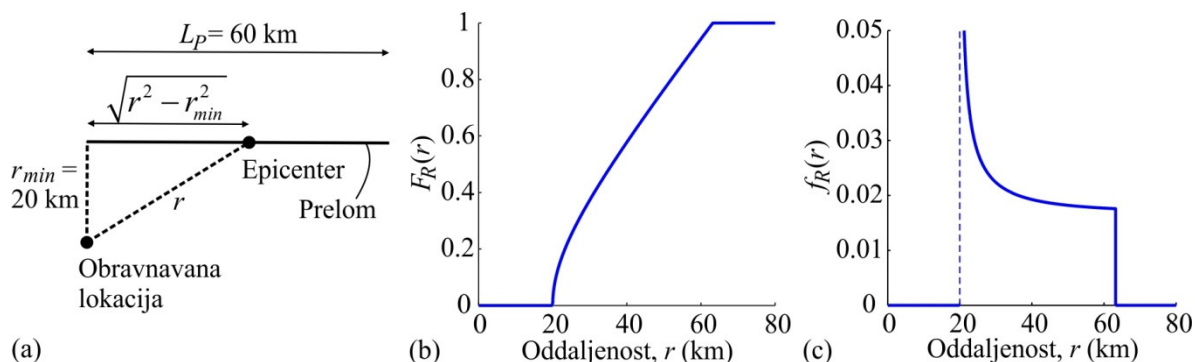
2. Določitev porazdelitve za oddaljenost potresov od izbrane lokacije

Običajno se upošteva enakomerno porazdeljenost pričakovanih potresnih dogodkov po linijskem ali površinskem potresnem izvoru, zato je določitev porazdelitve oddaljenosti potresov od izbrane lokacije enostavna z uporabo geometrije. Upošteva se lahko tudi neenakomerno porazdelitev potresov po potresnem izvoru, če za to obstajajo zadostni podatki. Za določanje porazdelitve oddaljenosti potresov od obravnavane lokacije se v tem primeru kombinira porazdelitev verjetnosti potresnega dogodka po izvoru z geometrijo izvora. Oddaljenost morebitnega potresa od izbrane lokacije se lahko definira na številne načine, na primer oddaljenost od epicentra, hipocentra ali oddaljenost od najbližje točke na prelomu. Nekatere mere za oddaljenost upoštevajo globino potresnega izvora, medtem ko druge upoštevajo samo projekcijo na površje. Mero za oddaljenost izberemo glede na uporabljen model pojemanja potresa.

Na sliki 2.2a je prikazan enostaven primer za določitev porazdelitve oddaljenosti potresov, ki so enakomerno porazdeljeni po linijskem potresnem izvoru dolžine L_p . Oddaljenost oz. razdaljo opišemo s slučajno spremenljivko R , ki lahko zavzame različne vrednosti r med epicentrom potresa in obravnavano lokacijo, ki je na razdalji r_{min} od najbližje točke na potresnem prelomu. Porazdelitvena funkcija $F_R(r)$ in gostota verjetnosti oddaljenosti $f_R(r)$ sta definirani z enačbama 2.2 in 2.3 in prikazani na slikah 2.2b in 2.2c za obravnavani enostaven primer, kjer je vrednost r omejena z $r_{min} = 20$ km in $\sqrt{r_{min}^2 + L_p^2} = 63$ km.

$$F_R(r) = P(R \leq r) = \frac{\sqrt{r^2 - r_{min}^2}}{L_p} \quad (2.2)$$

$$f_R(r) = \frac{d}{dr} F_R(r) = \frac{r}{L_p \sqrt{r^2 - r_{min}^2}} \quad (2.3)$$



Slika 2.2: (a) Primer oddaljenosti epicentra potresa od lokacije objekta glede na linijski potresni izvor, (b) pripadajoča porazdelitvena funkcija $F_R(r)$ in (c) pripadajoča gostota verjetnosti $f_R(r)$ za oddaljenost R .

Figure 2.2: (a) Example of seismic source-to-site distance for line source, (b) corresponding cumulative distribution function $F_R(r)$ and (c) probability density function $f_R(r)$ for distance R .

3. Določitev porazdelitve magnitude potresov za vsak potresni izvor

Količino sproščene energije med potresi opisujemo z magnitudo, ki je osnovna karakteristika vsakega potresa. V splošnem se v določenem potresnem izvoru lahko pojavijo potresi različnih magnitud, vendar iz opazovanj potresov vemo, da so potresi z nižjimi magnitudami pojavljajo pogosteje kot tisti z višjimi magnitudami. Porazdelitveno funkcijo magnitude potresov običajno ocenimo na osnovi potresne aktivnosti obravnavanega izvora potresa. Obstaja več modelov za opis porazdelitve magnitude potresa, med katerimi se običajno uporablja model po Gutenbergu in Richterju (1944), ki sta predlagala naslednjo zvezo:

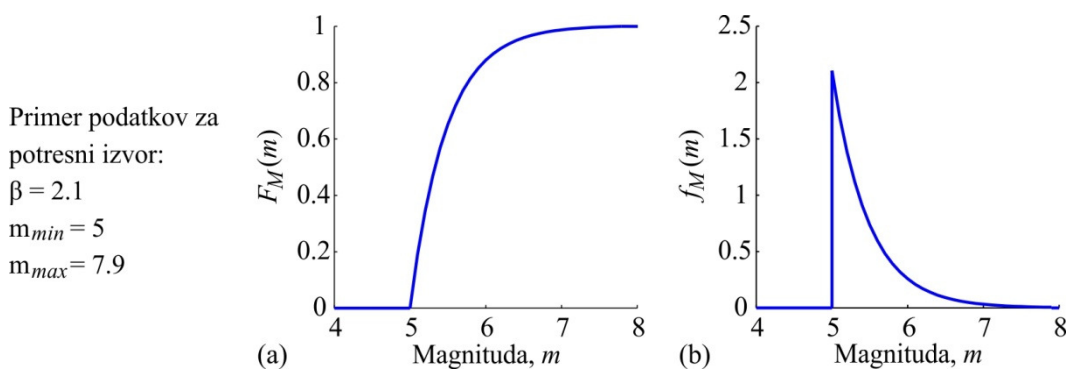
$$\ln \lambda_m = \alpha_m - \beta_m m \quad (2.4)$$

kjer je λ_m srednja letna frekvenca prekoračitve magnitude M z vrednostjo m , parameter α_m povprečno letno število potresnih dogodkov na obravnavanem področju, medtem ko parameter β_m opisuje razmerje med nizkimi in visokimi vrednostmi magnitude. Parameter β_m fizikalno predstavlja naklon premice s katero opisujemo srednje letne frekvence prekoračitve magnitude λ_m v logaritmskem merilu in ima običajno vrednost okrog $\ln(10)$ (Baker, 2008). Kljub temu, da lahko določitev parametrov α_m in β_m glede na podatke o preteklih potresih dopolnimo z uporabo geoloških in tektonskih podatkov izbranega področja, je njuna ocena še vedno relativno negotova. To še posebej veja na območjih z nizko in srednjo stopnjo potresne nevarnosti, kjer razpolagamo s sorazmerno omejenim številom meritev preteklih potresov, ki so lahko zabeleženi na različne načine in vsebujejo podatke odvisnih dogodkov (npr. popotresni sunki), kar je potrebno upoštevati. Poleg tega zgodovinski opisi največkrat omenjajo večje potrese in spregledajo manjše, kar lahko povzroča napačne ocene potresne nevarnosti. Iz enačbe 2.4 vidimo, da so potresne magnitude eksponentno porazdeljene in da se z večanjem parametra β_m število potresov z višjo magnitudo manjša v primerjavi s potresi z nižjo magnitudo.

Glede na to, da so v potresnem inženirstvu pomembni le potresi, ki lahko povzročajo poškodbe konstrukcij, uporabimo spodnjo mejo za magnitude m_{min} , s čimer izločimo nepomembne, šibkejšje potrese. Poleg tega obstaja zaradi omejitve največje možne površine potresnega preloma fizikalna omejitev maksimalne vrednosti magnitude m_{max} . Porazdelitvena funkcija $F_M(m)$ in gostota verjetnosti magnitude $f_M(m)$ z upoštevanjem omejitev magnitude sta podani z izrazoma v enačbah 2.5 in 2.6 (Kramer, 1996). Na sliki 2.3 je prikazana porazdelitev magnitude za primer podatkov potresnega izvora.

$$F_M(m) = P(M < m | m_{min} \leq m \leq m_{max}) = \frac{1 - e^{-\beta_m(m-m_{min})}}{1 - e^{-\beta_m(m_{max}-m_{min})}} \quad (2.5)$$

$$f_M(m) = \frac{\beta_m e^{-\beta_m(m-m_{min})}}{1 - e^{-\beta_m(m_{max}-m_{min})}} \quad (2.6)$$



Slika 2.3: Primer (a) porazdelitvene funkcije magnitude $F_M(m)$ in (b) gostote verjetnosti $f_M(m)$ za magnitudo M za izbrane podatke glede aktivnosti izvora potresa.

Figure 2.3: Example of (a) cumulative distribution function of magnitude $F_M(m)$ and (b) probability density function $f_M(m)$ of magnitude M for selected data corresponding to seismic source activity.

4. Ocena porazdelitve intenzitete na izbrani lokaciji z uporabo modela pojemanja intenzitete potresa

Osnovni cilj verjetnostne analize potresne nevarnosti ni določitev potresov, temveč določitev potresnih intenzitet na obravnavani lokaciji, ki pripadajo pričakovanim potresom, kar predstavlja vhodni podatek za analizo konstrukcij na potresno obtežbo. Zato potrebujemo modele pojemanja intenzitete potresa (angl. ground motion prediction model, GMPM) oz. atenuacijska pravila, ki so navadno določena empirično z uporabo statistične obdelave podatkov preteklih potresov. Modeli pojemanja intenzitete potresa služijo za določitev intenzitete potresa v odvisnosti od številnih parametrov kot so magnituda potresa, oddaljenost lokacije od izvora potresa, mehanizem preloma, lastnosti tal in podobno. Splošno obliko modelov pojemanja potresa lahko zapišemo v naslednji obliki (npr. Bazzurro in Cornell, 1999)

$$\ln IM = \mu_{\ln IM}(M, R, \theta_p) + \sigma_{\ln IM} \cdot \varepsilon, \quad \varepsilon \sim N(0,1) \quad (2.7)$$

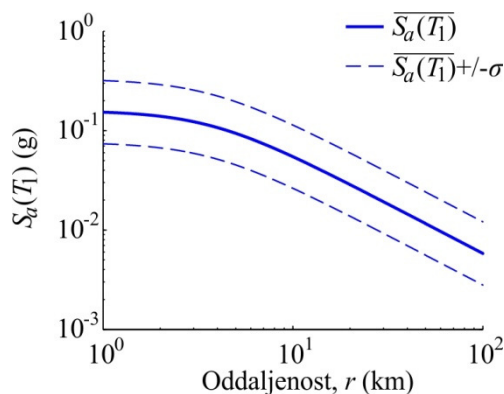
kjer je intenziteta potresa IM porazdeljena logaritemsko normalno, pri čemer IM definiramo s pričakovano vrednostjo logaritmov v odvisnosti od magnitude M , oddaljenosti R in odvisnosti od ostalih parametrov θ_p ter s standardno deviacijo $\sigma_{\ln IM}$ pomnoženo s parametrom ε , ki predstavlja standardno normalno slučajno spremenljivko. Raztros intenzitet, ki pripadajo izbranim vhodnim parametrom je relativno velik zaradi slučajnosti problema in številnih predpostavk, ki so vgrajene v model pojemanja potresa. Na primer, kompleksen prostorsko-časovni proces med potresom enostavno opišemo z magnitudo, ki določa le celotno količino sproščene energije, nelinearno širjenje potresnih valov preko raznolike sestave tal predstavimo z oddaljenostjo izbrane lokacije od potresnega izvora in podobno. Kljub številnim raziskavam na tem področju je intenziteta potresa, ki je določena z modelom pojemanja intenzitete potresa še vedno precej negotova. Zaradi velikega raztrosa podatkov je standardna deviacija logaritmov intenzitet zelo velika, kar lahko privede do zelo velikih vrednosti intenzitet, ki niso realne. Porazdelitev intenzitete potresa za dano magnitudo in oddaljenost izvora potresa od lokacije objekta običajno opišemo kar z logaritemsko normalno porazdelitvijo. Zato lahko verjetnost prekoračitve določene vrednosti intenzitete potresa im pri pogoju, da nastopi potres z magnitudo m na oddaljenosti r določimo z naslednjim izrazom

$$P(IM > im | m, r) = \int_{im}^{\infty} f_{IM}(u) du = \int_{im}^{\infty} \frac{1}{u \cdot \sigma_{\ln IM} \sqrt{2\pi}} \exp\left(-0.5 \left(\frac{\ln u - \overline{\ln IM}}{\sigma_{\ln IM}}\right)^2\right) du \quad (2.8)$$

V analizi PSHA moramo uporabiti model pojemanja intenzitete potresa, ki je primeren za lokalno okolje. Za račun kart potresne nevarnosti v Sloveniji (Lapajne, Šket Motnikar in Zupančič, 2001 in 2003) je bil na primer uporabljen model Sabetta-Pugliese (1996), ki je ponazorjen z enačbo 2.9, po kateri določimo porazdelitev spektralnega pospeška $S_a(T_1)$ v enotah gravitacijskega pospeška g

$$S_a(T_1) = \frac{2\pi}{T_1} \frac{1}{100g} \cdot 10^{a+bM+c \log_{10}(R^2+h^2)^{0.5}+e_1S_1+e_2S_2 \pm \sigma} \quad (2.9)$$

kjer je M magnituda, R oddaljenost ter S_1 in S_2 parametra, ki opisujeta lastnost tal. Parametri a , b , c , e_1 , e_2 , h in σ so v modelu pojemanja potresa podani za psevdospektralne hitrosti (cm/s) v odvisnosti od nihajnega časa. Zato je potrebno osnovno enačbo, kot sta jo podala Sabetta in Pugliese (1996), transformirati, če želimo določiti vrednosti spektralnih pospeškov v enotah težnostnega pospeška g izraženega v m/s^2 , kot je prikazano v enačbi 2.9. Na sliki 2.4 je prikazan primer porazdelitve spektralnega pospeška $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ v odvisnosti od oddaljenosti.



Slika 2.4: Model pojemanja spektralnega pospeška $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ v odvisnosti od oddaljenosti pri magnitudi $m = 6$ z uporabo modela Sabetta-Pugliese (1996).

Figure 2.4: Prediction of the spectral acceleration $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ as a function of source-to-site distance given the magnitude $m = 6$ by using Sabetta-Pugliese (1996) ground motion prediction model.

5. Določitev potresne nevarnosti z uporabo izreka o popolni verjetnosti dogodka

V zadnjem koraku verjetnostne analize potresne nevarnosti integriramo delne rezultate analize, ki se nanašajo na verjetnost lokacije prihodnjih potresov, njihovih magnitud in pripadajočih intenzitet, s čimer določimo srednjo letno frekvenco prekoračitve različnih vrednosti intenzitete potresa ali, z drugimi besedami, krivuljo potresne nevarnosti (slika 2.1). Podatke, določene v prvih štirih korakih postopka PSHA, kombiniramo z uporabo izreka o popolni verjetnosti dogodka (npr. Ang, Tang, 2007).

Verjetnost prekoračitve določene vrednosti intenzitete im izračunamo za eno možno vrednost magnitudo m na eni možni oddaljenosti r (enačba 2.8) in nato zmnožimo z verjetnostjo, da se zgodi potres s to magnitudo m na tej oddaljenosti r . Ta izračun ponovimo za vse mogoče magnitudo in lokacije, njihova vsota pa določa verjetnost, da bo vrednost intenzitete im prekoračena glede na i -ti obravnavani potresni izvor. Za določitev srednje letne frekvence prekoračitve intenzitete im za i -ti potresni izvor $\lambda(IM > im)_i$ upoštevamo še srednjo letno frekvenco pojavitve potresa v_i z magnitudo

večjo od m_{min} . Celotno srednjo letno frekvenco prekoračitve $\lambda(IM > x)$ določimo z vsoto po vseh potresnih izvori n_i . Če upoštevamo neodvisnost med M in R in med potresnimi izvori, se izraz za srednjo letno frekvenco prekoračitve intenzitete im zapiše takole

$$\lambda(IM > im) = \sum_{i=1}^{n_i} \lambda(IM > im)_i = \sum_{i=1}^{n_i} v_i \int_{m_{min}}^{m_{max}} \int_0^{r_{max}} P(IM > im | m, r) f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (2.10)$$

kjer je

$$v_i = \lambda(M_i > m_{min}) = \exp(\alpha_{m,i} - \beta_{m,i} m_{min}) \quad (2.11)$$

V enačbi 2.10 upoštevamo štiri različne elemente, ki smo jih omenili v prvih štirih točkah postopka PSHA, in sicer pogostost potresov s parametrom v_i , gostoto verjetnosti magnitud $f_M(m)$ (npr. enačba 2.6), gostoto verjetnosti oddaljenosti $f_R(r)$ (npr. enačba 2.3) in pogojno verjetnost prekoračitve izbrane vrednosti intenzitete (enačba 2.8). Enačbo 2.10 lahko prepišemo v naslednji obliki (Bazzurro in Cornell, 1999)

$$\lambda(IM > im) = \sum_{i=1}^{n_i} v_i \left\{ \int_{m_{min}}^{m_{max}} \int_0^{r_{max}} \int_{-\infty}^{\infty} I_B(IM > im | m, r, \varepsilon) f_M(m) f_R(r) f_\varepsilon(\varepsilon) dm dr d\varepsilon \right\}_i \quad (2.12)$$

kjer v zapisu eksplicitno upoštevamo tudi parameter ε in zavzame Boolova funkcija $I_B(IM > x | m, r, \varepsilon)$ vrednost 1, kadar je $IM > im$, sicer ima vrednost 0. Če upoštevamo neodvisnost slučajnih spremenljivk M , R in ε ter uporabimo diskretizacijo teh spremenljivk lahko zapišemo

$$\lambda(IM > im) \cong \sum_{i=1}^{n_i} v_i \sum_{j=1}^{n_M} \sum_{k=1}^{n_R} \sum_{l=1}^{n_\varepsilon} I_B(IM > im | m_j, r_k, \varepsilon_l) P(M_i = m_j) P(R_i = r_k) P(\varepsilon_i = \varepsilon_l) \quad (2.13)$$

Na podlagi tako dobljenih rezultatov lahko izberemo potresno intenziteto, ki bo presežena z neko srednjo letno frekvenco, namesto da določamo najneugodnejši scenarij, kot v deterministični analizi potresne nevarnosti. Poleg osnovnega rezultata analize PSHA, so za izbiro akcelorogramov ključni tudi stranski rezultati analize in sicer rezultati v povezavi z razčlenitvijo potresne nevarnosti (poglavje 2.1.4) in spekter enotne potresne nevarnosti (2.1.5).

2.1.4 Razčlenitev potresne nevarnosti

Srednja letna frekvenca prekoračitve intenzitete potresa, ki je izračunana z analizo PSHA, je določena z upoštevanjem vseh mogočih potresnih scenarijev, kar je ena glavnih prednosti verjetnostnega pristopa. Pogosto nas zanima, kateri potresni scenarij ima največji vpliv na rezultat analize potresne nevarnosti. Ta problem lahko rešimo z razčlenitvijo (angl. deaggregation) potresne nevarnosti (npr. Bazzurro in Cornell, 1999; Pinto, Giannini in Franchin, 2004). Rezultat razčlenitve potresne nevarnosti je relativen prispevek različnih parametrov, kot na primer magnitude in oddaljenosti, k srednji letni frekvenci prekoračitve izbrane amplitude intenzitete potresa.

Najbolj enostaven primer je, ko nas zanima razčlenitev potresne nevarnosti glede na en parameter, npr. na magnitudo. Verjetnost, da je magnituda potresa enaka m pri pogoju, da je prekoračena intenziteta im določimo z uporabo naslednjega izraza

$$P(M = m | IM > im) = \frac{\lambda(IM > im, M = m)}{\lambda(IM > im)} \quad (2.14)$$

kjer je imenovalec določen z enačbo 2.13. Števec se določi na podoben način, vendar privzamemo, da je vrednost magnitude enaka m in ne seštevamo po vseh magnitudah kot sledi

$$\lambda(IM > im, M = m) \cong \sum_{i=1}^{n_I} v_i \sum_{k=1}^{n_R} \sum_{l=1}^{n_\varepsilon} I_B(IM > im | m, r_k, \varepsilon_l) P(M_i = m) P(R_i = r_k) P(\varepsilon_i = \varepsilon_l) \quad (2.15)$$

Na podoben način lahko formuliramo razčlenitev potresne nevarnosti glede na dva parametra, na primer glede na magnitudo in oddaljenost

$$P(M = m, R = r | IM > im) = \frac{\lambda(IM > im, M = m, R = r)}{\lambda(IM > im)} \quad (2.16)$$

kjer je

$$\lambda(IM > im, M = m, R = r) \cong \sum_{i=1}^{n_I} v_i \sum_{l=1}^{n_\varepsilon} I_B(IM > im | m, r, \varepsilon_l) P(M_i = m) P(R_i = r) P(\varepsilon_i = \varepsilon_l) \quad (2.17)$$

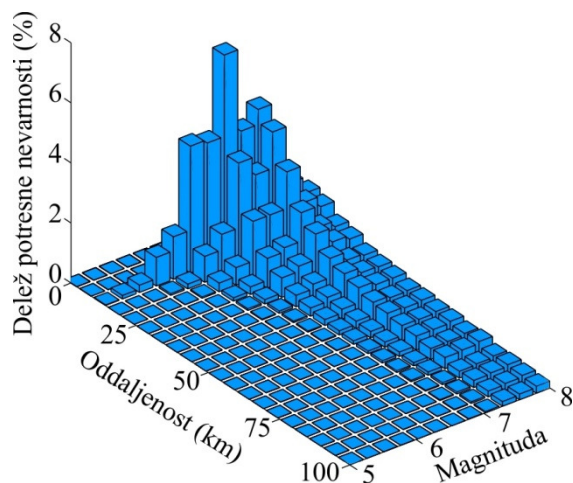
Iz enačb 2.14 in 2.16 je razvidno, da je razčlenitev potresne nevarnosti odvisna od intenzitete potresa im . Prav tako je razčlenitev potresne nevarnosti odvisna od izbrane mere za intenziteto, saj se dogodki, ki določajo največje vrednosti spektralnih pospeškov pri nizkih nihajnih časih, razlikujejo od dogodkov, ki določajo največje vrednosti spektralnih pospeškov pri visokih nihajnih časih. Poleg tega na majhne intenzitete potresa navadno bolj vplivajo potresi z majhnimi magnitudami v bližini lokacije ali bolj oddaljeni močnejši potresi, medtem ko je vpliv potresov z velikimi magnitudami bolj pomemben za večje intenzitete potresa. Z uporabo razčlenitve potresne nevarnosti pri izbrani intenziteti im lahko določimo kombinacijo povprečnih vrednosti, magnitude in oddaljenosti za izbiranje akceleroگرامov na osnovi potresnega scenarija.

Na sliki 2.5 je prikazan primer razčlenitve potresne nevarnosti za $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s}) > 0.42 \text{ g}$ in sicer za primer Ljubljane, kar ustreza srednji letni frekvenci prekoračitve 10^{-4} oz. povratni dobi 10,000 let (glej sliko 2.1). Razčlenitev potresne nevarnosti za magnitudo in oddaljenost je bila določena z uporabo računalniškega orodja za oceno potresnega gibanja tal EZ-FRISK (2012), ki ima vgrajen enostaven model potresnih izvorov, kar je tudi razlog za enostavno monotono padanje deleža potresne nevarnosti z oddaljenostjo.

2.1.5 Spekter enotne potresne nevarnosti

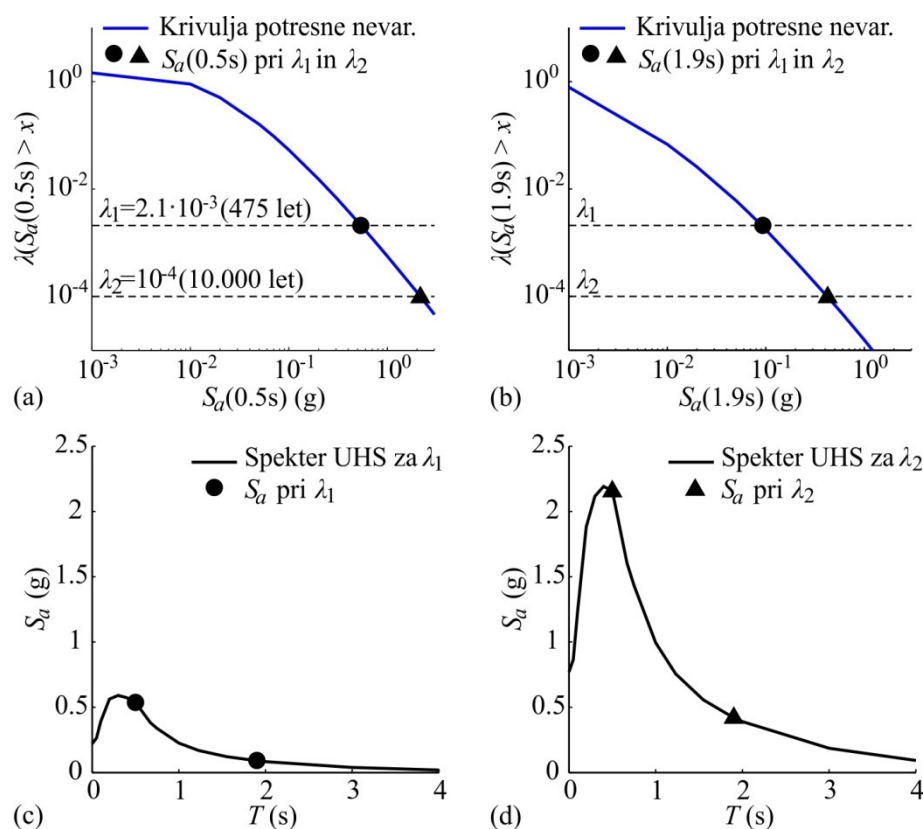
Izbor akceleroگرامov je običajno določen glede na ciljni spekter, ki je velikokrat kar spekter enotne potresne nevarnosti (angl. uniform hazard spectrum, UHS). Lastnost spektra enotne potresne nevarnosti je enotna srednja letna frekvenca za spektralne pospeške pri vseh nihajnih časih. Za določitev spektra UHS je potrebno opraviti PSHA izračune za spektralne pospeške pri različnih nihajnih časih (slika 2.6a in 2.6b) in nato na osnovi teh rezultatov konstruirati spekter enotne potresne nevarnosti, kot je prikazano na sliki 2.6c in 2.6d.

Poudariti velja, da spekter enakomerne potresne nevarnosti predstavlja ovojnico potresne nevarnosti pri izbrani srednji letni frekvenci in s tem konservativno oceno ciljnega spektra. Vendar lahko na osnovi PSHA rezultatov določimo tudi drugačne ciljne spektre pospeškov, ki so s fizikalnega stališča bolj pravilni kot spekter enakomerne potresne nevarnosti. Eden izmed takšnih spektrov je pogojni spekter pospeškov (poglavje 2.2), ki ga v disertaciji uporabimo za izbiranje akceleroگرامov.



Slika 2.5: Razčlenitev potresne nevarnosti za $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s}) > 0.42 \text{ g}$ za obravnavano lokacijo v Ljubljani.

Figure 2.5: Deaggregation of seismic hazard for $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s}) > 0.42 \text{ g}$ in Ljubljana.



Slika 2.6: Krivulji potresne nevarnosti za (a) $S_a(0.50 \text{ s})$ in (b) $S_a(1.90 \text{ s})$ ter spektra enakomerne potresne nevarnosti UHS za srednji letni frekvenca prekoračitve (c) λ_1 in (d) λ_2 za Ljubljano.

Figure 2.6: Seismic hazard curves for (a) $S_a(0.50 \text{ s})$ and (b) $S_a(1.90 \text{ s})$ along with uniform hazard spectra UHS for mean annual frequencies of exceedance (c) λ_1 and (d) λ_2 for Ljubljana.

2.2 Pogojni spekter pospeškov

Na osnovi rezultatov verjetnostne analize potresne nevarnosti (PSHA), ki smo jo opisali v predhodnem poglavju, lahko definiramo različne spektre odziva, ki predstavljajo ciljne spektre za izbiranje akceleroogramov. Kot smo predstavili v poglavju 2.1.5, je eden takšnih spektrov odziva spekter enotne potresne nevarnosti (UHS), za katerega v tem poglavju razložimo zakaj je s fizikalnega stališča

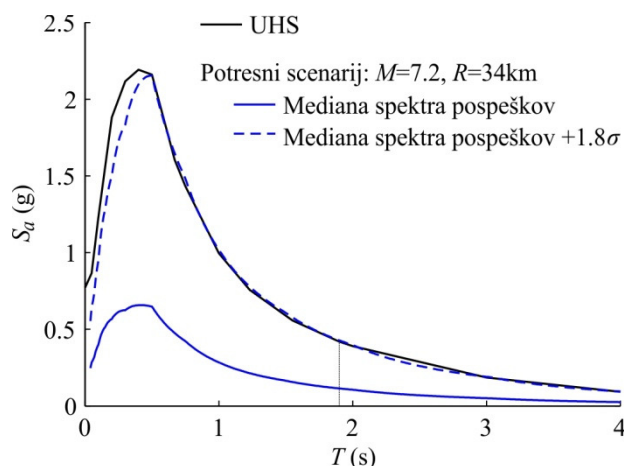
neprimeren, če se ga uporabi kot ciljni spekter za izbor akceleroگرامov, ki služijo za nelinearno dinamično analizo. Fizikalno bolj sprejemljivo je, da se za ciljni spekter uporabi pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum, CMS) (Baker in Cornell, 2006b; Baker 2011) ali pogojni spekter pospeškov (angl. conditional spectrum, CS) (Lin, 2012), ki vsebuje poleg spektra CMS tudi pripadajočo standardno deviacijo spektralnih pospeškov za opis razpršenosti. Teoretično ozadje definicije pogojnega spektra in postopek za njegovo določitev, kar predstavljamo v nadaljevanju tega poglavja, povzemamo po članku, ki ga je objavil Baker (2011).

Akceleroگرامe za nelinearno dinamično analizo konstrukcij se velikokrat izbira glede na ciljni spekter odziva, za katerega se pogosto uporablja idealiziran spekter enotne potresne nevarnosti, s katerim se v različnih standardih definira projektna potresna obtežba (npr. SIST EN 1998-1, 2005). Znano je, da je spekter UHS konservativna ocena spektra odziva za posamezen akceleroگرام, saj vsaki spektralni vrednosti ustreza enaka srednja letna frekvenca prekoračitve. To pomeni, da so spektralne vrednosti spektra enotne potresne nevarnosti visoke pri vseh nihajnih časih, kar ni značilnost spektrov posameznih akceleroگرامov, saj so spektralni pospeški pri različnih nihajnih časih v spektru UHS v splošnem posledica različnih potresov.

Na sliki 2.7 je prikazan primer spektra UHS z 0.5 % verjetnostjo prekoračitve v 50 letih, kar ustreza povratni dobi 10,000 let. Z uporabo razčlenitve potresne nevarnosti glede na potresno intenziteto, ki jo določa spekter UHS pri izbranem nihajnem času, to je za $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s}) > 0.42 \text{ g}$, smo določili povprečno vrednost magnitude ($M = 7.2$) in oddaljenosti ($R = 34 \text{ km}$) potresnih dogodkov, ki prispevajo k potresni nevarnosti (glej sliko 2.5). S temi podatki opišemo potresni scenarij, za katerega izračunamo mediano spektra pospeškov, pri čemer uporabimo model pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996), saj je bil enak model uporabljen tudi pri določitvi kart potresne nevarnosti za Slovenijo. Rezultat je spekter odziva, ki ima seveda nižje vrednosti spektralnih pospeškov v primerjavi s spektrom UHS (slika 2.7). Razliko med spektroma pri posameznem nihajnem času lahko ocenimo s parametrom ε , ki je definiran kot sledi (glej enačbo 2.7)

$$\varepsilon(T) = \frac{\ln S_a(T) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T)}{\sigma_{\ln S_a}(T)} \quad (2.18)$$

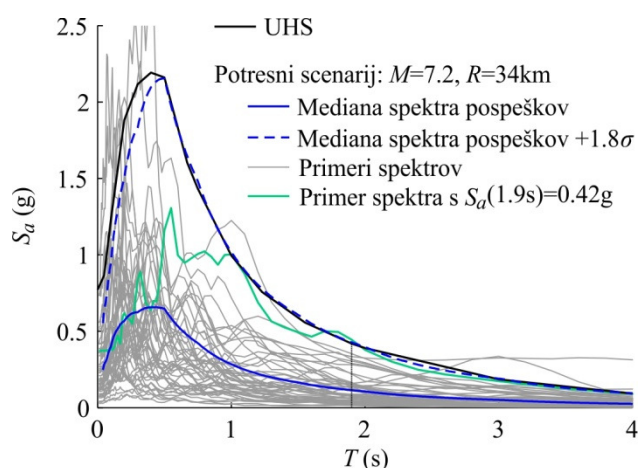
kjer sta $\mu_{\ln S_a}(M, R, T)$ in $\sigma_{\ln S_a}(T)$ ocenjena pričakovana vrednost logaritma spektralnega pospeška in pripadajoča standardna deviacija, ki sta določena z uporabo modela pojemanja potresa, ter $\ln S_a(T)$ spektralni pospešek, ki nas zanima, v tem primeru vrednost na spektru UHS. Kot je bilo omenjeno že v 4. točki poglavja 2.1.3, običajno privzamemo, da je mera za intenziteto potresa, na primer $S_a(T)$, porazdeljena logaritemsko normalno. Zato v enačbah 2.7 in 2.18 operiramo z logaritemskimi vrednostmi. Omeniti velja, da če so spektralne vrednosti S_a porazdeljene logaritemsko normalno, so njihove logaritemske vrednosti $\ln S_a$ porazdeljene normalno in da je eksponentna vrednost povprečja (srednje vrednosti) $\ln S_a$ enaka mediani spektralnih pospeškov S_a . Parameter ε je standardna normalna slučajna spremenljivka, s katero lahko ocenimo razliko med mediano spektra pospeškov po modelu pojemanja potresa in spektrom enotne potresne nevarnosti. Za primer, ki ga obravnavamo, se izkaže, da se spekter pospeškov za $\varepsilon = 1.8$ nad mediano spektra pospeškov dobro ujema s spektrom enotne potresne nevarnosti pri skoraj vseh nihajnih časih (slika 2.7).



Slika 2.7: Spekter enotne potresne nevarnosti (UHS) za Ljubljano, ki ustreza povratni dobi 10,000 let, mediana spektra pospeškov in spekter pospeškov za $+1.8\sigma$ nad mediano spektra pospeškov, ki je določen glede na model pojemanja potresa ob upoštevanju magnitude $M = 7.2$ in oddaljenost $R = 34$ km.

Figure 2.7: Uniform hazard spectrum for Ljubljana, which corresponds to return period of 10,000 years, the median acceleration spectrum and the acceleration spectrum for $+1.8\sigma$ above the median acceleration spectrum, which is based on the ground motion prediction model for magnitude $M = 7.2$ and source-to-site distance $R = 34$ km.

Glede na potresni scenarij ($M = 7.2$ in $R = 34$ km), na osnovi katerega smo izračunali mediano spektra pospeškov (sliki 2.7 in 2.8), smo iz knjižnice zapisov preteklih potresov (PEER, 2012) izbrali zapise akceleroگرامov, ki približno pripadajo temu potresnemu scenariju ($6.9 < M < 7.5$ in $20 \text{ km} < R < 50 \text{ km}$). Na sliki 2.8 je dobro viden raztros elastičnih spektrov pospeškov, ki pripadajo izbranim akceleroگرامom, kar kaže na to, da parameter ε opisuje resničen pojav razpršenosti. Spekter odziva, ki določa podoben $S_a(T_1 = 1.90 \text{ s})$ kot spekter za $\varepsilon = 1.8$ nad mediano spektra pospeškov, označimo z zeleno barvo. Opazimo lahko, da izbrani spekter realnega akcelerograma nima tako visokih vrednosti parametra ε tudi pri vseh drugih nihajnih časih. Glede na to, da spekter enotne potresne nevarnosti dobro opišemo s spektrom, ki ima konstanten $\varepsilon = 1.8$ (glej sliko 2.7), vidimo, da spekter UHS ni primeren za opis posameznih realnih spektrov odziva. Zaradi tega sta Baker in Cornell (2006b) predlagala pogojni srednji spekter (CMS), ki odpravlja to pomanjkljivost spektra UHS.



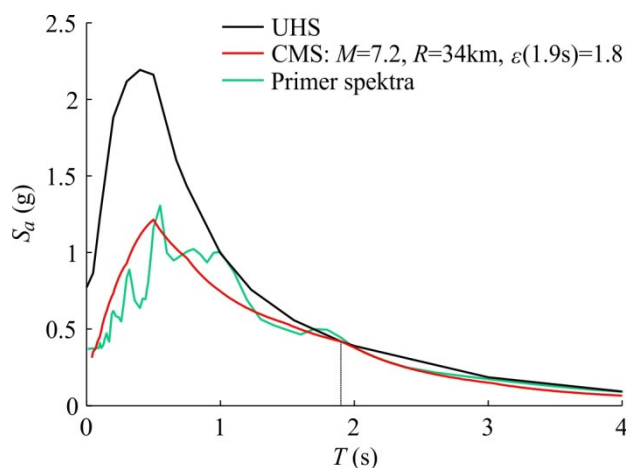
Slika 2.8: Spektri pospeškov za skupino akceleroگرامov, ki približno ustrezajo potresnemu scenariju $M = 7.2$ in $R = 34$ km v primerjavi s spektri iz slike 2.7. Poudarjen je spekter pospeškov, ki ima pri $T = 1.90$ s pospešek 0.42 g .

Figure 2.8: Acceleration spectra for a set of ground motions approximately corresponding to seismic scenario defined by $M = 7.2$ and $R = 34$ km. These spectra are compared to spectra presented in Figure 2.7. Highlighted is acceleration spectrum having $S_a(1.90 \text{ s}) = 0.42 \text{ g}$.

Spekter CMS omogoča izbiranje akceleroگرامov v skladu s potresno nevarnostjo. Izračunamo ga s pogojnimi spektralnimi pospeški pri vseh nihajnih časih glede na ciljno vrednost spektralnega pospeška pri izbranem nihajnem času $S_a(T^*)$. Ciljni spektralni pospešek $S_a(T^*)$ običajno določimo z analizo PSHA za določeno verjetnost prekoračitve, npr. 0.5 % v 50 letih. S spektrom CMS torej določimo tipičen srednji spekter odziva, ki pripada ciljni vrednosti $S_a(T^*)$.

Za določitev vrednosti spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih T_i glede na ciljno vrednost $S_a(T^*)$ je potrebno določiti korelacije parametra ε med pari nihajnih časov, to je med izbranim nihajnim časom T^* in poljubnim nihajnim časom T_i . Za določitev teh korelacij je potrebno obravnavati večje število akceleroگرامov ali celotno knjižnico zapisov potresov (npr. PEER, 2012). Za vsak akceleroگرام se določi vrednosti parametra ε pri vseh nihajnih časih z uporabo enačbe 2.18, kjer pričakovane vrednosti in standardne deviacije določimo z uporabo modela pojemanja potresa za potresni scenarij, ki pripada obravnavanemu akceleroگرامu. Na osnovi številnih akceleroگرامov se lahko zatem določi koreliranost parametra ε med pari nihajnih časov. Tako lahko pri pogoju, da poznamo $\varepsilon(T^*)$, določimo pričakovane vrednosti ε pri vseh ostalih nihajnih časih T_i . Razpršenost pogojnih vrednosti ε , ki se pri definiciji srednjega spektra CMS ne upošteva, se upošteva pri definiciji spektra CS, kar predstavlja edino razliko med tema spektroma. Najbolj verjetno oceno pogojne pričakovane vrednosti parametra ε dobimo s produktom $\varepsilon(T^*)$ in korelacijskega koeficienta med parametroma ε pri dveh nihajnih časih (Baker, 2011; Baker in Jayaram, 2008).

Ko poznamo pogojno določene vrednosti parametra ε pri različnih nihajnih časih, lahko izračunamo pripadajoče spektralne vrednosti pospeškov z uporabo enačbe 2.18 in določimo celoten pogojni srednji spekter, ki je prikazan na sliki 2.9. Spekter CMS ima lokalni vrh pri izbranem nihajnem času T^* , medtem ko se spektralni pospeški pri bolj oddaljenih nihajnih časih približujejo mediani spektra pospeškov glede na model pojemanja potresa, saj gre ε proti nič za nihajne čase, ki so precej oddaljeni od T^* . Oblika spektra CMS se bolje ujema s spektri posameznih akceleroگرامov kot spekter UHS (slika 2.9). Pogojni srednji spekter ima takšno poimenovanje, ker določa pričakovane vrednosti pri vseh nihajnih časih pri pogoju $S_a(T^*)$.



Slika 2.9: Spekter enotne potresne nevarnosti (UHS) za Ljubljano, ki ustreza povratni dobi 10,000 let, pogojni srednji spekter (CMS) ter spekter pospeška izbranega akceleroگرامa za potresni scenarij ($M = 7.2$, $R = 34$ km in $\varepsilon(1.9 \text{ s}) = 1.8$).

Figure 2.9: Uniform hazard spectrum (UHS) for Ljubljana, which corresponds to return period of 10,000 years, conditional mean spectrum (CMS) and acceleration spectrum for selected ground motion according to earthquake scenario ($M = 7.2$, $R = 34$ km and $\varepsilon(1.9 \text{ s}) = 1.8$).

Pogojni srednji spekter (CMS) lahko z enostavnim postopkom določimo v štirih korakih, medtem ko je zahtevan dodaten korak za upoštevanje pripadajoče razpršenosti spektralnih pospeškov, s čimer določimo pogojni spekter (CS), kot je opisano v nadaljevanju (Baker, 2011):

1. Določimo ciljni spektralni pospešek S_a pri izbranem nihajnem času T^* , ki je navadno osnovni nihajni čas obravnavane konstrukcije. Zatem določimo pripadajoče vrednosti potresnega scenarija M, R in $\varepsilon(T^*)$. Če $S_a(T^*)$ izračunamo z uporabo PSHA analize, lahko M, R in $\varepsilon(T^*)$ določimo kot povprečne vrednosti iz rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti. Parameter $\varepsilon(T^*)$ lahko alternativno izračunamo tudi glede na odstopanje $S_a(T^*)$ od predvidene mediane spektra pospeškov, ki je določena glede na model pojemanja potresa in ob pogoju M in R , ki sta lahko določena z razčlenitvijo potresne nevarnosti.
2. Z uporabo modela pojemanja potresa določimo pričakovane vrednosti $\mu_{\ln S_a}(M, R, T)$ in standardno deviacijo $\sigma_{\ln S_a}(T)$ logaritemskih vrednosti spektralnih pospeškov pri vseh nihajnih časih T za izbran potresni scenarij (M in R). V doktorski disertaciji uporabljamo starejši model pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996), saj je bil ta model uporabljen tudi za določitev kart potresne nevarnosti v Sloveniji (Lapajne, Šket Motnikar, Zupančič, 2001 in 2003).
3. V tem koraku določimo povprečne vrednosti parametra ε za vsak nihajni čas T_i pri pogoju $\varepsilon(T^*)$, ki so definirane s produktom parametra $\varepsilon(T^*)$ in korelacijskega koeficienta $\rho(T_i, T^*)$ med različnimi nihajnimi časi

$$\mu_{\varepsilon(T_i)|\varepsilon(T^*)} = \rho(T_i, T^*)\varepsilon(T^*) \quad (2.19)$$

Za določitev korelacijskega koeficienta $\rho(T_i, T^*)$ za vsak nihajni čas T_i uporabimo izraze, ki sta jih predlagala Baker in Jayaram (2008). V tem primeru moramo najprej določiti parametre C_1, C_2, C_3 , in C_4 kot sledi

$$C_1 = 1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} - 0.366 \ln\left(\frac{T_{max}}{\max(T_{min}, 0.109)}\right)\right) \quad (2.20)$$

$$C_2 = \begin{cases} 1 - 0.105 \left(1 - \frac{1}{1 + e^{100T_{max} - 5}}\right) \left(\frac{T_{max} - T_{min}}{T_{max} - 0.0099}\right) & , \text{ če je } T_{max} < 0.2 \\ 0 & , \text{ sicer} \end{cases} \quad (2.21)$$

$$C_3 = \begin{cases} C_2 & , \text{ če je } T_{max} < 0.109 \\ C_1 & , \text{ sicer} \end{cases} \quad (2.22)$$

$$C_4 = C_1 + 0.5(\sqrt{C_3} - C_3) \left(1 + \cos\left(\frac{\pi T_{min}}{0.109}\right)\right) \quad (2.23)$$

kjer je $T_{min} = \min(T_i, T^*)$ in $T_{max} = \max(T_i, T^*)$. Predviden korelacijski koeficient določimo z naslednjim algoritmom.

$$\begin{aligned} \text{Če je } T_{max} < 0.109 & \quad \rho(T_i, T^*) = C_2 \\ \text{sicer če je } T_{min} > 0.109 & \quad \rho(T_i, T^*) = C_1 \\ \text{sicer če je } T_{max} < 0.2 & \quad \rho(T_i, T^*) = \min(C_2, C_4) \\ \text{sicer} & \quad \rho(T_i, T^*) = C_4 \end{aligned} \quad (2.24)$$

kjer morata imeti nihajna časa T_i in T^* vrednost med 0.01 in 10 sekundami, saj so enačbe 2.20 do 2.24 definirane z empiričnim pristopom v tem območju.

4. Na osnovi podatkov iz prvih treh korakov lahko določimo pogojni srednji spekter CMS z naslednjim izrazom

$$\mu_{\ln S_a(T_i)|\ln S_a(T^*)} = \mu_{\ln S_a}(M, R, T_i) + \rho(T_i, T^*)\varepsilon(T^*)\sigma_{\ln S_a}(T_i) \quad (2.25)$$

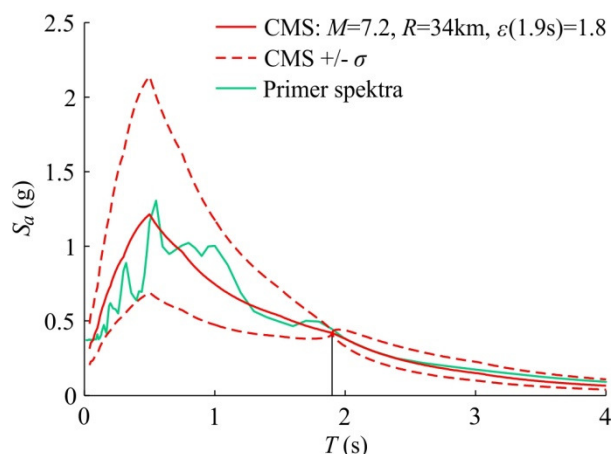
5. Za definicijo pogojnega spektra CS, ki določa tudi raztros spektralnih pospeškov je potreben dodaten korak. Standardna deviacija parametra ε pri različnih nihajnih časih T_i je odvisna od korelacije z $\varepsilon(T^*)$, kar lahko zapišemo z naslednjo enačbo

$$\sigma_{\varepsilon(T_i)|\varepsilon(T^*)} = \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)} \quad (2.26)$$

kjer je korelacija $\rho(T_i, T^*)$ definirana z uporabo korelacijskih modelov (npr. Baker in Jayaram, 2008). S tem določimo poleg povprečnih pogojnih vrednosti $\mu_{\varepsilon(T_i)|\varepsilon(T^*)}$ (glej enačbo 2.19), še pogojne standardne deviacije $\sigma_{\varepsilon(T_i)|\varepsilon(T^*)}$ normalne porazdelitve $\varepsilon(T_i)$ pri izbrani vrednosti $\varepsilon(T^*)$, kjer upoštevamo, da ima parameter ε bivariatno normalno porazdelitev za pare nihajnih časov, kar sta pokazala Jayaram in Baker (2008). Iz tega sledi pogojna standardna deviacija $\ln S_a(T_i)$

$$\sigma_{\ln S_a(T_i)|\ln S_a(T^*)} = \sigma_{\ln S_a(T_i)} \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)} \quad (2.27)$$

kjer je $\sigma_{\ln S_a(T_i)}$ določena z uporabo modela pojemanja potresa v 2. koraku. Primer pogojnega srednjega spektra s pripadajočo pogojno standardno deviacijo je prikazan na sliki 2.10. Opis postopka za izbiranje akceleroگرامov v skladu s srednjimi vrednostmi in standardno deviacijo je opisan v poglavju 2.3. Če je $T_i = T^*$, je parameter ρ enak 1, zato pri tem nihajnem času ni raztrosa, medtem ko je raztros prisoten pri vseh ostalih nihajnih časih.



Slika 2.10: Pogojni srednji spekter s prikazom vpliva pogojne standardne deviacije ter primer spektra pospeškov, za izbran akceleroگرام.

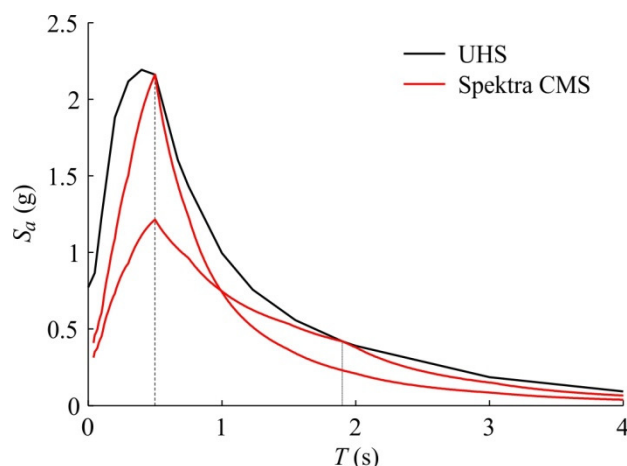
Figure 2.10: Conditional mean spectrum with the effect of conditional standard deviation and an acceleration spectrum for a certain ground motion.

Za določitev pogojnega spektra CS po zgoraj opisanem postopku je potrebnega manj računskega dela kot za določitev spektra enotne potresne nevarnosti. V doktorski disertaciji smo v prvem koraku predstavljenega postopka določili potresni scenarij s povprečno vrednostjo magnitude in oddaljenosti na osnovi razčlenitve potresne nevarnosti, medtem ko smo za določitev parametra ε uporabili alternativen postopek. Kot opisano zgoraj, smo $\varepsilon(T^*)$ določili tako, da ima pogojni spekter pri nihajnem času T^* ciljno vrednost spektralnega pospeška $S_a(T^*)$, ki jo določa spekter enotne potresne nevarnosti. V primeru, da smo za opis potresnega scenarija uporabili poleg povprečnih vrednosti magnitude in oddaljenosti tudi povprečno vrednost parametra $\varepsilon(T^*)$ glede na rezultate razčlenitve potresne nevarnosti, se je spektralni pospešek pri T^* , določen s pogojnim spektrom, precej razlikoval od ciljnega $S_a(T^*)$. Do tega pride zaradi razpršenosti potresnih scenarijev, ki prispevajo relativno visok delež k potresni nevarnosti (slika 2.5). Uporabili smo površinske potresne izvore, ki so vgrajeni v program EZ-FRISK (2012), ki smo ga uporabljali za verjetnostno analizo potresne nevarnosti na območju Slovenije. Prikazan enostaven postopek določitve pogojnega spektra se lahko dopolni na različne načine, kar so obravnavali Lin in sod. (2013).

Z uporabo spektra CMS lahko ocenimo srednji potresni odziv konstrukcij za izbrano intenziteto $S_a(T^*)$, medtem ko s spektrom CS natančneje ocenimo tudi raztros potresnega odziva konstrukcij. Upoštevanje raztrosa pri ciljnem spektru vpliva na rezultate potresnega odziva konstrukcij, predvsem na njihov raztros, ki je pomemben v primeru vrednotenja potresnega tveganja konstrukcij, kjer kombiniramo rezultate potresnega odziva konstrukcij z rezultati analize potresne nevarnosti.

Glede na to, da je oblika pogojnega spektra močno odvisna od izbranega nihajnega časa T^* (slika 2.11) se zastavlja vprašanje, kako ga primerno izbrati. Navadno se izbere za T^* osnovni nihajni čas konstrukcije, saj ima v primeru določanja maksimalnih pomikov konstrukcij običajno prevladujoč vpliv prva nihajna oblika oz. osnovni plastičen mehanizem, ki se ob tem tvori. Vendar pa je lahko za določanje drugih parametrov potresnega odziva, npr. etažnih pospeškov ali prečnih sil v zgornjih etažah, bolj pomembno vzbujanje v višjih nihajnih oblikah. Zaradi tega lahko izberemo več skupin akcelerogramov glede na različne T^* in upoštevamo merodajne rezultate za vsak parameter potresnega odziva posebej z uporabo ovojnice rezultatov, ki so določeni z različnimi skupinami akcelerogramov. To je zelo nepraktično, kar predstavlja slabo stran pogojnega spektra. Določi se lahko tudi interval nihajnih časov, glede na katerega se določa pogojne spektralne pospeške pri ostalih nihajnih časih (Baker in Cornell, 2006b). Naj poudarimo, da ni mogoče izbrati skupine akcelerogramov, ki bi imela enako potresno nevarnost pri vseh nihajnih časih, in hkrati zadostiti obliki spektrov, ki predstavlja realne spektre posameznih akcelerogramov. Zato se je potrebno odločiti, ali izberemo za ciljni spekter odziva spekter enotne potresne nevarnosti, ki je neodvisen od T^* , čeprav ne more napovedati oblike spektrov posameznih akcelerogramov, ali pa izvedemo analizo konstrukcije z več skupinami akcelerogramov, izbranih glede na različne pogojne spektre. To velja v primeru določanja potresnega odziva konstrukcij pri intenziteti, ki pripada določeni povratni dobi, kjer ima vpliv izbire nihajnega časa T^* pomemben vpliv na rezultate analize (Lin, 2012).

Po drugi strani se izkaže, da ima v primeru določanja potresnega tveganja izbira nihajnega časa T^* relativno majhen vpliv na rezultate, če so uporabljeni akcelerogrami izbrani v skladu s potresno nevarnostjo. Če namreč izberemo akcelerograme v skladu s pogojnim spektrom pri različnih nivojih potresne intenzitete, je porazdelitev pripadajočih spektrov odziva konsistentna s krivuljo potresne nevarnosti pri vseh nihajnih časih neodvisno od tega, kateri nihajni čas T^* izberemo, glede na katerega se določa oblika pogojnega spektra (Lin, 2012).



Slika 2.11: Pogojna srednja spektra za različne nihajne čase T^* (0.50 s in 1.90 s) v primerjavi s spektrom enotne potresne nevarnosti.

Figure 2.11: Conditional mean spectra corresponding to selected conditioning periods T^* (0.50 s and 1.90 s) and the uniform hazard spectrum.

Omeniti velja tudi vpliv pogojnega spektra na potresni odziv konstrukcij v primerjavi s spektrom enotne potresne nevarnosti. V primeru uporabe elastičnega modela z eno prostostno stopnjo, ki ima nihajni čas T^* , bodo rezultati potresnega odziva enaki v primeru uporabe spektrov CS ali UHS, saj je vrednost spektralnega pospeška $S_a(T^*)$ pri obeh spektrih enaka. Na drugi strani je v primeru obravnave duktilnih konstrukcij, ki so občutljive na vplive višjih nihajnih oblik, pomembna oblika spektra, ki pripada izbrani vrednosti $S_a(T^*)$. Za oceno različnega vpliva na potresni odziv konstrukcij je pomembna stopnja odstopanja med spektroma CS in UHS. V primeru visokih vrednosti intenzitet, ki so prekoračene z nizko srednjo letno frekvenco, bo parameter $\varepsilon(T^*)$ visok, kar pomeni lokalni vrh v primeru spektra CMS in večjo razliko med spektroma CMS in UHS (Baker, 2011). To pomeni, da je upoštevanje primerne oblike ciljnega spektra odziva pomembno predvsem pri analizi potresnega odziva pri intenzitetah, ki so prekoračene z nizko srednjo letno frekvenco, torej v območju intenzitet, ki določajo porušitev konstrukcij. Kapaciteta intenzitete porušitve konstrukcij je v primeru uporabe konservativnega spektra UHS nižja kot v primeru uporabe primernejše oblike ciljnega spektra odziva, ki jo določa spekter CS (Baker in Cornell, 2006b).

2.3 Izbira akcelerogramov v skladu s ciljnim srednjim spektrom in varianco

Za napovedovanje potresnega odziva konstrukcij se vedno bolj uporablja nelinearna dinamična analiza konstrukcij, kjer je potrebno potresno obtežbo definirati z izbranimi zapisi gibanja tal. Obstaja veliko različnih postopkov za izbiranje akcelerogramov za analizo konstrukcij (npr. Haselton, 2009; Katsanos, Sextos in Manolis, 2010). Najbolj se je uveljavil izbor akcelerogramov glede na ciljni spekter odziva, na primer glede na idealiziran spekter enotne potresne nevarnosti UHS, kot to predpisujejo standardi za projektiranje konstrukcij (npr. SIST EN 1998-1, 2005; ASCE, 2007), ali glede na pogojni spekter CS (Baker, 2011), kar je novejši in s fizikalnega stališča primernejši pristop. Pomembno je, da pri izbiri akcelerogramov upoštevamo tudi raztros ciljnih spektralnih vrednosti, kar opišemo z varianco ciljnega spektra. Na tak način je potresni odziv konstrukcij ocenjen z realnim raztrosom, kar ne moremo trditi, če akceleorame izbiramo le glede na srednjo vrednost ciljnega spektra.

V tem poglavju predstavljamo postopek za izbor akcelerogramov po Jayaramu, Lin in Bakerju (2011), ki so predlagali računsko učinkovit postopek za izbor akcelerogramov glede na srednje vrednosti in varianco ciljnega spektra odziva. Postopek se lahko uporablja za različne ciljne spektre odziva, vendar

bo v nadaljevanju prikazan postopek na osnovi pogojnega spektra CS, za katerega je bil postopek tudi predlagan.

Če se za ciljni spekter uporablja spekter enotne potresne nevarnosti, variance ni potrebno upoštevati, saj predstavlja spekter UHS ovojnico spektralnih pospeškov, ki imajo enako srednjo letno frekvenco prekoračitve. Upoštevanje variance pri spektru UHS bi namreč pomenilo spreminjanje pripadajoče srednje letne frekvence prekoračitve spektralnih pospeškov, kar nima teoretične podlage. Pri drugih ciljnih spektrih odziva, na primer za pogojni spekter CS ali spekter, ki je določen za izbran potresni scenarij, je potrebno ovrednotiti in upoštevati tudi raztros spektralnih pospeškov.

Izbir akceleroگرامov glede na ciljni srednji spekter odziva lahko izvedemo na različne načine. Akceleroگرامe lahko enostavno izbiramo tako, da se posamično čim bolj ujemajo s ciljnim spektrom, kjer se lahko za mero odstopanja uporabi vsoto kvadratov razlik med spektrom odziva izbranega zapisa in ciljnim spektrom odziva pri različnih nihajnih časih. Poleg tega lahko namesto posameznih zapisov izbiramo skupine akceleroگرامov z namenom določanja minimalne razlike med srednjim spektrom izbranih zapisov in ciljnim spektrom odziva, kar predstavlja zahtevnejši optimizacijski problem (Iervolino, Galasso in Cosenza, 2010). Pri izbiranju zapisov glede na ciljne srednje vrednosti in varianco ne moremo obravnavati vsakega akceleroگرامa posebej, ampak je potrebno primerjati srednje vrednosti in varianco celotne skupine zapisov s ciljnim vrednostmi. Tako je lahko posamezni akceleroگرام izbran le v sklopu celotne skupine akceleroگرامov. V primeru obravnave vseh akceleroگرامov iz obsežnih knjižnic zapisov potresov obstajajo številne skupine, ki bi lahko bile primerne za izbor, kar predstavlja računsko zahteven optimizacijski problem. Kottke in Rathje (2008) sta predlagala postopek, s katerim se najprej izbere akceleroگرامe na osnovi ujemanja s srednjim ciljnim spektrom odziva, katerim se nato pripiše faktorje skaliranja, da je dosežena zelena ciljna varianca. Ta postopek ne more biti uporabljen za izbiro neskaliranih akceleroگرامov in približno zadosti ciljni porazdelitvi spektrov odziva, saj ne upošteva koreliranosti spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih.

Splošnejši, teoretično konsistenten in hkrati računsko učinkovit postopek, ki so ga predlagali Jayaram, Lin in Baker (2011), omogoča direktno izbiranje akceleroگرامov glede na srednje vrednosti in varianco ciljnega spektra odziva. Najprej se z uporabo Monte Carlo simulacije generira različne spektre odziva. Ti spektri so konsistentni s stohastičnim ciljnim spektrom, ki je definiran s srednjim ciljnim spektrom in varianco ter z logaritemsko normalno porazdelitvijo. V drugem koraku se za vsak simuliran spekter odziva izbere akceleroگرام s podobnim spektrom odziva. Ker imajo simulirani spektri zeleno srednjo vrednost in varianco, imajo tudi spektri izbranih akceleroگرامov podobno srednjo vrednost in varianco. Kljub temu se zatem uporabi še enostaven optimizacijski postopek (angl. greedy optimization), s katerim lahko izboljšamo ujemanje srednjih vrednosti in varianc s ciljnim vrednostmi. Ta optimizacijski postopek deluje na način, da poskuša zamenjati posamezne akceleroگرامe iz izbrane skupine z bolj primernimi akceleroگرامi iz celotne knjižnice zapisov. Če algoritem ugotovi, da obstaja akceleroگرام, s katerim se izboljša ujemanje skupine spektrov s ciljnim stohastičnim spektrom, potem takšen akceleroگرام nadomesti prvotno izbran akceleroگرام iz skupine. Algoritem lahko iterativno ponavljamo, kjer se v vsaki iteraciji izvede toliko korakov, kolikor je zapisov v skupini akceleroگرامov, z namenom zamenjave vsakega posameznega akceleroگرامa.

Natančnejši opis postopka za izbiranje akceleroگرامov, ki so ga predlagali Jayaram, Lin in Baker (2011) je predstavljen v nadaljevanju. Srednje vrednosti in kovariance, ki jih je potrebno določiti v spodaj prikazanem postopku, so določene v skladu s pogojnimi spektrom CS, čeprav je postopek v splošnem uporaben za poljubno določene srednje vrednosti in kovariance (Baker in sod., 2011).

1. Najprej je potrebno definirati porazdelitev slučajnega vektorja spektralnih pospeškov v logaritemskem merilu $\ln S_a$ pri različnih nihajnih časih, saj postopek temelji na empiričnih dokazih, da predstavljajo vrednosti $\ln S_a$ pri različnih nihajnih časih slučajni vektor, ki ima normalno porazdelitev (Jayaram in Baker, 2008). Parametri normalne porazdelitve slučajnega vektorja so srednje vrednosti in variance $\ln S_a$ pri vseh nihajnih časih ter korelacije med $\ln S_a$ za vse pare nihajnih časov. To lahko ekvivalentno opišemo tudi z vektorjem pričakovanih vrednosti $\ln S_a$ $\boldsymbol{\mu}$ in kovariančno matriko $\boldsymbol{\Sigma}$, ki je določena s kovariancami vrednosti $\ln S_a$ za vse pare nihajnih časov. Parametre normalne porazdelitve slučajnega vektorja $\boldsymbol{\mu}$ in $\boldsymbol{\Sigma}$ določimo glede na ciljne pričakovane vrednosti in variance, da lahko kasneje izberemo primerne akceleroگرامe. Pričakovane vrednosti slučajnega vektorja $\ln S_a$ zapišemo glede na pogojni spekter (glej enačbo 2.25) za vsak nihajni čas kot sledi

$$\boldsymbol{\mu} = \begin{bmatrix} \mu_{\ln S_a(T_1)} + \rho(T_1, T^*) \varepsilon(T^*) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \\ \mu_{\ln S_a(T_2)} + \rho(T_2, T^*) \varepsilon(T^*) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \\ \vdots \\ \mu_{\ln S_a(T_n)} + \rho(T_n, T^*) \varepsilon(T^*) \sigma_{\ln S_a(T_n)} \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

kjer sta pričakovana vrednost $\mu_{\ln S_a(T_i)}$ in standardna deviacija $\sigma_{\ln S_a(T_i)}$ določeni z uporabo modela pojemanja potresa (npr. Sabetta in Pugliese, 1996) ter $\rho(T_i, T^*)$ korelacijski koeficient med $\varepsilon(T^*)$ in $\varepsilon(T_i)$. Kovariančna matrika $\boldsymbol{\Sigma}$ normalno porazdeljenega slučajnega vektorja $[\ln S_a(T_1), \ln S_a(T_2), \dots, \ln S_a(T_n)]^T$ pogojenega s parametrom $\varepsilon(T^*)$ je definirana z izrazom (npr. Johnson in Wichern, 2007)

$$\boldsymbol{\Sigma} = \boldsymbol{\Sigma}_0 - \frac{1}{\sigma_{\ln S_a(T^*)}^2} \boldsymbol{\Sigma}_1 \boldsymbol{\Sigma}_1^T \quad (2.29)$$

kjer je $\boldsymbol{\Sigma}_0$ kovariančna matrika vektorja $[\ln S_a(T_1), \ln S_a(T_2), \dots, \ln S_a(T_n)]^T$

$$\boldsymbol{\Sigma}_0 = \begin{bmatrix} \sigma_{\ln S_a(T_1)}^2 & \rho(T_1, T_2) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_2)} & \dots & \rho(T_1, T_n) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_n)} \\ \rho(T_2, T_1) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_1)} & \sigma_{\ln S_a(T_2)}^2 & \dots & \rho(T_2, T_n) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_n)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \rho(T_n, T_1) \sigma_{\ln S_a(T_n)} \sigma_{\ln S_a(T_1)} & \rho(T_n, T_2) \sigma_{\ln S_a(T_n)} \sigma_{\ln S_a(T_2)} & \dots & \sigma_{\ln S_a(T_n)}^2 \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

in $\boldsymbol{\Sigma}_1$ kovarianca med vektorjem $[\ln S_a(T_1), \ln S_a(T_2), \dots, \ln S_a(T_n)]^T$ in $\ln S_a(T^*)$

$$\boldsymbol{\Sigma}_1 = \begin{bmatrix} \rho(T_1, T^*) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T^*)} \\ \rho(T_2, T^*) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T^*)} \\ \dots \\ \rho(T_n, T^*) \sigma_{\ln S_a(T_n)} \sigma_{\ln S_a(T^*)} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Oznaka $\boldsymbol{\Sigma}_1^T$ predstavlja transponiran vektor $\boldsymbol{\Sigma}_1$. Pogojna standardna deviacija logaritemskih spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih je kvadratni koren diagonal kovariančne matrike $\boldsymbol{\Sigma}$ in je definirana z enačbo 2.27. Kot omenjeno, je tukaj postopek določitve parametrov normalne porazdelitve slučajnega vektorja logaritemskih spektralnih pospeškov predstavljen v skladu s

pogojnim spektrom, vendar je postopek veljaven tudi za drugačne vektorje pričakovanih vrednosti in kovariančnih matrik.

2. Potem, ko pričakovane vrednosti in kovariance verjetnostne porazdelitve izenačimo s ciljnim pričakovanimi vrednostmi in kovariancami, lahko v naslednjem koraku z uporabo Monte Carlo simulacije verjetnostno generiramo spektre odziva iz zgoraj definirane normalne porazdelitve slučajnega vektorja. Število simuliranih spektrov odziva je enako želenemu številu izbranih akceleroگرامov.
3. Za vsak simuliran spekter odziva izberemo akceleroگرام s podobnim spektrom odziva. Odstopanje Δ_a med spektrom odziva izbranega akcelerograma in simuliranega spektra odziva ovrednotimo z vsoto kvadratov razlik med pospeški

$$\Delta_a = \sum_{j=1}^{n_p} \left(\ln S_a(T_j) - \ln S_a^{(s)}(T_j) \right)^2 \quad (2.32)$$

kjer je $\ln S_a(T_j)$ spektralni pospešek obravnavanega akcelerograma, ki je lahko skaliran, pri nihajnem času T_j , $\ln S_a^{(s)}(T_j)$ ciljni spektralni pospešek pri nihajnem času T_j določen s simuliranim spektrom odziva in n_p število nihajnih časov, kjer primerjamo spektra odziva. Akceleroگرامe izbiramo tako, da določimo Δ_a za vsak akceleroگرام iz knjižnice zapisov glede na posamezni simuliran spekter odziva in izberemo tistega z najmanjšim odstopanjem Δ_a . Podoben postopek za izbiro akceleroگرامov je v splošni uporabi, kjer se vse akceleroگرامe izbira glede na en ciljni srednji spekter odziva, medtem ko tukaj izbiramo akceleroگرامe glede na različne simulirane spektre.

Glede na to, da imajo simulirani spektri odziva približno enake pričakovane vrednosti in variance kot so določene ciljne vrednosti, saj so bili tako generirani, imajo tudi izbrani akceleroگرامi približno takšne spektre odziva. Poleg tega je zagotovljena tudi korelacija med spektralnimi pospeški za različne pare nihajnih časov. Dodatna prednost tega postopka je v tem, da omogoča izbiro neskaliranih akceleroگرامov, čeprav običajno dopustimo skaliranje, in sicer tako, da pomnožimo obravnavan akceleroگرام s faktorjem f_s , ki ga definiramo kot sledi

$$f_s = \frac{S_a^{(s)}(T^*)}{S_a(T^*)} \quad (2.33)$$

s čimer zagotovimo ujemanje $S_a(T^*)$ obravnavanega akcelerograma s simuliranim ciljnim spektralnim pospeškom $S_a^{(s)}(T^*)$, kjer je f_s po definiciji pogojnega spektra enak za vse spektre odziva. Takšno spreminjanje amplitude akceleroگرامov je v splošnem vprašljivo, saj lahko povzroča napačne ocene parametrov potresnega odziva konstrukcij. Vendar je bilo za tako spremenjene akceleroگرامe, ki so izbrani v skladu s pogojnim spektrom, prikazano, da povzročajo podobne pomike konstrukcij kot originalni, nespremenjeni akceleroگرامi, kar ne velja za akceleroگرامe, ki so izbrani na drugačne načine, na primer z uporabo ciljnega spektra UHS. Skaliranje akceleroگرامov torej ni težavno, če imajo akceleroگرامi primerno obliko spektra (Baker, 2011).

Nihajni časi T_j (glej enačbo 2.32) pri katerih določamo odstopanje med spektralnimi pospeški izbranih akceleroگرامov in ciljnih simuliranih spektrov odziva je potrebno izbrati iz dovolj velikega intervala, na primer $0.2T_1 - 2T_1$, kjer je T_1 osnovni nihajni čas obravnavane konstrukcije,

da so upoštevani vsi nihajni časi, ki so lahko pomembni za potresni odziv konstrukcij. Spodnjo mejo omenjenega intervala nihajnih časov določa pričakovan vpliv višjih nihajnih oblik, medtem ko spektralni pospeški pri daljših nihajnih časih določajo potresno obtežbo pri nelinearnem odzivu konstrukcij. Upoštevati je potrebno primerno število nihajnih časov n_p v izbranem intervalu. Poleg tega lahko za izbor akceleroگرامov določimo dodatne kriterije in tako izločimo zapise, ki na primer pripadajo potresnim scenarijem z zelo drugačnimi magnitudami ali zahtevajo uporabo visokih faktorjev skaliranja f_s ali imajo povsem drugačne spektralne vrednosti izven obravnavanega intervala nihajnih časov. Omenjeni parametri nimajo velikega vpliva na potresni odziv konstrukcij, vendar jih lahko enostavno upoštevamo, dokler si z njimi ne omejimo preveč razpoložljivih akceleroگرامov, kar lahko pogojuje slabo ujemanje izbranih akceleroگرامov s ciljnim spektrom. Opisan postopek lahko uporabljamo tudi za izbiranje dveh horizontalnih komponent akceleroگرامov, kjer je potrebno upoštevati geometrijsko sredino vrednosti obeh komponent.

4. Spektri odziva akceleroگرامov, ki so izbrani po zgoraj opisanem postopku se lahko nekoliko razlikujejo od želenih ciljnih vrednosti, posebno kadar je število izbranih akceleroگرامov majhno. Zaradi tega uporabimo enostaven optimizacijski postopek (angl. greedy optimization) s katerim lahko dodatno izboljšamo ujemanje srednjih vrednosti in varianc izbranih spektrov s ciljnim vrednostmi. Ta postopek opišemo z naslednjimi koraki:

- Korak 1: Izračunamo odstopanje Δ_s pričakovanih vrednosti in varianc spektrov odziva za izbrano skupino akceleroگرامov glede na ciljne vrednosti z naslednjim izrazom

$$\Delta_s = \sum_{j=1}^{n_p} \left[\left(\hat{m}_{\ln S_a(T_j)} - \mu_{\ln S_a(T_j)}^{(c)} \right)^2 + u \left(\hat{\sigma}_{\ln S_a(T_j)} - \sigma_{\ln S_a(T_j)}^{(c)} \right)^2 \right] \quad (2.34)$$

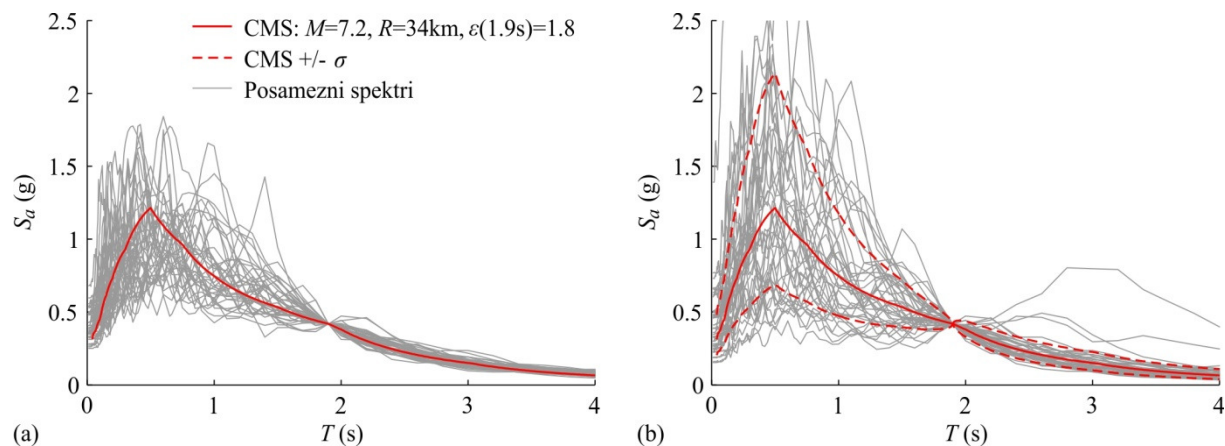
kjer je Δ_s vsota kvadratov odstopanja, kar poskušamo minimizirati, $\hat{m}_{\ln S_a(T_j)}$ in $\hat{\sigma}_{\ln S_a(T_j)}$ sta nepristranski oceni pričakovane vrednosti in standardne deviacije logaritemskega spektralnega pospeška pri nihajnem času T_j za izbrano skupino akceleroگرامov, $\mu_{\ln S_a(T_j)}^{(c)}$ in $\sigma_{\ln S_a(T_j)}^{(c)}$ sta ciljna pričakovana vrednost in standardna deviacija $\ln S_a$ pri nihajnem času T_j , parameter u predstavlja utež za določitev relativne pomembnosti odstopanja glede na pričakovane vrednosti in standardne deviacije, medtem ko n_p predstavlja število nihajnih časov (T_j) pri katerih računamo odstopanje.

- Korak 2: Določimo $k = 1$, kjer predstavlja k zaporedno številko akceleroگرامa v izbrani skupini zapisov.
- Korak 3: Določimo $i = 1$, kjer predstavlja i zaporedno številko akceleroagrama v knjižnici zapisov. Označimo Δ_s kot $\Delta_{s,0}$.
- Korak 4: Če i -ti akceleroagram iz knjižnice zapisov (A_i) še ni del skupine izbranih akceleroagramov, zamenjamo j -ti akceleroagram iz te skupine z A_i . Izračunamo $\Delta_{s,i}$.
- Korak 5: Razveljavimo zamenjavo v 4. koraku in določimo $i = i + 1$.
- Korak 6: Če je i manjši ali enak velikosti knjižnice zapisov, gremo nazaj na 4. korak, sicer določimo akceleroagram \tilde{i} , ki določa najmanjšo vrednost odstopanja $\Delta_{s,\tilde{i}}$. Če je $\Delta_{s,\tilde{i}} < \Delta_{s,0}$, trajno zamenjamo j -ti akceleroagram iz skupine z i -tim akceleroagramom iz knjižnice zapisov.
- Korak 7: Če je k manjši od velikosti skupine izbranih akceleroagramov nadaljujemo z $k = k + 1$ in gremo nazaj na korak 3, sicer zaključimo algoritem.

Ta enostaven optimizacijski postopek sicer v vsaki iteraciji določa samo lokalni optimum, vendar predhodna izbira akceleroagramov glede na simulirane spektre odziva omogoča, da s tem postopkom določimo globalni optimum za Δ_s . Omenimo, da ta postopek ne upošteva korelacij med različnimi

nihajnimi časi, vendar se ta korelacijska struktura ohrani, ker je bila upoštevana predhodno. Po drugi strani lahko izbiramo akceleroگرامe samo z uporabo tega enostavnega optimizacijskega postopka (angl. greedy optimization), kjer ne potrebujemo porazdelitve ciljnega spektra odziva (Jayaram, Lin in Baker, 2011).

Za ilustracijo opisanega postopka izbire akceleroگرامov v skladu s ciljnim srednjim spektrom in varianco lahko na sliki 2.12 opazimo razliko v raztrosu spektrov odziva, če je v postopku izbiranja upoštevan samo pogojni srednji spekter (slika 2.12a) ali pa je upoštevana tudi pogojna standardna deviacija (slika 2.12b).



Slika 2.12: Spektri akceleroگرامov, ki so izbrani v skladu s pogojnim srednjim spektrom (a) brez upoštevanja pogojne standardne deviacije in (b) z upoštevanjem pogojne standardne deviacije.

Figure 2.12: Response spectra, which are selected on the basis of conditional mean spectrum (a) without consideration of conditional standard deviation and (b) with consideration of conditional standard deviation.

Izkaže se, da upoštevanje raztrosa pri izbiri akceleroگرامov nima vpliva na mediano odziva, vendar se zaradi tega poveča raztros odziva in povprečni odziv, saj v primeru logaritemske normalne porazdelitve parametrov potresnega odziva večji raztros pri enaki vrednosti mediane določa večji povprečni odziv (Jayaram, Lin, Baker, 2011). Večji raztros lahko povzroča več ekstremnih vrednosti, ki lahko povzročajo večjo verjetnost porušitve konstrukcije in s tem večje tveganje človeških življenj in večje ekonomske izgube. Zaradi tega je vedno bolj pomembno določati celotno porazdelitev potresnega odziva in posledično upoštevati raztros ciljnega spektra odziva že pri izbiri akceleroگرامov. Torej, če nas zanima zgolj mediana odziva, lahko izbiramo akceleroگرامe glede na pogojni srednji spekter CMS, sicer je potrebno za ciljni spekter uporabiti pogojni spekter CS.

Jayaram, Lin in Baker (2011) so pokazali, da je zgoraj opisani postopek izbire akceleroگرامov v skladu s ciljnim srednjim spektrom in varianco računsko učinkovit in natančen, kar velja tudi za manjše skupine, na primer 10 izbranih akceleroگرامov. Na osnovi opisanega postopka so bile izbrane skupine akceleroگرامov, ki so podrobneje opisane v Poglavju 5.

3 TEORETIČNE OSNOVE IZBIRE AKCELEROGRAMOV GLEDE NA POTRESNI ODZIV KONSTRUKCIJ

Potresno obtežbo definiramo z zapisi gibanja tal oz. akceleroگرامi, če za odziv konstrukcije uporabimo dinamično analizo. Akceleroگرامe je potrebno izbrati v skladu s potresno nevarnostjo na obravnavani lokaciji, kar je predmet številnih raziskav, kot omenjamo v pregledu literature v poglavju 1.2. V prejšnjem poglavju disertacije smo predstavili postopek verjetnostne analize potresne nevarnosti, na osnovi katere lahko določimo srednjo letno frekvenco prekoračitve določene intenzitete potresa, na primer spektralnega pospeška pri izbranem nihajnem času $S_a(T)$ ali maksimalnega pospeška tal. Opisali smo tudi določitev pričakovanega pripadajočega spektra odziva za izbrano ciljno vrednost $S_a(T)$ na osnovi postopka pogojnega spektra CS (Baker, 2011). Ta spekter lahko uporabljamo kot ciljni spekter za izbor akceleroگرامov, kjer upoštevamo srednje vrednosti in razpršenost (Jayaram, Lin in Baker, 2011), kar ima pomemben vpliv za določanje razpršenosti parametrov potresnega odziva konstrukcij. Opisan način uporabimo za izbor določenega števila akceleroگرامov, ki so konsistentni s potresno nevarnostjo.

Ker je nelinearna dinamična analiza računsko precej zahtevna, je smiselno izbrati čim manjše število akceleroگرامov pri pogoju, da so parametri potresnega odziva konstrukcije določeni z zadovoljivo natančnostjo. Zato naredimo izbor manjšega števila akceleroگرامov na osnovi rezultatov poenostavljenih postopkov analize konstrukcij pri potresni obtežbi. Nekaj teh postopkov opisujemo v tem poglavju, pri čemer predstavimo nov postopek za oceno potresnega odziva konstrukcij na osnovi ovojnice rezultatov treh potisnih analiz. Izbor akceleroگرامov se tako vrši v dveh korakih. V prvem koraku izberemo skupino zapisov S_1 , ki ustreza potresni nevarnosti na obravnavani lokaciji (npr. z uporabo postopka predstavljenega v poglavju 2), v drugem koraku pa določimo manjšo skupino zapisov S_2 , ki predstavlja podmnožico skupine S_1 . Za zanesljiv izbor akceleroگرامov je pomembno, da uporabljeni poenostavljen postopek omogoča dovolj natančno določitev parametrov potresnega odziva konstrukcije za posamezni akceleroگرام. Takšen način izbora akceleroگرامov lahko uporabimo za oceno potresnega tveganja obstoječe ali na novo projektirane konstrukcije, in tudi v primeru, če konstrukcijo projektiramo z uporabo nelinearnih metod analize.

V poglavju 3.1 bomo predstavili nekatere poenostavljene postopke za oceno potresnega odziva konstrukcij, ki temeljijo na uporabi ene ali več potisnih analiz celotne konstrukcije in nelinearne dinamične analize pripadajočega oz. pripadajočih ekvivalentnih modelov z eno prostostno stopnjo (angl. single-degree-of-freedom, SDOF). Opisane poenostavljene postopke smo v disertaciji uporabili za izbiranje akceleroگرامov glede na pripadajoče rezultate parametrov potresnega odziva konstrukcij. Izkazalo se je, da uporaba obstoječih poenostavljenih postopkov ni dovolj zanesljiva za izbiro akceleroگرامov v primeru stavb, ki so občutljive na spremembo plastičnega mehanizma zaradi slučajnosti potresne obtežbe. Zato smo predlagali nov poenostavljen postopek za določitev potresnih zahtev na osnovi ovojnice rezultatov treh potisnih analiz, kjer ciljni pomik za posamezno potisno analizo določimo z nelinearno dinamično analizo modalnega ali deformacijskega SDOF modela (Brozovič in Dolšek, 2013a). Postopek smo označili s kratico EPA (angl. envelope-based pushover analysis). Poglavje 3.1 zaključimo z opisom mer za vrednotenje natančnosti rezultatov poenostavljenih postopkov glede na rezultate nelinearne dinamične analize.

V zadnjih desetih letih se je precej uveljavila inkrementalna dinamična analiza (IDA), ki sta jo predlagala Vamvatsikos in Cornell (2002). IDA je nelinearna dinamična analiza, ki se jo izvede za različne stopnje potresne intenzitete vse do porušitve konstrukcije za vsak izbran akceleroگرام. Takšna analiza je računsko zahtevna, zato je v tem primeru smiselna optimizacija izračuna glede na število akceleroگرامov. Azarbakht in Dolšek (2007 in 2011) sta predlagala progresivno IDA analizo

(PIDA), ki temelji na prednostni listi akceleroگرامov in omogoča določitev kvantilnih IDA krivulj z manjšim številom akceleroگرامov. Običajno je dovolj, da za eno kvantilno IDA krivuljo izvedemo inkrementalno nelinearno dinamično analizo le za prve tri ali štiri akceleroگرامe iz prednostne liste, ki jo določimo z uporabo poenostavljenih postopkov analize. S takšnim izbiranjem akceleroگرامov se občutno zmanjša računski čas pri pogoju zadovoljive natančnosti. Azarbakht in Dolšek (2007 in 2011) sta prednostno listo določila glede na odziv SDOF modela, ki zadovoljivo zajame vpliv osnovne nihajne oblike oz. osnovnega plastičnega mehanizma, ki se tvori v konstrukciji med potresno obtežbo. Za določitev SDOF modela je zato v postopku PIDA izvedena potisna analiza z razporeditvijo horizontalnih sil, ki je proporcionalna produktu mas etaž in osnovne nihajne oblike. V disertaciji preučujemo primernost nekaterih drugih pristopov za določitev prednostne liste in predlagamo nov način določitve prednostne liste akceleroگرامov, ki se ga lahko uporabi za primere konstrukcij, ki so občutljive na spremembo plastičnega mehanizma zaradi slučajnosti potresne obtežbe. Poleg tega predlagamo, da se analiza PIDA izvede za v naprej določeno število akceleroگرامov, s katerimi lahko glede na rezultate, ki smo jih prikazali v poglavju 6.2, zagotovimo rezultate s sprejemljivo natančnostjo. Postopek PIDA je podrobneje opisan v Poglavju 3.2.

Poleg izbiranja akceleroگرامov za določevanje približnih kvantilnih IDA krivulj, ki določajo parametre potresnega odziva za celotno območje potresnih intenzitet do porušitve konstrukcij, predlagamo postopek izbiranja akceleroگرامov za določitev potresnega odziva pri izbrani intenziteti. Osredotočimo se na kvantilno vrednost mejne intenzitete, ki jo definiramo glede na ciljno sprejemljivo tveganje. Prednost izbora akceleroگرامov s predlaganim postopkom je, da lahko s sorazmerno majhnim številom nelinearnih dinamičnih analiz ocenimo, ali je konstrukcija dovolj varna, kar je podrobneje opisano v Poglavju 3.3.

3.1 Poenostavljeni postopki za določitev potresnih zahtev in mere za oceno napake

Kot omenjamo v pregledu literature (glej poglavje 1.2) so bili predlagani številni postopki za poenostavitev izračuna kompleksnega obnašanja konstrukcij med potresno obtežbo. V doktorski disertaciji smo za izbiranje akceleroگرامov uporabili tri obstoječe poenostavljene postopke in predlagan postopek EPA. Prva dva postopka, ki jih podrobneje opisujemo v nadaljevanju, temeljita na metodi N2 (Fajfar, 2000), vendar se pri prvem postopku ciljni pomik računa z nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega SDOF modela, pri drugem postopku pa ciljni pomik določimo s spletno aplikacijo WIDA (Peruš in sod., 2013). Ker se pri obeh postopkih ekvivalentni SDOF model določi na osnovi rezultatov potisne analize z upoštevanjem horizontalnih sil v obliki osnovne nihajne oblike obravnavane konstrukcije, bomo zaradi lažje notacije v nadaljevanju postopka poimenovali PA1 in PA1W. Oba postopka lahko uporabimo za določitev približnih IDA krivulj, kar predstavlja osnovo za izbiranje akceleroگرامov (poglavji 3.2 in 3.3). Postopek modalne potisne analize (MPA) (Chopra in Goel, 2002) je tretji način, ki ga uporabimo za določitev približnih IDA krivulj, kot sta predlagala Han in Chopra (2006). Rezultati omenjenih poenostavljenih postopkov so pokazali, da v primeru konstrukcij, pri katerih imajo pomemben vpliv na potresni odziv različni plastični mehanizmi, potresne zahteve niso dovolj natančno ocenjene za posamezne akceleroگرامe, zaradi česar je izbor akceleroگرامov z uporabo rezultatov teh postopkov manj primeren. Ta problem smo rešili z novim postopkom EPA (Brozovič in Dolšek, 2013a), s katerim lahko relativno enostavno upoštevamo vpliv različnih plastičnih mehanizmov, ki se tvorijo v konstrukcijah med potresno obtežbo in so pomembni za potresni odziv konstrukcij. Postopek EPA lahko uporabimo tudi za določitev približnih IDA krivulj. Omenjeni štirje poenostavljeni postopki so natančneje opisani v sledečih poglavjih, tem pa sledi opis različnih načinov za ugotavljanje natančnosti rezultatov poenostavljenih postopkov (poglavje 3.1.5).

3.1.1 Potisna analiza na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji z nelinearno dinamiko ekvivalentnega SDOF modela (postopek PA1)

V tem poglavju smo natančneje opisali postopek PA1, v katerem kombiniramo potisno analizo celotne konstrukcije glede na osnovno nihajno obliko obravnavane konstrukcije in nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega SDOF modela za določitev ciljnega pomika. Vsi naslednji poenostavljeni postopki za analizo potresnega odziva konstrukcij, ki so uporabljene v disertaciji, temeljijo na tem postopku, ki je ekvivalenten metodi N2 (Fajfar, 2000), če se v metodi N2 za določitev ciljnega pomika namesto nelinearnih spektrov odziva uporabi nelinearna dinamična analiza SDOF modela.

Potisna analiza sledi nelinearni statični analizi, pri kateri upoštevamo vso vertikalno obtežbo na modelu celotne konstrukcije (MDOF (angl. multi-degree-of-freedom) model). Zatem konstrukcijo obremenimo s horizontalnimi silami, ki imajo prijemališče v centru mas vsake etaže, v obravnavani smeri. Potisno analizo izvedemo z uporabo invariantne porazdelitve horizontalnih sil po višini konstrukcije, kjer silo $s_{1,j}$ v posamezni etaži j definiramo z naslednjim izrazom

$$s_{1,j} = m_j \phi_{1,j} \quad (3.1)$$

kjer sta m_j masa in $\phi_{1,j}$ komponenta osnovne nihajne oblike v j -ti etaži obravnavane konstrukcije. Glede na kontrolni pomik na vrhu konstrukcije, ki se inkrementalno povečuje z vsakim korakom analize, se določa pripadajočo deformacijsko obliko in poškodovanost posameznih elementov v konstrukciji, medtem ko se oblika horizontalnih sil ne spreminja. Analizo izvršimo z upoštevanjem vpliva P-Delta. Osnovni rezultat potisne analize je krivulja potisne analize, ki opisuje odnos med celotno prečno silo ob vpetju F in pomikom na vrhu konstrukcije D . Krivuljo potisne analize idealiziramo z namenom določitve ovojnice za odnos med silo in pomikom pripadajočega ekvivalentnega SDOF modela, s katerim lahko določimo ciljni pomik pri določeni intenziteti za izbrani akcelorogram. Idealizirano krivuljo potisne analize določimo tako, da ohranimo v elastičnem območju odziva konstrukcije enako togost in da določa idealizirana krivulja s koordinatno osjo podobno površino kot osnovna krivulja potisne analize. Na sliki 3.1 je prikazan primer idealizirane krivulje potisne analize, kot je definirano v spletni aplikaciji WIDA za približno določitev IDA krivulj (Peruš in sod., 2013). Glede na to, da uporabimo za potisno analizo razporeditev horizontalnih sil na osnovi nihajne oblike, bomo imenovali pripadajoči ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo modalni SDOF model. V nadaljevanju izračunamo maso ekvivalentnega modalnega SDOF modela $m_{m,1}^*$ in pripadajoč transformacijski faktor $\Gamma_{m,1}$ (Fajfar, 2000)

$$m_{m,1}^* = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{1,j} \quad (3.2)$$

$$\Gamma_{m,1} = \frac{m_{m,1}^*}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{1,j}^2} \quad (3.3)$$

kjer sta m_j masa in $\phi_{1,j}$ komponenta normirane osnovne nihajne oblike v j -ti etaži obravnavane konstrukcije, ki ima skupno n etaž ($\phi_{1,n} = 1$). Nihajni čas $T_{m,1}^*$ ekvivalentnega modalnega SDOF modela je definiran kot sledi (Fajfar, 2000)

$$T_{m,1}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{m,1}^* D_{el,1}}{F_{el,1}}} \quad (3.4)$$

kjer je $m_{m,1}^*$ masa modalnega SDOF modela, $D_{el,1}$ pomik in $F_{el,1}$ pripadajoča sila v elastičnem območju idealizirane krivulje potisne analize za osnovno, to je prvo nihajno obliko. Idealizirano krivuljo potisne analize, ki je v enotah MDOF sistema, transformiramo v ovojnico za silo F_1^* in pomik D_1^* SDOF modela z deljenjem celotne prečne sile ob vpetju F_1 in pomika na vrhu D_1 s transformacijskim faktorjem $\Gamma_{m,1}$. S tem imamo določen ekvivalentni modalni SDOF model z uporabo katerega izračunamo maksimalni potresni odziv D_1^* z nelinearno dinamično analizo za vsak akceleroگرام iz skupine zapisov, kjer upoštevamo delež viskoznega dušenja ζ_1 , ki pripada prvi nihajni obliki MDOF modela. Zatem parametre potresnega odziva SDOF sistema transformiramo nazaj na MDOF sistem (Fajfar, 2000),

$$D_1 = \Gamma_{m,1} D_1^* \quad (3.5)$$

s čimer enostavno določimo ciljni pomik na vrhu konstrukcije D_1 . Deformacijsko obliko in druge lokalne potresne zahteve določimo z uporabo rezultatov potisne analize pri znanem ciljnem pomiku na vrhu konstrukcije D_1 . Za oceno potresnega obnašanja konstrukcije na koncu primerjamo globalne in lokalne potresne zahteve s kapacitetami za izbrano mejno stanje. Z opisanim postopkom lahko določimo tudi približne IDA krivulje, če izvajamo nelinearno dinamično analizo SDOF modela za različne stopnje potresne intenzitete in nato parametre potresnega odziva pri vseh intenzitetah transformiramo v MDOF količine, kot je definirano z enačbo 3.5.

3.1.2 Potisna analiza na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji s spletno aplikacijo WIDA (postopek PA1W)

Postopek poenostavljene analize potresnega odziva konstrukcij, ki smo ga označili s PA1W, je približek zgoraj predstavljenega postopka PA1, saj namesto direktnega izračuna nelinearne dinamične analize ekvivalentnega SDOF modela uporabimo spletno aplikacijo WIDA, ki so jo razvili Peruš in sod. (2013), s katero neposredno določimo približne IDA krivulje. Določevanje približnih IDA krivulj z uporabo spletne aplikacije WIDA, ki je dostopna na spletnem naslovu <http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA>, je enostavno, hitro in dostopno kjerkoli z internetno povezavo. V primeru postopka PA1W s spletno aplikacijo izračunamo ciljni pomik, medtem ko je preostali postopek enak kot opisano v poglavju 3.1.1.

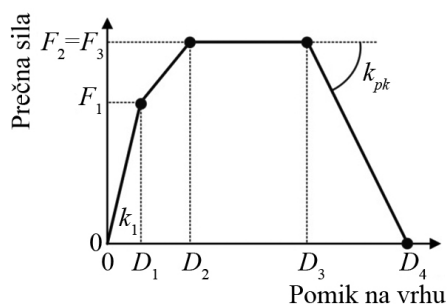
Metodologija spletne aplikacije je sestavljena iz dveh neodvisnih delov. Prvi del se izvede predhodno, kjer se v začetku naredi parametrično analizo za ekvivalenten SDOF model konstrukcije za definicijo vhodnih podatkov, ki vplivajo na potresni odziv. Zatem se definira diskretne vrednosti teh parametrov, za katere se nato izračuna pripadajoče IDA krivulje. Spletna aplikacija temelji na vnaprej določeni bazi IDA krivulj, ki so izračunane za različne ekvivalentne SDOF modele. Ti so definirani s parametri, s katerimi opišemo ovojnico sila – pomik, nihajni čas, dušenje in histerezno obnašanje. V drugem delu se izmed IDA krivulj, ki so v bazi, izbere najprimernejše glede na uporabljen ekvivalentni SDOF model, ki ga opišemo z n parametri. Na osnovi izbranih IDA krivulj se z uporabo n -dimenzionalne linearne interpolacije določi približne IDA krivulje. Ta pristop predstavlja alternativo ‘točnim’ IDA krivuljam določenim za SDOF model, ki je očitno manj natančen v primerjavi z neposredno nelinearno dinamično analizo SDOF modela, vendar omogoča hitro in dovolj natančno določitev približnih IDA krivulj.

Baza IDA krivulj je trenutno pripravljena za skupino 30 akceleroگرامov, ki sta jih uporabila tudi Vamvatsikos in Cornell (2006). Spletna aplikacija je v trenutni različici namenjena obravnavi armiranobetonskih objektov, za katere je bilo ugotovljeno (Peruš in sod., 2013), da se lahko dovolj natančno opiše katerokoli krivuljo potisne analize s trilinearno ali štirilinearno idealizacijo.

Štiriliniarna ovojnica sila – pomik, katere primer prikazujemo na sliki 3.1, je podana z dvema parametroma, npr. D_2 in F_2 , in naslednjimi štirimi parametri

$$r_v = \frac{F_1}{F_2}, r_h = \frac{D_1}{D_2}, \mu_u = \frac{D_3}{D_2}, \alpha = -\frac{k_{pk}}{k_1} \quad (3.6)$$

kjer so parametri označeni na sliki 3.1. Točki (D_1, F_1) in (D_2, F_2) predstavljata prvi karakteristični točki idealizirane ovojnice sila – pomik, ki v primeru regularnih konstrukcij predstavljata začetek razpokanja betona in začetek tečenja armature v stebrih. Tretja karakteristična točka je definirana s pomikom, pri katerem začne upadati nosilnost, k_1 in k_{pk} pa predstavljata začetno togost in togost v postkritičnem območju idealiziranega sistema. S primerno definicijo parametrov r_v , r_h , μ_u in α lahko približno opišemo katerokoli krivuljo potisne analize v primeru obravnavanja armiranobetonskih objektov. Poleg idealizirane ovojnice sila – pomik sta zahtevana podatka v spletni aplikaciji še nihajni čas T_1 in delež kritičnega dušenja ζ . IDA krivulje za posamezne modele z eno prostostno stopnjo v bazi spletne aplikacije so bile izračunane z uporabo programa OpenSees (PEER, 2007). Za simulacijo cikličnega odziva v nelinearnem območju obnašanja so bila upoštevana histerezna pravila, kot so jih definirali Takeda in sod. (1970), medtem ko je bil predpostavljeni parameter, ki opisuje togost pri razbremenjevanju z vrednostjo 0.5. IDA krivulje v bazi spletne aplikacije so izračunane za naslednje diskretne vrednosti šestih omenjenih parametrov: izbranih je bilo 11 nihajnih časov T_1 (0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75 in 2.0 s), 3 deleži kritičnega dušenja ζ (1, 3 in 5 %), 11 različnih kombinacij parametrov r_v in r_h , 7 različnih vrednosti za duktilnost μ_u (2, 3, 4, 5, 6, 7 in 8) ter 3 različne togosti v območju upadanja nosilnosti α (0.05, 0.25 in 0.5). S temi vhodnimi podatki je določenih skupno 7623 različnih IDA krivulj za vsakega od 30 akceleroگرامov za katere je definirana baza spletne aplikacije.



Slika 3.1: Idealizirana krivulja potisne analize, ki se uporablja v spletni aplikaciji za določitev približnih IDA krivulj (Peruš in sod., 2013).

Figure 3.1: Idealized pushover curve, which is used in web application for estimation of approximate IDA curves (Peruš in sod., 2013).

3.1.3 Postopek modalne potisne analize (MPA)

Potresne zahteve so v določenih primerih konstrukcij pomembno odvisne od vpliva višjih nihajnih oblik, vendar tega vpliva s postopkoma PA1 in PA1W ne zajamemo. Chopra in Goel (2002) sta predlagala postopek modalne potisne analize (MPA), s katerim približno zajameta vpliv višjih nihajnih oblik. Postopek MPA je ekvivalenten modalni analizi s spektri odziva, če je odziv konstrukcije elastičen. Predpostavka o superpoziciji parametrov potresnega odziva, ki pripadajo različnim nihajnim oblikam, velja v primeru obravnavanja linearno-elastičnih sistemov, vendar sta Chopra in Goel (2002) pokazala, da ta predpostavka približno velja tudi za nelinearen odziv konstrukcij. Zaradi tega je postopek MPA, ki temelji na superpoziciji, poenostavljena metoda za oceno nelinearnega potresnega odziva konstrukcij.

Postopek PA1, ki je opisan v Poglavlju 3.1.1, predstavlja osnovo modalne potisne analize, saj pri postopku MPA izvedemo enake korake analize kot pri PA1, vendar večkrat, in sicer ponovimo postopek za vsako upoštevano nihajno obliko. Na koncu rezultate, ki pripadajo različnim nihajnim oblikam, med seboj kombiniramo na primeren način kot je opisano v nadaljevanju. Število potisnih analiz, ki jih izvedemo v okviru MPA, je odvisno od števila upoštevanih nihajnih oblik, ki pomembno vplivajo na potresni odziv konstrukcij. Običajno zadostuje, da upoštevamo prve 2 ali 3 nihajne oblike v obravnavani smeri konstrukcije, zato v disertaciji v primeru MPA upoštevamo prve 3 nihajne oblike za vse obravnavane konstrukcije.

Potisno analizo za i -to nihajno obliko ϕ_i izvedemo z upoštevanjem invariantne oblike horizontalnih sil po višini konstrukcije, ki ima v j -ti etaži vrednost $s_{i,j}$, ki jo določimo z naslednjim izrazom

$$s_{i,j} = m_j \phi_{i,j} \quad (3.7)$$

kjer je m_j masa v j -ti etaži in $\phi_{i,j}$ komponenta i -te nihajne oblike v j -ti etaži obravnavane konstrukcije. Pri vseh analizah upoštevamo vpliv P-Delta, medtem ko posamezno potisno analizo izvedemo zatem, ko upoštevamo vpliv vertikalne statične obtežbe na konstrukcijo. Z vsako potisno analizo določimo krivuljo potisne analize, ki jo idealiziramo kot opisano v poglavju 3.1.1. Za vsako potisno analizo določimo pripadajoči ekvivalentni modalni SDOF model z maso $m_{m,i}^*$, transformacijskim faktorjem $\Gamma_{m,i}$ in nihajnim časom $T_{m,i}^*$ kot sledi

$$m_{m,i}^* = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{i,j} \quad (3.8)$$

$$\Gamma_{m,i} = \frac{m_{m,i}^*}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{i,j}^2} \quad (3.9)$$

$$T_{m,i}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{m,i}^* D_{el,i}}{F_{el,i}}} \quad (3.10)$$

kjer je m_j masa j -te etaže, $\phi_{i,j}$ komponenta normirane i -te nihajne oblike v j -ti etaži konstrukcije z n etažami ($\phi_{i,n} = 1$), $D_{el,i}$ pomik in $F_{el,i}$ pripadajoča sila v elastičnem območju idealizirane krivulje potisne analize, ki pripada i -ti nihajni obliki. Omeniti velja, da so enačbe 3.7–3.10 podobne enačbam 3.1–3.4, s tem, da pri postopku MPA upoštevamo več nihajnih oblik, ki so lahko pomembne za določitev potresnega odziva konstrukcij. Za vsako nihajno obliko ϕ_i pretvorimo idealizirano krivuljo potisne analize MDOF modela v ovojnico ekvivalentnega modalnega SDOF modela z deljenjem MDOF količin za celotno prečno silo ob vpetju F_i in pomika na vrhu D_i s transformacijskim faktorjem $\Gamma_{m,i}$. Ko imamo določene SDOF modele, z uporabo nelinearne dinamične analize posameznega SDOF modela izračunamo ciljni pomik D_i^* za izbrani akceleroگرام ali skupino akceleroگرامov pri neki intenziteti, kjer je potrebno upoštevati delež viskoznega dušenja ζ_i , ki pripada i -ti nihajni obliki MDOF modela konstrukcije. Maksimalne pomike SDOF modelov D_i^* nato pretvorimo v ciljne pomike MDOF modela D_i podobno kot v enačbi 3.5

$$D_i = \Gamma_{m,i} D_i^* \quad (3.11)$$

Iz rezultatov potisne analize za posamezno nihajno obliko izpišemo lokalne potresne zahteve, ki pripadajo ciljnemu pomiku D_i . Zatem izračunamo dinamični odziv izbranega parametra odziva za vsako nihajno obliko, kar pomeni, da odštejemo prispevek vertikalne obtežbe. Celotni potresni odziv

konstrukcije določimo z vsoto prispevka vertikalne obtežbe in kombinacije rezultatov dinamičnega odziva, ki pripadajo posameznim nihajnim oblikam, kjer uporabimo primerno kombinacijsko pravilo, na primer metodo SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov).

Osnovni postopek MPA je bil analiziran in dopolnjen v različnih člankih, med katerimi omenimo, da so Chopra, Goel in Chintanapakdee (2004) predlagali postopek modificirane MPA (MMPA) analize, kjer se upošteva, da se konstrukcije v višjih nihajnih oblikah obnašajo elastično. Han in Chopra (2006) sta predlagala postopek za določevanje približnih IDA krivulj na osnovi postopka MPA, medtem ko sta Reyes in Chopra (2011) predlagala postopek MPA za 3D analizo konstrukcij.

3.1.4 Postopek na osnovi ovojnice rezultatov potisnih analiz (postopek EPA)

V okviru raziskav doktorske disertacije smo razvili postopek EPA (Brozovič in Dolšek, 2013a) za približno določitev potresnega odziva konstrukcij. Pri tem postopku določimo vsak parameter potresnega odziva glede na prevladujoč plastični mehanizem, ki se tvori v konstrukciji med potresno obtežbo, in se lahko spreminja glede na različne akcelerograme in stopnje potresne intenzitete. Razlike v plastičnih mehanizmih, ki se tvorijo pri različni potresni obtežbi, to je pri različnih akcelerogramih, so lahko zelo velike in lahko povsem spremenijo odziv konstrukcije, kar je še posebej značilno za objekte z velikim številom etaž, ki imajo daljši osnovni nihajni čas. Omeniti je potrebno, da je število različnih plastičnih mehanizmov zelo odvisno od potresne obtežbe in ne le od vrste konstrukcije. Vzpostavitev plastičnih mehanizmov v odvisnosti od akcelerogramov lahko raziskujemo z uporabo 'točne' nelinearne dinamične analize, medtem ko z nelinearno statično analizo plastične mehanizme predpostavimo, saj so odvisni od oblike horizontalnih sil. Za simulacijo različnih plastičnih mehanizmov je potrebno izvesti več potisnih analiz, kar je podobno kot pri postopku MPA, vendar v tem primeru vsaka potisna analiza služi za določitev potencialnega plastičnega mehanizma, ki ga povzroči nek akcelerogram.

V postopku EPA predvidevamo, da najpomembnejše plastične mehanizme zadovoljivo določimo z modalno potisno analizo (MPA). Predlagamo, da se izvede tri potisne analize, na osnovi katerih lahko ocenimo tri različne plastične mehanizme, ki imajo pomemben vpliv na parametre potresnega odziva. Opazili smo, da z modalnimi SDOF modeli, kot smo jih definirali v poglavju 3.1.3, ne moremo določiti potresnega odziva konstrukcij dovolj natančno v primeru posameznih akcelerogramov. Če določamo potresne zahteve z modalnimi SDOF modeli, ima skoraj vedno največji vpliv SDOF model, ki pripada osnovnemu plastičnemu mehanizmu. To pomeni, da osnovni plastični mehanizem določa kapaciteto intenzitete, pri kateri se obravnavana konstrukcija poruši v skoraj vseh primerih, kar ni konsistentno z rezultati 'točne' nelinearne dinamične analize, kjer lahko opazimo, da se konstrukcije rušijo v različnih plastičnih mehanizmih. Z namenom izboljšanja natančnosti ocene potresnih zahtev in kapacitete intenzitete pri porušitvi za posamezne akcelerograme, vpeljemo t. i. deformacijske SDOF modele. Ločimo torej modalne in deformacijske SDOF modele. Z uporabo deformacijskih SDOF modelov lahko približno določamo potresne zahteve v primerih, ko se plastični mehanizem, ki nastane kot posledica nekega akcelerograma, pomembno razlikuje od plastičnega mehanizma določenega s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike. Deformacijski SDOF modeli so definirani na osnovi deformacijskih oblik, ki jih določimo s potisnimi analizami z različno razporeditvijo horizontalnih sil. Uporabimo deformacijske oblike, ki pripadajo 80 % nosilnosti na krivulji potisne analize v območju upadanja nosilnosti. Parametre deformacijskih SDOF modelov definiramo z naslednjimi izrazi

$$m_{f,i}^* = \sum_{j=1}^n m_j d_{i,j} \quad (3.12)$$

$$\Gamma_{f,i} = \frac{m_{f,i}^*}{\sum_{j=1}^n m_j d_{i,j}^2} \quad (3.13)$$

$$T_{f,i}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{f,i}^* D_{el,i}}{F_{el,i}}} \quad (3.14)$$

kjer je $m_{f,i}^*$ masa, $\Gamma_{f,i}$ transformacijski faktor, $T_{f,i}^*$ nihajni čas i -tega deformacijskega SDOF modela, m_j masa j -te etaže, $d_{i,j}$ komponenta i -te normirane deformacijske oblike v j -ti etaži, ki pripada potisni analizi z upoštevanjem porazdelitve horizontalnih sil v obliki i -te nihajne oblike, kjer je $d_{i,j}$ normiran tako, da ima na vrhu vrednost 1 ($d_{i,n} = 1$), ter $D_{el,i}$ pomik in $F_{el,i}$ pripadajoča sila v elastičnem območju idealizirane krivulje potisne analize, ki pripada i -ti nihajni obliki. Za idealizacijo krivulj potisnih analiz ni posebnih dodatnih zahtev in jo izvedemo kot smo opisali pri predhodnih poenostavljenih postopkih. Ovojnico za odnos med silo in pomikom različnih SDOF modelov definiramo z deljenjem idealizirane krivulje potisne analize s pripadajočim transformacijskim faktorjem.

Glede na to, da sta normirana osnovna nihajna oblika in pripadajoča normirana deformacijska oblika pri 80 % nosilnosti na krivulji potisne analize v območju upadanja nosilnosti podobni, so parametri modalnega in deformacijskega SDOF modela v primeru prve potisne analize podobni ($m_{m,1}^* \approx m_{f,1}^*$, $\Gamma_{m,1} \approx \Gamma_{f,1}$, $T_{m,1}^* \approx T_{f,1}^*$). Zaradi tega potresne zahteve za osnovni plastični mehanizem, ki je določen s potisno analizo z upoštevanjem porazdelitve horizontalnih sil v obliki prve nihajne oblike, izračunamo z nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega modalnega modela z eno prostostno stopnjo kot v primeru postopkov PA1, PA1W in MPA. S tem je postopek EPA enakovreden metodi N2, če v obeh primerih upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike in za določitev ciljnega pomika v metodi N2 uporabimo nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega SDOF modela. Po drugi strani ciljne pomike za ostale plastične mehanizme v postopku EPA določamo z deformacijskimi SDOF modeli.

Določitev maksimalnega odziva posameznega ekvivalentnega SDOF sistema je enako kot opisano v poglavju 3.1.1. Pri nelinearni dinamični analizi SDOF sistemov upoštevamo konstanten delež viskoznega dušenja $\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta_3$, kar ne velja v primeru postopka MPA ali modalne dinamične analize, kjer se za posamezne SDOF modele upošteva delež dušenja ζ_i , ki pripada i -ti nihajni obliki MDOF modela.

Celotni potresni odziv za vsak parameter potresnega odziva in za posamezni akceleroگرام določimo na osnovi ovojnice vseh rezultatov, ki pripadajo posameznim potisnim analizam. Takšen pristop ne zahteva kombiniranja rezultatov (kot npr. Chopra in Goel, 2002), saj je vsak parameter potresnega odziva določen z eno od treh potisnih analiz na osnovi pripadajočega ciljnega pomika. Zaradi tega je predlagan poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva konstrukcij v celoti nelinearen. Tukaj omenimo tudi postopek GPA (angl. generalized pushover analysis), ki sta ga predlagala Sucuoğlu in Günay (2011), ki prav tako uporablja ovojnico rezultatov, ki jih dobimo iz večjega števila potisnih analiz. V tem postopku je ciljni pomik določen na podoben način kot pri MPA, enako kot pri MMPA (Chopra, Goel in Chintanapakdee, 2004), zato je natančnost določitve potresnih zahtev v visoko nelinearnem območju vprašljiva.

Postopek EPA ne temelji na dekompoziciji vplivov različnih nihajnih oblik kot na primer postopek MPA, čeprav izvedemo potisne analize v primeru obeh postopkov na enak način, torej z upoštevanjem vektorjev horizontalne obtežbe, ki so proporcionalni nihajnim oblikam. Verjetno lahko za določanje najpomembnejših plastičnih mehanizmov izberemo primernejšo razporeditev horizontalnih sil po

višini konstrukcije, vendar analize kažejo (glej poglavje 6.1), da za obravnavane konstrukcije dobimo rezultate z zadovoljivo natančnostjo.

V nadaljevanju opisujemo proces za določitev potresnih zahtev po postopku EPA:

1. Podatki

- 1.1. Določimo model celotne konstrukcije (MDOF model)
- 1.2. Izberemo akcelorogram ali skupino akcelorogramov glede na potresno nevarnost (glej poglavje 2)

2. Potisne analize

- 2.1. Določimo prve tri nihajne oblike ϕ_i ($i = 1, 2, 3$).
- 2.2. Izračunamo obliko horizontalnih sil za vsako nihajno obliko i z uporabo izraza $s_{i,j} = m_j \phi_{i,j}$, kjer je j zaporedna številka etaže in m_j masa j -te etaže.
- 2.3. Izračunamo odnos med celotno prečno silo ob vpetju (F_i) in pomikom na vrhu konstrukcije (D_i) za vsako nihajno obliko i .

3. Ekvivalentni modeli z eno prostostno stopnjo (SDOF modeli)

- 3.1. Definiramo modalni SDOF model (osnovna nihajna oblika ϕ_i , $i = 1$)

3.1.1. Izračunamo maso $m_{m,i}^* = \sum m_j \phi_{i,j}^2$, kjer je nihajna oblika normirana tako, da ima na vrhu vrednost 1 ($\phi_{i,n} = 1$).

3.1.2. Izračunamo transformacijski faktor $\Gamma_{m,i} = \frac{m_{m,i}^*}{\sum m_j \phi_{i,j}^2}$

- 3.2. Definiramo deformacijska SDOF modela (druga in tretja nihajna oblika ϕ_i , $i = 2, 3$)

3.2.1. Izračunamo maso $m_{f,i}^* = \sum m_j d_{i,j}^2$, kjer je $d_{i,j}$ i -ta normirana deformacijska oblika ($d_{i,n} = 1$), ki je določena na osnovi potisne analize z upoštevanjem horizontalnih sil, ki so določene na osnovi i -te nihajne oblike. Upoštevamo deformacijsko obliko v območju upadanja nosilnosti in sicer pri pomiku kateremu ustreza 80 % maksimalne nosilnosti.

3.2.2. Izračunamo transformacijski faktor $\Gamma_{f,i} = \frac{m_{f,i}^*}{\sum m_j d_{i,j}^2}$

- 3.3. Transformiramo MDOF količine (Q) v SDOF količine (Q^*): $Q^* = \frac{Q}{\Gamma}$

- 3.4. Določimo idealiziran odnos med silo (F_i^*) in pomikom (D_i^*) za vsako nihajno obliko i

- 3.5. Določimo nihajne čase modalnega in deformacijskih SDOF modelov

$$T_{m,i}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{m,i}^* D_{el,i}}{F_{el,i}}} \quad \text{in} \quad T_{f,i}^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{f,i}^* D_{el,i}}{F_{el,i}}}, \quad \text{kjer sta } D_{el,i} \text{ in } F_{el,i} \text{ pomik in pripadajoča sila v}$$

elastičnem območju odnosa sila – pomik za i -to nihajno obliko.

4. Potresne zahteve na SDOF modelih

- 4.1. Določimo maksimalne pomike za vse SDOF modele D_i^* pri izbrani potresni intenziteti (ali pri različnih stopnjah intenzitete z namenom določitve približne IDA krivulje) za akcelorogram (ali skupino akcelorogramov) z uporabo nelinearne dinamične analize, kjer upoštevamo enak delež kritičnega dušenja za vse SDOF modele.

5. Globalne in lokalne potresne zahteve na MDOF modelu

- 5.1. Transformiramo SDOF pomike v ciljne pomike na vrhu celotne konstrukcije (MDOF model)

$$D_i = \Gamma_{m,i} D_i^*, \quad \text{če je } i = 1, \quad \text{sicer } D_i = \Gamma_{f,i} D_i^*.$$

5.2. Z uporabo ovojnice določimo globalne (npr. pomik na vrhu) in lokalne (npr. etažni pomiki) količine, glede na rezultate vseh treh potisnih analiz pri ciljnih pomikih D_i za vsak akceleroگرام posebej.

6. Ocena potresnega obnašanja

6.1. Primerjamo globalne in lokalne zahteve s kapacitetami za izbrano mejno stanje.

3.1.5 Mere za oceno napake poenostavljenih postopkov za določitev potresnih zahtev

V predhodnih poglavjih smo predstavili nov postopek EPA in nekatere obstoječe postopke (PA1, PA1W, MPA) za poenostavljeno analizo potresnega odziva konstrukcij. Glede na to smo v disertaciji uporabili različne mere za preverjanje natančnosti poenostavljenih postopkov v primerjavi s 'točno' nelinearno dinamično analizo konstrukcij. Prva mera temelji na natančnosti določitve kvantilnih IDA krivulj, ki jih definiramo z linearno interpolacijo med najbližjima kvantilnima rangoma. Če uporabimo n akceleroگرامov in pri neki vrednosti intenzitete IM razvrstimo parametre potresnega odziva po vrstnem redu tako, da je $EDP_1 \leq EDP_2 \leq \dots \leq EDP_i \leq EDP_{i+1} \leq \dots \leq EDP_n$, potem definiramo kvantilni rang p_i , ki pripada i -temu parametru potresnega odziva, kot sledi

$$p_i = \frac{100}{n}(i - 0.5) \quad (3.15)$$

Zato je k -ti kvantilni parameter potresnega odziva EDP_k pri izbrani vrednosti potresne intenzitete IM definiran kot sledi

$$EDP_k = \begin{cases} EDP_1 & \dots & k < p_1 \\ EDP_i + \frac{n}{100}(k - p_i)(EDP_{i+1} - EDP_i) & \dots & p_i \leq k \leq p_{i+1} \\ EDP_n & \dots & k > p_n \end{cases} \quad (3.16)$$

Celotno kvantilno IDA krivuljo določimo tako, da izračunamo k -ti kvantil parametra potresne obtežbe EDP_k pri vseh intenzitetah IM .

Odstopanje med intenzitetami, ki povzročijo izbrana mejna stanja ms , za dve kvantilni IDA krivulji, ki opisujeta k -ti kvantil odziva, kjer je ena krivulja določena s 'točno' nelinearno dinamično analizo in druga z uporabo enega od poenostavljenih postopkov analize, kar definiramo s povprečno napako ε_k

$$\varepsilon_k = \frac{100}{n_{ms}} \cdot \sum_{ms=1}^{n_{ms}} \frac{|IM_{k,prIDA}(ms) - IM_{k,IDA}(ms)|}{IM_{k,IDA}(ms)} \quad (3.17)$$

kjer je n_{ms} število upoštevanih mejnih stanj in $IM_{k,IDA}(ms)$ oz. $IM_{k,prIDA}(ms)$ mejna intenziteta za k -to kvantilno IDA krivuljo oz. približno IDA (prIDA) krivuljo.

Razliko med dvema celotnima IDA krivuljama ε_{IDA} določimo z normirano površino med dvema krivuljama kot sledi

$$\varepsilon_{IDA} = 100 \cdot \frac{\int_0^{EDP_{max}(prIDA,IDA)} |\Delta IM| dEDP}{EDP_{max}(IDA) \int_0^{EDP_{max}(IDA)} IM_{IDA} dEDP} \quad (3.18)$$

kjer je EDP izbran parameter potresnega odziva, ΔIM razlika v intenziteti med ‘točno’ IDA krivuljo in približno IDA (prIDA) krivuljo, IM_{IDA} je vrednost intenzitete na ‘točni’ IDA krivulji, $EDP_{max}(prIDA,IDA)$ maksimalna vrednost EDP pri globalni dinamični nestabilnosti, ki jo določa točka kapacitete na prIDA in IDA krivulji, in $EDP_{max}(IDA)$ vrednost parametra EDP pri točki kapacitete v primeru ‘točne’ IDA krivulje. Omeniti je potrebno, da je tako definirana enačba 3.18, ekvivalentna enačbi 3.20, ki sta jo predlagala Azarbakht in Dolšek (2011).

Poleg ocene globalnega parametra potresnega odziva EDP , na primer maksimalni pomik na vrhu ali maksimalni etažni pomik v konstrukciji, pri različnih intenzitetah (s čimer definiramo IDA krivuljo), je pomembna tudi določitev razporeditve etažnih pomikov θ , ki jih definiramo kot razmerje med etažnim pomikom in višino etaže. Natančnost napovedovanja etažnih pomikov s poenostavljenimi postopki ocenimo z ε_{θ} , ki predstavlja povprečno normirano odstopanje med ‘točnimi’ in približnimi etažnimi pomiki

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{100}{n_i \cdot n_e} \cdot \sum_{i=1}^{n_i} \sum_{e=1}^{n_e} \frac{|\theta_{prIDA}(e,i) - \theta_{IDA}(e,i)|}{\max(\theta_{IDA}(i))} \quad (3.19)$$

kjer je n_i število intenzitet, za katere računamo odziv konstrukcije, n_e število etaž obravnavane konstrukcije ter sta $\theta_{IDA}(e,i)$ in $\theta_{prIDA}(e,i)$ etažna pomika za etažo e in i -to intenziteto v primeru IDA in prIDA krivulje.

3.2 **Progresivna inkrementalna dinamična analiza (PIDA) in postopki za določitev prednostne liste**

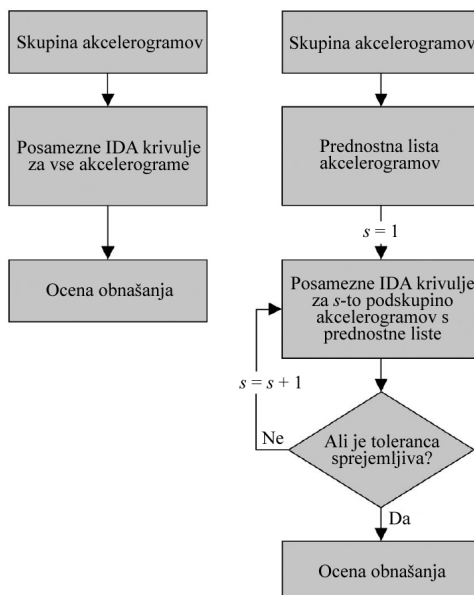
Inkrementalna dinamična analiza (IDA), ki sta jo predlagala Vamvatsikos in Cornell (2002) se uporablja za ocenjevanje potresnega odziva konstrukcij pri različnih stopnjah potresne intenzitete. IDA temelji na nelinearni dinamični analizi, ki se izvede za skupino akcelerogramov tako, da se vsak akcelerogram skalira do intenzitete, pri kateri se konstrukcija poruši glede na rezultat nelinearne dinamike. Zato je IDA računsko zahtevna metoda, posebno v primeru kompleksnejših konstrukcij in pri upoštevanju velikega števila akcelerogramov. V takih primerih je bolje določiti listo pomembnosti akcelerogramov in analizo IDA izvajati postopoma, začevši s prvim akcelerogramom z liste. Ta postopek izbiranja manjšega števila akcelerogramov iz obravnavane skupine zapisov za približno določanje mediane IDA krivulj sta predlagala Azarbakht in Dolšek (2007) in ga poimenovala progresivna inkrementalna dinamična analiza (PIDA). Zatem sta Azarbakht in Dolšek (2011) predlagala razširitev metode, s katero se lahko poleg mediane odziva določa tudi 16-i in 84-i kvantil IDA krivulj, kar smo predstavili v tem poglavju. Azarbakht in Dolšek (2007 in 2011) sta predlagala uvedbo prednostne liste, na podlagi katere lahko izbiramo akcelerograme, s katerimi opišemo podobne kvantilne IDA krivulje kot s celotno obravnavano skupino akcelerogramov. Prednostno listo akcelerogramov določimo na osnovi analize IDA enostavnega matematičnega modela konstrukcije, na primer z ekvivalentnim SDOF modelom, za katerega analize potresnega odziva niso računsko zahtevne. Določitev prednostne liste je optimizacijski problem, ki ga lahko rešujemo z uporabo genetskega algoritma ali poenostavljenega postopka, ki smo ga opisali v nadaljevanju. Potem, ko definiramo prednostno listo akcelerogramov, pri analizi PIDA posamezne IDA krivulje za celotno konstrukcijo (MDOF model) računamo postopoma. Najprej izračunamo IDA krivuljo za prvi akcelerogram na prednostni listi in zatem postopoma za naslednje akcelerograme s prednostne liste, dokler ni zagotovljena zadostna natančnost rezultatov. Na ta način močno omejimo potreben računski čas za določitev kvantilnih IDA krivulj, saj določimo IDA krivulje le za nekatere akcelerograme iz izbrane skupine zapisov. Z uporabo analize PIDA lahko upoštevamo tudi zelo obsežno skupino akcelerogramov, ki jo izberemo glede na potresno nevarnost, saj nato določimo potresni odziv, to je IDA krivulje, le za prvih nekaj akcelerogramov iz začetka prednostne liste.

Prednostne liste akcelerogramov v disertaciji določimo z uporabo različnih poenostavljenih postopkov za določanje potresnega odziva, ki so predstavljene v poglavju 3.1. Poleg poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva lahko za definicijo prednostne liste uporabimo tudi elastične spektre pospeškov, ki pripadajo akcelerogramom. V tem poglavju smo predstavili osnove določanja prednostne liste na različne načine, medtem ko primernost različno določenih prednostnih list ovrednotimo v poglavju 6.2. Analiza PIDA je bila razvita na osnovi postopka PA1, kjer lahko upoštevamo samo vpliv osnovne nihajne oblike oz. osnovnega plastičnega mehanizma za oceno potresnih zahtev (Azarbakht in Dolšek, 2007 in 2011). V okviru doktorske disertacije to omejitev odpravimo z definicijo prednostne liste akcelerogramov na podlagi rezultatov postopka EPA, ki je opisan v poglavju 3.1.4. To pomeni, da lahko uporabljamo progresivno IDA tudi v primerih, ko so konstrukcije občutljive na spremembo plastičnega mehanizma. Ravno v primerih takšnih stavb je potreben računski čas za izvajanje analiz IDA dolgotrajen, zato je pomembno, da ga lahko omejimo in hkrati zagotovimo zadovoljivo natančnost. Poleg omenjenega predlagamo, da se v analizi PIDA uporabi v naprej izbrano število akcelerogramov, kar pomeni, da algoritma analize PIDA ne zaključimo glede na mero za toleranco (Azarbakht in Dolšek, 2011), za katero smo ugotovili, da v splošnem ni dovolj dober indikator za oceno natančnosti določenih kvantilnih krivulj na osnovi izbranega števila akcelerogramov iz obravnavane skupine zapisov.

3.2.1 Progressivna inkrementalna dinamična analiza (PIDA)

Na sliki 3.2 primerjamo okvirni postopek analize PIDA, s katerim določamo 16-i, 50-i in 84-i kvantil potresnega odziva pri različnih intenzitetah, kot sta predlagala Azarbakht in Dolšek (2011), z običajno analizo IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Postopek analize PIDA, s katerim ocenimo samo mediano IDA krivulj, je podoben in nekoliko enostavnejši, čeprav je smiselno eksplicitno upoštevati tudi razpršenost potresnega odziva pri izbiri akcelrogramov (Azarbakht in Dolšek, 2007). Tako v primeru analize IDA kot PIDA moramo v začetku izbrati skupino akcelrogramov, ki ustreza potresni nevarnosti na obravnavanem območju (poglavje 2).

Ključni člen algoritma analize PIDA (glej sliko 3.2) je določitev prednostne liste akcelrogramov. V primeru analize IDA izračunamo posamezne IDA krivulje za vse akcelrograme v izbrani skupini, medtem ko v primeru analize PIDA najprej izračunamo IDA krivuljo za prvi akcelrogram na prednostni listi in potem postopno naprej, dokler ni dosežena izbrana toleranca. Glede na to, da so rezultati analiz v okviru doktorske disertacije pokazali, da je toleranca, kot sta jo predlagala Azarbakht in Dolšek (2007 in 2011), precej občutljiva mera za globalno oceno zadostnega števila uporabljenih akcelrogramov, smo predlagali (glej poglavji 3.2.3 in 6.2), da se analiza PIDA izvede za vnaprej določeno število akcelrogramov, ki zasedajo prva mesta na prednostni listi. Akcelrogrami na prednostni listi so razporejeni v podskupine s , kjer je vsak akcelrogram v posamezni podskupini izbran za določanje enega kvantila IDA krivulj, zato so v vsaki podskupini trije akcelrogrami. Glede na to vsakič določimo tri IDA krivulje zaporedoma in zatem preverimo toleranco oz. zaključimo z računom, če smo že upoštevali zadostno število akcelrogramov, ki mora biti večkratnik števila 3. Toleranco lahko določimo šele, ko imamo izračunane IDA krivulje za prvi dve podskupini akcelrogramov, saj je mera za toleranco definirana glede na kvantilne IDA krivulje, ki pripadajo prejšnjim podskupinam akcelrogramov. Skupno število podskupin akcelrogramov (n_p) je $n/3$ zaokroženo navzdol, kjer je n celotno število akcelrogramov v obravnavani začetni skupini zapisov.



Slika 3.2: Primerjava med postopkom IDA in PIDA (Azarbakht in Dolšek, 2011).

Figure 3.2: Comparison between IDA and PIDA procedure (Azarbakht in Dolšek, 2011).

Prednost analize PIDA v primerjavi z analizo IDA je v krajšem računskem času, čeprav moramo v algoritmu analize PIDA narediti dodaten korak, to je določitev prednostne liste akcelrogramov. Za določitev prednostne liste moramo najprej oceniti potresni odziv, ki ga določajo posamezni

akcelorogrami, nato pa je potrebno prednostno listo akcelorogramov še optimizirati. Potresni odziv konstrukcij lahko ocenimo z uporabo elastičnih spektrov pospeška ali s poenostavljenim postopkom za oceno potresnega odziva konstrukcij, ki ni računsko zahtevna. Poenostavljeni postopki, ki smo jih opisali v poglavju 3.1 upoštevajo uporabo enega ali več enostavnih matematičnih modelov konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF modelov), ki so določeni na osnovi rezultatov potresne analize glede na osnovno nihajno obliko konstrukcije oz. glede na nekaj nihajnih oblik konstrukcije (MDOF model). Pomembno je, da z uporabo enostavnih modelov konstrukcije dobro opišemo elastičen in neelastičen odziv konstrukcij. Pri postopku MPA in EPA zajamemo tudi vpliv višjih nihajnih oblik oz. vpliv različnih plastičnih mehanizmov, ki se tvorijo v konstrukciji med potresno obtežbo. Po drugi strani morajo biti poenostavljeni postopki dovolj enostavni in računsko nezahtevni, da lahko z njihovo uporabo izvedemo dinamične analize za številne akcelorograme, ki so v začetni skupini zapisov. Čas, ki ga potrebujemo za določitev prednostne liste akcelorogramov, je navadno krajši od časa, ki ga potrebujemo za določitev ene IDA krivulje za celotno konstrukcijo. Uporaba postopkov MPA in EPA je primerna kadar analiziramo višje konstrukcije, kjer so pomembne višje nihajne oblike oz. različni načini porušitve. Postopka lahko uporabimo tudi v primerih enostavnejših (nižjih) konstrukcij, kjer ima prevladujoč vpliv na potresni odziv osnovna deformacijska oblika, vendar bomo v tem primeru potrebovali daljši računski čas za določitev prednostne liste, čeprav bi lahko določili prednostno listo z enako stopnjo natančnosti v krajšem računskem času tudi z uporabo enostavnejših postopkov, kjer upoštevamo samo osnovni SDOF model.

Cilj optimizacijskega postopka pri določitvi prednostne liste je zmanjšanje razlike med kvantilnimi IDA krivuljami, ki jih določimo z uporabo vseh akcelorogramov (originalne kvantilne IDA krivulje), in med kvantilnimi IDA krivuljami, ki jih določimo samo z uporabo izbranih akcelorogramov iz začetne skupine zapisov (izbrane kvantilne IDA krivulje), kjer vse IDA krivulje določimo z uporabo poenostavljenih postopkov. Določitev prednostne liste je podrobneje predstavljena v nadaljevanju.

3.2.2 Prednostna lista akcelorogramov

Prednostno listo akcelorogramov določimo s spreminjanjem zaporedja akcelorogramov, ki smo jih predhodno izbrali v skladu s potresno nevarnostjo. Zaporedje akcelorogramov spreminjamo z namenom zmanjšanja razlike med originalnimi in izbranimi kvantilnimi IDA krivuljami, kar lahko zapišemo funkcijo kot sledi (Azarbakht in Dolšek, 2011)

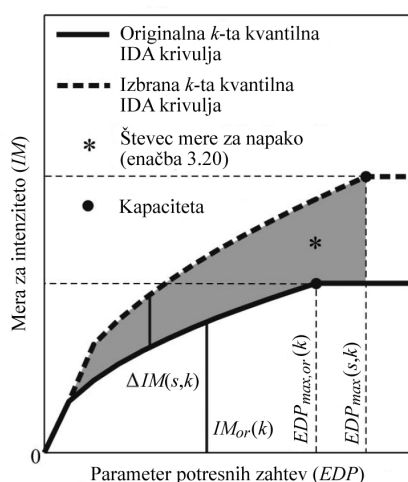
$$\Delta_{IDA}(s, k) = 100 \times \frac{\int_0^{EDP_{max}(s, k)} |\Delta IM(s, k)| dEDP}{\int_0^{EDP_{max, or}(k)} IM_{or}(k) dEDP} \quad (3.20)$$

kjer je s število izbranih podskupin, ki vsebujejo po tri akcelorograme, ki pripadajo trem različnim kvantilom k (16-i, 50-i in 84-i kvantil), EDP oznaka za parameter potresnega odziva (angl. engineering demand parameter), IM mera za intenziteto (angl. intensity measure), $\Delta IM(s, k)$ razlika v intenziteti glede na originalno in izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo, $IM_{or}(k)$ intenziteta originalne k -te kvantilne IDA krivulje, $EDP_{max}(s, k)$ maksimalni EDP pri globalni dinamični nestabilnosti (npr. točka kapacitete označena na sliki 3.3), ki pripada originalni ali izbrani k -ti kvantilni IDA krivulji in $EDP_{max, or}(k)$ predstavlja EDP , ki pripada točki kapacitete originalne k -te kvantilne krivulje kot smo prikazali na sliki 3.3.

Za določitev prednostne liste akcelrogramov lahko namesto približnih IDA krivulj enostavno uporabimo elastične spektre pospeškov posameznih akcelrogramov. V tem primeru spreminjamo zaporedje akcelrogramov tako, da čim bolj zmanjšamo razliko med originalnimi in izbranimi kvantilnimi elastičnimi spektri pospeškov, kar lahko definiramo z naslednjo funkcijo (Brozovič in Dolšek, 2012)

$$\Delta_{ES_a}(s, k) = 100 \times \frac{\int_{T_{min}}^{T_{max}} |\Delta S_a(s, k)| dT}{\int_{T_{min}}^{T_{max}} S_{a,or}(k) dT} \quad (3.21)$$

kjer je s število izbranih podskupin, ki vsebujejo po tri akcelrograme, ki pripadajo trem različnim kvantilom k (16-i, 50-i in 84-i kvantil), T_{min} in T_{max} določata interval period T med katerima analiziramo razliko med originalnimi in izbranimi kvantilnimi spektri odziva, $\Delta S_a(s, k)$ odstopanje spektralnih vrednosti pospeškov med originalnim in izbranim k -tim kvantilnim spektrom odziva in $S_{a,or}(k)$ spektralni pospešek originalnega k -tega kvantila spektra odziva določenega z uporabo vseh akcelrogramov.



Slika 3.3: Shematski prikaz definicije mere za napako Δ_{IDA} med originalno in izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo (Azarbakht in Dolšek, 2011).

Figure 3.3: The schematic definition of difference Δ_{IDA} between original and selected k th fractile IDA curve (Azarbakht in Dolšek, 2011).

Meri za napako Δ_{IDA} in Δ_{ES_a} sta izraženi v odstotkih in predstavljata normirano površino med originalno in izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo oz. med originalnim in izbranim k -tim kvantilnim spektrom odziva pri upoštevanju s podskupin akcelrogramov. Kot že omenjeno, so originalne kvantilne vrednosti določene z uporabo vseh akcelrogramov, medtem ko so izbrane kvantilne vrednosti določene na osnovi prvih s podskupin akcelrogramov iz prednostne liste. Enačbi 3.20 in 3.21 predstavlja globalno mero za razliko med količinami, ki jih določimo na osnovi izbranega števila akcelrogramov in na osnovi vseh akcelrogramov, ki jih upoštevamo v računu.

Za določitev prednostne liste akcelrogramov lahko uporabimo postopek genetskega algoritma, kjer je potrebno definirati ciljno funkcijo. Slednjo definiramo tako, da imajo prednost tisti akcelrogrami, ki določajo IDA krivulje blizu originalnim kvantilnim IDA krivuljam, oz. akcelrogrami, ki imajo elastične spektre pospeškov blizu originalnim kvantilnim spektrom odziva. To pomeni, da ciljno funkcijo Z_{IDA} definiramo kot seštevek napake Δ_{IDA} po vseh podskupinah akcelrogramov s in vseh

kvantilnih IDA krivuljah k , kar normiramo s celotnim številom n_p podskupin akceleroگرامov (Azarbakht in Dolšek, 2011). Na podoben način lahko določimo ciljno funkcijo za Δ_{ES_s} kot sledi

$$Z_{IDA} = \frac{1}{n_p} \sum_{s=1}^{n_p} \sum_{k=1}^3 \Delta_{IDA}(s, k) \quad (3.22)$$

$$Z_{ES_s} = \frac{1}{n_p} \sum_{s=1}^{n_p} \sum_{k=1}^3 \Delta_{ES_s}(s, k) \quad (3.23)$$

Ciljno funkcijo moramo zatem minimizirati, saj želimo določiti najboljšo prednostno listo. Poleg tega, da lahko to naredimo z uporabo genetskega algoritma, lahko prednostno listo akceleroگرامov določimo tudi z uporabo enostavnega postopka, ki temelji na predpostavki, da lahko najboljšo prednostno listo določimo postopno. Prvo mesto na prednostni listi zasede akceleroگرام, ki ima najmanjšo vrednost odstopanja (glej enačbi 3.20 in 3.21), ki je določena za $s = 1$ in $k = 1$. Naslednja mesta na prednostni listi zavzemajo akceleroگرامi postopoma z upoštevanjem enake predpostavke kot v prvem koraku. Za ta postopek je bilo pokazano, da določa vrednost ciljne funkcije, ki je blizu globalnemu minimumu, zato je v nadaljevanju podrobneje predstavljen enostaven postopek določitve prednostne liste akceleroگرامov, ki sta ga predlagala Azarbakht in Dolšek (2011). Če izbiramo akceleroگرامe z uporabo elastičnih spektrov pospeškov, je postopek enak, kot če izbiramo akceleroگرامe na osnovi približnih IDA krivulj, zato v predstavitvi postopka v spodnjih korakih zaradi zgoščenosti ne omenjamo tudi možnosti uporabe elastičnih spektrov pospeška.

1. Z uporabo izbranega poenostavljenega postopka (npr. postopki predstavljeni v poglavju 3.1) izračunamo približne IDA krivulje za vse akceleroگرامe, ki smo jih predhodno izbrali v skladu s potresno nevarnostjo, in določimo pripadajoče originalne IDA krivulje za 16-i, 50-i in 84-i kvantil potresnega odziva.
2. Izračunamo napako Δ_{IDA} za $s = 1$ (prva podskupina akceleroگرامov) ter $k = 1$ (IDA krivulja za 16-i kvantil) za vseh n akceleroگرامov, kolikor jih je v skupini, in dobimo n vrednosti za $\Delta_{IDA}(s = 1, k = 1)$. Akceleroگرام, ki mu pripada najnižja vrednost $\Delta_{IDA}(1, 1)$ zasede prvo mesto na prednostni listi.
3. Določimo naslednji akceleroگرام (za prvo podskupino, $s = 1$), ki se najboljše ujema z originalno IDA krivuljo, ki določa 50-i kvantil, to je mediano odziva ($k = 2$). Napako $\Delta_{IDA}(s = 1, k = 2)$ določimo za preostalih $n - 1$ akceleroگرامov, med katerimi zasede drugo mesto na prednostni listi tisti, ki mu pripada najnižja vrednost $\Delta_{IDA}(1, 2)$.
4. Podobno kot v predhodnem koraku izberemo še zadnji akceleroگرام, ki pripada prvi podskupini ($s = 1$), to je tretji akceleroگرام na prednostni listi, ki se najboljše ujema z originalno IDA krivuljo, ki določa 84-i kvantil ($k = 3$).
5. Povečamo s za 1 in izračunamo napako Δ_{IDA} za preostale akceleroگرامe za k -to kvantilno IDA krivuljo, kjer k narašča od 1 do 3 za posamezno podskupino s . Za izračun Δ_{IDA} določimo izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo kot mediano krivulj, ki pripadajo naključno izbranemu akceleroگرامu, ki še ni bil uvrščen na prednostno listo, in akceleroگرامom, ki so bili že izbrani za določitev k -te kvantilne IDA krivulje za predhodne podskupine. Kot v predhodnih korakih zasede naslednje mesto akceleroگرام, ki določa najnižjo napako Δ_{IDA} .
6. Ponavljamo 5. korak dokler niso vsi zapisi razvrščeni na prednostno listo akceleroگرامov.

3.2.3 Mera za toleranco

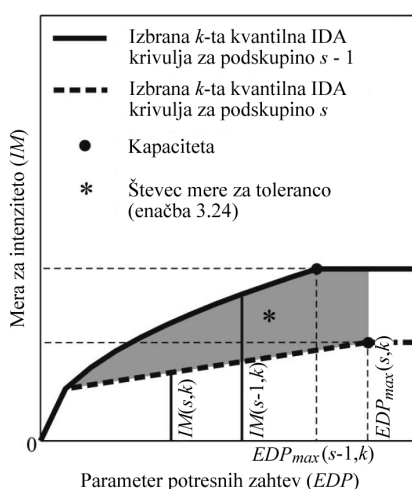
Ko imamo določeno prednostno listo akceleroگرامov, lahko začnemo s postopnim računom posameznih IDA krivulj na MDOF modelu konstrukcije. Glavni cilj analize PIDA je izračun

kvantilnih IDA krivulj z majhnim številom akcelrogramov, s katerimi lahko zadovoljivo napovemo kvantilne IDA krivulje. Odločitev, pri katerem številu uporabljenih akcelrogramov iz prednostne liste prenehamo z določevanjem IDA krivulj, lahko temelji na meri za toleranco. Toleranca je definirana kot razlika med dvema zaporedno izbranimi k -tima kvantilnima IDA krivuljama, kjer je prva krivulja določena na osnovi prvih s podskupin akcelrogramov in druga krivulja na osnovi prvih $s-1$ podskupin akcelrogramov iz prednostne liste. To lahko zapišemo z naslednjim izrazom (Azarbakht in Dolšek, 2011)

$$\text{Toleranca}(s, k) = 100 \times \frac{\int_0^{\max[EDP_{\max}(s, k), EDP_{\max}(s-1, k)]} |IM(s, k) - IM(s-1, k)| dEDP}{EDP_{\max}(s-1, k) \int_0^{EDP_{\max}(s-1, k)} IM(s-1, k) dEDP} \quad (3.24)$$

kjer sta $IM(s, k)$ in $IM(s-1, k)$ vrednosti mere za intenziteto IM za izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo, ki sta določeni na osnovi prvih s oz. prvih $s-1$ podskupin akcelrogramov iz prednostne liste, medtem ko sta $EDP_{\max}(s, k)$ in $EDP_{\max}(s-1, k)$ potresni zahtevi, ki ustrezata točki kapacitete izbrane k -te kvantilne IDA krivulje določene na osnovi prvih s oz. prvih $s-1$ podskupin akcelrogramov (slika 3.4).

Rezultate analize PIDA smo vrednotili za različne konstrukcije, ker smo želeli preučiti, ali je mera za toleranco (enačba 3.24) dovolj robustna mera, na osnovi katere se odločamo o zadostnem številu akcelrogramov. Glede na to, da se je izkazalo, da toleranca kar precej niha, čeprav so globalni rezultati (izbrane kvantilne IDA krivulje) določeni z zadovoljivo natančnostjo, smo v disertaciji približne kvantilne IDA krivulje določali z uporabo vnaprej definirane števila akcelrogramov (glej poglavje 6.2). V primeru določanja 16-ega, 50-ega in 84-ega kvantila IDA krivulj smo uporabili 4 podskupine, to je 12 akcelrogramov, če pa smo določali posamezno kvantilno IDA krivuljo, smo uporabili 7 akcelrogramov. Tako predpisujejo tudi različni standardi, npr. SIST EN 1998-1 (2005) in ASCE (2007), naj se upošteva srednje vrednosti pripadajočih parametrov potresnega odziva, sicer je pri uporabi manjšega števila akcelrogramov potrebno upoštevati najneugodnejše vrednosti parametrov potresnega odziva.



Slika 3.4: Shematski prikaz definicije mere za toleranco za izbrano k -to kvantilno IDA krivuljo (Azarbakht in Dolšek, 2011).

Figure 3.4: The schematic definition of tolerance for selected k th fractile IDA curve (Azarbakht in Dolšek, 2011).

3.3 Postopek izbire akceleroگرامov za oceno varnosti konstrukcije pred poružitvijo

Odločitve o primerni potresni odpornosti konstrukcij bi morali sprejemati glede na informacije, ki izhajajo iz analize potresnega tveganja. Na primer, verjetnost poružitve objekta zaradi potresa bi morali primerjati s sprejemljivo verjetnostjo poružitve objekta. To pomeni, da je potrebno uporabiti iteracijski postopek projektiranja, kjer v vsaki iteraciji upoštevamo dodatne ukrepe za potresno odpornost objekta in nato preverimo pripadajoče potresno tveganje, dokler ni to tveganje nižje od sprejemljivega. Če določitev potresnih zahtev temelji na analizi IDA, je analiza potresnega tveganja računsko precej zahtevna, zato jo v iteracijskem postopku projektiranja težko izvajamo.

Predlagani so bili različni postopki, s katerimi lahko omejimo računski čas za določitev intenzitete pri poružitvi konstrukcij. Liel in Tuwair (2010) sta predlagala praktičen postopek za določitev mediane intenzitete, pri kateri se konstrukcija poruši, s katerim skrajšamo računski čas za 90 % v primerjavi z analizo IDA in hkrati določamo primerljive rezultate. V postopku izračunamo začetno oceno mediane intenzitete pri poružitvi s poenostavljenim postopkom na osnovi potresne analize, medtem ko za nadaljnje analize uporabimo nelinearno dinamično analizo celotne konstrukcije. Postopek je iterativen, kjer v vsakem koraku glede na rezultate iz predhodne iteracije nekoliko spremenimo ocenjeno mediano kapacitete intenzitete, pri kateri izvedemo nelinearne dinamične analize konstrukcije. V vsaki iteraciji uporabimo manj akceleroگرامov za analizo, saj imamo vedno več informacij o tem, kateri akceleroگرامi povzročajo pri intenzitetah, ki smo jih že upoštevali, poružitve in kateri ne. Postopek izvajamo toliko časa, dokler pri neki intenziteti točno polovica akceleroگرامov iz obravnavane skupine zapisov ne povzroči poružitve konstrukcije, s čimer je določena mediana kapacitete intenzitete. Vendar s tem postopkom ne moremo direktno oceniti tudi razpršenosti kapacitete intenzitet, kar je potreben podatek za določanje potresnega tveganja.

To omogoča že osnovna progresivna IDA (Azarbakht in Dolšek, 2007 in 2011), ki so jo Kayhani in sod. (2012) nekoliko izboljšali za oceno srednje letne frekvence poružitve konstrukcij. Avtorji so uporabili izraz izboljšana analiza PIDA, ker so dopolnili mero za napako med originalnimi in izbranimi kvantilnimi IDA krivuljami, ki je v osnovi definirana z enačbo 3.20. Kljub temu je predlagana metoda še vedno omejena na konstrukcije pri katerih ima prevladujoč vpliv na potresni odziv osnovna nihajna oblika oz. osnovni plastični mehanizem, ki se tvori v konstrukciji med potresno obtežbo.

Eads in sod. (2013) so predlagali splošnejši postopek, ki ga ponovno začnemo s poenostavljenim postopkom za izračun približnih potresnih zahtev (npr. postopki, ki smo jih opisali v poglavju 3.1). Na osnovi pridobljenih rezultatov določimo približno krivuljo ranljivosti pri poružitvi. S krivuljo ranljivosti in znano krivuljo potresne nevarnosti izračunamo, koliko prispevajo različne stopnje intenzitete k potresnemu tveganju poružitve konstrukcije, t.j. določimo razčlenitev potresnega tveganja. Pri intenziteti, kjer je kumulativen prispevek k potresnemu tveganju 90 %, izvedemo nelinearno dinamično analizo za skupino akceleroگرامov, ki ustreza potresni nevarnosti. S 'točno' določeno verjetnostjo poružitve pri tej intenziteti nekoliko popravimo krivuljo ranljivosti in ponovno določimo razčlenitev potresnega tveganja. Tokrat naredimo nelinearno dinamično analizo pri intenziteti, pri kateri je kumulativni prispevek k potresnemu tveganju 35 %. Uporabimo lahko drugo skupino akceleroگرامov kot prej, vendar morajo biti akceleroگرامi prav tako izbrani v skladu s potresno nevarnostjo. Na osnovi 'točno' določene verjetnosti poružitve konstrukcije pri dveh intenzitetah in s privzeto logaritemsko normalno porazdelitvijo rušnih intenzitet določimo novo krivuljo ranljivosti in zatem potresno tveganje poružitve konstrukcije. Postopek, ki so ga predlagali Eads in sod. (2013), kljub zmanjšanemu računskemu času še vedno zahteva izvajanje nelinearne dinamične analize pri dveh intenzitetah za vse izbrane akceleroگرامe. To predstavlja v iteracijskem

postopku projektiranja objektov glede na sprejemljivo potresno tveganje še vedno razmeroma dolg računski čas.

Zato predlagamo nov postopek za izbor majhnega števila akcelrogramov, s katerimi izvedemo nelinearno dinamično analizo pri izbrani intenziteti in ocenimo, ali je zadoščeno pogoju sprejemljivega potresnega tveganja. S predlaganim postopkom močno omejimo zahtevan računski čas za oceno potresnega tveganja, čeprav je postopek še vedno relativno splošen. Najprej izberemo potresno obtežbo v skladu s potresno nevarnostjo na lokaciji. Zatem z izbranim poenostavljenim postopkom izračunamo približne parametre potresnih zahtev, kjer lahko upoštevamo tudi vpliv tvorjenja različnih plastičnih mehanizmov v konstrukciji, če uporabimo postopek EPA. Upoštevamo razpršenost potresnih zahtev, ki jih povzročajo različni akcelrogrami, in izberemo majhno število tistih, ki določajo potresne zahteve v okolici izbranega, npr. 16-ega, kvantila. Glede na sprejemljivo potresno tveganje, ki ga definiramo s primernim modelom, določimo sprejemljivo mejno intenziteto za izbran kvantil. Pri tej intenziteti izvedemo nelinearno dinamično analizo za majhno število izbranih akcelrogramov. Če več kot polovica izbranih akcelrogramov povzroča prekoračitev nekega mejnega stanja, npr. porušitve konstrukcije, je potresno tveganje preveliko in obratno. Na ta način enostavno ocenimo sprejemljivost potresnega tveganja, kar je ključnega pomena pri iteracijskem postopku projektiranja objektov na sprejemljivo potresno tveganje. Postopek smo prikazali na praktičnem primeru v poglavju 6.3, v nadaljevanju pa ga podrobneje opišemo po korakih:

1. Analiza potresne nevarnosti in izbira večje skupine akcelrogramov

V predlaganem postopku je potrebno najprej izvesti verjetnostno analizo potresne nevarnosti na obravnavani lokaciji, ki smo jo opisali v poglavju 2.1.3. V skladu s potresno nevarnostjo izberemo skupino akcelrogramov (glej poglavje 2.3), da določimo potresno obtežbo, ki je konsistentna z analizo potresne nevarnosti.

2. Izračun približnih IDA krivulj in določitev porazdelitve rušnih intenzitet

V tem koraku izračunamo približne IDA krivulje z uporabo izbranega poenostavljenega postopka. V primeru obravnavanja enostavnih, nizkih stavb, lahko uporabimo osnovni postopek PA1 (glej poglavje 3.1.1). V splošnem uporabimo postopek EPA (Brozovič in Dolšek, 2013a), ki je predstavljen v poglavju 3.1.4, s katerim lahko upoštevamo tvorjenje različnih plastičnih mehanizmov v konstrukciji pri različni potresni obtežbi. Z uporabo postopka EPA izračunamo približne IDA krivulje, ki definirajo tudi približne vrednosti rušnih intenzitet za vsak akcelrogram iz izbrane skupine zapisov. Na osnovi dobljenih približnih rezultatov za rušne intenzitete za katere predpostavimo, da so porazdeljene z logaritemsko normalno porazdelitvijo, določimo z uporabo metode momentov mediano $\tilde{S}_{a,C}$ in pripadajočo standardno deviacijo naravnih logaritmov kapacitete intenzitete $\sigma_{\ln C}$ z naslednjimi izrazi

$$\tilde{S}_{a,C} = \bar{S}_{a,C} \cdot e^{-0.5\sigma_{\ln C}^2} \quad (3.25)$$

$$\sigma_{\ln C} = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma^2}{\bar{S}_{a,C}^2} + 1\right)} \quad (3.26)$$

kjer sta $\bar{S}_{a,C}$ in σ^2 nepristranski oceni za povprečno (srednjo) vrednost in pripadajočo varianco glede na obravnavano skupino akcelrogramov.

3. Izbira sprejemljivega potresnega tveganja

Sprejemljivo potresno tveganje, ki ga označimo s srednjo letno frekvenco porušitve konstrukcije $\lambda_{C,spr}$, lahko definiramo z uporabo modelov sprejemljivega potresnega tveganja, čeprav splošno

uveljavljenega modela še ni (npr. Lazar in Dolšek, 2012). Modeli običajno določajo sprejemljivo verjetnost porušitve $P_{C,spr}$, kar lahko pri nizkih srednjih letnih frekvencah približno enačimo z $\lambda_{C,spr}$. Verjetnost porušitve $P_{C,spr}$ lahko izrazimo tudi z indeksom zanesljivosti β kot sledi (Melchers, 1999)

$$\lambda_{C,spr} \approx P_{C,spr} = \Phi(-\beta) \quad (3.27)$$

kjer je Φ kumulativna porazdelitvena funkcija standardne normalne spremenljivke. Vrednost sprejemljive verjetnosti porušitve $P_{C,spr}$ oz. indeksa zanesljivosti β lahko dobimo oz. izračunamo z uporabo postopkov, ki so na razpolago v literaturi (npr. Helm, 1996 in SIST EN 1998-1, 2005).

4. Izračun sprejemljive intenzitete

Ko imamo zbrane podatke o potresni nevarnosti H , sprejemljivem potresnem tveganju $\lambda_{C,spr}$ in približni standardni deviaciji naravnih logaritmov kapacitete intenzitete $\sigma_{\ln C}$, lahko določimo pripadajočo sprejemljivo mediano rušnih intenzitet $\tilde{S}_{a,C,spr}$ z uporabo naslednjega izraza (Cornell, 1996 in McGuire, 2004)

$$\lambda_{C,spr} = H(\tilde{S}_{a,C,spr}) \cdot e^{0.5 \cdot k_C^2 \cdot \sigma_{\ln C}^2} \quad (3.28)$$

kjer je k_C naklon funkcije potresne nevarnosti v logaritmskem merilu. Glede na to, da k potresnemu tveganju več prispevajo nižje vrednosti intenzitete od mediane (Eads in sod., 2013) in da lahko natančneje ocenimo parametre potresnega odziva pri nižjih intenzitetah (glej poglavje 6.1), namesto mediane sprejemljivih rušnih intenzitet $\tilde{S}_{a,C,spr}$ izberemo sprejemljivi 16-i kvantil rušnih intenzitet $S_{a,C,spr,16}$ kot sledi

$$S_{a,C,spr,16} = \tilde{S}_{a,C,spr} \cdot e^{-\sigma_{\ln C}} \quad (3.29)$$

5. Izbor akceleroگرامov v okolici 16-ega kvantila rušnih intenzitet

V tem koraku izberemo 7 akceleroگرامov iz skupine zapisov (glej 1. korak), ki določajo porušitev konstrukcije v okolici 16-ega kvantila rušnih intenzitet $S_{a,C,16}$. Akceleroگرامe izberemo tako, da se mediana pripadajočih rušnih intenzitet čimbolj ujema s 16-im kvantilom rušnih intenzitet $S_{a,C,16}$ in da je raztros rušnih intenzitet, ki pripadajo izbranim akceleroگرامom, najmanjši. Alternativno lahko enostavneje izberemo tiste akceleroگرامe, ki povzročajo porušitev konstrukcije pri intenzitetah z minimalnim odstopanjem glede na $S_{a,C,16}$. To lahko izvedemo zgolj z upoštevanjem točk rušnih intenzitet (točka porušitve na približni IDA krivulji) ali z upoštevanjem celotnih približnih IDA krivulj (v tem primeru je potrebno 16-i kvantil IDA krivulj določiti na osnovi intenzitete in ne kot navadno na osnovi parametra potresnih zahtev). V slednjem primeru izbor akceleroگرامov v okolici 16-ega kvantila intenzitet temelji na meri za napako, kot smo jo definirali v enačbi 3.18.

6. Dinamična analiza na MDOF modelu pri sprejemljivi rušni intenziteti $S_{a,C,spr,16}$ z izbranimi akceleroگرامi

Glede na predhodni postopek lahko sedaj izvedemo namesto inkrementalne dinamične analize celotne konstrukcije z upoštevanjem celotne skupine akceleroگرامov, samo dinamično analizo MDOF modela pri sprejemljivi intenziteti $S_{a,C,spr,16}$ za 7 izbranih akceleroگرامov.

7. *Ocena ustreznosti potresnega tveganja porušitve konstrukcije*

V primeru, da se konstrukcija poruši v manj kot pol primerih (3 ali manj), je potresno tveganje zadovoljivo nizko. S predlaganim postopkom na koncu ocenimo ali je potresno tveganje ustrezno ali ne, medtem ko ne moremo natančno določiti potresnega tveganja obravnavane konstrukcije. Glede na število akceleroگرامov, ki pri sprejemljivi intenziteti $S_{a,C,spr,16}$ povzročajo porušitev, lahko sklepamo, v kolikšni meri smo na varni oz. nevarni strani sprejemljivega tveganja. Z nelinearno dinamično analizo dobimo poleg globalnih rezultatov, na primer maksimalni etažni pomik v konstrukciji, tudi natančnejše informacije o deformacijski obliki in poškodovanosti konstrukcije, kar lahko uporabimo pri morebitnih naslednjih iteracijskih korakih postopka projektiranja, če v tem koraku še ni zadoščeno sprejemljivemu potresnemu tveganju.

4 TESTNE KONSTRUKCIJE IN MATEMATIČNO MODELIRANJE

V disertaciji smo za testne konstrukcije izbrali tri armiranobetonske okvirne stavbe z različnim številom etaž. Izmed teh se vsaj dva objekta uvrščata v nabor stavb, za katere vpliv višjih nihajnih oblik (oz. vpliv spremembe plastičnega mehanizma v odvisnosti od akcelerograma) ni zanemarljiv. Izbrane armiranobetonske stavbe smo podrobneje opisali v poglavju 4.1. V poglavju 4.2 sledi kratek opis modela konstrukcij za numerično analizo potresnega odziva. V poglavju 4.3 podamo še nihajne čase, nihajne oblike in pripadajoče efektivne mase obravnavanih objektov.

4.1 Testne stavbe

Obravnavamo štirietažno (Fardis, 1996), osemetažno (Zupančič, 2011) in petnajstetažno armiranobetonsko okvirno stavbo (Jan, 2010). Vse tri stavbe so simetrične v smeri potresne obtežbe in so bile projektirane v skladu s predpisi za potresnoodporno načrtovanje stavb. Osemetažna in petnajstetažna stavba sta bili projektirani v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), medtem ko je bila štirietažna stavba projektirana v skladu s predstandardom Evrokoda 8, kot je predstavil Fardis (1996). V preglednici 4.1 so prikazani uporabljeni parametri za projektiranje obravnavanih konstrukcij. Za enostavno nanašanje na različne obravnavane stavbe ponekod upoštevamo oznake S4, S8 in S15, kjer se oznake nanašajo na skupno število etaž posameznih stavb, ki so predstavljene v nadaljevanju.

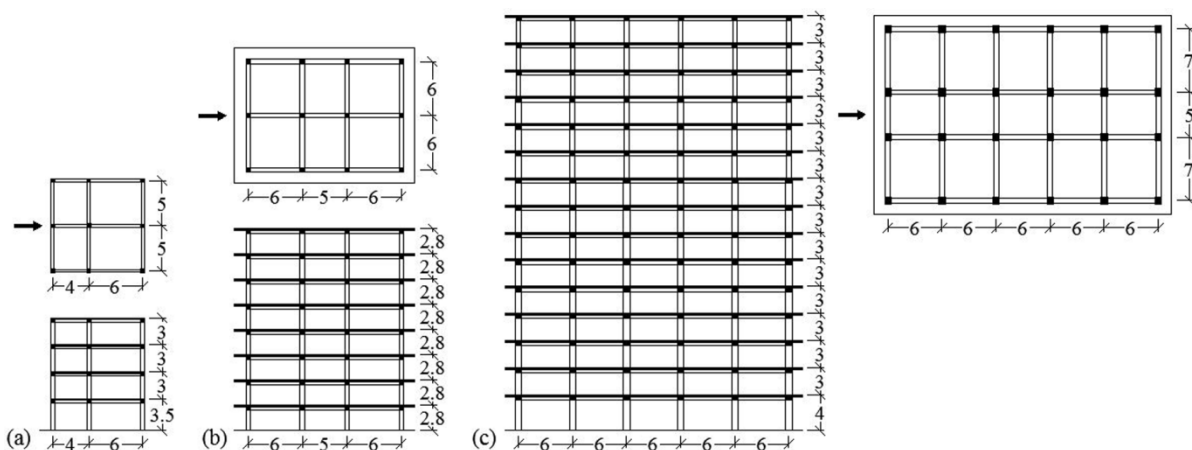
Preglednica 4.1: Parametri potresne obtežbe in predpisan material za projektiranje obravnavanih stavb v skladu z Evrokodom 8.

Table 4.1: The seismic design parameters and the adopted material of the investigated buildings designed according to Eurocode 8.

Stavba	S4	S8	S15
Projekti pospešek tal (g)	0.3	0.25	0.25
Tip tal	B	C	B
Stopnja duktilnosti	Visoka	Srednja	Srednja
Faktor obnašanja	5	3.9	3.9
Beton	C25/30	C30/37	C40/50, C35/45, C30/37, C25/30
Jeklo	B500	S500	S500

Štirietažna stavba (S4) (Fardis, 1996) je bila psevdodinamično preizkušena v naravni velikosti v laboratoriju ELSA v Ispri (Negro in sod., 1996). Stavba S4 ima pritlično etažo višine 3.5 m, medtem ko znaša višina ostalih etaž 3 m (slika 4.1a). Konstrukcija je sestavljena iz treh ravninskih okvirov v obeh ortogonalnih smereh. Stavbo analiziramo v smeri, kjer je konstrukcija simetrična, kot je prikazano na sliki 4.1a. Dimenzije prerezov zunanjih stebrov znašajo 40/40 cm, medtem ko je prerez notranjega stebra nekoliko večji in znaša 45/45 cm. Prečni prerez gred v konstrukciji je enak 30/45 cm, plošče pa imajo debelino 15 cm. Med projektiranjem je bil upoštevan trdnostni razred betona C25/30, za armaturo pa trdnostni razred B500. Dimenzije vseh nosilnih elementov in uporabljen material je enak v vseh etažah. Podrobnejši opis konstrukcije je dostopen v literaturi (npr. Dolšek, 2008a; Fardis, 1996).

Naslednja stavba je bila projektirana v okviru diplomskega dela (Zupančič, 2011) in predstavlja osemetažno stavbo (S8), ki je simetrična v obeh horizontalnih smereh (slika 4.2b). Stavba je pravilna po višini in ima enako etažno višino, ki je 2.8 m, v vseh etažah od pritličja do vrha stavbe. Kot je prikazano na sliki 4.2b, stavba S8 sestoji iz treh okvirov v smeri upoštevanja potresne obtežbe in štirih ravninskih okvirov v pravokotni smeri. Vsi stebri in grede imajo dimenzije prečnega prereza 50/50 cm, medtem ko imajo monolitne AB plošče debelino 20 cm. Uporabljen je bil beton C30/37 in armatura razreda S500.



Slika 4.1: Tloris in prerez (a) štirietažne, (b) osemetažne in (c) petnajstetažne stavbe z označeno smerjo potresne obtežbe.

Figure 4.1: Elevation and plan views of (a) the 4-storey, (b) the 8-storey and (c) the 15-storey building, with the indicated direction of seismic loading.

Petnajstetažna stavba (S15) (Jan, 2010) predstavlja stavbo, pri kateri je potresni odziv močno odvisen od večjega števila nihajnih oblik in plastičnih mehanizmov, ki se tvorijo med potresno obtežbo. Skupna višina stavbe znaša 46 m, kjer je pritlična etaža visoka 4 m, ostale pa merijo 3 m, kot je prikazano na sliki 4.1c. Konstrukcija je bila projektirana tako, da je bila dosežena visoka izkoriščenost konstrukcijskih elementov glede na zahteve po standardu Evrokod 8. Zaradi tega se z višino stavbe dimenzije prečnih prereзов stebrov in količina vgrajene armature zmanjšuje, poleg tega pa se z višino spreminja tudi trdnostni razred uporabljenega betona. Dimenzije prečnih prereзов stebrov znašajo od 1. do 9. etaže 70/80cm, od 10. do 12. etaže 60/70 cm in od 13. etaže do vrha 50/60 cm. Dimenzije prečnih prereзов gred so po celotni konstrukciji konstantne in imajo dimenzije 55/60 cm. Plošče so debeline 22 cm. Kot že omenjeno in prikazano v preglednici 4.1, se z višino stavbe spreminja tudi uporabljen trdnostni razred betona. V prvi in drugi etaži je uporabljen beton C40/50, v tretji in četrti etaži beton C35/45, od 5. do 7. etaže se upošteva trdnostni razred C30/37, v višjih etažah pa C25/30. Armatura v vseh etažah pripada trdnostnemu razredu S500.

4.2 Matematično modeliranje

Za analize potresnega odziva konstrukcij smo uporabili matematično modeliranje konstrukcij, ki je validirano z eksperimentalnimi rezultati (Dolšek in Fajfar, 2002; Fajfar in sod., 2006; Dolšek, 2010). Dolšek (2010) je npr. pokazal ustreznost predlaganega matematičnega modela konstrukcije za primer stavbe S4, ki jo obravnavamo tudi v disertaciji, saj se rezultati psevdodinamičnega preizkusa celotne stavbe (Negro in sod., 1996) ujemajo z rezultati analize potresnega odziva z uporabo matematičnega modela. Enak postopek matematičnega modeliranja konstrukcij uporabimo za vse tri obravnavane konstrukcije.

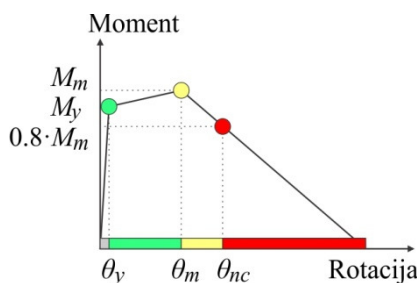
Modeliranje in analize potresnega odziva konstrukcij smo izvajali z uporabo orodja PBEE toolbox, ki ga je razvil Dolšek (2010) za potresno analizo armiranobetonskih okvirnih stavb. Orodje PBEE toolbox predstavlja skupek funkcij, ki so pripravljene v programu Matlab (MathWorks, 2009), s katerimi določimo enostavne nelinearne modele konstrukcij, izvajamo nelinearne analize z uporabo programa OpenSees (PEER, 2007), ocenimo potresni odziv konstrukcij z uporabo različnih metod in postprocesiramo dobljene rezultate. Z uporabo orodja PBEE toolbox je poenostavljen postopek določanja matematičnih modelov konstrukcij in izvajanje nelinearnih analiz s programom OpenSees, ki sicer nima uporabniku prijaznega grafičnega vmesnika za določitev vhodnih podatkov in analize

rezultatov, vendar je verjetno najprimernejši program za določanje potresnih zahtev konstrukcij zaradi številnih materialnih modelov, velike izbire nelinearnih modelov in vrst analiz, ki jih omogoča. V nadaljevanju bomo opisali uporabljeno matematično modeliranje, ki je sestavni del orodja PBEE toolbox, medtem ko je natančnejšo strukturo vhodnih podatkov in rezultatov, ki jih dobimo z uporabo orodja PBEE toolboxa, opisal Dolšek (2008b).

Čeprav upoštevamo potresno obtežbo le v eni ortogonalni smeri, modeliramo konstrukcije s psevdotridimenzionalnimi matematičnimi modeli. Vsak konstrukcijski element (stebri in grede) modeliramo z linijskim končnim elementom. Za določitev postavitve elementov po konstrukciji smo upoštevali težiščne osi stebrov in gred. Na nivojih etaž smo modelirali toge diafragme, s čimer simuliramo neskončno togost monolitnih armiranobetonskih plošč v svoji ravnini. V vsaki etaži upoštevamo koncentrirano maso in masni vztrajnostni moment v težišču tlorisa. Za materialne karakteristike upoštevamo srednje vrednosti. Efektivne širine plošč, ki jih upoštevamo pri določanju togosti in upogibne nosilnosti gred, računamo po standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005), kjer predvidimo ničelno točko upogibnih momentov na sredini dolžine gred. Pri določanju upogibne nosilnosti gred upoštevamo poleg armature v gredi tudi armaturo v plošči, ki je razporejena na efektivni širini. Uporabimo enostaven nelinearen model, kjer je vsak element sestavljen iz elastičnega linijskega končnega elementa, ki ima na obeh koncih rotacijski plastični členek, ki ga definiramo z ovojnico moment – rotacija. Takšen model je dovolj natančen za določitev globalnega odziva armiranobetonskih okvirnih stavb (npr. Fajfar in sod., 2006; Dolšek, 2010).

Plastične rotacije, ki nastopijo zaradi razpokanosti betona in tečenja armature, simuliramo s plastičnimi členki, s čimer približno zajamemo vpliv nelinearnosti zaradi upogiba. Razpokanost betona simuliramo z začetno podajnostjo v plastičnih členkih, medtem ko na nivoju linijskega elementa upoštevamo togost, ki pripada nerazpokanemu elementu. S tem ima celoten linijski element s plastičnimi členki približno takšno efektivno togost, kakršno je potrebno upoštevati v skladu s standardom Evrokod 8.

V gredah upoštevamo le enoosni upogib, medtem ko za stebre uporabimo v vsakem vozlišču po dva neodvisna rotacijske plastična členka, ki upoštevata upogib v obeh ortogonalnih smereh. Rotacijske plastične členke definiramo z uporabo trilinearne ovojnice odnosa moment – rotacija, kar je shematsko prikazano na sliki 4.2. Trilinearna ovojnica je definirana z bilinearnim odnosom do maksimalnega momenta M_m , kateremu sledi območje padanja nosilnosti, kjer simuliramo obnašanje elementov z linearno negativno togostjo.



Slika 4.2: Ovojnica odnosa moment – rotacija s katero definiramo plastične členke AB stebrov in gred.

Figure 4.2: The envelope of the moment – rotation relationship in plastic hinges of RC columns and beams.

Pri rotacijah, ki so manjše od θ_y (glej sliko 4.2), so elementi v linearno-elastičnem območju, kjer se ne vzpostavijo poškodbe. Prva karakteristična točka (M_y, θ_y) odnosa moment – rotacija predstavlja začetek tečenja armature v konstrukcijskem elementu, zaradi česar se začetna togost zmanjša. Drugo karakteristično točko (M_m, θ_m) določa maksimalni moment M_m in pripadajoča rotacija θ_m . V ovojnici

moment – rotacija sledi območje linearne upadanja nosilnosti, kjer označimo točko (M_{nc} , θ_{nc}), ki predstavlja mejno stanje blizu porušitve in je definirano pri 80 % vrednosti maksimalnega momenta ($M_{nc} = 0.8M_m$).

Momenta za prvi dve karakteristični točki, M_y in M_m , določimo na enak način za stebre in grede z analizo moment – ukrivljenost prečnih prereзов (Dolšek, 2010). V analizi upoštevamo osno silo zaradi vertikalne obtežbe pri analizi prečnih prereзов stebrov, medtem ko v primeru obravnavanja gred upoštevamo nično osno silo. Za beton upoštevamo odnos med napetostjo in deformacijo, kot predlaga standard Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005), medtem ko za armaturo upoštevamo enostaven elasto-plastičen odnos. Moment na meji tečenja M_y je definiran pri stanju, ko prva palica armature doseže deformacijo f_y/E_s , kjer je f_y meja tečenja armature in E_s pripadajoč modul elastičnosti. Maksimalni moment M_m je določen direktno iz analize moment – ukrivljenost, kjer predpostavimo mejno tlačno deformacijo v betonu $\varepsilon_{cu} = -3.5\%$ in mejno deformacijo v jeklu $\varepsilon_{su} = 10\%$. V primeru neduktilne porušitve prereза po betonu, določimo moment na meji tečenja M_y tako, da izenačimo površino pod dejansko in idealizirano krivuljo moment – ukrivljenost.

Rotacijo pri maksimalnem momentu θ_m in rotacijo pri mejnem stanju blizu porušitve θ_{nc} , ki pripada 20 % padcu upogibne nosilnosti, določimo za stebre in grede z uporabo različnih postopkov. V primeru stebrov uporabimo empirično metodo CAE (angl. conditional average estimator), ki so jo Peruš, Poljanšek in Fajfar (2006) predlagali za določanje upogibnih rotacij za armiranobetonske stebre s pravokotnim prečnim prereзом. Ker uporaba metode CAE za določanje rotacij v gredah še ni predlagana, smo v tem primeru za določitev rotacije θ_{nc} , ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve, uporabili enačbe, ki so predlagane v Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). V teh enačbah ne upoštevamo redukcije v nosilnosti ($\gamma_d = 1$), saj so obravnavane testne konstrukcije projektirane v skladu s potresnoodpornimi standardi, in z namenom upoštevanja dejanske nosilnosti privzamemo $\gamma_{el} = 1$. Z upoštevanjem znane rotacije θ_{nc} , lahko v primeru gred definiramo rotacijo pri maksimalnem momentu θ_m na podlagi razmerja med rotacijo pri popolni porušitvi in rotacijo θ_m , kjer upoštevamo vrednost 3.5 za vse grede (Dolšek, 2010). Rotacijo na meji tečenja θ_y določimo na enak način za stebre in grede z naslednjim izrazom

$$\theta_y = \frac{M_y L_0}{3EI} \quad (4.1)$$

kjer je M_y moment na meji tečenja, L_0 dolžina od nične točke momenta do roba elementa, kjer upoštevamo polovično dolžino elementa $L_0 = L/2$, E je elastični modul in I vztrajnostni moment. Določitev ovojníc rotacijskih plastičnih členkov je v orodju PBEE toolbox (Dolšek, 2010) avtomatizirana, kar poenostavi in močno skrajša potreben čas za določitev enostavnih nelinearnih modelov konstrukcij.

Z uporabo tako definiranih matematičnih modelov konstrukcij smo nato izvajali analizo lastnega nihanja (Poglavje 4.3) in različne analize za določitev potresnih zahtev. Pred upoštevanjem horizontalne, potresne obtežbe, smo konstrukcijo obremenili s statično vertikalno obtežbo, ki smo jo upoštevali z enakomerno porazdeljeno linijsko obtežbo gred in točkovno obtežbo stebrov. V vseh analizah smo upoštevali vpliv efekta P-Delta. Zmanjševanje nosilnosti zaradi cikličnih deformacij smo implicitno upoštevali z ovojnícami moment – rotacija plastičnih členkov, medtem ko ciklično obnašanje v plastičnih členkih simuliramo z uporabo materiala *hysteretic*, ki je vgrajen v programu OpenSees (PEER, 2007). Efekta zmanjšanja histereznih zank (angl. pinching) nismo upoštevali, saj obravnavamo stavbe, ki so projektirane v skladu s potresnoodpornimi predpisi. Za parameter, ki določa togost pri razbremenjevanju, smo privzeli vrednost 0.8 (Brozovič in Dolšek, 2013a). V nelinearnih dinamičnih analizah potresnega odziva konstrukcij smo uporabili model dušenja, ki je

proporcionalen masi konstrukcije. Takšen model dušenja določa večje potresne zahteve kot Rayleighovo dušenje z upoštevanjem začetne togosti in manjše potresne zahteve kot model dušenja glede na trenutno togost. Dušenje smo določili tako, da smo upoštevali 5 % delež kritičnega dušenja pri osnovni nihajni obliki. Računsko zahtevne nelinearne dinamične analize smo izvajali z uporabo računalniške gruče (Dolenc in Dolšek, 2008).

4.3 Lastno nihanje testnih stavb

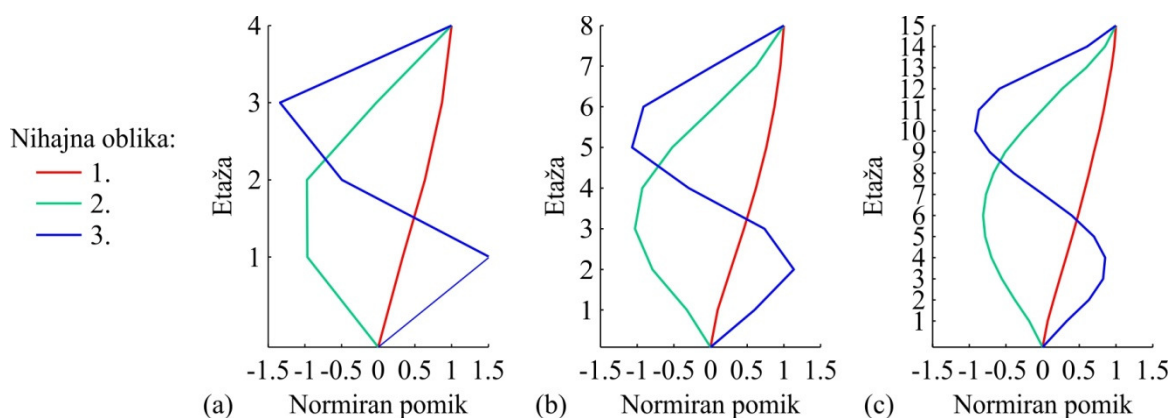
V tem poglavju predstavljamo rezultate lastnega nihanja obravnavanih testnih stavb, s katerimi lahko opišemo pomembnost vpliva višjih nihajnih oblik na potresni odziv konstrukcij v primeru elastičnega odziva. Poleg tega potrebujemo v naslednjem poglavju 5 podatke o osnovnih nihajnih časih za izbor akceleroگرامov v skladu s potresno nevarnostjo oz. z uporabo postopka na osnovi pogojnega spektra.

V preglednici 4.2 smo predstavili prve tri nihajne čase in pripadajoče efektivne mase za vse tri testne stavbe (slika 4.3). Osnovni nihajni časi obravnavanih konstrukcij se povečujejo s številom etaž in znašajo 0.67 s za štirietažno stavbo, 1.23 s za osemetažno stavbo in 1.90 s v primeru petnajstetažne stavbe. V primerjavi z osnovnimi nihajnimi časi znašajo nihajni časi stavb S4, S8 in S15 za drugo nihajno obliko med 31 % in 35 % ter za tretjo nihajno obliko med 18 % in 21 %. Glede na visok delež efektivne mase, ki pripada osnovni nihajni obliki v primeru stavbe S4 (89 %), lahko ocenimo, da je le-ta v tem primeru prevladujoča osnovna nihajna oblika za določitev potresnega odziva. V primeru višjih stavb S8 in S15 je delež efektivnih mas praktično enak. Z upoštevanjem prvih treh nihajnih oblik zadostimo pogoju Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), kjer je v primeru modalne analize s spektri odziva zahtevano upoštevanje tolikšnega števila nihajnih oblik, da je skupni delež efektivni mas vsaj 90 %. Na sliki 4.3 prikazujemo normirane nihajne oblike testnih stavb, ki imajo pomik na vrhu 1 ($\phi_{i,n} = 1$).

Preglednica 4.2: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za stavbe S4, S8 in S15.

Table 4.2: First three vibration periods and corresponding effective masses of buildings S4, S8 and S15.

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)			Efektivna masa m_{eff} (%)		
	S4	S8	S15	S4	S8	S15
1	0.67	1.23	1.90	89	81	80
2	0.21	0.4	0.67	9	10	11
3	0.12	0.23	0.39	2	4	4
	Σ			100	95	95



Slika 4.3: Normirane nihajne oblike za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo v smeri potresne obtežbe.

Figure 4.3: Normalized vibration mode shapes of (a) four-storey, (b) eight-storey and (c) fifteen-storey building in direction of seismic loading.

5 PRVI KORAK IZBIRE AKCELEROGRAMOV: IZBIRA V SKLADU S POTRESNO NEVARNOSTJO ALI DRUGIMI PARAMETRI POTRESNE AKTIVNOSTI

V prvem koraku dvostopenjskega postopka za izbor akceleroگرامov določimo skupino akceleroagramov, ki je skladna z analizo potresne nevarnosti, saj za ciljni spekter uporabimo pogojni spekter pospeškov (Baker, 2011). Glede na to, da je pogojni spekter odvisen od nihajnega časa T^* , ki običajno predstavlja osnovni nihajni čas konstrukcije T_1 , je potrebno, da za vsako testno stavbo izberemo drugo skupino akceleroagramov. Poleg tega je oblika pogojnega spektra odvisna tudi od ciljne intenzitete $S_a(T^*)$, ki jo izračunamo pri izbrani srednji letni frekvenci prekoračitve oz. povratni dobi. V našem primeru za primerjavo upoštevamo povratni dobi 475 let in 10,000 let. Zato za vsako testno stavbo izberemo dve skupini akceleroagramov, s čimer bomo lahko kasneje vrednotili vpliv amplitude ciljne intenzitete na parametre potresnega odziva konstrukcij. Vseh šest skupin akceleroagramov, ki so konsistentne s potresno nevarnostjo obravnavanega območja, izberemo z enakim postopkom (Jayaram, Lin in Baker, 2011), ki ga v poglavju 5.1 podrobneje opišemo za primer stavbe S15 in povratno dobo 10,000 let. V poglavju 5.2 predstavimo izbrane skupine akceleroagramov za vse obravnavane primere stavb.

V poglavju 5.3 opišemo še dve dodatni skupini akceleroagramov, ki nista izbrani z uporabo pogojnega spektra za ciljni spekter, vendar smo jih uporabili za demonstracijo natančnosti predlaganega postopka EPA. Prvo skupino akceleroagramov (Vamvatsikos in Cornell, 2006) smo uporabili zato, ker je bila na osnovi te skupine akceleroagramov razvita spletna aplikacija WIDA (Peruš in sod., 2013), s katero smo določili približne IDA krivulje in jih primerjali s približnimi IDA krivuljami po postopku EPA (glej poglavji 6.1 in 6.2). Druga skupina je bila izbrana z uporabo postopka, ki so ga predlagali Jayaram, Lin in Baker (2011), vendar brez upoštevanja pogojnega spektra, da bi bila izbrana skupina akceleroagramov splošneje uporabna za različne konstrukcije (Baker in sod., 2011).

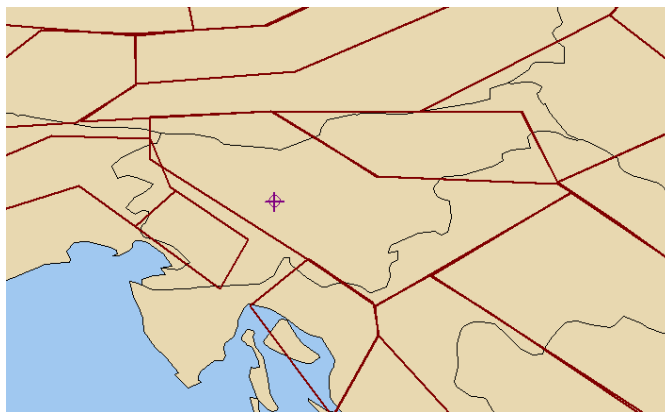
Na zgoraj opisan način smo izbrali 8 različnih skupin akceleroagramov, ki jih primerjamo v poglavju 5.4 glede na srednje vrednosti in razpršenost spektralnih pospeškov. Podrobnejše karakteristike izbranih skupin akceleroagramov so podane v prilogi A.

5.1 Opis postopka za izbor akceleroagramov za petnajstetažno stavbo in povratno dobo 10,000 let

Poleg teoretičnega opisa postopka za izbor akceleroagramov v skladu s potresno nevarnostjo (poglavje 2.3) v tem poglavju predstavimo ta postopek na primeru petnajstetažne stavbe (S15), pri čemer upoštevamo 10,000-letno povratno dobo potresa. Enak postopek, kot ga opišemo za ta primer, uporabimo tudi za ostale skupine akceleroagramov, ki jih izberemo glede na ciljni pogojni spekter.

Najprej izvedemo verjetnostno analizo potresne nevarnosti za lokacijo v Ljubljani z uporabo programa EZ-FRISK (2012). V tem programu je vgrajen poenostavljen model potresnih izvorov, kjer celotno Slovenijo z okolico pokriva le nekaj obsežnih površinskih potresnih izvorov, ki imajo na označenih območjih enake karakteristike potresne aktivnosti (slika 5.1). Rezultat je krivulja potresne nevarnosti (slika 2.1), ki smo jo določili za spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času obravnavane konstrukcije S15, to je $S_a(T_1)$, kjer je $T_1 = 1.90$ s. Za nihajni čas T^* , ki ga potrebujemo za izračun pogojnega spektra, smo izbrali osnovni nihajni čas stavbe ($T^* = T_1$ in $S_a(T^*) = S_a(T_1)$), saj ima ta spektralna vrednost največji vpliv na odziv konstrukcije. Omenimo, da za nihajne čase modalnih in deformacijskih SDOF modelov (T_m^* in T_f^*) uporabljamo podobne oznake kot za nihajni čas T^* , glede na katerega določimo pogojni spekter, čeprav se v splošnem ti nihajni časi med seboj razlikujejo. Iz krivulje potresne nevarnosti (glej sliko 2.1) sledi, da ciljni spektralni pospešek $S_a(T^*)$, ki ustreza

povratni dobi 10,000 let, znaša 0.42 g. Za določitev pogojnega spektra pospeškov je potrebno razčleniti potresno nevarnost (slika 2.5), s čimer določimo, kateri potresni scenariji in v kolikšni meri prispevajo k potresni nevarnosti obravnavane lokacije. Na podlagi teh rezultatov smo izračunali srednji potresni scenarij, ki ga določajo srednje vrednosti magnitude ($M = 7.2$), oddaljenosti ($R = 34$ km) in parametra ε ($\varepsilon(1.90 \text{ s}) = 0.89$). Z uporabo modela pojemanja potresa (Sabetta in Pugliese, 1996) ter ob upoštevanju srednjega potresnega scenarija določimo pričakovane (srednje) vrednosti spektralnih pospeškov $\mu_{\ln S_a}$ v logaritemskem merilu in pripadajočo standardno deviacijo $\sigma_{\ln S_a}$. Pri tem v modelu pojemanja potresa (Sabetta in Pugliese, 1996) poleg magnitude in oddaljenosti upoštevamo še tip tal s faktorjema $S_1 = 1$ in $S_2 = 0$, saj predvidimo tla s plitvim nanosom slabšega površinskega materiala, medtem ko upoštevamo regresijske koeficiente a , b , c , h , e_1 in e_2 (glej enačbo 2.9) za večjo horizontalno komponento in oddaljenost od epicentra, kar je primerno za površinske potresne izvore. Za določitev spektra CS je potreben še model za korelacijo med parametri ε pri različnih nihajnih časih, ki smo ga privzeli po Bakerju in Jayaramu (2008) (enačbe 2.20 do 2.24). S temi podatki nato določimo celoten pogojni spekter CS, to je srednji pogojni spekter (enačba 2.25) in pripadajočo pogojno standardno deviacijo (enačba 2.27).

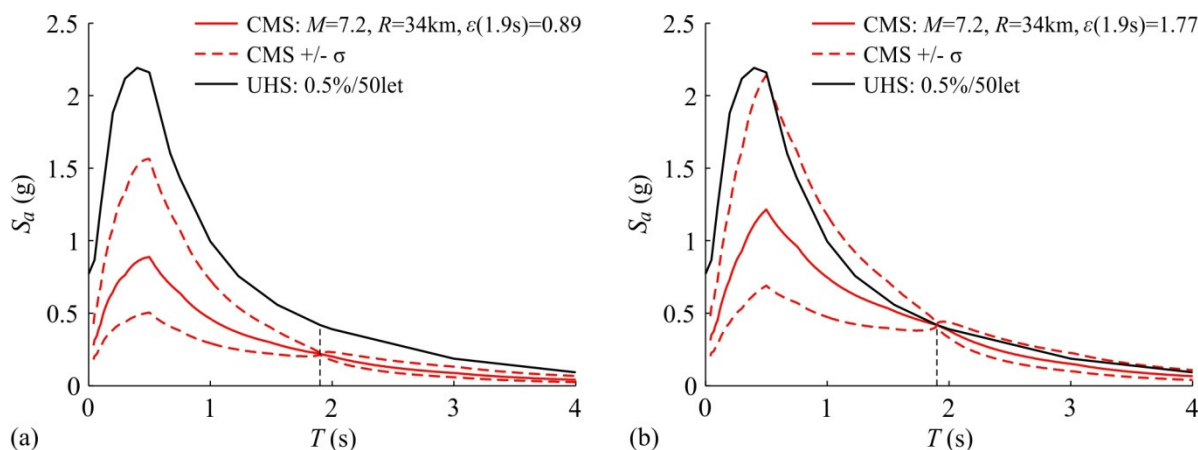


Slika 5.1: Zemljevid Slovenije s prikazom površinskih potresnih izvorov, ki so upoštevani v analizi potresne nevarnosti (EZ-FRISK, 2012).

Figure 5.1: Map of Slovenia with indicated seismic area sources which were used in seismic hazard analysis (EZ-FRISK, 2012).

Na sliki 5.2a smo prikazali, da se na takšen način določen spekter pri nihajnem času T^* v našem primeru precej razlikuje od ciljnega spektralnega pospeška $S_a(T^*)$, ki ustreza spektru enotne nevarnosti (UHS). Zaradi tega imenujemo ta spekter približek pogojnega spektra, saj se mora pogojni spekter pri nihajnem času T^* ujemati s spektrom enotne nevarnosti. Takšno odstopanje pri T^* dobimo zaradi uporabe poenostavljenega postopka določitve pogojnega spektra, kjer upoštevamo samo en potresni scenarij, ki je določen s srednjimi vrednostmi magnitude, oddaljenosti in ε . Ta postopek je primeren, kadar je iz razčlenitve potresne nevarnosti jasno razviden prevladujoč (srednji) potresni scenarij, kar ne velja v našem primeru (glej sliko 2.5), saj smo za analizo potresne nevarnosti uporabili površinske modele potresnih izvorov (EZ-FRISK, 2012). Zato bi bilo primernejše, če bi spekter CS izračunali z natančnim postopkom, kjer pri določitvi spektra CS konsistentno upoštevamo prispevke vseh potresnih scenarijev, ki vplivajo na spekter enotne potresne nevarnosti (Lin in sod., 2013).

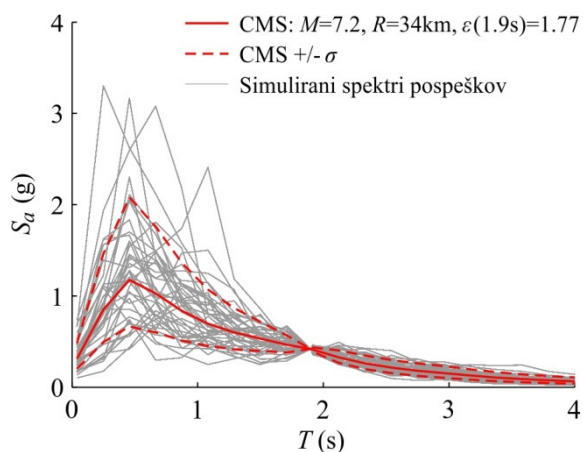
V disertaciji smo uporabili alternativni poenostavljen postopek določitve pogojnega spektra (Baker, 2011; Lin in sod., 2013). Po tem postopku magnitudo in oddaljenost določimo na enak način kot zgoraj, to je na osnovi srednjih vrednosti rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti, parameter $\varepsilon(T^*)$ pa direktno izračunamo z enačbo 2.18. To pomeni, da je $S_a(T^*)$ pogojnega spektra CS enak tistemu iz spektra enotne potresne nevarnosti (slika 5.2b). Ostali koraki za določitev pogojnega spektra po alternativnem postopku so enaki, kot smo opisali zgoraj.



Slika 5.2: Spekter enotne nevarnosti (UHS) za Ljubljano in povratno dobo 10,000 let ter (a) pripadajoč približek pogojnega spektra (CS), kjer parameter ε določimo na osnovi srednje vrednosti iz rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti in (b) CS z direktnim izračunom parametra ε med rezultati modela pojemanja potresa in spektralnim pospeškom $S_a(T^*)$ iz spektra enotne potresne nevarnosti.

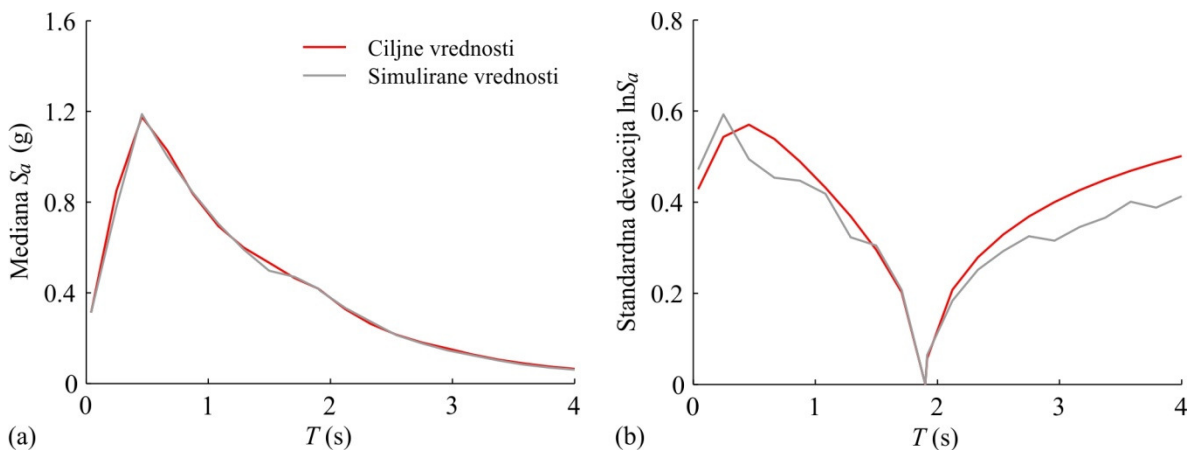
Figure 5.2: Uniform hazard spectrum for Ljubljana and return period 10,000 years, and (a) corresponding approximation of conditional spectrum taking into account the mean value of parameter ε , which was assessed on the basis of seismic hazard deaggregation, and (b) CS based on the parameter ε directly calculated from the difference between results of ground motion prediction model and uniform hazard spectral acceleration $S_a(T^*)$.

Ko imamo določen ciljni spekter CS, lahko začnemo z izborom akceleroگرامov po postopku, ki so ga predlagali Jayaram, Lin in Baker (2011) (glej poglavje 2.3). Vektor pričakovanih vrednosti logaritemskih spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih μ in pripadajoča kovariančna matrika Σ definirata normalno porazdeljen slučajni vektor, s katerim opišemo porazdelitev pogojnega spektra. Parametra μ in Σ določimo z enačbama 2.28 in 2.29, ki sta funkciji srednjih vrednostih logaritemskih spektralnih pospeškov $\mu_{\ln S_a(T_i)}$, pripadajočih standardnih deviacijah $\sigma_{\ln S_a(T_i)}$, parametra $\varepsilon(T^*)$ in korelacijskih koeficientov $\rho(T_i, T^*)$. Glede na to, da izbiramo skupino 40 akceleroagramov, z Monte Carlo metodo simuliramo vzorec 40 spektrov pospeška (slika 5.3) pri čemer izhajamo iz normalne porazdelitve slučajnega vektorja, ki opisuje spekter CS. S simuliranimi spektri pospeškov zelo dobro opišemo ciljne srednje vrednosti (slika 5.4a) in zadovoljivo ciljne standardne deviacije $\ln S_a$ pri različnih nihajnih časih (slika 5.4b). Spektralne pospeške simuliranih spektrov odziva generiramo pri dovolj visokem številu nihajnih časov (20), ki so enakomerno porazdeljeni do nihajnega časa 4 s, do katerega je veljaven uporabljen model pojemanja potresa (Sabetta in Pugliese, 1996). S tem upoštevamo spektralne pospeške, ki pomembno vplivajo na potresni odziv obravnavane stavbe.



Slika 5.3: Ciljni pogojni spekter in simulirani spektri pospeškov.

Figure 5.3: The target conditional spectrum and simulated acceleration spectra.

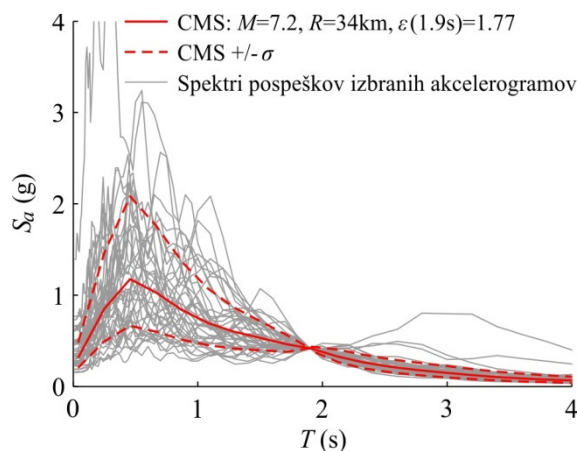


Slika 5.4: Ciljne in simulirane (a) srednje vrednosti pospeškov spektra CS in (b) standardne deviacije $\ln S_a$.

Figure 5.4: The target and sample (a) mean values of spectral acceleration of CS and (b) the standard deviations of $\ln S_a$.

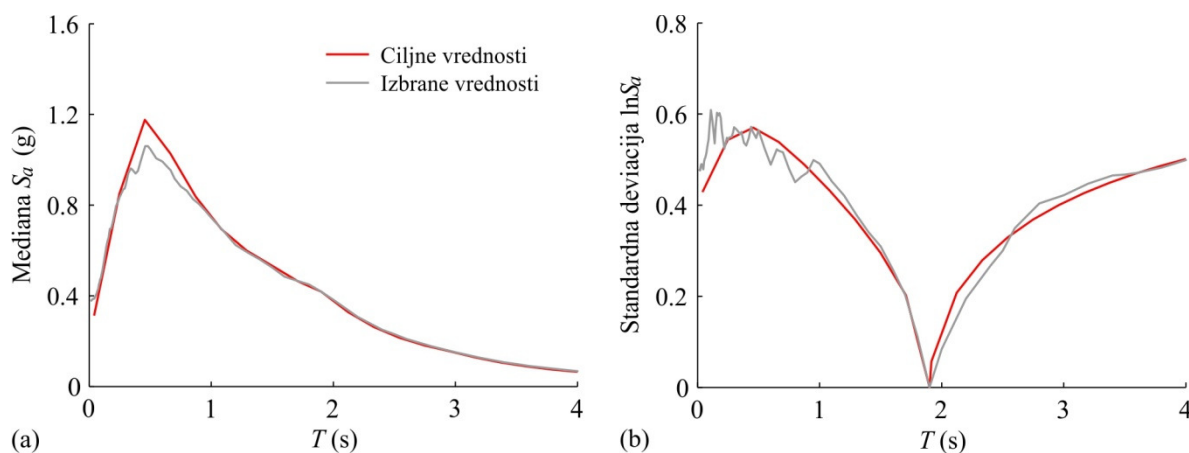
Glede na simulirane spektre pospeškov naredimo izbor dejanskih akceleroگرامov. Za vsak simuliran spekter pospeškov poiščemo v obsežni knjižnici zapisov (PEER, 2012) akceleroگرام, kateremu pripada najmanjša vsota kvadratov razlik med simuliranimi in dejanskimi spektralnimi pospeški pri izbranih nihajnih časih (enačba 2.32). Upoštevali smo možnost enostavnega skaliranja (enačba 2.33), kjer smo predpisali maksimalno vrednost faktorja skaliranja $f_{s,max} = 4$. Dodatnih kriterijev (omejitev) za izbor akceleroگرامov nismo upoštevali.

Dejanske srednje vrednosti $\ln S_a(T_i)$ in pripadajoče standardne deviacije se običajno za izbrano skupino akceleroگرامov nekoliko razlikujejo od ciljnih vrednosti. Ujemanje dejanske in ciljne porazdelitve spektrov pospeškov izboljšamo z uporabo enostavnega optimizacijskega postopka (angl. greedy optimization). Z optimizacijskim postopkom vsak posamezni akceleroگرام v izbrani skupini zamenjamo s primernejšim akceleroگرامom iz knjižnice zapisov, če s tem zagotovimo boljše ujemanje med dejansko in ciljno porazdelitvijo spektrov pospeškov. Postopek izvedemo dvakrat za vse akceleroگرامe v izbrani skupini, kjer upoštevamo enako stopnjo pomembnosti za ujemanje srednjih vrednosti in standardnih deviacij ($u = 1$, glej enačbo 2.34). Spektre pospeškov končne skupine izbranih akceleroگرامov smo prikazali na sliki 5.5, medtem ko na sliki 5.6 prikazujemo dobro ujemanje srednjih vrednosti in pripadajoče standardne deviacije $\ln S_a$ s ciljnimi vrednostmi.



Slika 5.5: Ciljni pogojni spekter in spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov.

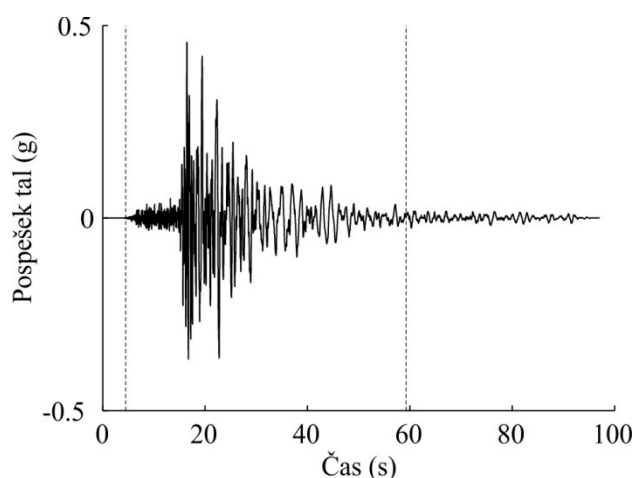
Figure 5.5: The target conditional spectrum and acceleration spectra of selected ground motions.



Slika 5.6: Ciljne in izbrane (a) srednje vrednosti spektralnih pospeškov in (b) standardne deviacije $\ln S_a$.

Figure 5.6: The target and selected (a) mean values of spectral accelerations and (b) the standard deviations of $\ln S_a$.

Akceleroگرامe smo izbirali iz PEER-ove knjižnice zapisov NGA (PEER, 2012). Za optimizacijo računskega časa nelinearnih dinamičnih analiz konstrukcij smo začetni in končni del časovnega zapisa izbranih akceleroگرامov odrezali, kot je prikazano na sliki 5.7. V začetnem delu akceleroگرامa smo zanemarili del zapisa preden pospeški tal ne presežejo 0.002 g, medtem ko v zadnjem delu zanemarimo tisti del, kjer pospeški tal ne presežejo več 5 % maksimalnega pospeška tal. Takšna modifikacija akceleroگرامov nima vpliva na pripadajoče spektre pospeškov, glede na katere smo pred tem izbrali akceleroگرامe.



Slika 5.7: Primer izbranega akceleroگرامa in označene meje za omejitev časovnega zapisa.

Figure 5.7: An example of a selected ground motion and the boundaries defining limited acceleration time history.

5.2 Predstavitev izbranih skupin akceleroگرامov glede na pogojni spekter pospeškov

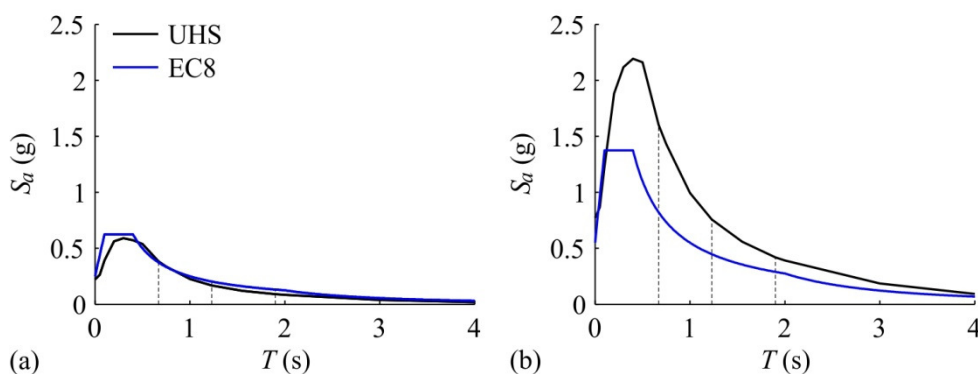
Za vsako od treh testnih stavb smo po predstavljenem postopku izbrali dve skupini akceleroگرامov, ki ustrezata 475 in 10,000 letni povratni dobi. Skupine akceleroگرامov smo označili tako, da prvi indeks določa povratno dobo, kjer 1 pomeni 475 let in 2 predstavlja 10,000 let, medtem ko drugi indeks določa stavbo za katero so bili akceleroگرامi izbrani. Na primer, $A_{2,S15}$ označuje skupino akceleroگرامov, ki je bila izbrana za petnajstetažno stavbo S15 in ustreza potresu s povratno dobo 10,000 let. Ker smo ciljne pogojne spektre definirali glede na osnovne nihajne čase obravnavanih konstrukcij, je potrebno za vsako stavbo izbrati drugačne skupine akceleroگرامov. Tukaj se pokaže

slaba stran pogojnega spektra, ki zahteva več dela pri izbiranju primernih skupin akceleroگرامov. V vsaki skupini je 40 akceleroگرامov, ki smo jih izbrali iz PEER-ove (angl. Pacific Earthquake Engineering Research Center) knjižnice zapisov potresov (PEER, 2012). Akceleroگرامe normiramo na spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času obravnavane stavbe $S_a(T^*)$ in sicer tako, da je ta pospešek enak pospešku iz pogojnega spektra (CS) oz. spektra enotne potresne nevarnosti (UHS), ki smo ga za izbrani povratni dobi določili z verjetnostno analizo potresne nevarnosti za lokacijo v Ljubljani (preglednica 5.1). V preglednici 5.1 in na sliki 5.8 prikazujemo primerjavo med spektralnimi pospeški, ki pripadajo spektru UHS in elastičnemu spektru po standardu Evrokod 8 (EC8), kjer upoštevamo tip tal A za povratni dobi 475 in 10,000 let. Opazimo razlike, ki so posebno velike pri povratni dobi 10,000 let (preglednica 5.1 in slika 5.8), kar je posledica uporabe poenostavljenega modela potresnih izvorov v verjetnostni analizi potresne nevarnosti.

Preglednica 5.1: Spektralni pospeški $S_a(T^*)$, ki ustrezajo spektru UHS in elastičnemu spektru po EC8, za tri testne stavbe in dve povratni dobi. V oklepajih je relativna napaka med $S_a(T^*)$ glede na UHS in EC8.

Table 5.1: The spectral acceleration $S_a(T^*)$ from UHS and elastic EC8-based spectrum for three test buildings and two return periods. A relative error between $S_a(T^*)$ corresponding to UHS and EC8 is shown in brackets.

Stavba	Nihajni čas $T^* = T_1$ (s)	$S_a(T^*)$ (g)			
		Povratna doba 475 let		Povratna doba 10,000 let	
		UHS	EC8	UHS	EC8
S4	0.67	0.38	0.37 (+3 %)	1.61	0.82 (+49 %)
S8	1.23	0.17	0.20 (-18 %)	0.76	0.45 (+41 %)
S15	1.90	0.09	0.13 (-44 %)	0.42	0.29 (+31 %)

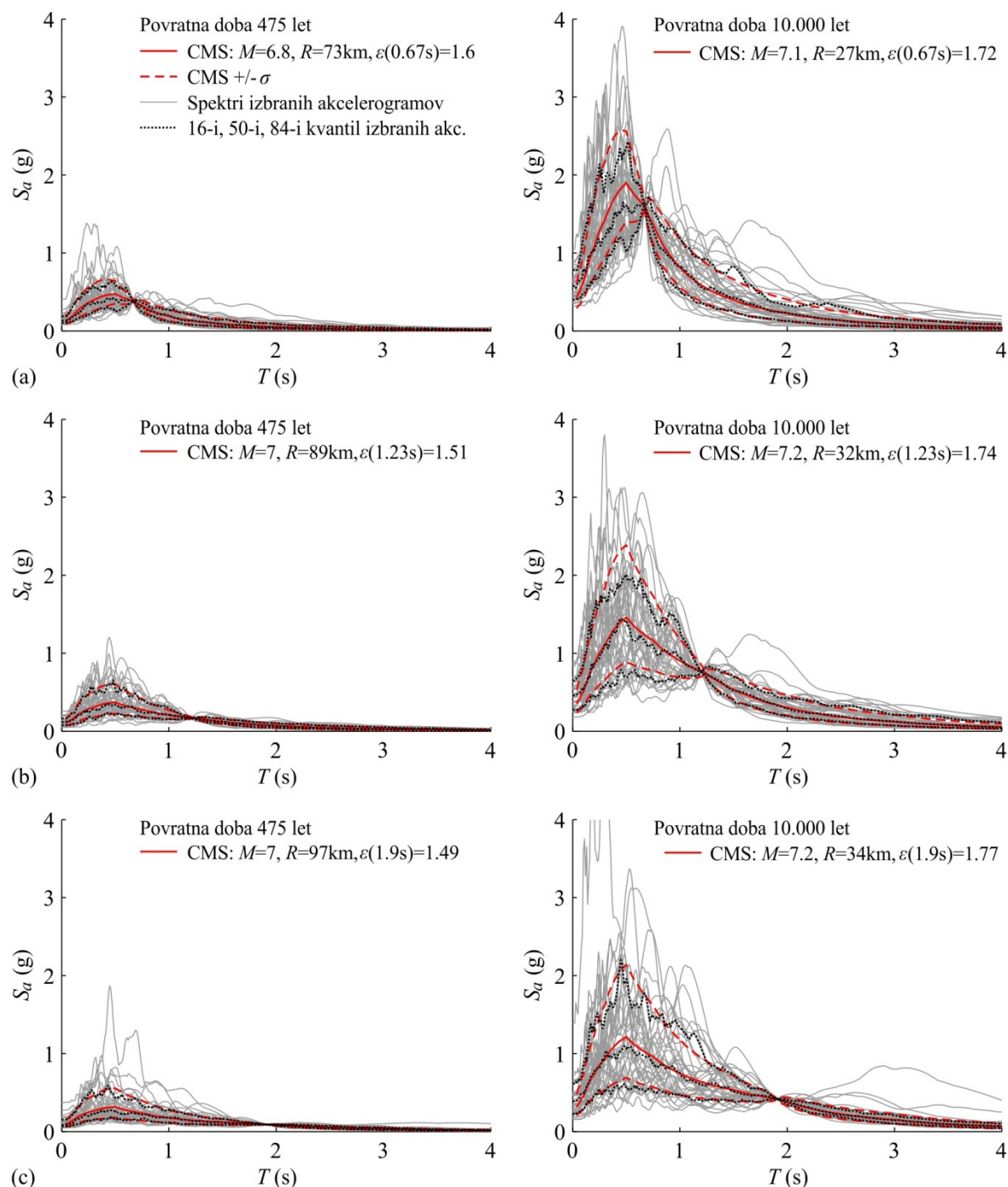


Slika 5.8: Primerjava spektra enotne potresne nevarnosti (UHS) in elastičnega spektra po standardu Evrokod (EC8) za Ljubljano z označenimi osnovnimi nihajnimi časi obravnavanih stavb za (a) 475- in (b) 10,000-letno povratno dobo.

Figure 5.8: Comparison between uniform hazard spectrum (UHS) and elastic spectrum from standard Eurocode (EC8) for Ljubljana with indicated fundamental periods of test buildings for (a) 475 and (b) 10,000 year return period.

Podrobnejše podatke o posameznih akceleroگرامih podajamo v preglednicah v prilogi A, kjer navajamo zaporedno številko akcelerograma v skupini in v bazi (PEER, 2012), ime potresa, letnico, postajo in komponento zapisa, momentno magnitudo M , oddaljenost od epicentra R , povprečno hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 metrih temeljnih tal $V_{s,30}$, faktor skaliranja f_s in skrajšan čas t (glej sliko 5.7). Na sliki 5.9 prikazujemo elastične spektre pospeškov izbranih akceleroگرامov v primerjavi s ciljnim pogojnim spektrom za vse tri testne stavbe in obe povratni dobi. Prikazana je tudi primerjava med ciljnim pogojnim spektri, ki jih prikazujemo s 16-imi, 50-imi in 84-imi kvantili, ter pripadajočimi kvantilnimi spektri, ki so določeni glede na izbrane skupine akceleroگرامov. Opazimo, da se kvantilne vrednosti spektralnih pospeškov izbranih akceleroگرامov dobro ujemajo s tistimi, ki jih določa ciljni pogojni spekter. Dobro ujemanje spektralnih pospeškov je razvidno predvsem v

območju nihajnih časov, ki so večji od osnovnega nihajnega časa. Pri nižjih nihajnih časih, kjer se oblika ciljnega spektra močno spreminja, opazimo nekoliko večja odstopanja med ciljnim in izbranimi spektralnimi vrednostmi.



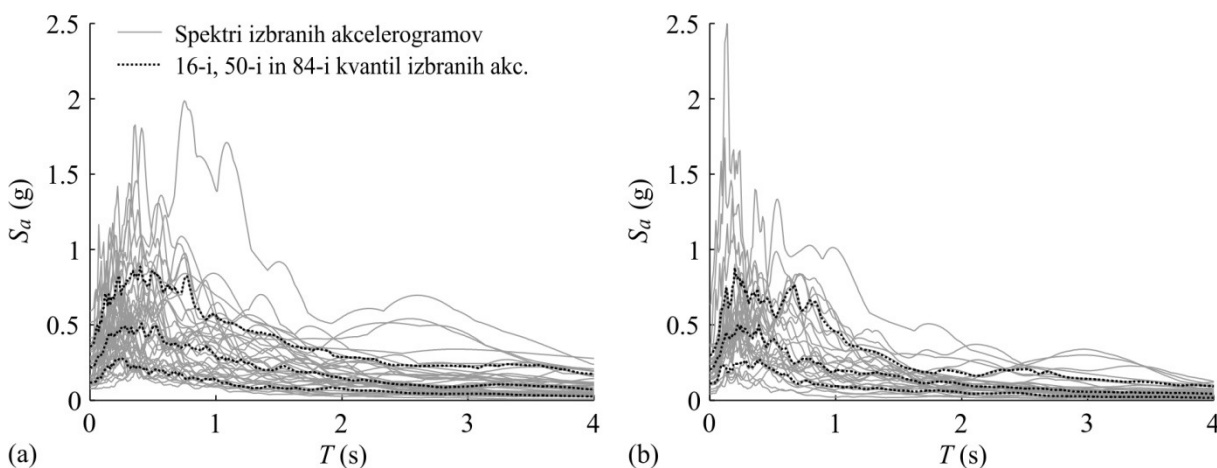
Slika 5.9: Spektri pospeškov 40-ih akceleroگرامov, ki ustrezajo pogojnemu spektru pospeškov za povratni dobi 475 in 10,000 let in so izbrani za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajsetažno stavbo, ter pripadajoči 16-i, 50-i in 84-i kvantili v primerjavi s ciljnim pogojnim spektrom.

Figure 5.9: Response spectra of 40 ground motions associated with return period of 475 and 10,000 years and (a) four-storey, (b) eight-storey and (c) fifteen-storey building, and corresponding 16th, 50th and 84th percentiles compared to the target conditional spectrum.

5.3 Predstavitev dodatnih skupin akcelerogramov

Poleg skupin akcelerogramov, ki smo jih izbrali v skladu s potresno nevarnostjo, v disertaciji upoštevamo še dve dodatni skupini zapisov gibanja tal (poglavje 6.1 in 6.2.3). Prvo dodatno skupino, ki vsebuje 40 neskaliranih akcelerogramov, smo pridobili iz literature (Baker in sod., 2011) in jo označimo z A_B . Ta skupina akcelerogramov je bila izbrana z uporabo enakega postopka (Jayaram, Lin in Baker, 2011), kot smo ga uporabili za izbor akcelerogramov, ki ustrezajo potresni nevarnosti. Vendar za skupino akcelerogramov A_B ne moremo trditi, da je konsistentna s potresno nevarnostjo, saj v tem primeru za ciljni spekter ni bil uporabljen pogojni spekter. Izbrani so bili akcelerogrami, ki ustrezajo porazdelitvi elastičnih spektrov pospeškov, ki jo določimo z uporabo modela pojemanja potresa za potresni scenarij z magnitudo $M=7$ na oddaljenosti $R=10$ km. V tem primeru je bil uporabljen model pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Boore in Atkinson (2008), medtem ko so bile korelacije med spektralnimi pospeški pri različnih nihajnih časih določene na osnovi modela, ki sta ga predlagala Baker in Jayaram (2008). Izbrani akcelerogrami so rotirani tako, da so pravokotni na prelom (FN) in pripadajo potresom z različnimi magnitudami od 6.1 do 7.9 ter so bili zabeleženi na tleh s hitrostjo strižnega valovanja $V_{s,30} > 180$ m/s. Maksimalni pospeški tal izbranih akcelerogramov se spreminjajo od 0.08 do 0.59 g.

Drugo dodatno skupino, ki vsebuje 30 akcelerogramov, sta uporabila že Vamvatsikos in Cornell (2006), zato jo označimo z A_{VC} . To skupino obravnavamo zato, ker je spletna aplikacija WIDA (Peruš in sod., 2013), ki jo v disertaciji poleg ostalih postopkov uporabimo za določevanje parametrov potresnega odziva, trenutno omejena na določevanje približnih IDA krivulj za akcelerogramе iz te skupine. Vsi akcelerogrami iz skupine A_{VC} pripadajo potresom z magnitudami med 6.5 in 6.9 ter so bili zabeleženi na tleh s povprečno hitrostjo strižnega valovanja $V_{s,30} > 180$ m/s. Izbrani akcelerogrami so neskalirani in imajo maksimalni pospešek tal med 0.04 in 0.64 g. Elastične spektre pospeškov teh dveh skupin akcelerogramov prikazujemo na sliki 5.10, medtem ko je več podatkov o akcelerogramih zbranih v prilogi A.



Slika 5.10: Spektri pospeškov za posamezne akcelerogramе in pripadajoči 16-i, 50-i in 84-i kvantil za dodatni skupini akcelerogramov, ki so jih izbrali (a) Baker in sod. (2011) (A_B) ter (b) Vamvatsikos in Cornell (2006) (A_{VC}).

Figure 5.10: Acceleration spectra for ground motions with corresponding 16th, 50th and 84th percentile for additional sets selected by (a) Baker et al. (2011) (A_B) and (b) Vamvatsikos and Cornell (2006) (A_{VC}).

5.4 Primerjava normiranih spektralnih pospeškov izbranih skupin akcelerogramov

Izbrani akcelerogrami iz vseh osmih skupin ($A_{1,S4}$, $A_{2,S4}$, $A_{1,S8}$, $A_{2,S8}$, $A_{1,S15}$, $A_{2,S15}$, A_B in A_{VC}) so iz iste knjižnice zapisov (PEER, 2012). Vsako konstrukcijo lahko analiziramo s potresno obtežbo, ki jo določajo štiri izbrane skupine akcelerogramov. Stavbo S15, na primer, lahko posamično obtežimo s skupinami zapisov $A_{1,S15}$, $A_{2,S15}$, A_B in A_{VC} . Na sliki 5.11 prikazujemo primerjavo normiranih spektralnih pospeškov, ki pripadajo različnim skupinam akcelerogramov, za vse tri testne stavbe, kjer primerjamo srednje vrednosti in pripadajoče standardne deviacije $\ln S_a$ pri različnih nihajnih časih. Opazimo, da dodatni skupini A_B in A_{VC} določata precej višje spektralne pospeške pri nihajnih časih, ki so daljši od osnovnega nihajnega časa posamezne konstrukcije. To je razvidno tudi iz preglednice 5.2, kjer smo izpisali srednje vrednosti spektralnih pospeškov pri dveh nihajnih časih, in sicer za T_2 , ki pripada drugi nihajni obliki in $1.5 \cdot T_1$, ki opisuje obtežbo poškodovane konstrukcije, ko se podaljša osnovni nihajni čas. Vrednosti $S_a(1.5 \cdot T_1)$, ki jih določata skupini A_B in A_{VC} so približno 40 % višje od tistih, ki jih določajo skupine akcelerogramov, ki so konsistentne s potresno nevarnostjo.

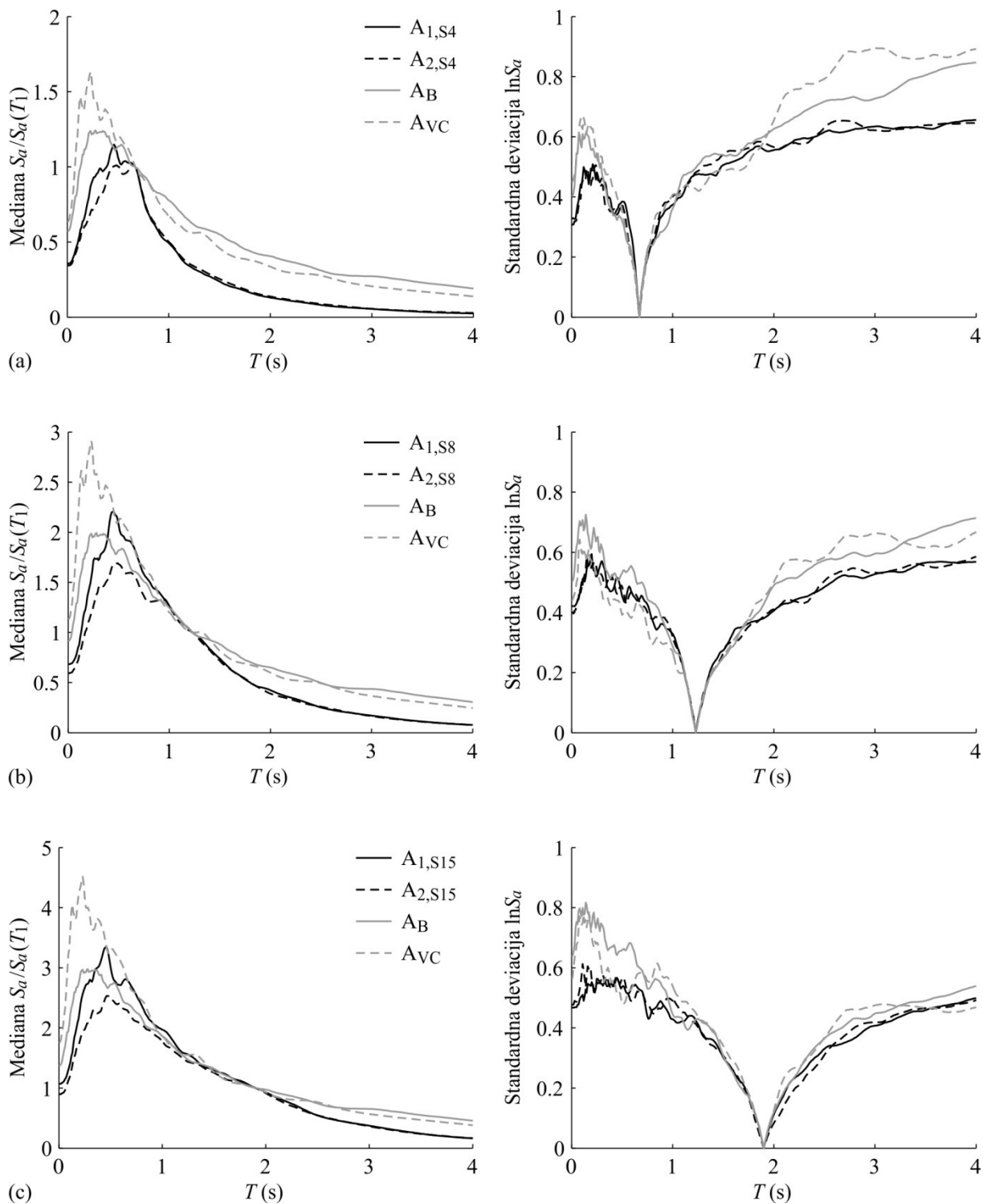
Primerjamo lahko tudi obliko mediane normiranih spektrov pospeškov, kjer opazimo, da skupine akcelerogramov s povratno dobo 475 let (A_1) določajo višje spektralne pospeške pri nihajnih časih, ki so krajši od osnovnega nihajnega časa, kot skupine za povratno dobo 10,000 let (A_2) (slika 5.11 in preglednica 5.2 za primer $S_a(T_2)$). To je posledica definicije pogojnega spektra, saj ima pogojni spekter za večjo povratno dobo potresa (t.j. pri višjih ciljnih $S_a(T^*)$) izrazitejši lokalni vrh pri nihajnem času T^* . Iz tega sledi, da normiran pogojni spekter, ki ustreza krajši povratni dobi potresa, v splošnem zavzame večje vrednosti, kot je to v primeru pogojnega spektra, ki ustreza večji povratni dobi potresa. To je predvsem izrazito za krajše nihajne čase od T^* , medtem ko povratna doba praktično ne vpliva na srednje vrednosti spektralnih pospeškov pri daljših nihajnih časih od T^* , če je ta večji od nihajnega časa, pri katerem ima spekter UHS maksimalne vrednosti spektralnih pospeškov. V tem primeru se spektralni pospeški pogojnega spektra pri nihajnih časih, ki so daljši od T^* , monotono zmanjšujejo in približujejo srednjemu spektru, ki je določen z modelom pojemanja potresa (glej sliko 2.9), kar ne povzroča večjih razlik pri različnih povratnih dobah.

Poleg tega je za dodatni skupini akcelerogramov A_B in A_{VC} razvidno, da skupina A_{VC} določa višjo potresno obtežbo od skupine A_B pri nižjih nihajnih časih od osnovnega nihajnega časa konstrukcij in obratno pri višjih nihajnih časih. Standardna deviacija $\ln S_a$, ki jo za vsako stavbo določata skupini akcelerogramov, ki sta konsistentni s potresno nevarnostjo (A_1 in A_2), sta zelo podobni, medtem ko dodatni skupini A_B in A_{VC} določata nekoliko višje vrednosti razpršenosti (slika 5.11).

Preglednica 5.2: Srednje vrednosti spektralnih pospeškov $S_a(T_2)$ in $S_a(1.5 \cdot T_1)$ glede na spektre iz slike 5.11.

Table 5.2: Median values of spectral accelerations $S_a(T_2)$ in $S_a(1.5 \cdot T_1)$ according to spectra presented in Figure 5.11.

	$S_a(T_2)$				$S_a(1.5 \cdot T_1)$			
	A_1	A_2	A_{VC}	A_B	A_1	A_2	A_{VC}	A_B
S4	0.79	0.66	1.58	1.22	0.49	0.50	0.67	0.77
S8	2.02	1.54	2.42	1.92	0.47	0.47	0.66	0.68
S15	2.77	2.27	2.76	2.40	0.41	0.41	0.61	0.66



Slika 5.11: Primerjava srednjih vrednosti in pripadajočih standardnih deviacij $\ln S_a$ za izbrane skupine akceleroگرامov za (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajsetažno stavbo. Spektre pospeškov za primerjavo normiramo tako, da imajo $S_a(T^*) = 1$.

Figure 5.11: Comparison between mean values and corresponding standard deviations of $\ln S_a$ for selected sets of ground motions for (a) 4-storey, (b) 8-storey and (c) 15-storey building. Acceleration spectra are normalized to the value of $S_a(T^*) = 1$.

6 DRUGI KORAK IZBIRE AKCELEROGRAMOV: IZBIRA GLEDE NA POTRESNI ODZIV KONSTRUKCIJ

V prvem koraku dvostopenjskega postopka za izbor akceleroگرامov smo v poglavju 5 določili skupine akceleroگرامov, ki ustrezajo potresni nevarnosti na obravnavani lokaciji za testne stavbe (S4, S8 in S15) pri povratnih dobah 475 let ($A_{1,S4}$, $A_{1,S8}$ in $A_{1,S15}$) in 10,000 let ($A_{2,S4}$, $A_{2,S8}$ in $A_{2,S15}$). Za dodatne primerjave smo iz literature izbrali še dve skupini akceleroگرامov, ki sta bili določeni glede na predvideno obliko spektrov pospeškov z modelom pojemanja potresa (A_B) (Baker in sod., 2011) oz. glede na potresni scenarij (A_{VC}) (Vamvatsikos in Cornell, 2006). Omenjene skupine vsebujejo 40 ali 30 akceleroگرامov, s katerimi je opisana potresna obtežba. Analiza s takšnim številom akceleroگرامov je računsko zahtevna naloga, kar dostikrat prepreči uporabo nelinearne dinamične analize v praksi.

Zato v drugem koraku dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov za posamezno konstrukcijo in pripadajočo skupino akceleroگرامov izberemo manjšo podskupino akceleroگرامov. To storimo na osnovi približnega izračuna potresnega odziva konstrukcije, kar običajno pomeni uporabo sistema z eno prostostno stopnjo, saj analiza takšnega sistema računsko ni zahtevna. Podskupina akceleroگرامov se nato uporabi za 'točen' račun potresnega odziva celotne konstrukcije z nelinearno dinamično analizo. Z manjšim številom uporabljenih akceleroگرامov je postopek analize preglednejši, računski čas bistveno krajši, medtem ko natančnost analize ni bistveno zmanjšana. Na opisan način izbiramo manjše skupine akceleroگرامov, ki so konsistentni s potresno nevarnostjo in potresnim odzivom.

Ključni del drugega koraka pri izboru akceleroگرامov predstavlja ocena približnega potresnega odziva konstrukcij z uporabo poenostavljenih postopkov, zato v poglavju 6.1 vrednotimo natančnost poenostavljenih postopkov v primerjavi s 'točno' nelinearno dinamično analizo konstrukcij. Največji poudarek je namenjen predstavitvi novega poenostavljenega postopka EPA (Brozovič in Dolšek, 2013a), ki smo ga razvili v okviru doktorske disertacije. Zatem v poglavju 6.2 obravnavamo izbor akceleroگرامov z uporabo progresivne inkrementalne dinamične analize (Azarbakht in Dolšek, 2007 in 2011) oz. prednostne liste, ki jo definiramo na osnovi približnih rezultatov različnih poenostavljenih postopkov. V poglavju 6.3 prikazujemo ustreznost novega postopka, s katerim lahko na osnovi majhnega števila akceleroگرامov in nelinearne dinamične analize pri eni intenziteti ocenimo, ali je potresno tveganje konstrukcije sprejemljivo ali ne. S tem postopkom zmanjšamo zahtevan računski čas za določitev potresnega tveganja praktično na minimum, kar je osnovnega pomena v primeru iteracijskega postopka projektiranja stavb glede na potresno tveganje.

6.1 Vrednotenje natančnosti poenostavljenih postopkov za določanje potresnega odziva konstrukcij

V tem poglavju vrednotimo natančnost poenostavljenih postopkov PA1, PA1W, MPA in EPA, ki smo jih predstavili v poglavju 3.1, v primerjavi z rezultati nelinearne dinamične analize. Rezultate primerjamo za vse tri testne stavbe (S4, S8 in S15) in vse skupine akceleroگرامov, ki smo jih izbrali v prvem koraku izbora akceleroگرامov (poglavje 5).

Najprej obravnavamo potisne analize, saj vsi omenjeni poenostavljeni postopki analize potresnega odziva temeljijo na rezultatih ene ali več potisnih analiz. Za vsako stavbo izvedemo tri potisne analize, kjer obliko horizontalnih sil definiramo na osnovi prvih treh nihajnih oblik konstrukcije. Poleg krivulj potisnih analiz obravnavamo tudi pripadajočo poškodovanost konstrukcij oz. različne plastične mehanizme, ki se pri tem vzpostavijo. Nato iz rezultatov potisnih analiz določimo ekvivalentne

modele z eno prostostno stopnjo, ki jih potrebujemo v poenostavljenih postopkih, kjer poleg t. i. modalnih SDOF modelov, ki se uporabljajo v uveljavljenih postopkih (npr. PA1, PA1W in MPA), vpeljemo še t. i. deformacijske SDOF modele (postopek EPA), s katerimi lahko simuliramo odziv konstrukcij, ki pripada različnim plastičnim mehanizmom.

Različne postopke za analizo potresnega odziva primerjamo na več načinov. Najprej primerjamo kvantilne IDA krivulje, ki jih izračunamo z različnimi postopki, medtem ko za podrobnejšo analizo izvedemo primerjavo na nivoju IDA krivulj, ki pripadajo posameznim akcelerogramom. Natančnost poenostavljenih postopkov ovrednotimo na nivoju rezultatov za posamezne akcelerograme tudi glede na ocenjene mejne intenzitete pri porušitvi konstrukcij. V nadaljevanju primerjamo plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve konstrukcij v primeru nelinearne dinamične analize in v primeru postopka EPA, ki upošteva vpliv treh različnih plastičnih mehanizmov. Naredimo še primerjavo med kvantilnimi vrednostmi etažnih pomikov po višini stavb, ki smo jih izračunali z različnimi postopki. Poglavje zaključimo z najpomembnejšimi ugotovitvami glede natančnosti in ustreznosti poenostavljenih postopkov za analizo potresnega odziva konstrukcij.

6.1.1 Potisne analize in pripadajoča poškodovanost

Za vse poenostavljene postopke, ki jih obravnavamo v disertaciji, je potrebno narediti eno ali več potisnih analiz, ki smo jih izvedli za vsako testno stavbo v eni ortogonalni smeri (glej slike 4.1–4.3). Uporabili smo različne porazdelitve horizontalnih sil, ki smo jih določili z enačbo 3.7, kjer smo upoštevali prvo, drugo in tretjo nihajno obliko konstrukcij (slika 4.5). Pred vsako potisno analizo smo izvedli nelinearno statično analizo za vertikalno obtežbo. V potisnih analizah smo uporabili invariantno porazdelitev horizontalnih sil in krmilili pomik konstrukcije na vrhu, ki smo ga v vsakem koraku analize povečali za inkrementalni pomik velikosti 0.005 m. Pri vseh analizah smo upoštevali geometrijsko nelinearnost (vpliv P-Delta).

V preglednici 6.1 prikazujemo nekaj osnovnih rezultatov potisnih analiz. Razmerje med maksimalno celotno prečno silo ob vpetju in teži konstrukcije (F_{max}/W) znaša v primeru potisne analize na osnovi prve nihajne oblike za štiritetažno stavbo 0.34, za osemetažno stavbo 0.11 in za petnajstetažno stavbo 0.07. Za stavbo S4 opazimo padec razmerja F_{max}/W iz 0.34 na 0.26 v primeru potisne analize na osnovi druge nihajne oblike oz. na 0.21 v primeru upoštevanja tretje nihajne oblike. Po drugi strani je pri ostalih dveh stavbah S8 in S15 razlika v maksimalni nosilnosti glede na različne oblike razporeditve horizontalnih sil med potisno analizo majhna (preglednica 6.1 in slika 6.1). Iz teh rezultatov sledi, da ima stavba S4 najvišjo relativno nosilnost, medtem ko ima stavba S15 nekoliko nižjo relativno nosilnost v primerjavi s stavbo S8.

Razmerje med pomikom na vrhu konstrukcije in višino konstrukcije ($\theta_{t,NC}$) pri mejnem stanju blizu porušitve (NC), ki ga definiramo pri 80 % nosilnosti v območju upadanja krivulje potisne analize (slika 6.1), je v primeru potisne analize na osnovi prve nihajne oblike največje za štiritetažno stavbo (4 %), medtem ko znaša v primeru stavb S8 in S15 približno 2.6 %. Razmerja $\theta_{t,NC}$ so za potisne analize na osnovi druge in tretje nihajne oblike precej nižja (preglednica 6.1 in slika 6.1), saj se v teh primerih deformirajo zgolj zgornje etaže, medtem ko so pomiki v spodnjih etažah zanemarljivo majhni in za razliko od primera za prvo nihajno obliko skoraj nič ne prispevajo k celotnemu pomiku na vrhu konstrukcij (slika 6.2). Pripadajoča maksimalna razmerja med etažnim pomikom in etažno višino ($\theta_{max,NC}$) znašajo v primeru potisnih analiz na osnovi prve nihajne oblike za štiritetažno stavbo 5.8 %, za osemetažno stavbo 4.3 % in za petnajstetažno stavbo 4.2 %, medtem ko so razmerja $\theta_{max,NC}$ v primeru potisnih analiz na osnovi višjih nihajnih oblik podobnega velikostnega razreda (preglednica 6.1).

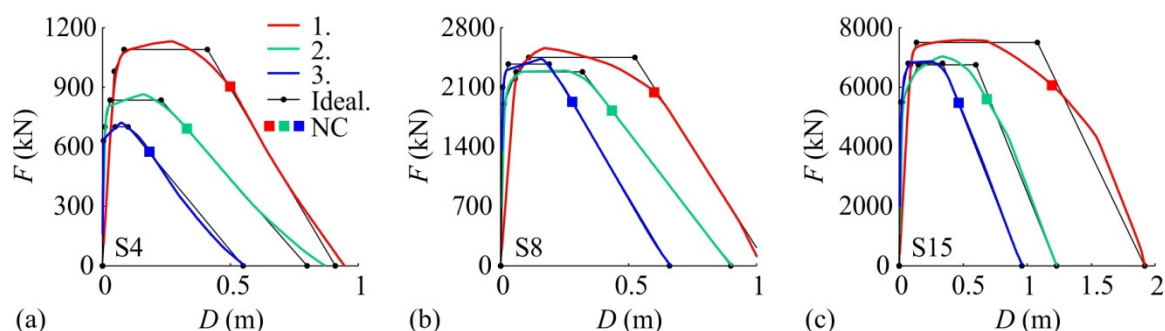
Preglednica 6.1: Rezultati potisnih analiz na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike za vse tri testne stavbe.

Prikazano je razmerje med maksimalno celotno prečno silo ob vpetju in teži stavb (F_{max}/W), razmerje med pomikom na vrhu konstrukcije in njeno višino ($\theta_{t,NC}$) ter maksimalno razmerje med etažnim pomikom in etažno višino ($\theta_{max,NC}$) pri mejnem stanju blizu porušitve (NC).

Table 6.1: The results of pushover analyses taking into account horizontal force distribution corresponding to the first, second and third vibration modes for all the investigated buildings. Presented are the maximum base shear versus weight ratio (F_{max}/W), the roof drift ratio ($\theta_{t,NC}$) and the maximum storey drift ratio ($\theta_{max,NC}$) at the near collapse (NC) limit state.

Stavba	Nihajna oblika	F_{max}/W	$\theta_{t,NC}$ (%)	$\theta_{max,NC}$ (%)
S4	1	0.34	4.0	5.8
	2	0.26	2.6	5.7
	3	0.21	1.5	6.3
S8	1	0.11	2.7	4.3
	2	0.10	2.0	5.2
	3	0.11	1.3	5.1
S15	1	0.07	2.6	4.2
	2	0.06	1.5	5.3
	3	0.06	1.0	5.4

Na sliki 6.1 prikazujemo poleg krivulj potisnih analiz tudi njihove idealizirane odnose med celotno prečno silo ob vpetju F in pomikom na vrhu konstrukcije D za vse tri testne stavbe. Idealizirane krivulje potisnih analiz potrebujemo v nadaljevanju za definicijo pripadajočih ekvivalentnih modelov z eno prostostno stopnjo. Uporabili smo štirilinearno idealizacijo, s katero lahko opišemo vsako krivuljo potisne analize za okvirne konstrukcije z zadovoljivo natančnostjo (Peruš in sod., 2013). Najbolje idealiziran je začetni del krivulj potisnih analiz, kjer smo zagotovili, da ima vsaka idealizirana krivulja enako začetno togost kot pripadajoča krivulja potisne analize. Sicer določajo idealizirane krivulje z abscisno osjo približno enako površino kot pripadajoče krivulje potisne analize. V preglednici 6.2 prikazujemo parametre idealiziranih krivulj, ki jih definiramo v skladu z vhodnimi podatki spletne aplikacije WIDA (Peruš in sod., 2013). Celotna prečna sila ob vpetju F_2 in pomik na vrhu D_2 določata točko, kjer je dosežena maksimalna nosilnost na idealizirani krivulji, medtem ko ostale karakteristične točke opišemo z brezdimenzionalnimi parametri (glej enačbe 3.6).



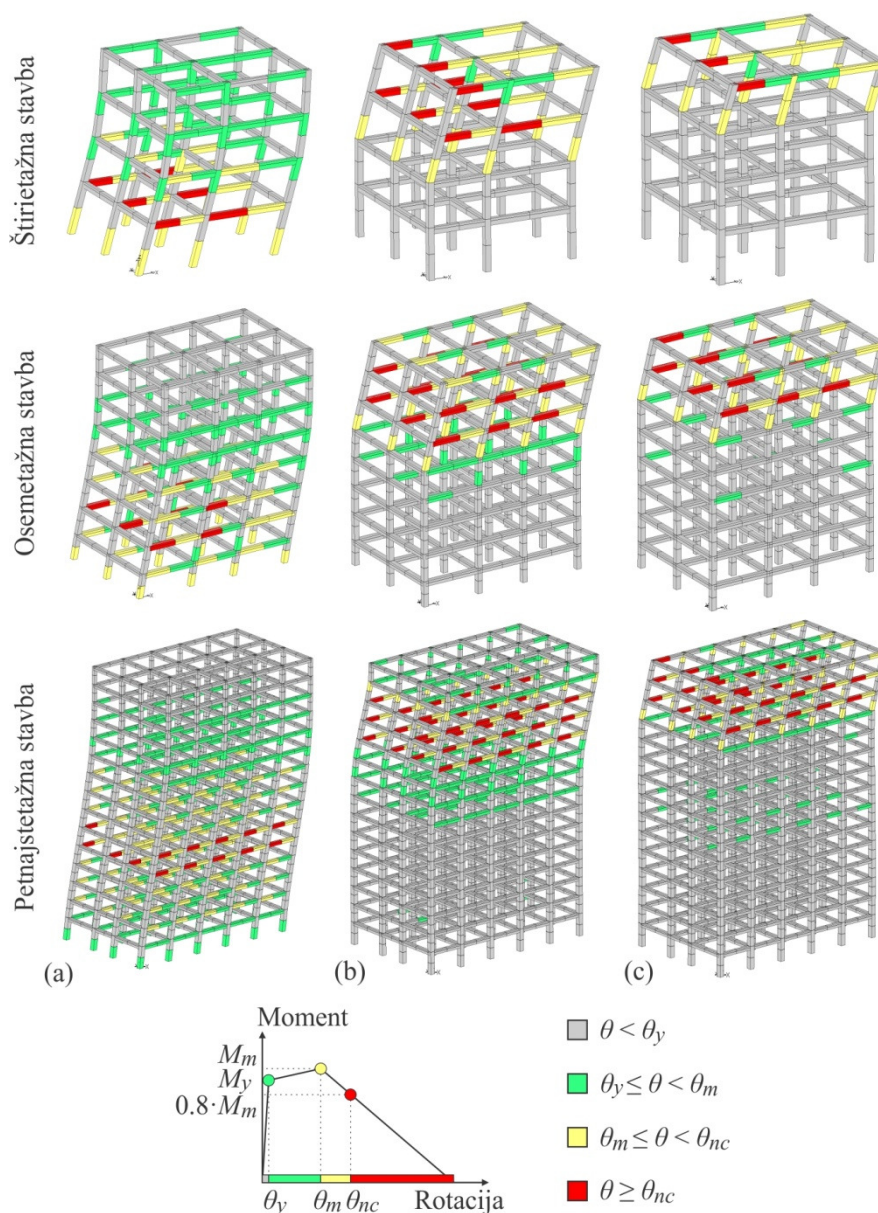
Slika 6.1: Krivulje potisnih analiz na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike ter pripadajoči idealizirani odnosi med celotno prečno silo ob vpetju F in pomikom na vrhu D za (a) štirietazno, (b) osemetažno in (c) petnajstetažno stavbo. Poudarjene točke označujejo 80 % maksimalne nosilnosti v območju upadanja nosilnosti krivulj potisnih analiz in karakteristične točke idealiziranih krivulj.

Figure 6.1: The first-mode, second-mode, third-mode pushover curves and the corresponding idealized base shear – roof displacement relationships for (a) the 4-storey, (b) the 8-storey and (c) the 15-storey building. The highlighted points correspond to 80 % strength in the softening branch of the pushover curves and to the characteristic points of the idealized relationships.

Preglednica 6.2: Parametri idealiziranih krivulj potisnih analiz, ki so predstavljene na sliki 6.1.

Table 6.2: The parameters of the idealized pushover curves presented in Figure 6.1.

Analiza	Štirietažna stavba			Osemetažna stavba			Petnajstetažna stavba		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
F_2 (kN)	1090	835	700	2450	2280	2370	7500	6750	6800
D_2 (m)	0.09	0.03	0.05	0.11	0.06	0.03	0.14	0.15	0.07
r_v	0.90	0.84	0.90	0.90	0.83	0.89	0.90	0.81	0.81
r_h	0.55	0.31	0.08	0.52	0.23	0.25	0.65	0.17	0.20
μ_u	4.82	7.67	2.00	4.77	5.33	6.33	8.00	4.00	4.86
α	0.10	0.02	0.01	0.12	0.03	0.02	0.12	0.05	0.03



Slika 6.2: Deformirane konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) z označeno poškodovanostjo posameznih konstrukcijskih elementov in tipična ovojnica moment – rotacija, ki smo jo uporabili za stebre in grede. Rezultate predstavljamo za potisne analize na osnovi (a) prve, (b) druge in (c) tretje nihajne oblike.

Figure 6.2: Deformed structures at the near collapse (NC) limit state with indications of the damage occurring to individual structural elements and typical moment – rotation relationship for columns and beams. The results are presented for (a) first-mode, (b) second-mode and (c) third-mode pushover analysis.

Poškodovanost, ki nastopi med potisnimi analizami v stebrih in gredah testnih stavb, prikazujemo na sliki 6.2 za mejno stanje blizu porušitve (NC) konstrukcij. Na sliki predstavljajo siva, zelena, rumena in rdeča barva stopnjo poškodovanosti plastičnih členkov v konstrukcijskih elementih, kot je grafično opisano z ovojnico moment – rotacija (slika 6.2 in 4.4). Za potisne analize na osnovi prve nihajne oblike je porazdelitev poškodovanosti podobna za vse tri testne stavbe. V stebrih pri temeljnih tleh opazimo rotacije, kjer se pojavi tečenje armature (stavba S15) oziroma že upada nosilnost (stavbi S4 in S8). Nad to lokacijo ostanejo stebri v elastičnem območju do določene etaže v zgornjem delu konstrukcije, kjer se pojavi tečenje armature v zgornjem delu stebrov v eni ali dveh zaporednih etažah. Po celotnih konstrukcijah je večina gred poškodovanih od začetnih poškodb, kjer se prične tečenje armature do mejnega stanja blizu porušitve, kjer so najbolj poškodovane grede približno na tretjini višine konstrukcije.

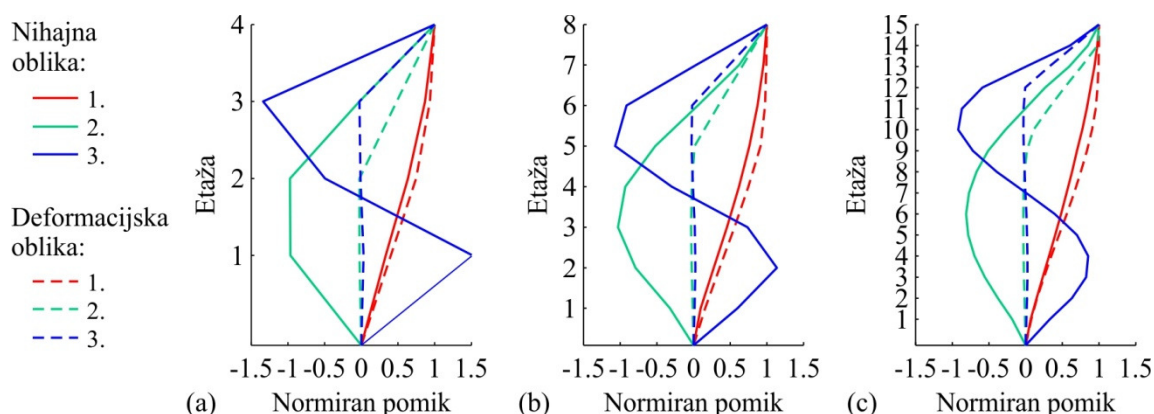
Porazdelitev poškodovanosti v primeru potisnih analiz na osnovi višjih nihajnih oblik se precej razlikuje od poškodovanosti, ki smo jo opisali za rezultate potisnih analiz na osnovi prve nihajne oblike (slika 6.2). V teh primerih so poškodbe koncentrirane v zgornjih delih stavb, medtem ko ostanejo spodnji deli praktično nepoškodovani. V zgornjem delu konstrukcij se v določeni etaži poškodujejo stebri spodaj, s čimer se tvori plastični mehanizem od tam do vrha konstrukcij. To je še bolj očitno v primeru poškodovanosti, ki pripada potisnim analizam na osnovi tretje nihajne oblike. S tem se tvori precej drugačna deformacijska oblika od nihajnih oblik, s katerimi določimo invariantno obliko horizontalnih sil (slika 6.2 in 6.3). Omeniti velja, da so pomiki po višini stavb sledili obliki horizontalnih sil glede na drugo in tretjo nihajno obliko, dokler so bile stavbe v elastičnem območju. Potem, ko se je že pri majhnih pomikih na vrhu ustvaril plastični mehanizem (slika 6.1), so se deformacije povečevale zgolj v poškodovanih etažah pri vrhu konstrukcij, medtem ko so pomiki spodnjih etaž ostali zanemarljivo majhni.

Deformacijske oblike stavb s pripadajočimi poškodbami konstrukcijskih elementov lahko obravnavamo kot različne plastične mehanizme, ki se vzpostavijo med potresno obtežbo. Med nelinearno dinamično analizo potresnega odziva konstrukcij, s katero lahko najbolj natančno ocenimo obnašanje konstrukcij med potresi, se pojavijo različni plastični mehanizmi, medtem ko smo z uporabo potisnih analiz določili tri osnovne plastične mehanizme, ki so sestavni del postopka EPA.

6.1.2 Definicija ekvivalentnih sistemov z eno prostostno stopnjo

Rezultate potisnih analiz na osnovi prvih treh nihajnih oblik smo uporabili za določitev klasičnih, t. i. modalnih, ekvivalentnih SDOF modelov, poleg tega pa tudi za določitev t. i. deformacijskih SDOF modelov. Uporabili smo način, ki smo ga definirali v poglavjih 3.1.3 in 3.1.4. Karakteristike deformacijskih SDOF modelov izračunamo glede na deformacijsko obliko, ki jo določajo potisne analize pri mejnem stanju blizu porušitve (NC), kjer se vzpostavijo različni plastični mehanizmi, ki smo jih opisali zgoraj (slika 6.2). Deformacijske SDOF modele vpeljemo z namenom enostavnega simuliranja potresnega odziva stavb z vzpostavljenim določenim plastičnim mehanizmom.

Na sliki 6.3 prikazujemo normirane nihajne in deformacijske oblike, ki služijo za določitev modalnih in deformacijskih SDOF modelov. Za vse stavbe opazimo podobnost med deformacijsko obliko v primeru osnovnega (prvega) mehanizma in prve nihajne oblike. Po drugi strani se višje nihajne oblike močno razlikujejo od pripadajočih deformacijskih oblik, kjer so v spodnjem delu konstrukcij opazni zanemarljivo majhni pomiki.



Slika 6.3: Normirane nihajne in deformacijske oblike za (a) štirietažno, (b) osetetažno in (c) petnajsetažno stavbo. Pomik na vrhu je vedno enak 1. Normirane deformacijske oblike pripadajo mejnemu stanju NC.

Figure 6.3: Normalized vibration and failure modes of (a) the 4-storey, (b) the 8-storey and (c) the 15-storey building. The roof displacement is always equal to 1. The normalized failure modes correspond to the near collapse limit state.

Ovojnice sila – pomik SDOF modelov določimo z uporabo idealiziranih krivulj potisnih analiz (slika 6.1), kjer celotno prečno silo ob vpetju F in pomik na vrhu konstrukcije D transformiramo v SDOF količine ($F^* - D^*$) s primernimi transformacijskimi faktorji. Glede na uporabljeno idealizacijo je začetna togost modalnih SDOF modelov enaka tisti, ki jo določajo krivulje potisnih analiz. Zaradi tega se nihajni časi modalnih SDOF modelov ujemajo s prvimi tremi nihajnimi časi celotnih konstrukcij v obravnavani smeri $T_m^* = T$ (preglednica 6.3). Nihajni časi deformacijskih SDOF modelov T_f^* so nekoliko daljši od modalnih nihajnih časov. Do največjih razlik pride v primeru štirietažne stavbe, kjer se pojavi relativna razlika pri drugi in tretji nihajni obliki z vrednostjo okrog 20 %, sicer so odstopanja med nihajnimi časi modalnih in deformacijskih SDOF modelov nižja od 10 %.

Preglednica 6.3: Nihajni čas, masa, transformacijski faktor in pospešek na meji tečenja na diagramu kapacitete za modalne in deformacijske SDOF modele. Rezultate prikazujemo za vse testne stavbe in za tri potisne analize na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike.

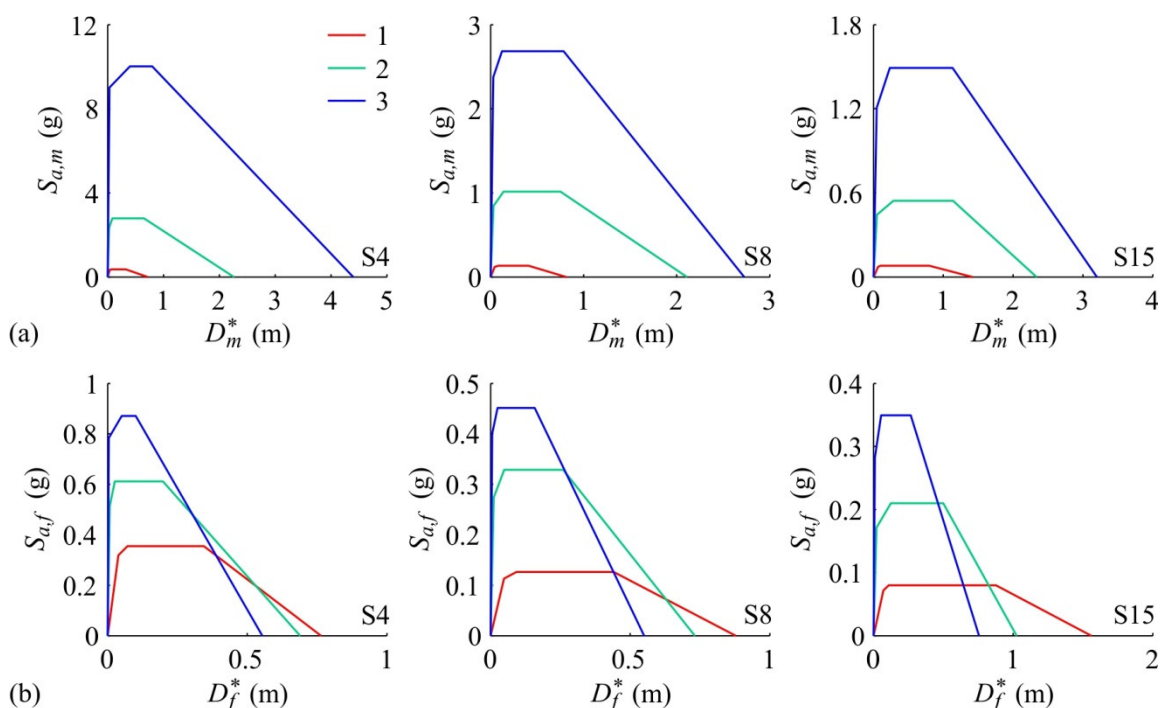
Table 6.3: The period, mass, transformation factor, and peak (yield) acceleration of the capacity diagram of the modal-based and failure-based SDOF models. The results are presented for all the investigated buildings and for the three pushover analyses performed for force distribution corresponding to the first, second and third vibration modes.

Stavba	Nihajna oblika	Modalni SDOF model				Deformacijski SDOF model			
		$T_m^* = T$ (s)	m_m^* (t)	Γ_m	$S_{ay,m}$ (g)	T_f^* (s)	m_f^* (t)	Γ_f	$S_{ay,f}$ (g)
S4	1	0.67	241	1.26	0.37	0.70	263	1.19	0.35
	2	0.21	87	0.35	2.78	0.25	120	1.16	0.61
	3	0.12	57	0.13	10.0	0.14	83	0.99	0.87
S8	1	1.23	1471	1.28	0.13	1.30	1664	1.19	0.13
	2	0.40	538	0.43	1.01	0.41	575	1.23	0.33
	3	0.23	372	0.24	2.68	0.25	446	1.20	0.45
S15	1	1.90	7010	1.35	0.08	2.00	7779	1.23	0.08
	2	0.67	2406	0.53	0.54	0.71	2729	1.20	0.21
	3	0.39	1549	0.30	1.49	0.40	1562	1.27	0.35

V preglednici 6.3 prikazujemo tudi mase (m_m^* , m_f^*) in transformacijske faktorje (Γ_m , Γ_f) SDOF modelov. V primeru prve nihajne oblike so parametri modalnih in deformacijskih SDOF modelov podobni, čeprav so mase deformacijskih SDOF modelov nekoliko višje od tistih, ki pripadajo modalnim SDOF modelom, medtem ko ravno obratno velja za transformacijske faktorje. Zaradi tega imajo modalni in deformacijski SDOF modeli, ki ustrezajo prvi nihajni in deformacijski obliki, približno enake vrednosti pospeškov na meji tečenja $S_{a,y,m} \approx S_{a,y,f}$ na diagramu kapacitete (slika 6.4).

Po drugi strani so pospeški na meji tečenja $S_{a,y,f}$ deformacijskih SDOF modelov, ki pripadajo drugi in tretji deformacijski obliki, veliko nižji od pripadajočih pospeškov $S_{a,y,m}$ za modalne SDOF modele (preglednica 6.2). To pomeni, da je razlika med modalnimi in deformacijskimi SDOF modeli pomembna pri potisnih analizah na osnovi višjih nihajnih oblik. V tem primeru sta transformacijska faktorja $\Gamma_{f,2}$ in $\Gamma_{f,3}$ veliko večja od $\Gamma_{m,2}$ in $\Gamma_{m,3}$. Poleg tega imajo deformacijski transformacijski faktorji približno enako vrednost pri vseh nihajnih oblikah in so tako približno podobni osnovnemu modalnemu transformacijskemu faktorju $\Gamma_{m,1}$. Mase in nihajni časi deformacijskih SDOF modelov so prav tako nekoliko višji od parametrov, ki ustrezajo pripadajočim modalnim SDOF modelom.

Diagrame kapacitete definiramo na podlagi ovojníc (F^* - D^*) SDOF modelov z deljenjem sile F^* s pripadajočo maso SDOF modela (slika 6.4). Pri modalnih SDOF modelih so maksimalni pospeški na diagramu kapacitete v primeru modela, ki določa drugi mehanizem, za približno 7-krat višji v primerjavi z osnovnim modelom. Za model, ki določa tretji mehanizem, je razlika v nosilnosti v primerjavi z osnovnim modelom še večja, okrog 20-krat. Zaradi tega modalni SDOF modeli za višje nihajne oblike določajo nizke potresne zahteve, ki so skoraj vedno omejene na elastične deformacije. Z deformacijskimi SDOF modeli te razlike bistveno zmanjšamo, saj znašajo razmerja $S_{a,y,f,2}/S_{a,y,f,1}$ od 1.75 do 2.6 in razmerja $S_{a,y,f,3}/S_{a,y,f,1}$ od 2.6 do 4.4 za različne testne stavbe. S takšno definicijo deformacijskih SDOF modelov lahko približno simuliramo globalni potresni odziv, ki pripada plastičnim mehanizmom, ki jih ne moremo simulirati z uporabo modalnih SDOF modelov.



Slika 6.4: Diagrami kapacitete testnih stavb S4, S8 in S15 za (a) modalne in (b) deformacijske SDOF modele.

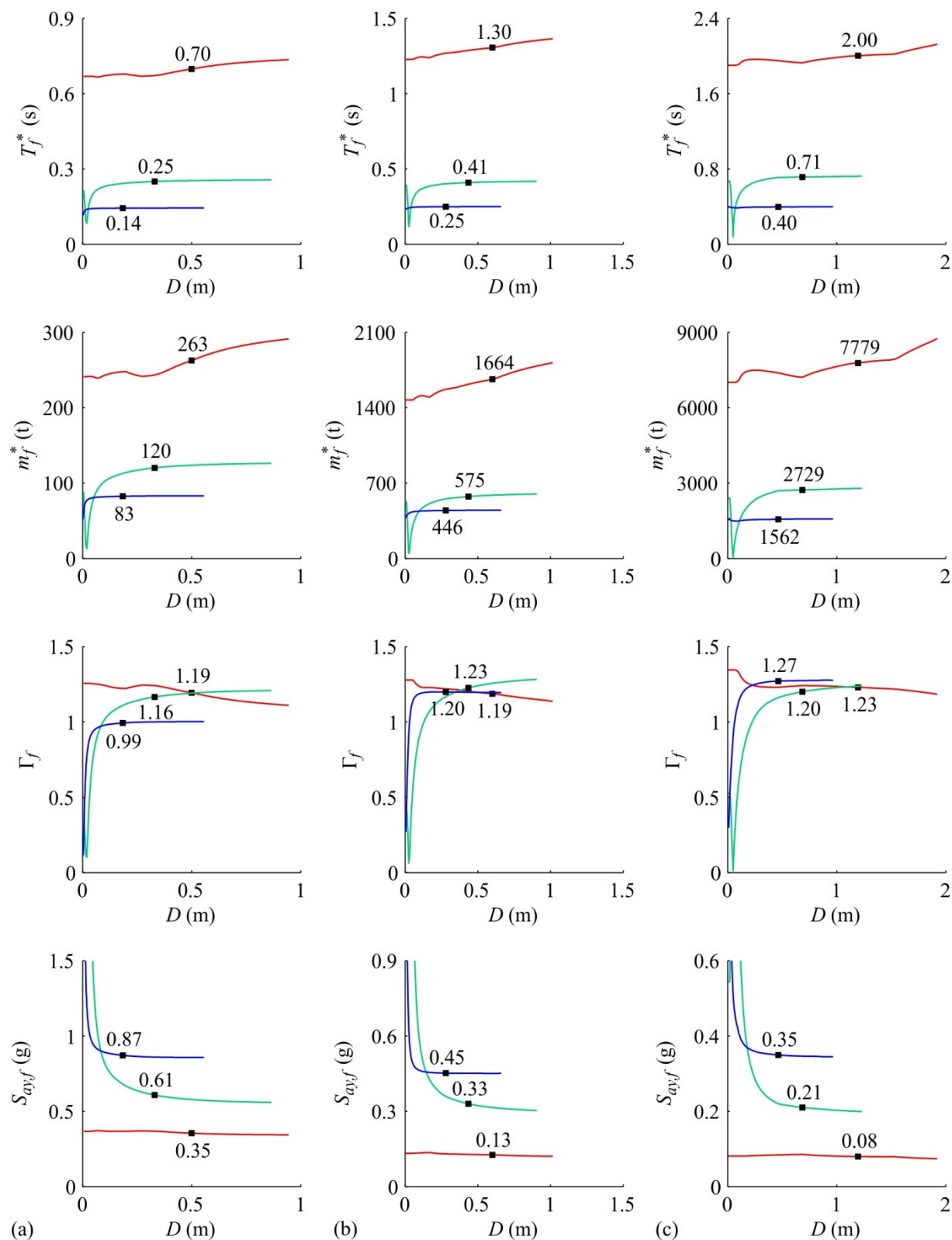
Figure 6.4: Capacity diagrams for test buildings S4, S8 and S15 for (a) modal-based and (b) failure-based SDOF models.

Dodajmo še, da v primeru predlaganega poenostavljenega postopka EPA, za vse SDOF modele upoštevamo dušenje proporcionalno masi s 5 % deležem kritičnega dušenja. Tak pristop ni v skladu z modalno dinamično analizo (Chopra, 2007) in postopkom MPA. Dodatno obrazložitev glede te predpostavke podajamo v poglavju 6.1.8.

Za definicijo deformacijskih SDOF modelov izberemo mejno stanje NC, saj so pri tem mejnem stanju vzpostavljeni plastični mehanizmi (slika 6.2), poleg tega pa se osnovne karakteristike deformacijskih SDOF modelov skoraj ne spreminjajo v območju okrog mejnega stanja NC (slika 6.5). Na sliki 6.5 opazimo za nihajni čas T_f^* in maso m_f^* deformacijskega SDOF modela podobno odvisnost od pomika na vrhu konstrukcij D glede na potisne analize za vse tri testne stavbe. V primeru potisnih analiz na osnovi prve in tretje nihajne oblike se T_f^* in m_f^* nekoliko povečujeta s pomikom D . V območju mejnega stanja NC velja podobno tudi za rezultate na osnovi druge nihajne oblike, kjer sicer opazimo velike spremembe pri majhnih pomikih D , kjer se deformacijska oblika, ki je pri majhnih pomikih podobna drugi nihajni obliki, spremeni v deformacijsko obliko, kjer so vsi pomiki koncentrirani v zgornjih etažah (slika 6.3).

Zanimive rezultate dobimo za deformacijske transformacijske faktorje Γ_f , ki imajo v okolici mejnega stanja NC skoraj enake vrednosti, ki znašajo okrog 1.2, za vse stavbe in vse obravnavane plastične mehanizme (slika 6.5). Edina izjema je deformacijski transformacijski faktor v primeru tretjega mehanizma za štirietažno stavbo, ki ima vrednost 0.99. V primeru osnovnega plastičnega mehanizma, ki ga določimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike, se $\Gamma_{f,1}$ nekoliko zmanjša s pomikom D , sicer se podobno kot $T_{f,1}^*$ in $m_{f,1}^*$ malo spreminja v odvisnosti od pomika D , saj ostaja deformacijska oblika ves čas podobna. Po drugi strani opazimo v primeru drugega in tretjega mehanizma, ki ju določimo s potisnimi analizami na osnovi druge in tretje nihajne oblike velike spremembe transformacijskih faktorjev $\Gamma_{f,2}$ in $\Gamma_{f,3}$, katerih vrednosti se v območju mejnega stanja NC ne spreminjajo veliko. Vrednosti transformacijskih faktorjev $\Gamma_{f,2}$ in $\Gamma_{f,3}$ se povečata zaradi spremembe v deformacijski obliki, medtem ko se po vzpostavitvi plastičnega mehanizma deformacijska oblika in pripadajoča transformacijska faktorja $\Gamma_{f,2}$ in $\Gamma_{f,3}$ bistveno ne spreminjata.

Odvisnost deformacijskih transformacijskih faktorjev Γ_f od pomika D se odraža na pospeških na meji tečenja $S_{av,f}$, ki pripadajo diagramom kapacitete. Glede na to, da se v primeru osnovnega mehanizma masa $m_{f,1}^*$ s pomikom D nekoliko povečuje in se $\Gamma_{f,1}$ po drugi strani nekoliko zmanjšuje, je pričakovano, da je pospešek $S_{av,f,1}$ praktično neodvisen od pomika (slika 6.5). Po drugi strani se kapaciteta SDOF modelov, ki opisujeta drugi in tretji mehanizem zmanjša in ustali v območju mejnega stanja NC. Za vse tri stavbe so opazni podobni trendi v primeru vseh omenjenih karakteristik SDOF modelov, kar predstavlja možnost generiranja SDOF modelov, ki opisujejo različne plastične mehanizme na osnovi ene potisne analize.



Slika 6.5: Nihajni čas, masa, transformacijski faktor in pospešek na meji tečenja na diagramu kapacitete za deformacijski SDOF model v odvisnosti od pomika na vrhu konstrukcije za tri potisne analize in (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajsetažno stavbo. Označene so karakteristike, ki pripadajo pomiku pri 20 % padcu nosilnosti na krivulji potisne analize (mejno stanje blizu porušitve NC).

Figure 6.5: Period, mass, transformation factor and peak (yield) acceleration from capacity diagram for failure-based SDOF model at different roof displacements for three pushovers and (a) 4-storey, (b) 8-storey and (c) 15-storey building. Indicated characteristics correspond to roof displacement at 20 % drop in strength at pushover curves (near collapse limit state).

6.1.3 Primerjava kvantilnih IDA krivulj

Rezultate različnih poenostavljenih postopkov za določevanje potresnega odziva (PA1, PA1W, MPA in EPA) primerjamo z rezultati 'točne' nelinearne dinamične analize konstrukcij. Najprej primerjamo kvantilne IDA krivulje, kjer obravnavamo 16-i, 50-i in 84-i kvantil potresnega odziva.

V primeru vseh poenostavljenih postopkov izračunamo potresne zahteve SDOF modelov z uporabo nelinearne dinamične analize. Vsako nelinearno dinamično analizo za celoten model konstrukcije ali ekvivalenten SDOF model smo izvedli z uporabo Newmarkove integracijske sheme ($\gamma_N = 0.5$, $\beta_N = 0.25$), kjer smo upoštevali integracijski časovni korak 0.01 s. Pri izračunih posameznih IDA krivulj smo določili maksimalni pospešek tal, ki povzroči globalno dinamično nestabilnost oz. porušitev modela konstrukcije, z napako, ki je manjša od 2 % g v primeru vseh obravnavanih stavb in akceleroگرامov. Spletna aplikacija WIDA, na kateri temelji poenostavljen postopek PA1W, je trenutno pripravljena le za skupino akceleroگرامov A_{VC} , zato lahko analiziramo rezultate tega postopka samo za to skupino akceleroگرامov.

Na sliki 6.6 prikazujemo primerjavo med približnimi kvantilnimi IDA krivuljami, ki smo jih določili s poenostavljenimi postopki analize, in 'točnimi' kvantilnimi IDA krivuljami za vse tri testne stavbe (S4, S8 in S15) in izbrane skupine akceleroگرامov (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}). IDA krivulje prikazujemo s parametrom potresnih zahtev (*EDP*), ki smo ga opisali z maksimalnim etažnim pomikom θ_{max} , ki se pojavi v konstrukciji med potresno obtežbo, medtem ko smo za mero intenzitete (*IM*) uporabili spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $S_d(T_1)$.

Najprej opazimo, da je potrebna za porušitev štirietažne stavbe izredno močna potresna obtežba predvsem za primer analize v skladu s pogojnim spektrom pospeškov (slika 6.6a in 6.6b), saj so spektralne vrednosti v območju period, ki so večje od osnovnega nihajnega časa, bistveno manjše kot tiste iz spektra enotne potresne nevarnosti. Na rezultat dodatno vpliva visoka nosilnost stavbe S4, kar smo pokazali že z rezultati potisne analize (preglednica 6.1). Potresna obtežba, ki bi povzročila tako visoke pospeške ni realna, vendar smo račun do tako visokih pospeškov izvršili z namenom ocene natančnosti različnih poenostavljenih postopkov.

Rezultati, ki smo jih določili z osnovnim postopkom PA1, ki temelji zgolj na upoštevanju prve nihajne oblike in pripadajočega plastičnega mehanizma, so v primerjavi s 'točnimi' kvantilnimi IDA krivuljami natančnejši v primeru skupin akceleroگرامov A_B in A_{VC} ter določajo večje napake za skupini akceleroگرامov A_1 in A_2 . Razlog je v različni potresni obtežbi, ki jih določajo skupine akceleroگرامov. Srednji spektralni pospeški pri nihajnih časih, ki so večji od osnovnega nihajnega časa, so v primeru skupin A_1 in A_2 precej nižji kot v primeru skupin akceleroگرامov A_B in A_{VC} , medtem ko je srednja obtežba pri krajših nihajnih časih bolj primerljiva za različne skupine akceleroگرامov (slika 5.11 in preglednica 5.2). Primerjava srednjih spektralnih pospeškov med skupinama A_B in A_{VC} pokaže, da določa skupina A_{VC} večjo potresno obtežbo pri krajših nihajnih časih in obratno. Zaradi tega je potresni odziv konstrukcij posebej v primeru skupine A_B ter tudi v primeru skupine A_{VC} v večji meri odvisen od osnovnega plastičnega mehanizma, ki je določen s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike, medtem ko je za skupine A_1 in A_2 pomembnejši vpliv višjih nihajnih oblik oz. vpliv različnih plastičnih mehanizmov, ki se tvorijo med potresno obtežbo.

Poleg tega se natančnost postopka PA1 zmanjšuje z višino konstrukcij. Za skupine akceleroگرامov A_1 in A_2 določa postopek PA1 v primeru stavbe S4 sprejemljive rezultate za 84-i in 50-i kvantil IDA krivulj, v primeru stavbe S8 le za 84-i kvantil, medtem ko dobimo pri stavbi S15 velike razlike v primerjavi z vsemi tremi 'točnimi' kvantilnimi IDA krivuljami. Za skupini akceleroگرامov A_B in A_{VC} ,

kjer potresni odziv bolje napovemo z osnovnim mehanizmom, dobimo s postopkom PA1 rezultate s sprejemljivo natančnostjo za stavbi S4 in S8 v primeru vse treh kvantilnih IDA krivulj, medtem ko za stavbo S15 dobro napovemo le 84-i kvantil IDA krivulj. Rezultati kažejo, da postopek PA1, ki temelji zgolj na potisni analizi glede na osnovno nihajno obliko, ne more napovedati potresnega odziva petnajstetažne stavbe z dovolj visoko natančnostjo v primeru omenjenih skupin akcelorogramov.

Postopek MPA, ki upošteva tudi vpliv višjih nihajnih oblik, določa v primeru štirietražne in osemetažne stavbe enake rezultate kot PA1 (slika 6.6). Za petnajstetažno stavbo dobimo s postopkom MPA pri višjih intenzitetah nekoliko večje potresne zahteve in v primeru skupin akcelorogramov A_1 in A_2 tudi nižje vrednosti mejnih intenzitet pred poružitvijo konstrukcije, s čimer se nekoliko približamo 'točnim' kvantilnim IDA krivuljam. To pomeni, da pri nekaterih akcelorogramih porušitev določajo modalni SDOF modeli, ki jih določimo s potisnimi analizami na osnovi višjih nihajnih oblik.

Z novim postopkom EPA dobimo primerljive rezultate s 'točnimi' IDA krivuljami v vseh obravnavanih primerih z izjemo štirietražne stavbe in skupin akcelorogramov A_1 in A_2 kjer določimo nekoliko manjšo nosilnost, vendar smo s tem na varni strani.

Na koncu opazimo, da je razlika v rezultatih, ki jih dobimo za skupino akcelorogramov A_{VC} s postopkoma PA1 in PA1W praktično zanemarljiva (slika 6.6d). V tem primeru pride do manjših odstopanj le pri mejnih intenzitetah, ki določajo porušitev konstrukcij. To potrjuje hipotezo, da spletna aplikacija WIDA določa dovolj natančne približne IDA krivulje za sisteme z eno prostostno stopnjo. Vendar velja poudariti, da je natančnost približnih IDA krivulj, ki jih določimo s spletno aplikacijo WIDA za SDOF model, odvisna od idealizacije krivulje potisne analize in drugih parametrov s katerimi definiramo ekvivalenten SDOF model (glej poglavje 3.1.2). Natančnost dobljenih rezultatov s spletno aplikacijo kontroliramo s parametrom ρ (Peruš in sod., 2013), ki opisuje relativno oddaljenost izbranih parametrov SDOF modela od parametrov za katere je določena baza rezultatov v spletni aplikaciji. Če je vrednost parametra $\rho = 1$, linearna interpolacija med rezultati v bazi spletne aplikacije ni potrebna in so 'točne' IDA krivulje SDOF modela enake krivuljam, ki jih dobimo s spletno aplikacijo. V našem primeru smo s primerno idealizacijo krivulj potisnih analiz določili vhodne podatke za tri testne stavbe, ki jim pripada vrednost parametra ρ v intervalu med 0.83 in 0.87. Glede na te vrednosti lahko pričakujemo, da bomo s spletno aplikacijo dobili rezultate za SDOF model s povprečno napako približno 4 % (glej Peruš in sod., 2013). To se dobro ujema z napako med približnimi IDA krivuljami, ki smo jih določili s postopkoma PA1 in PA1W za skupino akcelorogramov A_{VC} (slika 6.6d).

Podobna opažanja veljajo tudi za kvantilne IDA krivulje, ki jih izračunamo za različne kombinacije mere za intenziteto (spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času ($S_d(T_1)$) ali maksimalni pospešek tal (a_g)) in parametra potresnih zahtev (maksimalni etažni pomik (θ_{max}) ali maksimalni pomik na vrhu konstrukcije (D_{max})). To opišemo z relativno napako ε_k (enačba 3.17) med mejnimi intenzitetami na kvantilnih IDA krivuljah, ki jih določimo s poenostavljenimi postopki v primerjavi z rezultati 'točne' nelinearne dinamične analize konstrukcij. Mejne intenzitete primerjamo pri treh mejnih stanjih ms ($n_{ms} = 3$) z namenom vrednotenja razlik med kvantilnimi IDA krivuljami. Mejno stanje, ki ga določimo pri največjih vrednostih maksimalnih etažnih pomikov θ_{max} in ga označimo z ms_3 , ustreza 85 % maksimalnega etažnega pomika, kjer nastopi porušitev konstrukcije glede na IDA krivuljo za posamezen akcelorogram. Mejno stanje ms_2 definiramo pri θ_{max} , ki ustreza 75 % maksimalnega etažnega pomika ms_3 , medtem ko mejno stanje ms_1 definiramo pri 50 % maksimalnega etažnega pomika ms_2 za vsak posamezni akcelorogram. Mejna stanja, izražena z maksimalnim pomikom na vrhu konstrukcije (D_{max}), izračunamo na osnovi mejnih etažnih pomikov za vsak posamezni akcelorogram. Na osnovi teh vrednosti smo določili mediane mejnih etažnih pomikov in mejnih pomikov na vrhu konstrukcije za vsako skupino akcelorogramov, pri katerih smo določili pripadajoče

intenzitete $IM_{k,IDA}(ms)$ in $IM_{k,prIDA}(ms)$ (enačba 3.17). Mediane mejnih etažnih pomikov, ki pripadajo različnim mejnim stanjem, se pri obravnavanih stavbah razlikujejo. Za mejno stanje ms_1 znašajo od 2.4 do 3.2 %, za mejno stanje ms_2 od 4.7 do 6.3 % in za mejno stanje ms_3 od 6.4 do 8.4 % (slika 6.6).

Vrednosti napake ε_k , ki smo jih določili za kvantilne IDA krivulje, izračunane za različne kombinacije mer za intenziteto in parametrov potresnih zahtev, prikazujemo v preglednici 6.4. Ti rezultati potrjujejo ugotovitve, ki smo jih naredili na osnovi slike 6.6. Vidno je, da ε_k močno narašča s številom etaž obravnavanih stavb v primeru poenostavljenih postopkov za določanje potresnega odziva. Izjema je postopek EPA, kjer so napake ε_k podobno nizke v primeru vseh testnih stavb. V splošnem je ε_k večji pri približnih IDA krivuljah, ki jih opišemo z maksimalnim etažnim pomikom, saj to količino pridobimo posredno iz rezultatov potisne analize konstrukcij. V večini primerov smo dobili najnižje vrednosti mere za napako ε_k v primeru skupine akcelrogramov A_B , nekoliko večje za skupino A_{VC} ter največje za skupini A_1 in A_2 . Zanimiv rezultat je, da je ε_k največji pri primerjavi 16-ega kvantila IDA krivulj in po drugi strani najmanjši v primeru 84-ega kvantila IDA krivulj. To pomeni, da s poenostavljenimi postopki bolje napovemo potresni odziv konstrukcij pri nižjih vrednostih intenzitete, ki so tudi bolj realne in s tem bolj pomembne, saj prispevajo večji delež k potresnemu tveganju konstrukcij (Eads in sod., 2013). Rezultati kažejo, da s predlaganim postopkom EPA izračunamo približne IDA krivulje, s katerimi lahko opišemo mejne intenzitete z dovolj visoko natančnostjo tudi v primeru petnajstetažne stavbe.

6.1.4 Primerjava posameznih IDA krivulj

V tem poglavju vrednotimo natančnost poenostavljenih postopkov na nivoju posameznih akcelrogramov. Napake med rezultati 'točne' inkrementalne nelinearne dinamične analize in približnih postopkov za posamezne akceleroگرامe izračunamo glede na meri za napako ε_{IDA} in ε_θ (glej enačbi 3.18 in 3.19). Parameter ε_{IDA} predstavlja mero za napako med dvema IDA krivuljama, medtem ko s parametrom ε_θ ocenimo zmožnost poenostavljenih postopkov, ki temeljijo na potisni analizi, za določanje etažnih pomikov po višini konstrukcij. Parametre ε_θ smo izračunali pri 10 enakomerno porazdeljenih intenzitetah na posameznih IDA krivuljah ($n_i = 10$, glej enačbo 3.19). Pri tem se omejimo na poenostavljena postopka PA1 in EPA, saj smo zgoraj pokazali, da med rezultati postopkov PA1, PA1W in MPA ni bistvenih razlik za kvantilni potresni odziv, kar velja tudi v primeru rezultatov za posamezne akceleroگرامe.

V preglednicah 6.5 in 6.6 prikazujemo vrednosti napake ε_{IDA} za tri testne stavbe (S4, S8 in S15) in vsak posamezni akceleroگرام iz obravnavanih skupin (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) ter pripadajoče minimalne, maksimalne in povprečne vrednosti. Minimalna vrednost mere za napako ε_{IDA} ne preseže 8 %, pri čemer je zanimivo, da se minimalna vrednost mere ε_{IDA} ne povečuje s številom etaž v obravnavanih konstrukcijah. Nasprotno opazimo za maksimalne vrednosti ε_{IDA} , kjer nastopijo največje vrednosti pri petnajstetažni stavbi. V preglednici 6.5, kjer so zbrani rezultati za skupini akceleroگرامov A_1 in A_2 znašata maksimalni vrednosti ε_{IDA} za vsako od skupin akceleroگرامov kar 396 % in 247 %. Maksimalna napaka ε_{IDA} za skupino A_B pripada 16. akceleroگرامu in znaša 143 %, medtem ko 11. akceleroگرام iz skupine A_{VC} določa največjo napako za to skupino z vrednostjo 250 % (preglednica 6.6). Tako velike napake smo dobili z osnovnim postopkom PA1. Skupine akceleroگرامov A_1 in A_2 se razlikujejo za različne stavbe, medtem ko za enake akceleroگرامe iz skupin A_B in A_{VC} izračunamo potresni odziv vseh treh testnih stavb. Glede na to je zanimivo primerjati odziv različnih stavb pri enaki potresni obtežbi. Za nazornejši prikaz rezultatov celice z vrednostmi ε_{IDA} , ki so v intervalu med 15 % in 40 %, označimo z rumenim ozadjem, medtem ko celice z napakami večjimi od 40 % označimo z rdečim ozadjem. Opazimo, da zgoraj omenjena akceleroگرامa $A_{B,16}$ in $A_{VC,11}$ povzročata za postopek PA1 velike napake v primeru vseh obravnavanih stavb. S postopkom PA1 smo dobili

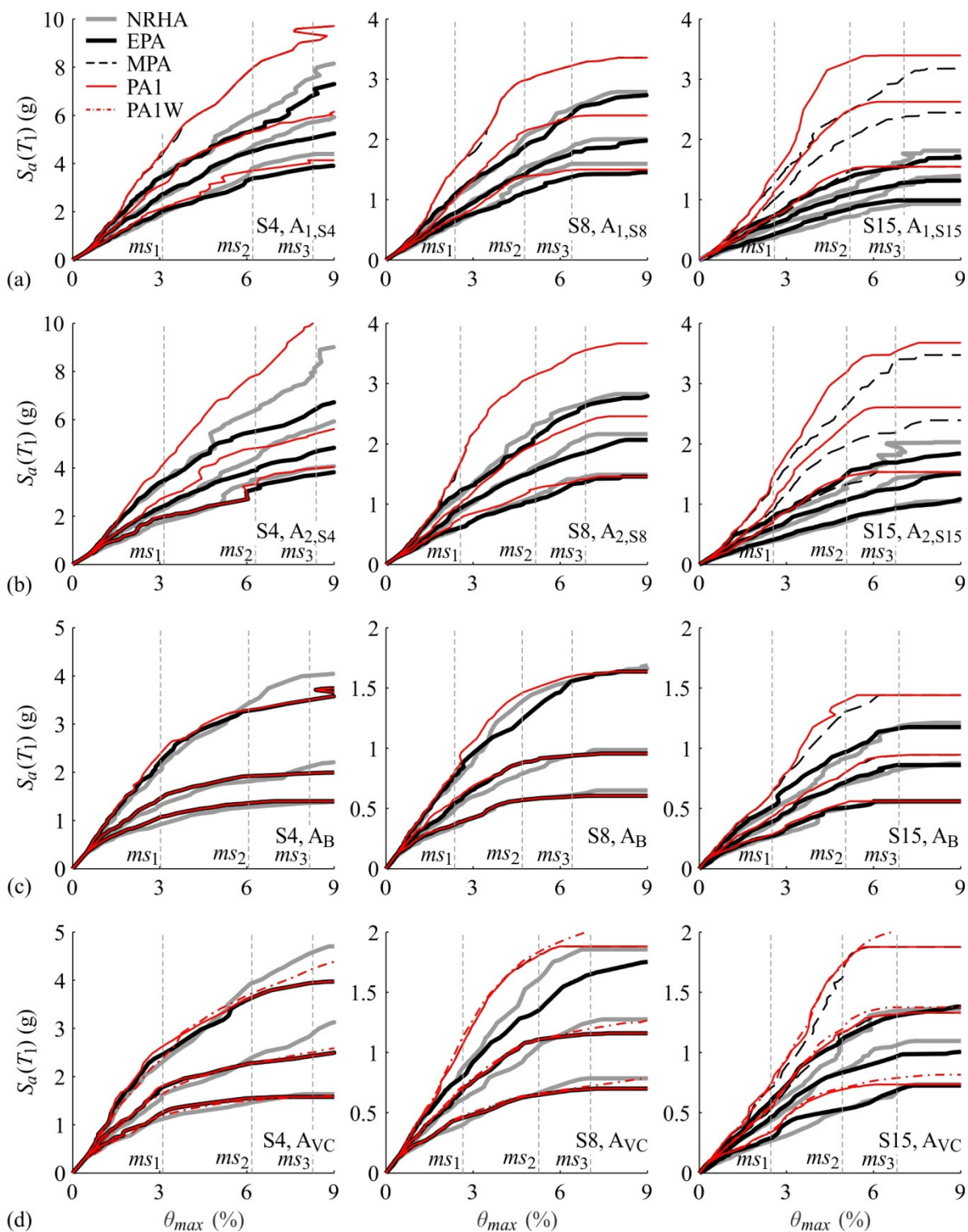
visoka odstopanja pri vseh obravnavanih stavbah tudi v primeru nekaterih drugih akcelerogramov, in sicer za akcelerograme z zaporedno številko 7, 13, 24 in 30 iz skupine A_{VC} ter 1, 3 in 10 iz skupine A_B . Po drugi strani opazimo akcelerograme, kjer določimo približne IDA krivulje s postopkom PA1 z majhno napako za vse obravnavane stavbe.

S postopkom EPA zmanjšamo odstopanja med približnimi in 'točnimi' IDA krivuljami za posamezne akcelerograme. To velja posebej v primerih, kjer smo dobili s postopkom PA1 največje napake ε_{IDA} , kar je hitro razvidno iz uporabljene barvne sheme. Maksimalno napako ε_{IDA} v primeru postopka PA1 (396 %), ki pripada akcelerogramu $A_{1,32}$ omejimo s postopkom EPA na 55 %. V redkih primerih s postopkom EPA povečamo napako ε_{IDA} v primerjavi z rezultati za PA1, kar je posledica določitve približnih IDA krivulj, ki so na varni strani glede na 'točne' rezultate. Za petnajstetažno stavbo dobimo s postopkom EPA v primerjavi s postopkom PA1 približno petkrat nižje povprečne vrednosti ε_{IDA} za skupino akcelerogramov A_1 , približno trikrat nižje povprečne vrednosti ε_{IDA} za skupino A_2 in A_{VC} ter približno dvakrat nižje povprečne vrednosti ε_{IDA} za skupino A_B (preglednici 6.5 in 6.6). V prilogi C prikazujemo primerjavo med posameznimi IDA krivuljami, ki jih določimo s 'točno' nelinearno dinamično analizo, postopkom EPA in PA1 za vse stavbe in skupine akcelerogramov, kar je osnova za določitev vrednosti napake ε_{IDA} .

Podobne ugotovitve lahko naredimo tudi na podlagi mere za napako med ocenjeno in dejansko deformacijsko obliko pri različnih stopnjah potresne intenzitete ε_θ , čeprav razlike med minimalnimi in maksimalnimi vrednostmi ε_θ niso tako visoke kot v primeru ε_{IDA} . Mera za napako ε_θ je močno odvisna od posameznih akcelerogramov in narašča s številom etaž v stavbah. To je jasno razvidno iz preglednic 6.7 in 6.8, kjer so predstavljene vrednosti napake ε_θ na podoben način kot smo prikazali vrednosti napake ε_{IDA} . Rumeno barvo ozadja posamezne celice smo uporabili, kadar je bila vrednost ε_θ v intervalu med 15 % in 25 %, medtem ko smo uporabili rdečo barvo ozadja celic, če je ε_θ presežala vrednost 25 %. V primeru postopka PA1 dobimo rdeče ozadje celic za štirietažno stavbo za različne skupine akcelerogramov v 78 % (A_1), 45 % (A_2), 13 % (A_B) in 40 % (A_{VC}), medtem ko se te vrednosti za petnajstetažno stavbo izrazito povečajo na 98 % (A_1), 95 % (A_2), 63 % (A_B) in 80 % (A_{VC}).

Pri skupinah akcelerogramov A_B in A_{VC} , kjer lahko primerjamo potresni odziv različnih stavb pri enaki potresni obtežbi je zanimiva ugotovitev, da je postopek PA1 nenatančen v primeru nekaterih akcelerogramov neglede na obravnavano stavbo. Če napaka ε_θ pri izbranem akcelerogramu preseže 25 % za štirietažno ali osemetažno stavbo, bomo pri tem akcelerogramu skoraj zagotovo dobili vsaj tako visoko vrednost napake ε_θ tudi v primeru petnajstetažne stavbe.

Veliko nižje vrednosti za napako ε_θ opazimo v primeru rezultatov postopka EPA, kar lahko hitro razberemo iz barv, s katerimi smo označili velikost napake ε_θ in na podlagi povprečnih vrednosti ε_θ v preglednicah 6.7 in 6.8. V skoraj vseh primerih, kjer ε_θ še vedno presega vrednost 25 %, postopek EPA določa natančnejše rezultate kot osnovni postopek PA1. Zaradi večjih napak, ki jih dobimo s postopkom PA1 za skupini akcelerogramov A_1 in A_2 , so za ti dve skupini akcelerogramov popravki narejeni s postopkom EPA bolj izraziti v primerjavi z drugima dvema skupinama akcelerogramov A_B in A_{VC} .



Slika 6.6: Primerjava 16-ih, 50-ih in 84-ih kvantilnih IDA krivulj izračunanih s 'točno' nelinearno dinamično analizo (NRHA) in poenostavljenimi postopki, ki jih označimo z EPA, MPA, PA1 in PA1W (samo za skupino akceleroگرامov A_{VC}). Prikazujemo rezultate za stavbe S4, S8 in S15 ter skupine akceleroگرامov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} . Z vertikalnimi črtami prikazujemo vrednosti pri katerih smo vrednotili ε_k (glej enačbo 3.17).

Figure 6.6: Comparison of 16th, 50th and 84th percentile IDA curves obtained by using NRHA and the approximate procedures denoted as EPA, MPA, PA1 and PA1W (just for ground motion set A_{VC}). The results are presented for test buildings S4, S8 and S15 and the ground motions sets (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B and (d) A_{VC} . The vertical lines represent the EDPs at which the parameter ε_k (Eq. 3.17) was assessed.

Preglednica 6.4: Napaka ε_k za vse tri testne stavbe, vse skupine akceleroogramov ter različne kombinacije mer za intenziteto (maksimalni pospešek tal a_g in spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času $S_a(T_1)$) in mer za potresne zahteve (maksimalni pomik na vrhu konstrukcije D_{max} in maksimalno razmerje etažnega pomika θ_{max}).

Table 6.4: The error ε_k for the three investigated buildings, four sets of ground motions, and different combinations of IMs (the peak ground acceleration a_g and the spectral acceleration at the first period $S_a(T_1)$) and the EDPs (the maximum roof displacement D_{max} and the maximum storey drift ratio θ_{max}).

Akc.	Postopek	Kvantil	ε_k : štirietažna stavba				ε_k : osetetažna stavba				ε_k : petnajstetažna stavba			
			D_{max}		θ_{max}		D_{max}		θ_{max}		D_{max}		θ_{max}	
			a_g	$S_a(T_1)$	a_g	$S_a(T_1)$	a_g	$S_a(T_1)$	a_g	$S_a(T_1)$	a_g	$S_a(T_1)$	a_g	$S_a(T_1)$
A ₁	PA1	16-i	13	11	33	29	12	14	51	40	16	4	170	126
		50-i	9	9	16	12	10	13	31	37	10	15	132	128
		84-i	5	10	5	7	7	3	7	10	4	3	84	93
	MPA	16-i	12	10	33	28	8	13	51	40	6	7	118	88
		50-i	9	9	16	12	10	8	31	37	5	7	95	97
		84-i	5	10	5	7	7	3	7	10	5	2	77	88
	EPA	16-i	9	7	9	7	2	11	9	6	10	3	17	11
		50-i	8	8	8	7	5	4	11	8	1	8	11	9
		84-i	5	10	6	10	7	3	6	13	4	4	14	15
A ₂	PA1	16-i	10	18	29	23	28	18	58	39	5	9	113	104
		50-i	9	10	13	11	4	5	14	16	17	15	99	96
		84-i	3	6	3	6	6	4	8	12	13	20	64	85
	MPA	16-i	9	17	29	23	24	14	57	39	7	8	76	82
		50-i	9	10	13	11	4	3	13	16	7	8	84	67
		84-i	3	6	3	6	6	4	8	12	11	14	64	78
	EPA	16-i	10	12	13	12	15	7	8	6	1	2	7	11
		50-i	8	10	9	11	4	3	5	7	7	5	9	7
		84-i	3	6	4	10	6	4	5	5	11	18	13	6
A _B	PA1	16-i	9	6	6	11	9	4	18	7	36	17	71	36
		50-i	2	5	4	8	3	8	4	10	8	9	14	15
		84-i	6	5	9	8	4	3	5	3	6	3	4	6
	MPA	16-i	9	6	6	11	8	4	18	7	28	15	62	32
		50-i	2	5	4	8	3	8	4	10	8	8	14	15
		84-i	6	5	9	8	4	3	5	3	6	3	4	6
	EPA	16-i	9	6	6	9	8	4	7	6	18	4	8	5
		50-i	2	5	4	8	3	8	4	7	6	7	5	4
		84-i	6	5	9	8	4	3	5	3	6	3	3	2
A _{vc}	PA1W	16-i	10	3	13	5	28	9	41	17	21	20	66	47
		50-i	4	3	5	7	6	8	7	9	16	17	20	33
		84-i	6	5	8	4	5	10	5	9	6	5	19	28
	PA1	16-i	11	10	14	12	24	4	35	12	18	22	62	45
		50-i	4	7	8	11	7	9	8	9	14	13	19	29
		84-i	5	7	6	7	6	10	4	9	5	4	16	23
	MPA	16-i	10	10	14	12	24	4	35	12	14	14	61	40
		50-i	4	7	8	10	7	8	8	9	12	11	19	28
		84-i	5	7	6	7	6	10	4	9	4	4	16	23
EPA	16-i	11	10	9	9	11	6	4	12	12	3	7	5	
	50-i	4	7	8	10	7	9	8	9	13	6	7	6	
	84-i	5	7	6	7	6	10	4	9	5	4	5	4	

Preglednica 6.5: Napaka ε_{IDA} dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akceleroogramov (A_1 in A_2). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akceleroogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.

Table 6.5: Error ε_{IDA} according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_1 and A_2). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ or $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.

ε_{IDA} (%)	Skupina akceleroogramov A_1						Skupina akceleroogramov A_2					
	PA1			EPA			PA1			EPA		
	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15
Minimum	7	5	6	7	5	5	8	4	6	7	3	5
Maksimum	79	150	396	83	46	105	125	180	247	87	57	68
Povprečje	26	38	141	22	19	30	26	33	100	26	16	33
1	70	72	43	33	38	25	33	13	33	40	7	49
2	64	13	132	38	14	28	53	27	195	18	12	18
3	26	19	318	30	18	64	11	28	201	11	14	22
4	7	17	191	7	11	27	15	19	173	15	18	60
5	31	10	168	13	10	32	18	10	67	28	10	27
6	8	5	184	14	5	22	24	13	86	83	11	31
7	79	60	151	28	27	29	13	11	187	29	13	57
8	12	10	114	12	10	19	8	10	128	8	8	37
9	11	28	60	20	10	33	26	52	80	13	36	23
10	54	17	86	24	7	31	10	9	117	9	18	63
11	13	25	141	12	25	14	13	4	78	13	3	27
12	13	48	76	9	18	42	8	31	95	14	19	68
13	8	7	206	8	7	40	35	15	83	32	15	19
14	42	42	198	52	16	14	125	4	146	22	4	41
15	14	32	160	14	32	29	18	14	60	30	14	33
16	10	90	168	10	31	24	9	25	247	12	25	24
17	10	100	86	14	19	12	35	52	130	13	15	14
18	18	65	6	30	9	5	29	24	137	29	25	41
19	31	31	155	31	19	16	18	73	127	18	34	29
20	26	12	260	13	13	70	16	9	37	31	9	51
21	24	12	146	83	14	16	37	8	46	38	8	20
22	21	10	99	19	13	15	18	17	6	18	12	6
23	9	22	208	9	17	35	15	46	97	15	21	34
24	23	62	80	11	16	23	65	78	86	41	17	38
25	32	18	142	22	13	23	50	12	31	63	10	10
26	41	59	88	35	28	28	15	51	36	26	19	16
27	53	6	176	43	6	25	12	7	45	19	7	27
28	23	13	54	24	8	40	17	10	112	20	9	53
29	24	10	216	28	15	36	42	7	148	16	8	50
30	65	98	231	43	14	28	22	37	86	87	42	11
31	12	28	67	17	46	7	10	37	97	7	10	30
32	7	21	396	7	21	55	10	20	120	10	20	25
33	31	17	211	11	31	17	41	9	167	18	15	51
34	53	36	93	18	21	17	20	56	222	20	23	25
35	9	15	26	8	15	20	37	9	42	37	4	5
36	7	11	90	7	10	48	17	9	30	19	8	10
37	23	150	118	33	36	27	20	104	14	57	12	36
38	8	73	148	22	34	50	31	46	56	11	15	59
39	24	86	38	7	36	14	23	117	108	23	32	20
40	17	83	114	7	18	105	20	180	37	20	57	42

Preglednica 6.6: Napaka ε_{IDA} dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akceleroogramov (A_B in A_{VC}). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akceleroogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.

Table 6.6: Error ε_{IDA} according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_B and A_{VC}). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_{IDA} \leq 40\%$ or $\varepsilon_{IDA} > 40\%$.

ε_{IDA} (%)	Skupina akceleroogramov A_B						Skupina akceleroogramov A_{VC}					
	PA1			EPA			PA1			EPA		
	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15
Minimum	5	1	3	4	1	3	6	3	3	6	3	3
Maksimum	38	54	143	26	35	82	54	111	250	39	46	39
Povprečje	11	12	29	10	11	17	15	17	45	14	13	17
1	28	54	66	19	35	14	6	9	41	6	9	5
2	11	14	22	11	14	19	8	7	48	8	7	12
3	24	40	97	24	25	60	18	7	11	9	6	10
4	7	9	12	7	9	8	24	23	26	24	23	15
5	8	13	14	8	13	8	10	3	10	10	3	9
6	11	3	11	11	3	11	7	10	19	7	10	16
7	6	9	102	4	28	15	28	42	76	28	20	18
8	11	13	16	10	12	13	22	13	26	22	13	12
9	7	14	4	7	14	4	7	13	9	7	13	9
10	38	28	52	26	18	36	10	3	34	10	15	39
11	12	17	23	12	10	11	54	111	250	12	28	21
12	7	17	28	7	16	12	9	6	18	9	6	5
13	11	10	3	12	10	3	29	47	58	24	46	18
14	10	5	20	10	5	20	13	12	72	12	11	24
15	5	10	9	5	10	6	10	9	12	10	9	12
16	24	42	143	16	24	32	6	12	3	6	12	3
17	13	8	9	13	8	9	13	5	49	13	5	36
18	13	11	13	13	11	10	8	7	28	8	7	15
19	6	1	5	6	1	5	10	7	26	10	7	15
20	12	8	53	12	8	17	12	20	57	12	17	23
21	5	4	27	5	4	24	10	5	17	10	5	17
22	13	10	14	13	10	8	10	18	13	10	18	16
23	6	5	16	6	5	35	22	13	23	22	6	9
24	7	3	101	7	24	82	21	27	183	29	25	22
25	5	4	17	5	4	10	16	6	31	16	6	13
26	5	6	20	5	6	10	16	12	54	39	15	16
27	10	9	7	10	9	7	21	20	19	13	20	19
28	10	4	6	11	4	6	7	5	10	7	5	37
29	12	25	9	12	25	8	12	10	12	12	10	8
30	11	8	12	9	8	12	22	25	134	22	14	35
31	8	3	6	8	3	5						
32	10	12	8	10	12	8						
33	9	7	15	9	7	9						
34	6	6	11	6	6	11						
35	7	6	3	7	6	3						
36	7	5	42	7	5	46						
37	6	7	16	6	7	8						
38	12	11	30	12	11	7						
39	8	7	6	8	7	6						
40	9	12	96	9	12	42						

Preglednica 6.7: Napaka ε_θ dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akceleroogramov (A_1 in A_2). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akceleroogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_\theta > 25\%$.

Table 6.7: Error ε_θ according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_1 and A_2). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ or $\varepsilon_\theta > 25\%$.

ε_θ (%)	Skupina akceleroogramov A_1						Skupina akceleroogramov A_2					
	PA1			EPA			PA1			EPA		
	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15
Minimum	10	17	25	10	12	11	9	12	25	11	13	11
Maksimum	35	42	37	26	30	21	35	39	40	36	31	33
Povprečje	28	31	30	17	19	15	24	28	31	18	20	17
1	32	30	35	15	21	17	32	24	29	19	14	19
2	31	32	37	14	16	21	27	26	25	16	24	13
3	33	26	31	23	18	16	14	24	40	13	18	27
4	11	28	30	10	15	14	22	26	31	14	18	15
5	35	35	34	18	17	16	33	19	39	22	13	31
6	20	29	30	17	12	13	27	23	27	26	15	13
7	34	29	31	15	26	15	27	24	28	20	17	13
8	19	26	30	15	12	13	10	28	31	13	17	15
9	31	33	29	22	21	15	24	32	30	17	17	15
10	27	29	27	11	16	13	13	28	29	20	23	15
11	28	35	29	15	22	13	9	29	32	11	18	14
12	31	30	28	14	19	13	20	24	27	17	21	12
13	34	17	29	26	15	12	21	34	31	12	27	15
14	33	30	35	17	15	15	28	24	35	12	13	23
15	21	28	31	18	20	16	34	30	29	21	21	15
16	25	36	29	14	24	12	21	32	27	21	25	13
17	27	37	31	20	16	16	25	33	28	16	24	12
18	34	35	29	21	20	16	16	39	27	23	27	11
19	22	24	34	20	21	17	16	24	31	14	22	15
20	24	31	32	17	18	18	24	19	32	18	19	18
21	27	37	26	26	22	13	27	21	34	20	15	20
22	31	38	29	14	20	13	18	27	27	15	18	18
23	21	33	35	13	17	20	28	34	32	19	24	17
24	32	38	30	14	26	15	32	21	32	16	25	18
25	30	28	35	15	14	20	34	25	26	16	14	14
26	26	34	30	13	18	14	24	31	37	18	25	22
27	28	18	31	18	13	12	25	12	29	19	19	14
28	32	34	25	19	16	11	29	25	36	20	16	22
29	32	24	28	22	16	14	32	32	25	19	23	11
30	33	40	31	22	24	17	35	32	28	36	23	12
31	31	28	26	18	23	12	20	31	29	13	16	17
32	10	42	29	11	28	14	12	30	28	12	20	13
33	34	28	32	14	20	15	35	23	33	23	22	15
34	27	36	30	16	24	13	15	37	36	18	29	22
35	28	24	27	17	14	11	20	24	33	18	16	17
36	26	30	32	13	16	16	29	28	32	18	14	18
37	28	37	29	23	25	14	26	31	30	21	18	25
38	25	24	25	17	22	11	34	35	35	14	18	33
39	25	39	28	14	30	17	20	36	32	18	31	16
40	28	37	30	13	19	16	24	34	30	27	22	22

Preglednica 6.8: Napaka ε_θ dobljena s postopkoma PA1 in EPA za vse testne stavbe (S4, S8 in S15) ter dve skupini akceleroogramov (A_B in A_{VC}). Vrednosti, ki pripadajo posameznim akceleroogramom, označimo z rumenim ozadjem, če je $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ in rdečim ozadjem, če je $\varepsilon_\theta > 25\%$.

Table 6.8: Error ε_θ according to the PA1 and EPA procedures for all the test buildings (S4, S8 and S15) and two ground motion sets (A_B and A_{VC}). The values corresponding to single ground motions are indicated with yellow or red background respectively, if $15\% \leq \varepsilon_\theta \leq 25\%$ or $\varepsilon_\theta > 25\%$.

ε_θ (%)	Skupina akceleroogramov A_B						Skupina akceleroogramov A_{VC}					
	PA1			EPA			PA1			EPA		
	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15	S4	S8	S15
Minimum	7	6	6	8	7	5	9	10	8	9	9	7
Maksimum	35	40	38	37	27	29	39	39	39	26	28	24
Povprečje	16	20	26	14	15	16	21	23	29	16	17	17
1	35	40	36	17	24	20	12	17	25	11	14	14
2	11	26	30	15	14	15	25	27	29	16	17	14
3	23	34	38	19	27	29	26	26	35	22	18	20
4	10	30	31	10	18	15	29	32	31	20	19	14
5	10	11	24	10	10	15	14	23	30	19	14	15
6	12	11	19	13	9	13	27	31	31	17	21	19
7	11	32	29	17	21	11	26	31	35	17	20	19
8	26	31	35	13	14	19	18	24	29	13	18	20
9	12	15	24	12	13	17	16	20	25	12	15	15
10	32	39	36	21	21	23	12	18	32	11	22	23
11	15	25	32	15	21	20	29	39	39	15	28	22
12	13	23	29	14	18	19	9	12	25	9	10	14
13	28	21	22	23	15	13	39	33	33	21	16	20
14	14	17	26	11	13	20	27	30	32	13	15	16
15	23	27	34	12	18	18	21	19	28	15	12	14
16	34	30	32	15	20	17	12	11	8	13	12	7
17	11	16	21	11	12	19	11	19	27	11	19	24
18	14	10	25	14	10	17	15	10	23	18	9	16
19	11	8	6	17	9	5	15	12	23	13	10	18
20	14	16	27	14	15	14	13	28	29	13	19	14
21	8	20	33	9	17	24	23	21	26	16	14	16
22	12	14	26	14	15	18	10	13	17	11	13	14
23	20	26	30	12	16	20	22	26	33	16	15	17
24	13	21	30	12	21	12	29	36	37	21	24	20
25	9	12	25	9	15	18	21	14	27	19	12	14
26	12	16	27	9	12	14	32	31	34	26	25	17
27	14	11	16	14	11	13	32	27	34	17	17	19
28	21	9	13	37	10	13	10	14	25	13	13	16
29	21	25	32	15	15	17	27	28	34	23	19	17
30	24	20	26	13	12	17	31	31	32	20	20	17
31	10	13	19	10	11	14						
32	7	12	16	8	14	16						
33	16	25	35	12	18	19						
34	15	20	29	11	16	18						
35	14	11	14	18	11	10						
36	8	6	17	8	7	12						
37	16	21	29	11	13	12						
38	24	28	33	15	17	19						
39	14	14	18	14	12	12						
40	18	15	22	19	14	16						

6.1.5 Primerjava intenzitet ob poružitvi konstrukcij

Rezultate, ki smo jih določili z izračunom IDA krivulj, v tem poglavju natančneje obravnavamo za mejno stanje poružitve konstrukcij. Glede na to, da je preprečitev poružitve konstrukcij osnovna zahteva potresnoodpornega projektiranja, je zanesljiva določitev intenzitete, ki povzroči poružitev konstrukcije pomembna. Vendar je določitev mejne intenzitete, ki določa poružitev konstrukcije, zahtevna, saj se v okolici mejnega stanja poružitve konstrukcij vzpostavi visoko nelinearno območje, kjer je natančna določitev odziva konstrukcij najbolj negotova. V okviru disertacije se omejimo na negotovosti, ki so posledica potresne obtežbe in poenostavljenih postopkov analize.

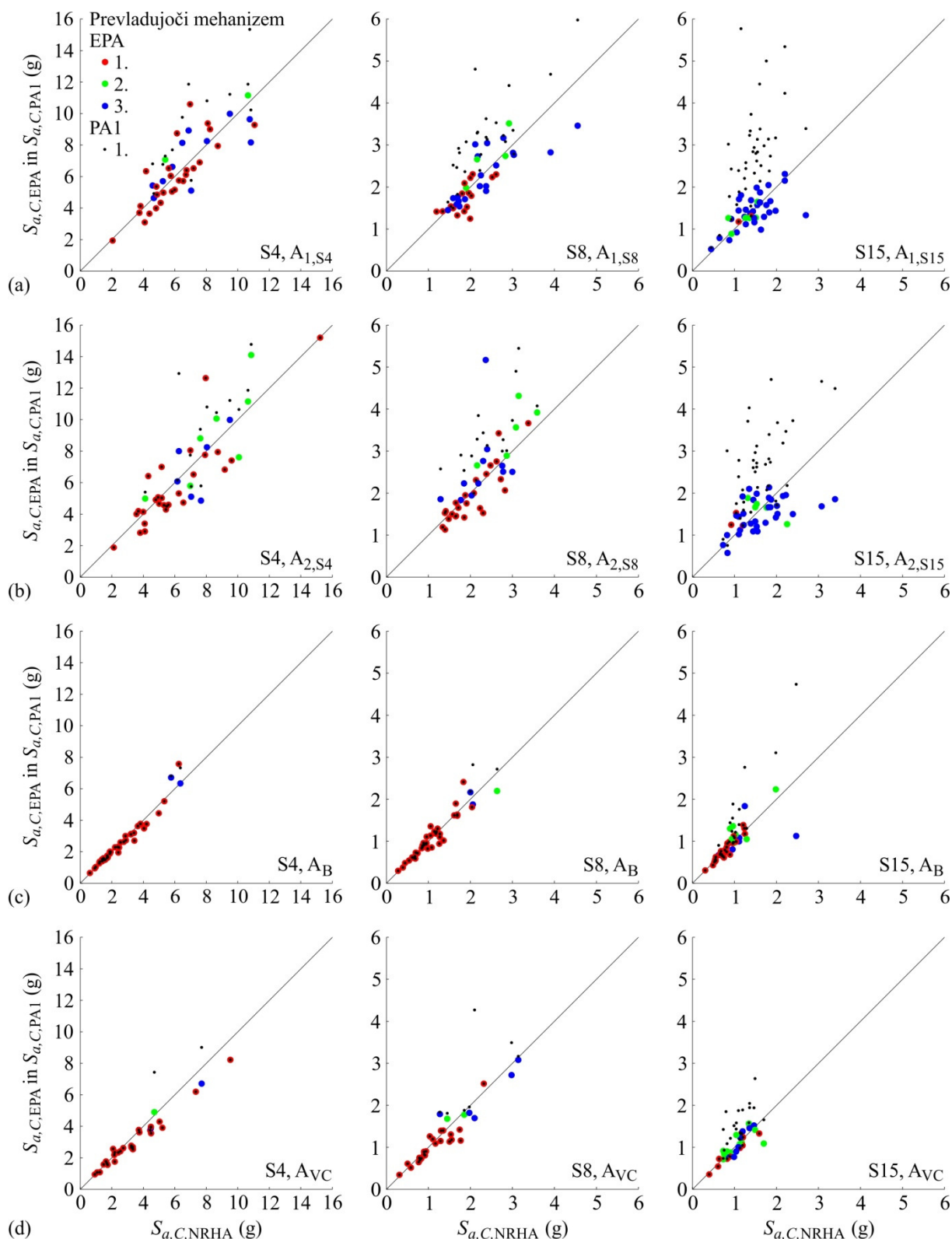
Natančnost poenostavljenih postopkov PA1 in EPA vrednotimo glede na določene vrednosti za mejne intenzitete pri poružitvi stavb $S_{a,c}$. Približne vrednosti, ki jih določimo s postopkoma PA1 in EPA primerjamo s 'točnimi' vrednostmi, ki jih določimo z nelinearno dinamično analizo celotne konstrukcije. Primerjavo vršimo za vsak posamezni akceleroگرام iz obravnavanih skupin na primeru testnih stavb (slika 6.7). Za poružitev stavb je v primeru nekaterih akceleroگرامov potrebna nerealno visoka intenziteta, kar velja predvsem za visoko nosilno štirietažno stavbo, kot smo že omenili. Na sliki 6.7 prikazujemo rezultate postopka EPA z barvnimi pikami, kjer različne barve označujejo SDOF modele oz. prevladujoče plastične mehanizme, ki se spreminjajo v odvisnosti od izbranega akceleroگرامa. Poleg tega prikazujemo tudi rezultate postopka PA1, ki jih označimo s črnimi točkami, saj v postopku PA1 upoštevamo le osnovni mehanizem, ki ga dobimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike. Točke, ki ležijo na diagonali, predstavljajo idealen rezultat približnih postopkov v primerjavi s 'točnimi' rezultati (slika 6.7). Opazimo, da z višanjem števila etaž objekta napaka postopka PA1 narašča. Po drugi strani s postopkom EPA, kjer upoštevamo vpliv 'višjih' plastičnih mehanizmov, določimo rezultate z zadovoljivo natančnostjo tudi v primeru petnajstetažne konstrukcije, čeprav dobimo v nekaterih primerih rezultate, ki so nekoliko na varni strani.

Pomembnost vpliva 'višjih' plastičnih mehanizmov na rezultate postopka EPA je prikazana v preglednici 6.9, kjer prikazujemo število akceleroگرامov iz posameznih skupin, pri katerih je mejna intenziteta pri poružitvi stavb določena na osnovi drugega ali tretjega plastičnega mehanizma. Opazimo lahko dva pojavi. Vpliv 'višjih' plastičnih mehanizmov je bolj izrazit v primeru objektov, ki imajo večje število etaž. Poleg tega je razvidno, da je pomembnost višjih plastičnih mehanizmov odvisna tudi od potresne obtežbe. V primeru, ko je potresna obtežba definirana na osnovi pogojnega spektra (skupini akceleroگرامov A_1 in A_2), je vpliv višjih plastičnih mehanizmov bistveno bolj pomemben, kot za drugi dve skupini akceleroگرامov (preglednica 6.9 in slika 6.7). Zanimiv je tudi pojav, da je za akceleroگرامe, ki porušijo konstrukcijo pri relativno nizkih intenzitetah (glej sliko 6.9), odziv konstrukcije mogoče zadovoljivo opisati z modalnim SDOF modelom, ki ustreza prvi nihajni obliki, ki ga uporabimo tudi v postopku PA1. To opazimo za stavbi S4 in S8, medtem ko za stavbo S15 takšna ugotovitev velja le v primeru skupine akceleroگرامov A_B .

Preglednica 6.9: Število akceleroگرامov iz posameznih skupin pri katerih mejno intenziteto pri poružitvi testnih stavb po postopku EPA določata drugi ali tretji plastični mehanizem.

Table 6.9: Number of ground motions from different ground motion sets for which collapse limit state intensities of test buildings determine second or third system failure mode by using EPA procedure.

Skupina akceleroگرامov	Število vseh akc. v skupini	Štirietažna stavba	Osemetažna stavba	Petnajstetažna stavba
A_1	40	13	24	38
A_2	40	13	16	37
A_B	40	2	3	13
A_{VC}	30	3	7	20



Slika 6.7: Mejne intenzitete pri porušitvi stavb S4, S8 in S15 določene s postopkom PA1 ($S_{a,C,PA1}$) in EPA ($S_{a,C,EPA}$) v primerjavi z rezultati nelinearne dinamične analize ($S_{a,C,NRHA}$) za skupine akceleroگرامov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} . Za posamezne akceleroگرامe so označeni prevladujoči mehanizmi, ki določajo porušitev.

Figure 6.7: Collapse intensities for buildings S4, S8 and S15 determined by procedure PA1 ($S_{a,C,PA1}$) and EPA ($S_{a,C,EPA}$) in comparison to NRHA results ($S_{a,C,NRHA}$) for sets of ground motions (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B and (d) A_{VC} . Predominant system failure modes, which cause collapse, are indicated for single ground motions.

V preglednici 6.10 primerjamo približne in 'točne' vrednosti mejnih intenzitet pri porušitvi stavb $S_{a,C}$ za 16-i, 50-i in 84-i kvantil. Omenimo, da v tem primeru 16-i kvantil pripada nižjim intenzitetam kot 84-i kvantil, kar je obratno kot v primeru IDA krivulj, kjer kvantilne IDA krivulje izračunamo glede na parameter potresnih zahtev. Za štirietažno in osemetažno stavbo dobimo za skupini akceleroگرامov A_B in A_{VC} podobne rezultate z obema poenostavljenima postopkoma EPA in PA1. Pri potresni obtežbi, ki jo določajo skupine A_1 in A_2 , s postopkom EPA popravimo rezultate glede na PA1 pri višjih intenzitetah, to je pri 84-em kvantilu za stavbo S4 ter pri 50-em in 84-em kvantilu za stavbo S8. V primeru petnajstetažne stavbe dobimo s postopkom EPA natančnejše rezultate kot z osnovnim postopkom PA1 v primeru vseh kvantilnih vrednosti in vseh obravnavanih skupin akceleroگرامov. Relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti so za stavbo S15 in postopek EPA vedno nižje od 10 %, medtem ko znašajo napake v primeru postopka PA1 tudi 90 % (preglednica 6.10).

V prilogi B podajamo rezultate na enak način kot v preglednici 6.10, vendar za vsak posamezni akceleroگرام, medtem ko v preglednici 6.11 prikazujemo še minimalne in maksimalne relativne napake poenostavljenih postopkov (EPA in PA1) glede na 'točne' NRHA vrednosti za posamezne akceleroграме ter pripadajoče povprečne napake za obravnavane skupine akceleroگرامov. Maksimalne relativne napake glede na vse obravnavane akceleroграме, ki jih dobimo s postopkom PA1, znižamo s postopkom EPA iz 107 % na 59 % za štirietažno stavbo, iz 178 % na 119 % za osemetažno stavbo in iz 400 % na 61 % v primeru petnajstetažne stavbe. Povprečne vrednosti relativnih napak postopka PA1 zmanjšamo s postopkom EPA v povprečju za vse obravnavane skupine akceleroگرامov za 22 % (stavba S4), 59 % (stavba S8) in kar 330 % (stavba S15), s čimer zagotovimo rezultate z zadovoljivo natančnostjo.

Preglednica 6.10: Kvantilne vrednosti mejnih intenzitet pri porušitvi ($S_{a,C}$ (g)) določene s postopki NRHA, EPA in PA1 za tri testne stavbe in vse skupine akceleroگرامov. V oklepajih so prikazane relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti v odstotkih.

Table 6.10: The 16th, 50th and 84th percentile of collapse intensities ($S_{a,C}$ (g)) determined by NRHA, EPA and PA1 procedures for the test buildings and all sets of ground motions. Relative errors between approximate and 'exact' NRHA values are shown in brackets in percentage.

Akc.	Kvantil	Štirietažna stavba			Osemetažna stavba			Petnajstetažna stavba		
		NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1
A_1	16-i	4.6	4.3 (-6)	4.3 (-6)	1.7	1.5 (-10)	1.5 (-9)	1.0	1.1 (+6)	1.6 (+52)
	50-i	6.1	6.2 (+3)	6.5 (+6)	2.0	2.0 (-1)	2.4 (+21)	1.4	1.4 (+5)	2.7 (+89)
	84-i	8.3	9.0 (+9)	10.3 (+24)	2.8	2.8 (+1)	3.4 (+21)	1.8	1.7 (-5)	3.4 (+90)
A_2	16-i	4.1	4.2 (+2)	4.2 (+2)	1.6	1.5 (-4)	1.5 (-4)	1.1	1.1 (-2)	1.5 (+41)
	50-i	6.3	5.6 (-11)	6.0 (-5)	2.2	2.1 (-1)	2.5 (+15)	1.5	1.5 (0)	2.6 (+73)
	84-i	9.2	9.0 (-3)	10.9 (+18)	2.8	3.1 (+10)	3.7 (+30)	2.0	1.9 (-7)	3.7 (+80)
A_B	16-i	1.4	1.5 (+6)	1.5 (+6)	0.7	0.6 (-9)	0.6 (-9)	0.6	0.6 (+9)	0.6 (+9)
	50-i	2.3	2.1 (-7)	2.1 (-7)	1.0	1.0 (-6)	1.0 (-6)	0.9	0.9 (+2)	0.9 (+7)
	84-i	4.1	3.8 (-8)	3.8 (-8)	1.7	1.7 (-2)	1.7 (-2)	1.2	1.2 (-2)	1.5 (+20)
A_{VC}	16-i	1.7	1.6 (-3)	1.6 (-3)	0.8	0.7 (-10)	0.7 (-10)	0.7	0.7 (0)	0.7 (+1)
	50-i	3.2	2.6 (-19)	2.6 (-19)	1.3	1.2 (-9)	1.2 (-9)	1.1	1.0 (-8)	1.3 (+20)
	84-i	4.9	4.2 (-15)	4.2 (-15)	1.9	1.8 (-8)	1.9 (0)	1.4	1.4 (-3)	1.9 (+39)

Preglednica 6.11: Minimalne in maksimalne relativne napake (%) med približnimi mejnimi intenzitetami pri poružitvi in 'točnimi' NRHA rezultati za posamezne akcelerograme ter povprečne vrednosti za vse skupine akcelerogramov in vse tri testne stavbe.

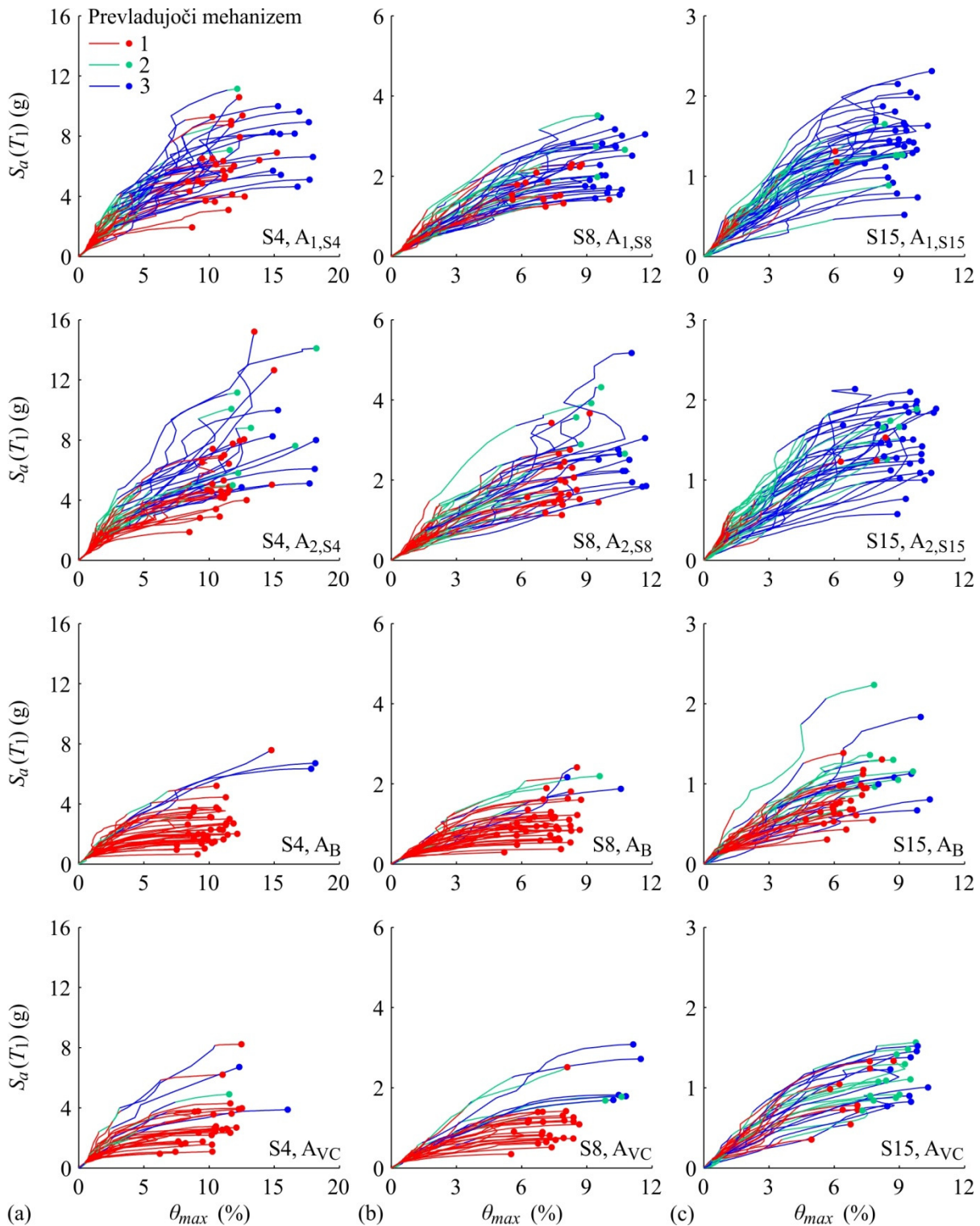
Table 6.11: Minimum and maximum relative errors (%) between approximate collapse intensities and 'exact' NRHA results for single ground motions and mean values for all sets of ground motions and test buildings.

Akc.	Vrednost	Štirietažna stavba		Osemetažna stavba		Petnajsetažna stavba	
		EPA	PA1	EPA	PA1	EPA	PA1
A ₁	Minimum	0	0	0	0	0	6
	Maksimum	52	72	43	127	56	400
	Povprečje	15	20	13	28	17	94
A ₂	Minimum	0	0	1	3	1	3
	Maksimum	59	107	119	178	61	264
	Povprečje	17	20	16	28	23	67
A _B	Minimum	0	0	0	0	0	0
	Maksimum	21	21	31	37	54	122
	Povprečje	6	7	9	9	13	22
A _{VC}	Minimum	0	0	0	0	3	0
	Maksimum	25	58	40	103	36	131
	Povprečje	11	13	13	16	12	32

6.1.6 Prevladujoči plastični mehanizmi

Potresna obtežba povzroči različne plastične mehanizme, kar pomembno vpliva na potresni odziv stavb. S postopkom EPA predpostavimo, da je s tremi plastičnimi mehanizmi možno simulirati odziv stavb. V tem poglavju nekoliko podrobneje analiziramo prevladujoče mehanizme, ki določajo rezultate poenostavljenega postopka EPA, in preverimo zmožnost pravilnega simuliranja prevladujočih mehanizmov za posamezne akcelerograme v primerjavi z dejanskimi plastičnimi mehanizmi, ki se tvorijo v konstrukcijah med nelinearno dinamično analizo konstrukcij pri mejnem stanju poružitve konstrukcije.

Na sliki 6.8 prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s postopkom EPA, kjer označimo kateri SDOF model oz. kateri plastični mehanizem iz postopka EPA določa parameter potresnih zahtev v odvisnosti od intenzitete. Zaradi različne nosilnosti testnih stavb, se vrednosti za intenziteto na ordinatnih oseh diagramov, ki pripadajo različnim stavbam, razlikujejo. Prevladujoče mehanizme, ki določajo potresne zahteve pri različnih intenzitetah, smo označili z različnimi barvnimi odseki IDA krivulj, medtem ko mehanizem, ki povzroči porušitev konstrukcije, označimo v primeru posameznih akcelerogramov z barvno piko na koncu IDA krivulj. Opazimo, da se prevladujoči plastični mehanizmi spreminjajo z intenziteto. Čeprav sta deformacijska SDOF modela definirana na osnovi plastičnih mehanizmov v mejnem stanju blizu poružitve, je v začetku IDA krivulj, torej v območju nizkih intenzitet, največkrat merodajen modalni SDOF model, ki pripada potisni analizi na osnovi prve nihajne oblike oz. pripadajoč osnovni mehanizem. Z večanjem intenzitet postajajo vse bolj izraziti 'višji' plastični mehanizmi, kar je posebej očitno v primeru skupine akcelerogramov A_B in A_{VC} za stavbi S4 in S8 (slika 6.8). V splošnem je tretji plastični mehanizem, ki se vzpostavi v manjšem številu etaž (glej sliko 6.2), večkrat merodajen kot drugi plastični mehanizem. Opazimo še, da so maksimalni etažni pomiki pri poružitvi konstrukcij nižji, če porušitev določa osnovni mehanizem, saj so etažni pomiki, ki pripadajo višjim mehanizmom pri enakem mejnem stanju višji (za mejno stanje blizu poružitve glej preglednico 6.1). Obratno velja, če za parameter potresnih zahtev uporabimo pomik na vrhu konstrukcije, saj največje pomike na vrhu prenese osnovni mehanizem (preglednica 6.1 in slika 6.1).



Slika 6.8: Približne IDA krivulje, določene s postopkom EPA, z označenimi prevladujočimi mehanizmi za različne skupine akceleroگرامov (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) ter (a) štirietažno, (b) osemetažno in (c) petnajsetažno stavbo.

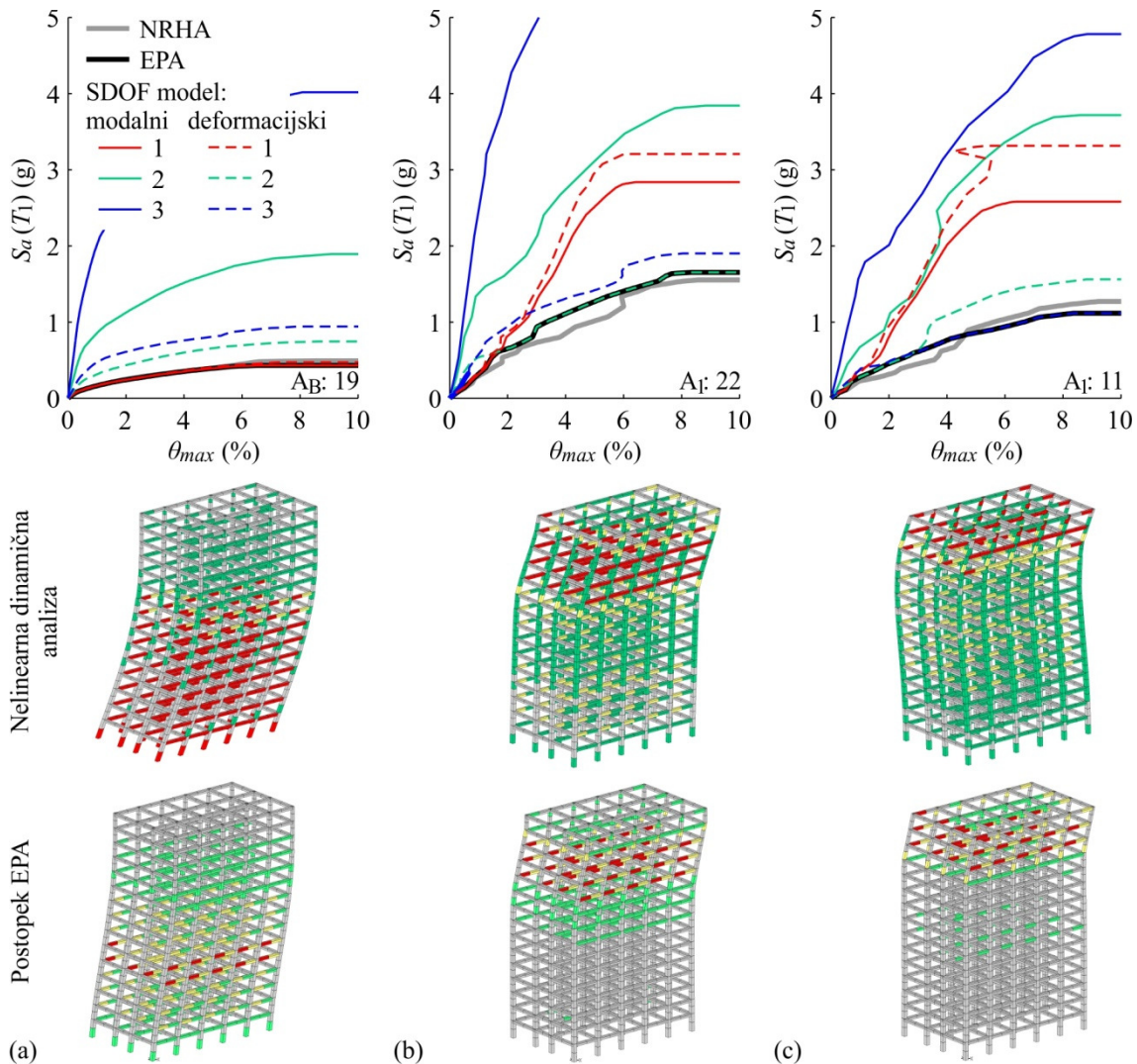
Figure 6.8: EPA-based IDA curves with indicated predominant system failure modes for different sets of ground motions (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) and (a) 4-storey, (b) 8-storey and (c) 15-storey building.

Če ne upoštevamo lastnosti potresne obtežbe, da povzroči različne plastične mehanizme, nastopijo v nekaterih primerih velike razlike med 'točno' izračunanimi IDA krivuljami in približnimi IDA krivuljami, ki jih izračunamo s postopki PA1, PA1W ali MPA. Bobadilla in Chopra (2008) sta opazila enak pojav in zaključila, da lahko z modalnim SDOF modelom ocenimo srednjo vrednost pomika na vrhu večetažnih konstrukcij z zadovoljivo natančnostjo, medtem ko nastopi presenetljivo velika razlika med ocenjenim pomikom na vrhu konstrukcije in 'točno' vrednostjo v primeru nekaterih akcelorogramov. V našem primeru se velika odstopanja pojavijo tudi v primeru celotnih skupin akcelorogramov, če so ti izbrani tako, da je potresna obtežba izrazitejša pri višjih nihajnih oblikah (skupini A_1 in A_2).

V nadaljevanju podrobneje obravnavamo učinkovitost simuliranja pravih plastičnih mehanizmov s poenostavljenim postopkom EPA, saj je težko pričakovati, da s potisnimi analizami vedno zadovoljivo opišemo vse možne plastične mehanizme. Omejili smo se na analizo vzpostavitve plastičnih mehanizmov v mejnem stanju pri porušitvi. V prilogi C prikazujemo poškodovanost konstrukcijskih elementov na deformiranih oblikah konstrukcij, s čimer opišemo plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri 'točni' nelinearni dinamični analizi konstrukcij v mejnem stanju tik pred porušitvijo konstrukcije za tri testne stavbe (S4, S8 in S15) in vsak akcelorogram iz obravnavanih skupin. Zraven prikazujemo primerjavo med 'točnimi' IDA krivuljami in približnimi IDA krivuljami, ki jih določimo s postopkom EPA. Poleg tega prikazujemo tudi približne IDA krivulje, ki pripadajo različnim mehanizmom, ki se tvorijo v konstrukciji, na osnovi katerih določimo rezultate postopka EPA. S tako prikazanimi rezultati lahko opazujemo natančnost postopka EPA za določitev približnih IDA krivulj in pripadajočih mejnih intenzitet pri porušitvi konstrukcij ter učinkovitost postopka EPA za simulacijo plastičnih mehanizmov v primerjavi z rezultati 'točne' nelinearne dinamične analize.

Ugotovili smo, da nekateri akcelorogrami povzročajo zelo podoben plastični mehanizem kot ga dobimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike. Tipičen predstavnik takšnih akcelorogramov je 19. zapis iz skupine A_B , za katerega smo določili približno IDA krivuljo in deformacijsko obliko pri različnih nivojih potresne intenzitete s postopkom PA1 z zadovoljivo natančnostjo tudi za petnajstetažno testno stavbo (glej ε_{IDA} v preglednici 6.6 in ε_θ v preglednici 6.8). Na sliki 6.9a vidimo, da so razlike med 'točno' IDA krivuljo in približnima IDA krivuljama, ki smo ju izračunali z modalnim in deformacijskim SDOF modelom, ki pripadata potisni analizi na osnovi prve nihajne oblike, praktično zanemarljive, saj se te krivulje med seboj prekrivajo. Poleg tega imajo v tem primeru modalni SDOF modeli, ki pripadajo potisnim analizam na osnovi druge in tretje nihajne oblike zelo majhen vpliv na rezultate postopka MPA, medtem ko deformacijski SDOF modeli sploh ne vplivajo na rezultate postopka EPA. To je pričakovano, saj je poškodovanost petnajstetažne stavbe, ki jo določimo s 'točno' nelinearno dinamično analizo pri intenziteti blizu porušitve konstrukcije podobna poškodovanosti, ki jo dobimo z enostavno potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike (slika 6.9a).

Nasprotno nekateri akcelorogrami povzročajo povsem drugačen način poškodovanosti konstrukcije. Na primer 22. akcelorogram iz skupine $A_{1,S15}$ povzroča poškodovanost petnajstetažne stavbe (slika 6.9b), ki je podobna poškodovanosti dobljeni s potisno analizo na osnovi druge nihajne oblike. Na sliki 6.9b vidimo tudi, da deformacijski SDOF model, ki ustreza drugi potisni analizi določa približno IDA krivuljo na osnovi postopka EPA pri intenzitetah, ki so višje od 0.5 g. Podobno prikazujemo še za 11. akcelorogram iz skupine $A_{1,S15}$, ki povzroča podobno poškodovanost, kot jo opazimo v primeru potisne analize na osnovi tretje nihajne oblike (slika 6.9c). Zato je v tem primeru približna IDA krivulja, ki jo izračunamo z uporabo postopka EPA, določena na osnovi deformacijskih SDOF modelov, ki pripadata drugi in tretji potisni analizi.

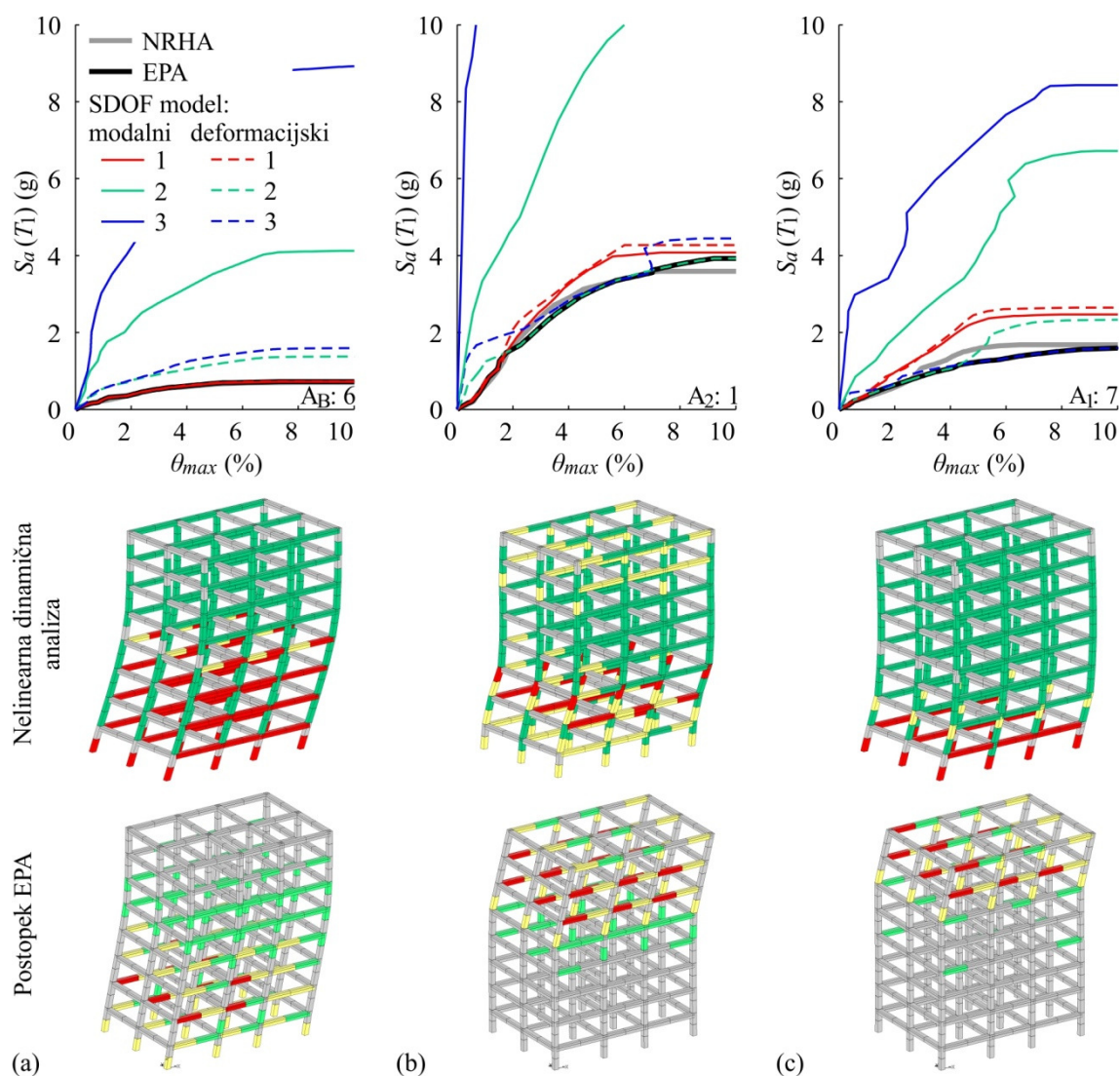


Slika 6.9: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za stavbo S15 v primeru (a) 19. akc. iz skupine A_B , (b) 22. akc. iz skupine $A_{1,S15}$ in (c) 11. akc. iz skupine $A_{1,S15}$. Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA in poenostavljenega postopka EPA.

Figure 6.9: The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure for building S15 in case of (a) 19. record from set A_B , (b) 22. record from set $A_{1,S15}$ and (c) 11. record from set $A_{1,S15}$. In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA and simplified EPA procedure.

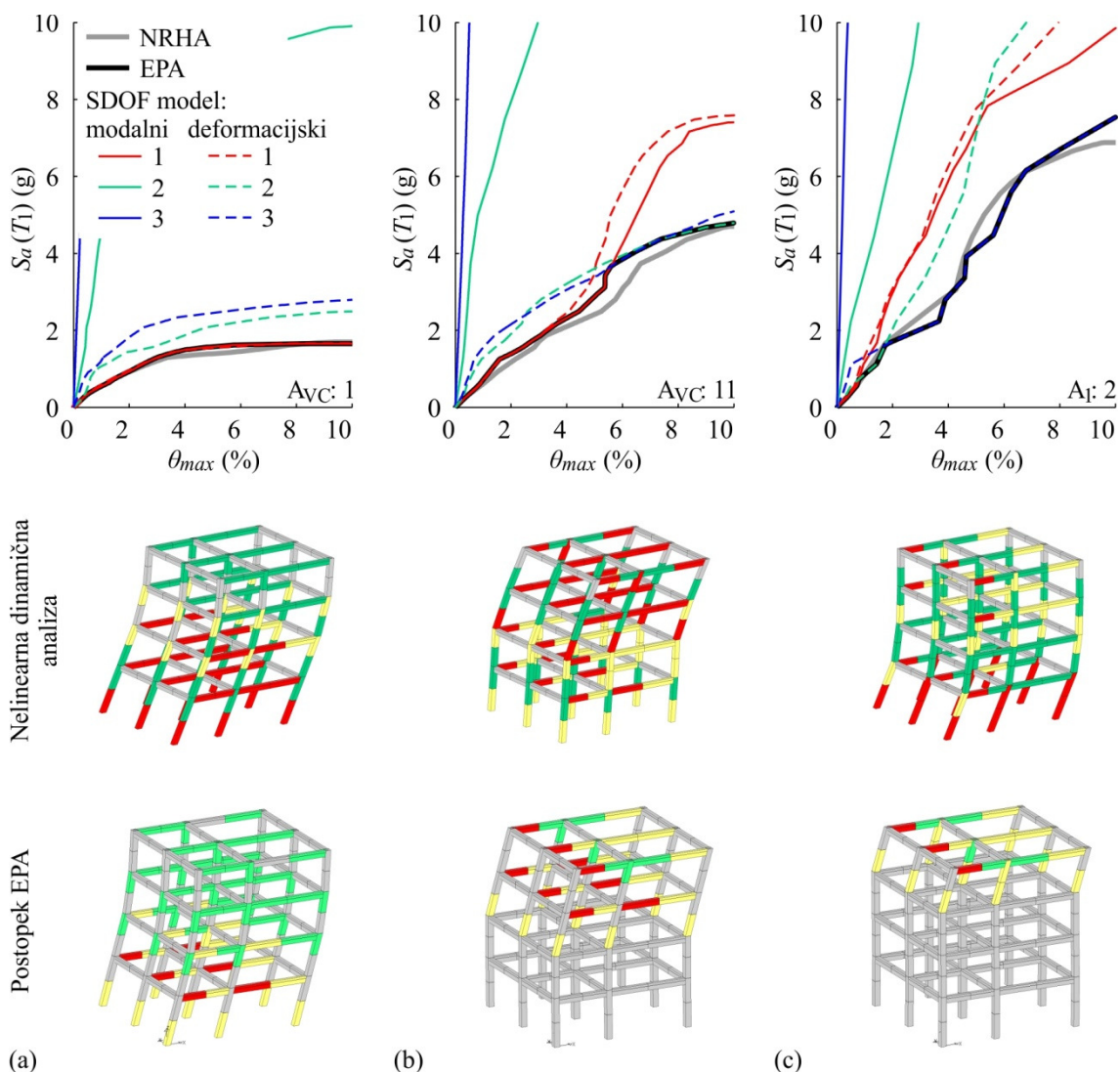
Podobno kot smo prikazali rezultate za petnajstetažno stavbo na sliki 6.9, prikazujemo rezultate tudi za osemetažno stavbo (slika 6.10) in štirietazno stavbo (slika 6.11). Osnovni mehanizem, ki ga dobimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike, povzroči po postopku EPA porušitev stavb S8 in S4 za večino akceleroگرامov iz skupin A_B in A_{VC} . Pripadajoče rezultate smo prikazali v primeru stavbe S8 za 6. akceleroگرام iz skupine A_B (slika 6.10a) ter v primeru stavbe S4 za 1. akceleroGRAM iz skupine A_{VC} (slika 6.11a). V teh primerih dobimo podobne plastične mehanizme kot s postopkom EPA pri mejnem stanju porušitve tudi z nelinearno dinamično analizo konstrukcij, zato se v teh primerih IDA krivulje določene s postopki PA1, EPA in NRHA dobro ujemajo. Kadar je za stavbi S8 in S4 merodajen drugi plastični mehanizem (sliki 6.10b in 6.11b), ta določa potresne zahteve, ki so podobne kot v primeru tretjega plastičnega mehanizma, ki predstavlja prevladujoč mehanizem pri večjem številu uporabljenih akceleroGRAMov. Za 'višje' plastične mehanizme opazimo večje etažne pomike v primeru 'točne' nelinearne dinamične analize pretežno v spodnjih etažah, medtem ko s postopkom EPA simuliramo večje etažne pomike v zgornjih etažah (slike 6.10b, 6.10c, 6.11b in 6.11c). Zanimivo

je, da so približni rezultati, ki jih dobimo s postopkom EPA, kljub temu primerljivi s ‘točnimi’ IDA krivuljami, saj so pomiki na vrhu in pripadajoči maksimalni etažni pomiki podobni v obeh primerih. Pomembno je, da smo s postopkom EPA uspeli simulirati vzpostavitev plastičnega mehanizma v približno enakem številu etaž kot se ta dejansko vzpostavi med nelinearno dinamično analizo, čeprav v različnih etažah. Glede na to verjetno obstaja povezava med pomikom na vrhu, ki pripada določenemu mejnemu stanju, npr. pri poružitvi stavb, in vzpostavljenim plastičnim mehanizmom, kar je lahko predmet nadaljnjih raziskav. Vzpostavitev tretjega plastičnega mehanizma opazimo v primeru stavbe S8 v dveh etažah (slika 6.10c) in v primeru stavbe S4 v eni etaži (slika 6.11c). Pri štirietažni stavbi vzpostavitev različnih plastičnih mehanizmov med nelinearno dinamično analizo ni tako jasna kot pri višjih stavbah, zaradi česar je stavba S4 tudi manj občutljiva na vpliv različnih plastičnih mehanizmov. To je v skladu z dejstvom, da so nižje stavbe manj občutljive na pojav višjih plastičnih mehanizmov.



Slika 6.10: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za stavbo S8 v primeru (a) 6. akc. iz skupine A_B , (b) 1. akc. iz skupine $A_{2,S8}$ in (c) 7. akc. iz skupine $A_{1,S8}$. Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju poružitve na osnovi ‘točne’ analize NRHA in poenostavljenega postopka EPA.

Figure 6.10: The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure for building S8 in case of (a) 6. record from set A_B , (b) 1. record from set $A_{2,S8}$ and (c) 7. record from set $A_{1,S8}$. In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of ‘exact’ NRHA and simplified EPA procedure.



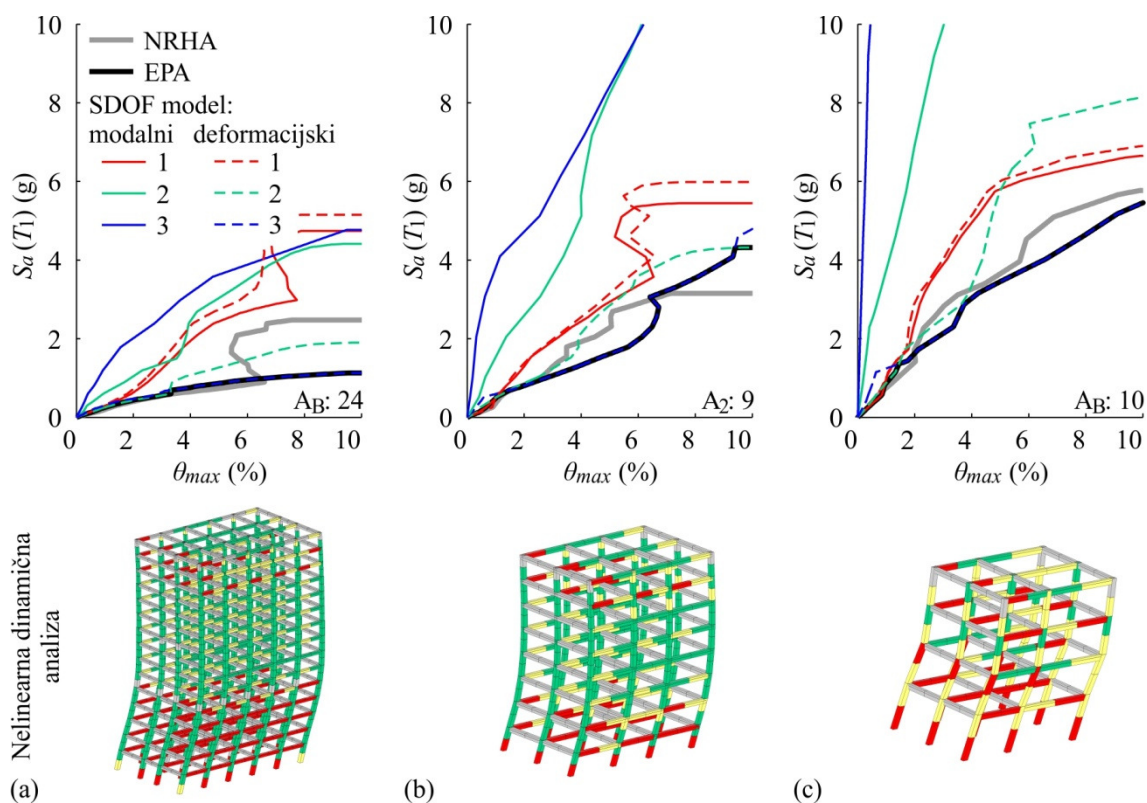
Slika 6.11: IDA krivulje, določene s postopoma NRHA in EPA, za stavbo S4 v primeru (a) 1. akc. iz skupine A_{VC} , (b) 11. akc. iz skupine A_{VC} in (c) 2. akc. iz skupine $A_{1,S4}$. Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA in poenostavljenega postopka EPA.

Figure 6.11: The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure for building S4 in case of (a) 1. record from set A_{VC} , (b) 11. record from set A_{VC} and (c) 2. record from set $A_{1,S4}$. In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA and simplified EPA procedure.

Na slikah od 6.9 do 6.11 prikazujemo poleg 'točnih' IDA krivulj in približnih IDA krivulj, ki smo jih določili s postopkom EPA, tudi približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli. Opazimo lahko manjše razlike med približnimi IDA krivuljami, ki pripadajo modalnim in deformacijskim SDOF modelom, ki ustrezajo potisni analizi na osnovi prve nihajne oblike. Ta odstopanja so posebno majhna, kadar predstavlja plastični mehanizem, ki ustreza potisni analizi na osnovi prve nihajne oblike, prevladujoč plastični mehanizem za določevanje parametrov potresnih zahtev (slike 6.9a, 6.10a in 6.11a). Zaradi tega se rezultati postopka EPA ne bi močno razlikovali, če bi upoštevali deformacijske SDOF modele v primeru vseh treh potisnih analiz. Manjše razlike kažejo, da deformacijski SDOF model v primeru potisne analize na osnovi prve nihajne oblike določa nekoliko manjše potresne zahteve kot pripadajoč modalni SDOF model, ki ga uporabimo v postopku EPA. To je posledica nekoliko manjšega deformacijskega transformacijskega faktorja $\Gamma_{d,1}$ v primerjavi z modalnim transformacijskim faktorjem $\Gamma_{m,1}$. Obratno opazimo v primeru

SDOF modelov, ki ustrezajo potisni analizi na osnovi druge in tretje razporeditve horizontalnih sil, kjer določata deformacijska SDOF modela veliko večje parametre potresnih zahtev kot pripadajoča modalna SDOF modela, kar je posledica karakteristik SDOF modelov (glej poglavje 6.1.2).

Prikazali smo, da v primerjavi z ostalimi poenostavljenimi postopki, postopek EPA omogoča natančnejše določanje približnih IDA krivulj, saj temelji na uporabi deformacijskih SDOF modelov, s katerimi je mogoče simulirati poleg osnovnega plastičnega mehanizma, ki ga dobimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike, tudi drugačne plastične mehanizme. Vendar smo opazili, da s potisnimi analizami na osnovi invariantne porazdelitve horizontalnih sil, ki ustrezajo nihajnim oblikam, ne moremo simulirati vseh različnih plastičnih mehanizmov, ki se tvorijo med potresno obtežbo, kar lahko natančneje simuliramo s 'točno' nelinearno dinamično analizo konstrukcij (glej prilogo C). Nekateri akcelorogrami na primer povzročajo drugače razporejene etažne pomike po konstrukciji kot jih lahko simuliramo s postopkom EPA. S potisno analizo ne moremo simulirati koncentrirane poškodovanosti konstrukcije v spodnjem in zgornjem delu konstrukcije, kar smo občasno opazili iz rezultatov nelinearne dinamične analize (slika 6.12a in 6.12b). Tudi v takšnih primerih, ko s postopkom EPA plastičnega mehanizma ne simuliramo najbolje, se izkaže, da je postopek EPA natančnejši od postopka PA1, oziroma vsaj določa konservativne ocene potresnega odziva, kar opazimo, v primeru stavbe S15 za 24. akcelorogram iz skupine A_B (slika 6.12a) in podobno za stavbo S8 (slika 6.12b) in S4 (slika 6.12c).



Slika 6.12: IDA krivulje, določene s postopkoma NRHA in EPA, za (a) stavbo S15 in 24. akc. iz skupine A_B , (b) stavbo S8 in 9. akc. iz skupine $A_{2,S8}$ ter (c) stavbo S4 in 10. akc. iz skupine A_B . Poleg tega prikazujemo približne IDA krivulje, ki smo jih določili s tremi modalnimi in tremi deformacijskimi SDOF modeli in plastične mehanizme, ki se vzpostavijo pri mejnem stanju porušitve na osnovi 'točne' analize NRHA.

Figure 6.12: The IDA curves determined by using NRHA and EPA procedure in case of (a) building S15 and 24. record from set A_B , (b) building S8 and 9. record from set $A_{2,S8}$ and (c) building S4 and 10. record from set A_B . In addition, the approximate IDA curves associated with the three modal-based and three failure-based SDOF models are presented, together with the system failure modes, which cause collapse in case of 'exact' NRHA.

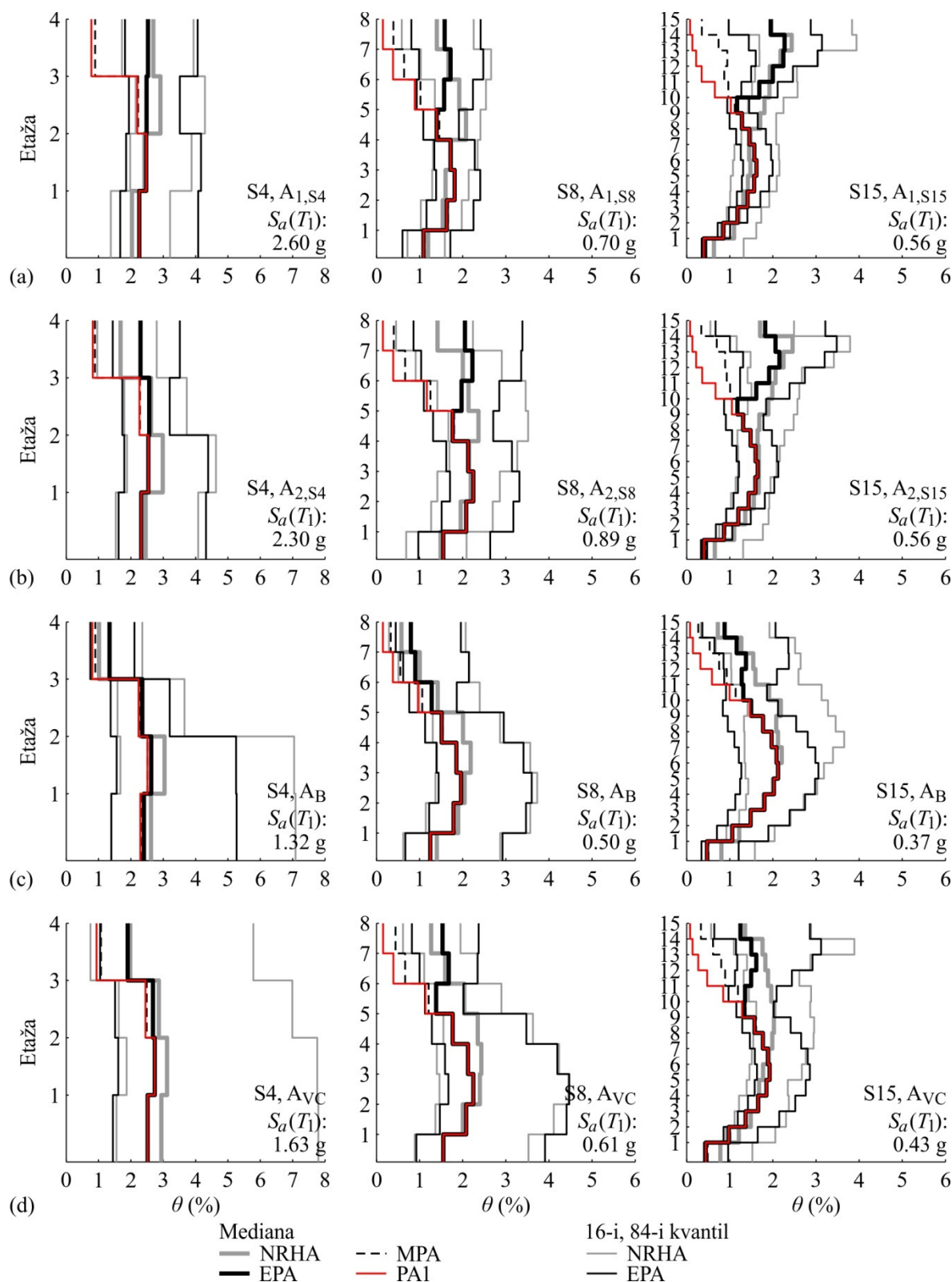
6.1.7 Primerjava etažnih pomikov po višini stavb

Zmožnost določanja primernih plastičnih mehanizmov s potisnimi analizami na osnovi invariantnih porazdelitev horizontalnih sil glede na prvo, drugo in tretjo nihajno obliko vpliva na oceno etažnih pomikov po višini konstrukcij, saj v postopku EPA določimo etažne pomike neposredno iz rezultatov potisnih analiz z uporabo ovojnice etažnih pomikov. Glede na to je izračun celotnega potresnega odziva z uporabo postopka EPA povsem nelinearen.

Opazili smo, da lahko s predlaganim postopkom EPA ocenimo potek etažnih pomikov z zadovoljivo natančnostjo v zgornjem delu konstrukcij tudi v primeru petnajstetažne stavbe. Na primer, potek etažnih pomikov po višini stavb S4, S8 in S15 za vse obravnavane skupine akceleroگرامov prikazujemo na slikah 6.13 in 6.14 pri intenzitetah, ki jih določajo mediane 'točno' določenih IDA krivulj pri mejnih stanjih ms_1 in ms_2 (glej sliko 6.6). Omenjeni mejni stanji predstavljata območje visoko nelinearnega odziva konstrukcij. Rezultate postopka EPA in 'točne' nelinearne dinamične analize konstrukcij prikazujemo za 16-i, 50-i in 84-i kvantil potresnega odziva. Intenzitete, ki ustrezajo mejnemu stanju ms_2 , povzročijo porušitev konstrukcij v več kot 16 % primerih tako v primeru 'točne' analize kot poenostavljenega postopka EPA, zato za 84-i kvantil ne moremo izrisati poteka etažnih pomikov pri tem mejnem stanju.

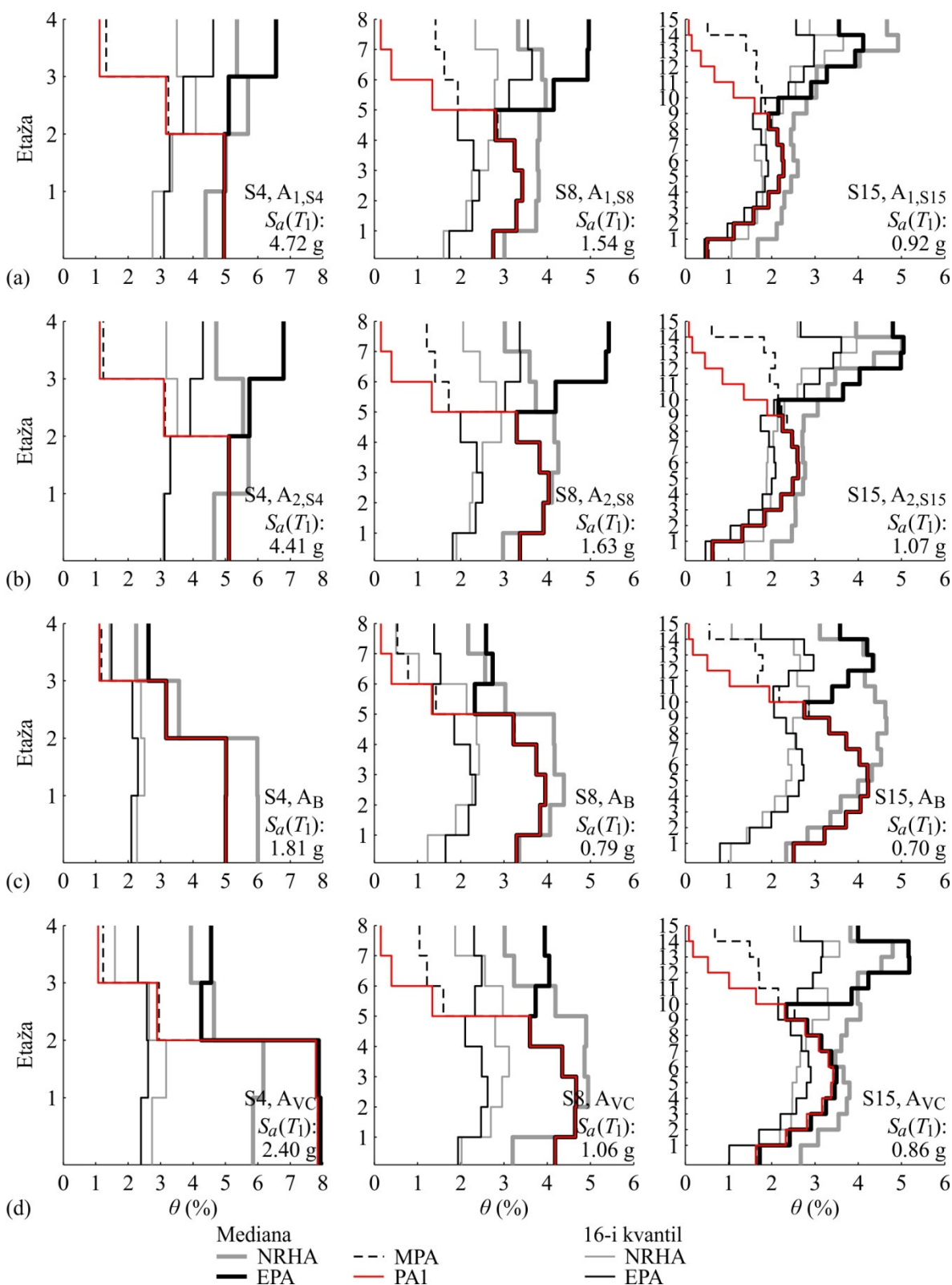
Poleg tega prikazujemo tudi mediane etažnih pomikov, ki jih določimo s poenostavljenima postopkoma MPA in PA1. Opazimo, da vsi trije poenostavljeni postopki določajo podobne rezultate do neke etaže. V višjih etažah s postopkom MPA nekoliko izboljšamo rezultate, medtem ko se z rezultati postopka EPA pri mejnem stanju ms_1 povsem približamo 'točnim' vrednostim etažnih pomikov. Kljub temu s postopkom EPA v nekaterih etažah sistematično podcenimo velikost etažnih pomikov. To je posledica tega, da s potisno analizo na osnovi invariantnih horizontalnih sil ne simuliramo dovolj natančno najpomembnejših plastičnih mehanizmov, ki določajo potresni odziv konstrukcij. Zaradi tega obstaja verjetnost, da bi lahko s kakšno drugačno razporeditvijo horizontalnih sil (npr. Sucuoğlu in Günay, 2011) v potisnih analizah natančneje določili plastične mehanizme in posledično tudi druge rezultate potresnega odziva konstrukcij.

Pri mejnem stanju ms_2 , ki pripada višjim intenzitetam, dobimo s postopkom EPA nekoliko manj točne rezultate za potek etažnih pomikov po višini konstrukcij (slika 6.14). To velja predvsem za nižje stavbe S4 in S8, kjer pri 'višjih' plastičnih mehanizmih simuliramo prevelike etažne pomike v zgornjih etažah, ki niso v skladu z rezultati nelinearne dinamične analize konstrukcij (glej slike 6.10 in 6.11). Kljub temu določimo s postopkom EPA tudi v teh primerih natančnejše rezultate kot s postopkoma PA1 in MPA, ki poleg tega določata še rezultate na nevarni strani.



Slika 6.13: Kvantilne vrednosti etažnih pomikov določene z različnimi postopki (NRHA, EPA, MPA in PA1) za testne stavbe (S4, S8 in S15) pri intenziteti, ki povzroča mejno stanje ms_1 na mediani IDA krivulj (glej sliko 6.6), za skupine akceleroگرامov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} .

Figure 6.13: Percentiles of storey drift ratios determined by different procedures (NRHA, EPA, MPA and PA1) for test buildings (S4, S8 and S15) at intensity, which cause the limit state ms_1 on the median IDA curve (see Figure 6.6), and for ground motion sets (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{VC} .



Slika 6.14: Kvantilne vrednosti etažnih pomikov določene z različnimi postopki (NRHA, EPA, MPA in PAI) za testne stavbe (S4, S8 in S15) pri intenziteti, ki povzroča mejno stanje ms_2 na mediani IDA krivulj (glej sliko 6.6), za skupine akceleroگرامov (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{Vc} .

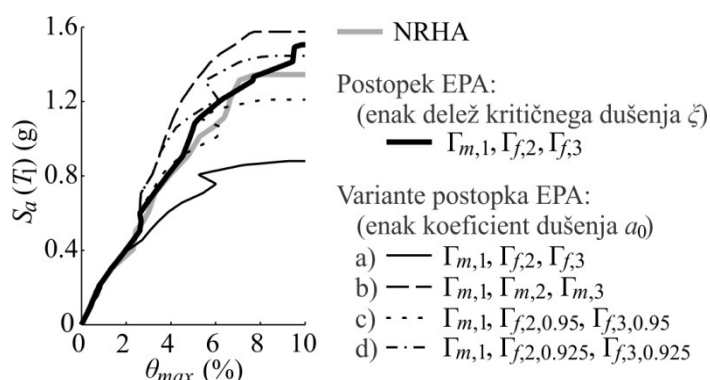
Figure 6.14: Percentiles of storey drift ratios determined by different procedures (NRHA, EPA, MPA and PAI) for test buildings (S4, S8 and S15) at intensity, which cause the limit state ms_2 on the median IDA curve (see Figure 6.6), and for ground motion sets (a) A_1 , (b) A_2 , (c) A_B in (d) A_{Vc} .

6.1.8 Dušenje v postopku EPA

V postopku EPA upoštevamo, da je delež kritičnega dušenja (ξ_i) enak za vse tri SDOF modele, ki ustrezajo potisnim analizam na osnovi prve, druge in tretje nihajne oblike. To ni konsistentno z modalno dinamično analizo konstrukcij in postopkom MPA, kjer se upošteva pri vseh nihajnih oblikah konstantno vrednost koeficienta dušenja a_0 , ki ga za model dušenja, ki je proporcionalen masi določimo z naslednjim izrazom

$$a_0 = 2\xi_i\omega_i \quad (6.1)$$

Potrebno je poudariti, da postopek EPA ne temelji na dekompoziciji nihajnih oblik kot modalna dinamična analiza konstrukcij ali postopek MPA, vendar je predpostavka o enakem deležu kritičnega dušenja za vse tri SDOF modele v postopku EPA utemeljena z obsežno parametrično študijo. Z namenom konstantnega koeficienta a_0 za vse SDOF modele v postopku EPA, bi morali deformacijske SDOF modele definirati z drugačnimi transformacijskimi faktorji $\Gamma_{d,i}$, s čimer bi omejili natančnost postopka EPA. Za ilustracijo smo na sliki 6.15 primerjali 'točno' IDA krivuljo za petnajstetažno stavbo in 4. akceleroگرام iz skupine A_{VC} s približnimi IDA krivuljami, ki smo jih izračunali z nekaj variantami postopka EPA. Če v predlaganem postopku EPA spremenimo samo parametre za opis dušenja tako, da upoštevamo enak koeficient dušenja a_0 pri vseh SDOF modelih, so ocenjene potresne zahteve prevelike (varianta a) na sliki 6.15). Druga mejna varianta postopka EPA upošteva tri modalne SDOF modele s konstantnim koeficientom dušenja a_0 (varianta b) na sliki 6.15). V tem primeru ciljni pomik skoraj vedno določa SDOF model, ki ga definiramo na osnovi potisne analize z upoštevanjem horizontalnih sil v obliki prve nihajne oblike, s čimer določimo enak rezultat kot po postopku PA1. Varianti c) in d) postopka EPA, ki jih prikazujemo na sliki 6.15, prav tako upoštevata enak koeficient dušenja a_0 za vse SDOF modele. Razlika je v definiciji transformacijskih faktorjev $\Gamma_{d,2}$ in $\Gamma_{d,3}$ in ostalih parametrov deformacijskih SDOF modelov, ki smo jih v primeru variante c) določili z upoštevanjem deformacijske oblike, ki ustreza 95 % maksimalne nosilnosti v območju naraščanja nosilnosti na krivulji potisne analize. Podobno velja za varianto d), kjer smo upoštevali deformacijsko obliko pri nekoliko nižji nosilnosti, to je pri 92.5 % maksimalne nosilnosti. Rezultati za zadnji dve varianti so podobni tistim, ki smo jih izračunali s predlaganim postopkom EPA, vendar so zelo občutljivi, saj je sprememba v deformacijski obliki v območju pred doseženo maksimalno nosilnostjo velika (glej sliko 6.5). Poleg tega je natančnost rezultatov na osnovi variant c) in d) močno odvisna od upoštevanje potresne obtežbe oz. izbranih akceleroگرامov.



Slika 6.15: IDA krivulje določene s 'točno' nelinearno dinamično analizo, predlaganim poenostavljenim postopkom EPA in z različnimi variantami postopka EPA za petnajstetažno stavbo in akceleroگرام št. 4 iz skupine A_{VC} .

Figure 6.15: The IDA curve, the EPA-based approximate IDA curve and the variants of the EPA-based approximate IDA curves for the 15-storey building and ground motion No. 4 from set A_{VC} .

6.1.9 Ugotovitve

V poglavju 6.1 smo na različne načine vrednotili natančnost nekaterih poenostavljenih postopkov za približno določevanje potresnega odziva konstrukcij, ki smo jih označili s PA1, PA1W, MPA in EPA, v primerjavi z rezultati nelinearne dinamične analize na primeru treh AB okvirnih testnih stavb z različnim številom etaž in za različne skupine akceleroگرامov.

Na osnovi rezultatov potisnih analiz za invariantno obliko horizontalnih sil glede na prvo, drugo in tretjo nihajno obliko konstrukcij smo določili modalne in deformacijske SDOF modele. Deformacijski SDOF model za primer potisne analize na osnovi prve nihajne oblike ima podobne karakteristike kot pripadajoči modalni SDOF model. Do večjih razlik med modalnimi in deformacijskimi SDOF modeli pride, če ustrezajo višjim nihajnim oblikam oz. 'višjim' plastičnim mehanizmom. Maksimalni pospeški na diagramih kapacitete so za deformacijske SDOF modele določene s potisno analizo na osnovi druge in tretje nihajne oblike veliko nižji kot v primeru pripadajočih modalnih SDOF modelov. To pomeni, da deformacijski SDOF modeli, ki opisujejo drugi in tretji plastični mehanizem, določajo večje potresne zahteve od modalnih SDOF modelov. Pomembna ugotovitev je, da se karakteristike deformacijskih SDOF modelov ustalijo v območju mejnega stanja blizu porušitve, ki smo ga definirali z 20 % padcem nosilnosti na krivulji potisne analize, saj se v tem območju deformacijska oblika konstrukcij ne spreminja več bistveno, kar pomeni, da je določitev karakteristik deformacijskih SDOF modelov robustna.

Prikazali smo, da lahko s predlaganim postopkom EPA določimo približne IDA krivulje s primerno natančnostjo za posamezne akceleroگرامe in posledično tudi za kvantilne IDA krivulje. Natančnost rezultatov postopka EPA se bistveno ne spreminja v primeru različnih obravnavanih stavb, akceleroگرامov ali nivoja intenzitete. Po drugi strani smo pokazali, da so rezultati osnovnega postopka PA1 dovolj natančni v primerjavi s 'točnimi' rezultati nelinearne dinamične analize zgolj v primeru nižjih stavb in nižjih intenzitet. Ob primerni idealizaciji krivulj potisnih analiz so rezultati postopka PA1W praktično enaki rezultatom postopka PA1, medtem ko slednje v primeru petnajstetažne stavbe za malenkost izboljšamo s postopkom MPA. Zanimiva ugotovitev je, da nekateri akceleroگرامi vedno povzročajo odziv konstrukcije, ki ga lahko simuliramo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike, neodvisno od upoštevanje konstrukcije, medtem ko velja za nekatere druge akceleroگرامe ravno obratno. S postopkom EPA močno zmanjšamo napake pri določitvi posameznih približnih IDA krivulj v primerjavi s postopkom PA1. To velja predvsem za akceleroگرامe, kjer s postopkom PA1 naredimo največje napake, saj s postopkom EPA bolje določimo plastični mehanizem, ki določa potresne zahteve.

Predlagani postopek EPA temelji na predpostavki, da je vsak parameter potresnega odziva določen s prevladujočim plastičnim mehanizmom. Na nekaterih primerih smo prikazali, da je ta predpostavka primerna, saj je plastični mehanizem, ki ga dobimo za posamezen akceleroگرام s 'točno' nelinearno dinamično analizo konstrukcije podoben prevladujočemu plastičnemu mehanizmu po postopku EPA. Čeprav z uporabo potisnih analiz na osnovi treh invariantnih porazdelitev horizontalne obtežbe ne moremo simulirati vseh različnih plastičnih mehanizmov, ki se pojavijo med nelinearno dinamično analizo konstrukcij, s postopkom EPA v splošnem določimo boljše rezultate kot s postopkom PA1 ali postopkom MPA. Za primerno določitev približnih IDA krivulj je pomembno, da s postopkom EPA simuliramo vzpostavitev mehanizma v približno enakem številu etaž kot se to dejansko zgodi med nelinearno dinamično analizo konstrukcij.

Prikazali smo tudi, da lahko s postopkom EPA določimo mejno intenziteto pri porušitvi konstrukcij z uporabno natančnostjo v primeru vseh obravnavanih stavb in akceleroگرامov. Natančnost osnovnega

postopka PA1 je po drugi strani močno odvisna od števila etaž, ki jih imajo konstrukcije. Poleg tega različne skupine akceleroگرامov predstavljajo različno potresno obtežbo. Akceleroگرامi skupine A_1 in A_2 povzročijo predvsem 'višje' plastične mehanizme, kar ni običajno za primer analize s skupino akceleroگرامov A_B . V tem primeru smo opazili, da je bil prevladujoč plastični mehanizem podoben osnovnemu plastičnemu mehanizmu, ki je posledica potisne analize na osnovi prve nihajne oblike. Ugotovili smo, da se prevladujoči plastični mehanizmi spreminjajo z intenziteto in da je pri nižjih intenzitetah običajno merodajen osnovni mehanizem.

Poleg tega smo pokazali, da pri mejnih stanjih, ki določajo visoko nelinearno območje odziva konstrukcij, s postopkoma PA1 in MPA podcenimo velikost etažnih pomikov v zgornjih etažah konstrukcij, medtem ko s postopkom EPA ocenimo potek etažnih pomikov po višini konstrukcij z uporabno stopnjo natančnosti. Osnovni plastični mehanizem, ki pripada potisni analizi na osnovi prve nihajne oblike, vedno določa etažne pomike v spodnjem delu konstrukcij, medtem ko so v višjih etažah prevladujoči plastični mehanizmi dobljeni s potisno analizo na osnovi druge in tretje nihajne oblike horizontalnih sil. Natančnost ocene etažnih pomikov je odvisna predvsem od zmožnosti potisnih analiz za simuliranje najpomembnejših plastičnih mehanizmov, ki določajo potresni odziv konstrukcij.

Dušenje upoštevamo pri postopku EPA s konstantnim deležem kritičnega dušenja za vse tri SDOF modele, kar se razlikuje od postopka MPA. Upoštevati je namreč potrebno, da postopek EPA ne temelji na dekompoziciji nihajnih oblik kot postopek MPA in ne vključuje kombiniranja rezultatov za različne nihajne oblike, saj je celotni odziv določen z ovojnico rezultatov, ki jih dobimo za vse tri potisne analize. S tem je postopek EPA v celoti nelinearen.

Glede na predstavljene ugotovitve se odpirajo različne možnosti nadaljnjega raziskovanja:

- Analiza vpliva razporeditve horizontalnih sil na rezultate potisnih analiz in posledično na rezultate poenostavljenega postopka EPA.
- Natančnejša analiza plastičnih mehanizmov, ki se vzpostavijo med nelinearno dinamično analizo, tudi v odvisnosti od intenzitete in trajanja potresne obtežbe.
- Določitev morebitne korelacije med pomikom na vrhu konstrukcije pri določenem mejnem stanju in pripadajočim plastičnim mehanizmom, ki se vzpostavi v konstrukciji med potresno obtežbo.
- Analiza natančnosti postopka EPA v primeru drugih konstrukcijskih sistemov.
- Vpliv različnih modelov dušenja na rezultate postopka EPA.

6.2 **Progresivna inkrementalna dinamična analiza na osnovi različnih definicij prednostne liste akcelerogramov**

Cilj drugega koraka dvostopenjskega postopka izbora akcelerogramov je določiti majhno število akcelerogramov, s katerimi lahko natančno ocenimo potresne zahteve za potresno obtežbo, ki smo jo določili z večjo skupino akcelerogramov v prvem koraku dvostopenjskega postopka izbora akcelerogramov. Drugi korak izbora akcelerogramov lahko izvedemo z uporabo progresivne inkrementalne dinamične analize (PIDA) (Azarbakht in Dolšek, 2007 in 2011), kjer izbor temelji na določitvi prednostne liste akcelerogramov. Glavni namen tega poglavja je vrednotenje rezultatov analize PIDA, kjer prednostne liste akcelerogramov določimo na osnovi elastičnih spektrov pospeškov posameznih akcelerogramov ali glede na rezultate poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva, kjer smo upoštevali postopke PA1, PA1W in EPA (poglavje 3.1). Za primerjavo smo izvedli celoten postopek analize PIDA tudi na osnovi 'točnih' rezultatov nelinearne dinamične analize.

V poglavju 6.2.1 prikažemo postopek in rezultate analize PIDA za izbran primer, nato pa v poglavju 6.2.2 vrednotimo natančnost analize PIDA na različne načine za tri testne stavbe (S4, S8 in S15) in vse izbrane skupine akcelerogramov iz poglavja 5 (A_1 , A_2 , A_{VC} in A_B). V nadaljevanju preverimo ustreznost določitve prednostne liste akcelerogramov na osnovi poenostavljenega postopka PA1W (6.2.3) in na koncu povzamemo ugotovitve v poglavju 6.2.4.

6.2.1 **Opis določitve prednostne liste akcelerogramov na osnovi elastičnih spektrov pospeškov in poenostavljenega postopka PA1 ter pripadajočih rezultatov analize PIDA za štirietažno stavbo in skupino akcelerogramov $A_{2,S4}$**

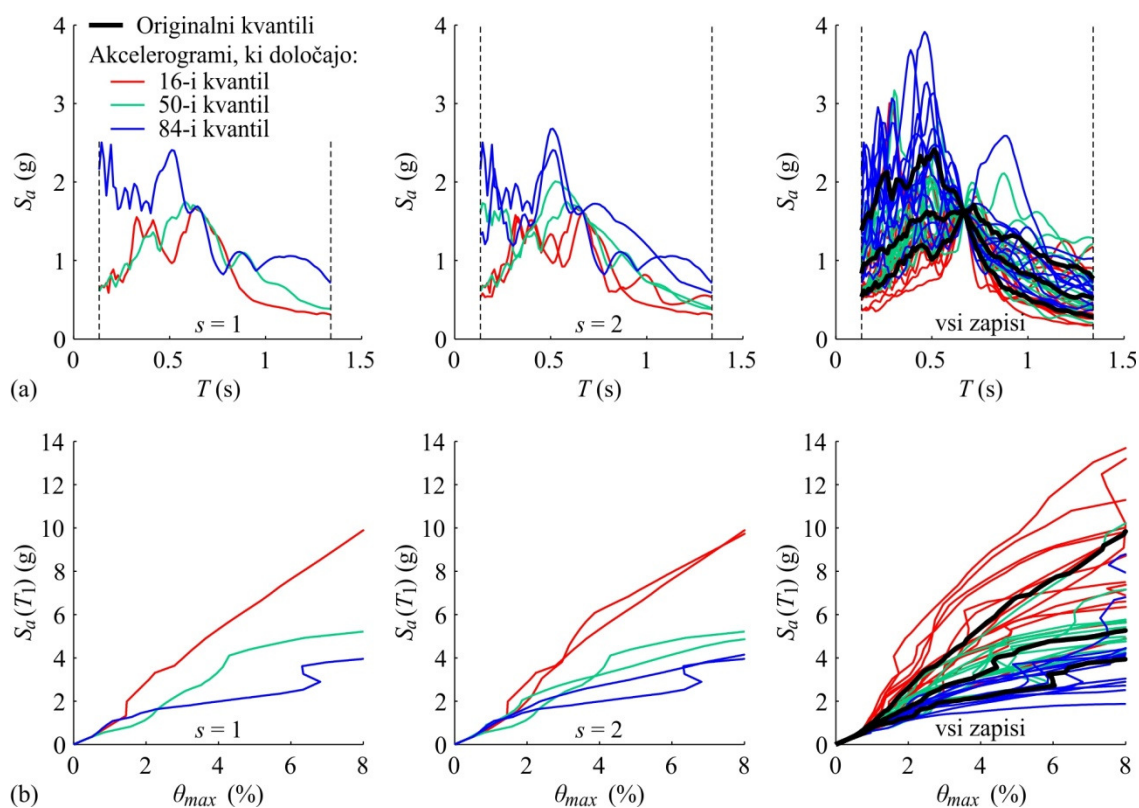
Analiza PIDA temelji na prednostni listi akcelerogramov, katero določimo na osnovi poenostavljenih analiz ali na osnovi lastnosti akcelerogramov. Prednostna lista akcelerogramov se tako lahko enostavno določi iz elastičnih spektrov pospeškov ali pa glede na potresne zahteve, ki jih približno ocenimo s poenostavljenimi postopki analize potresnega odziva (npr. PA1, PA1W in EPA, glej poglavje 3.1) ob upoštevanju izbrane skupine akcelerogramov. Tukaj prikazujemo postopek analize PIDA na osnovi rezultatov poenostavljenega postopka PA1, kakor je bila analiza PIDA tudi predlagana (Azarbakht in Dolšek, 2007 in 2011), ter določitve prednostne liste akcelerogramov glede na elastične spektre pospeškov, kar smo obravnavali že v članku (Brozovič in Dolšek, 2012).

Prednostna lista predstavlja prerazporeditev akcelerogramov po pomembnosti z namenom, da bi z manjšim številom akcelerogramov, ki zasedajo prva mesta na prednosti listi, z zadovoljivo natančnostjo opisali potresne zahteve, ki jih določa celotna skupina akcelerogramov. S tem lahko omejimo potreben računski čas, ki je ena največjih omejitev računsko zahtevne inkrementalne dinamične analize konstrukcij in tako pospešimo uporabo nelinearne dinamike v praksi. V tem podpoglavju obravnavamo analizo PIDA za določanje treh kvantilnih IDA krivulj, s katerimi opišemo 16-i, 50-i in 84-i kvantil potresnih zahtev, kot sta predlagala Azarbakht in Dolšek (2011). V primeru določanja zgolj mediane potresnih zahtev je postopek nekoliko poenostavljen, čeprav je potrebno eksplicitno upoštevati tudi raztros (Azarbakht in Dolšek, 2007).

V primeru določanja prednostne liste na osnovi elastičnih spektrov pospeškov smo upoštevali spektralne pospeške med nihajnima časoma $T_{min} = 0.2 \cdot T_1$ in $T_{max} = 2 \cdot T_1$, ki sta določena glede na osnovni nihajni čas konstrukcije T_1 , ki znaša v primeru štirietažne stavbe 0.67 s. Izbrani vrednosti T_{min} in T_{max} ustrezata predpisanim mejama nihajnih časov med katerimi standard Evrokod (SIST EN 1998-1, 2005) predpisuje ujemanje spektralnih pospeškov za izbiro akcelerogramov v skladu s projektnim spektrom. Prvo mesto na prednostni listi zasede akcelerogram, katerega elastični spekter

pospeškov se najbolj ujema s t. i. originalnim 16-im kvantilom elastičnih spektrov celotne skupine akceleroگرامov. To pomeni, da izberemo akceleroگرام, ki ima najnižjo vrednost Δ_{ES_s} ($s=1, k=1$) za prvo podskupino akceleroگرامov s in prvi kvantil k (glej enačbo 3.21). Ker v vsako podskupino akceleroگرامov izberemo tri zapise, ki pripadajo trem različnim kvantom, drugo in tretje mesto na prednostni listi zasedeta akceleroگرامa, katerih spektra pospeškov se najbolj ujemata z mediano in 84-im kvantom spektrov pospeškov vseh akceleroگرامov oz. za katera določimo najmanjši vrednosti Δ_{ES_s} ($s=1, k=2$) in Δ_{ES_s} ($s=1, k=3$). Elastične spektre pospeškov, ki jih izberemo v prvi podskupini akceleroگرامov za 16-i, 50-i in 84-i kvantil, prikazujemo na sliki 6.16a ($s=1$). Akceleroگرامe druge podskupine ($s=2$) izberemo izmed preostalih akceleroگرامov po kriteriju najmanjše razlike med približnim kvantilnim spektrom pospeškov, ki ga določimo na osnovi mediane spektralnih vrednosti za izbrana akceleroگرامa, in originalnim kvantilnim spektrom pospeškov. S tem izberemo po dva akceleroگرامa, ki določata spektralne pospeške v okolici posameznega originalnega kvantila, kot prikazujemo na sliki 6.16a ($s=2$). Na takšen način nadaljujemo z izbiranjem akceleroگرامov, ki pripadajo posameznemu kvantilu, dokler ne razvrstimo vseh akceleroگرامov na prednostno listo (slika 6.16a (vsi zapisi)).

Postopek določitve prednostne liste z uporabo približnih IDA krivulj, ki smo jih v tem primeru za stavbo S4 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S4}$ določili s poenostavljenim postopkom PA1, je podoben kot v zgoraj opisanem primeru uporabe elastičnih spektrov pospeškov. Razlika je zgolj v tem, da akceleroگرامe izbiramo z uporabo mere za napako Δ_{IDA} (glej enačbo 3.20) glede na pripadajoče približne IDA krivulje v okolici originalnih kvantilnih IDA krivulj, ki jih določajo IDA krivulje za vse akceleroگرامe iz izbrane skupine zapisov (slika 6.16b).

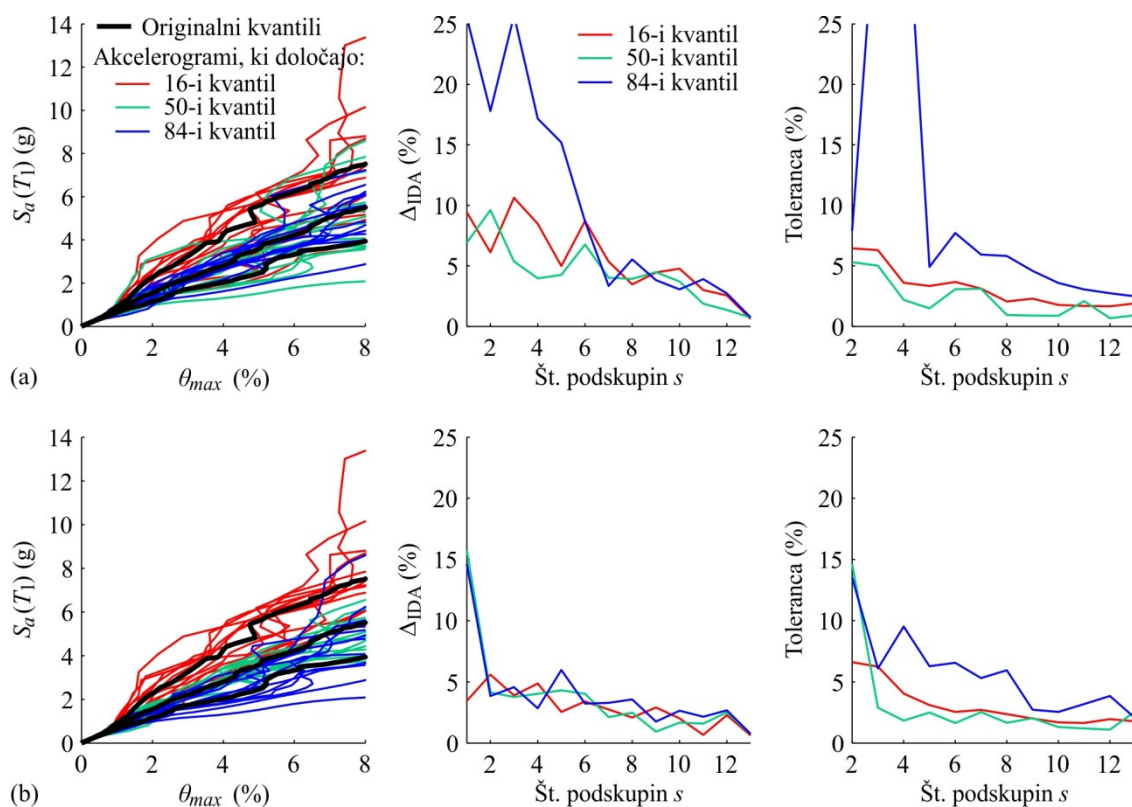


Slika 6.16: (a) Elastični spektri pospeškov in (b) približne IDA krivulje določene za štirietažno stavbo s postopkom PA1 za prvo podskupino treh akceleroگرامov iz prednostne liste ($s=1$), prvi dve podskupini ($s=2$) ter vse zapise iz obravnavane skupine $A_{2,S4}$.

Figure 6.16: (a) Elastic acceleration spectra and (b) approximate IDA curves determined for 4-storey building by procedure PA1 with consideration of the first subset of the three ground motions from the precedence list ($s=1$), first two subsets ($s=2$) and all ground motions from set $A_{2,S4}$.

Ko imamo določeno prednostno listo akceleroگرامov, z analizo PIDA postopno računamo 'točne' IDA krivulje, vendar v našem primeru z namenom vrednotenja natančnosti postopka izračunamo 'točne' IDA krivulje za vse akceleroگرامe. Na sliki 6.17 prikazujemo rezultate analize PIDA za prednostni listo, ki smo jih določili zgoraj na osnovi elastičnih spektrov pospeškov in glede na rezultate poenostavljenega postopka PA1. Opazimo, da so 'točne' IDA krivulje, ki pripadajo akceleroگرامom, ki smo jih s prednostno listo glede na elastične spektre pospeškov izbrali za posamezne kvantile, bolj razpršene kot v primeru prednostne liste na osnovi rezultatov postopka PA1. To je posebej razvidno v primeru IDA krivulj, ki naj bi določale 84-i kvantil IDA krivulj, ki so v primeru prednostne liste $S_{a,e}$ dejansko v okolici mediane, medtem ko je izbor glede na rezultate PA1 ustrežnejši (slika 6.17).

To se odraža tudi na vrednostih za napako analize PIDA Δ_{IDA} (enačba 3.20), ki jo prikazujemo pri različnih podskupinah akceleroگرامov s . Potresne zahteve obravnavane štirietažne stavbe lahko dovolj natančno napovemo s postopkom PA1, zato je analiza PIDA na osnovi teh rezultatov učinkovita, saj ima napaka Δ_{IDA} vrednosti okrog 5 % in manj pri vseh podskupinah $s > 1$. Po drugi strani nastopajo v primeru prednostne liste določene glede na elastične spektralne pospeške višje napake, predvsem za določitev 84-ega kvantila IDA krivulj (slika 6.17).



Slika 6.17: Rezultati analize PIDA za stavbo S4 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S4}$ na osnovi prednostne liste določene glede na (a) elastične spektre pospeškov in (b) poenostavljen postopek PA1. Poleg 'točnih' IDA krivulj, prikazujemo še rezultate za napako Δ_{IDA} in toleranco v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s .

Figure 6.17: Results of PIDA for building S4 and ground motion set $A_{2,S4}$ based on the precedence list defined by using (a) elastic acceleration spectra and (b) simplified seismic response analysis procedure PA1. In addition the NRHA-based IDA curves, the error Δ_{IDA} and tolerance for different numbers of subsets of ground motions s is also presented.

Po postopku analize PIDA, kot sta ga predlagala Azarbakht in Dolšek (2011), zaključimo z računom 'točnih' IDA krivulj, ko dosežemo pri določeni podskupini akceleroگرامov sprejemljivo nizko vrednost tolerance (enačba 3.24). Če bi se trend mere za toleranco pri različnih podskupinah s dobro

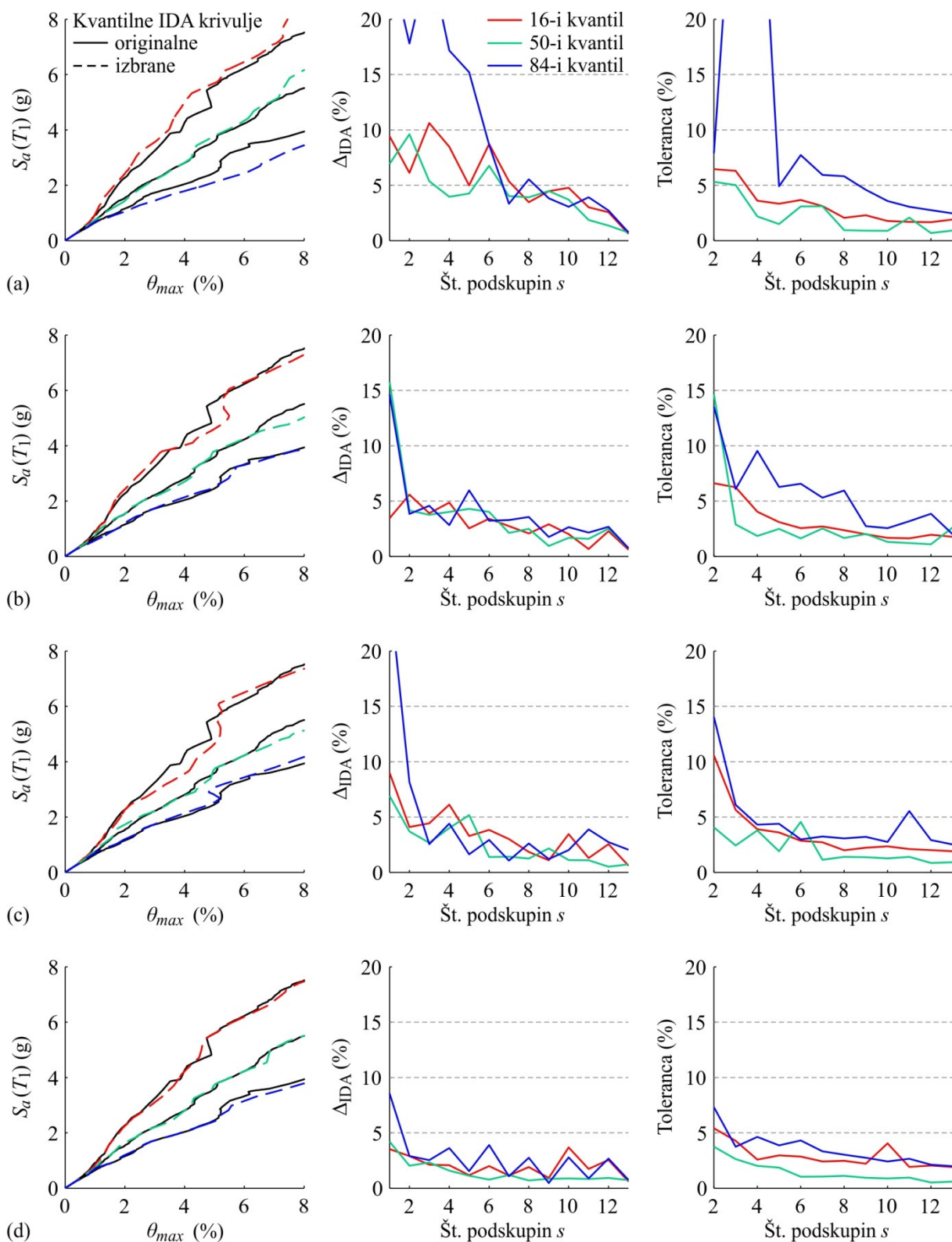
ujemal s trendom za napako Δ_{IDA} , bi bila mera za toleranco natančna, vendar na sliki 6.17 opazimo nasprotno. V primeru, da za sprejemljivo vrednost tolerance izberemo 5 %, končamo z računom analize PIDA pri prednostni listi na osnovi $S_{a,e}$ pri podskupini $s = 5$, kjer še vedno nastopajo visoke napake Δ_{IDA} (15 %) v primeru 84-e kvantilne IDA krivulje. Po drugi strani bi v primeru prednostne liste na osnovi rezultatov postopka PA1 zaključili z računom 'točnih' IDA krivulj šele pri podskupini $s = 9$, torej bi morali izračunati 27 'točnih' IDA krivulj, čeprav dobimo rezultate s sprejemljivo natančnostjo že pri podskupini $s = 2$, kjer so napake Δ_{IDA} z vrednostmi okrog 5 %. Glede na to lahko opazimo, da je mera za toleranco precej občutljiva in zato ne daje najbolj primernih rezultatov za izbiro podskupine s pri kateri zaključimo z računom 'točnih' IDA krivulj.

6.2.2 Vrednotenje natančnosti analize PIDA glede na različne načine določitve prednostne liste akcelerogramov

Kot smo opisali v predhodnem poglavju za primer stavbe S4 in pripadajoče skupine akcelerogramov $A_{2,S4}$, smo v nadaljevanju izračunali in vrednotili rezultate analize PIDA za vse tri testne stavbe (S4, S8 in S15) ter vse skupine akcelerogramov, ki smo jih izbrali v prvem koraku dvostopenjskega postopka izbora akcelerogramov glede na različne parametre potresne aktivnosti (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}). Poleg določanja prednostne liste na osnovi elastičnih spektrov pospeškov in rezultatov poenostavljenega postopka PA1, smo za določitev prednostne liste upoštevali tudi nov postopek analize potresnega odziva EPA, ki smo ga razvili v okviru doktorske disertacije. Z namenom vrednotenja učinkovitosti samega postopka analize PIDA smo uporabili za določitev prednostne liste tudi 'točne' rezultate za IDA krivulje, s čimer smo izločili napako pri določanju približnih IDA krivulj.

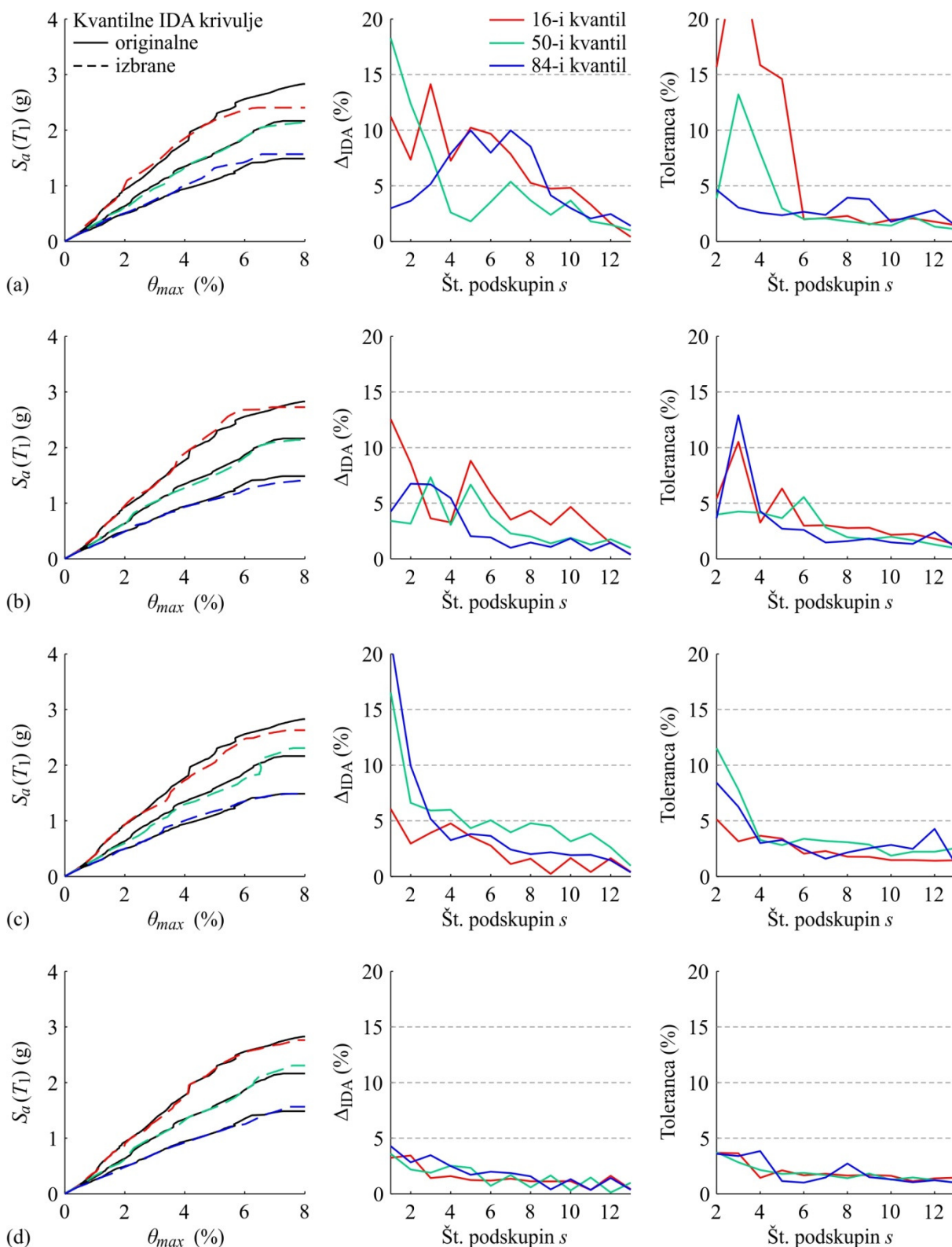
Rezultate prikazujemo na slikah od 6.18 do 6.20 za vse tri stavbe in omenjene različne načine določitve prednostne liste pri upoštevanju potresne obtežbe, ki smo jo izbrali glede na potresno nevarnost pri povratni dobi 10,000 let (skupine akcelerogramov A_2). Zaradi velike količine rezultatov, prikazujemo rezultate za ostale skupine akcelerogramov v enaki obliki v prilogi D. Prikazujemo primerjavo originalnih kvantilnih IDA krivulj, ki jih določimo na osnovi celotne skupine akcelerogramov in izbranih kvantilnih IDA krivulj, ki jih določimo na osnovi izbranih akcelerogramov iz začetka prednostne liste. V tem primeru smo določili izbrane kvantilne IDA krivulje na osnovi prvih štirih podskupin akcelerogramov ($s = 4$), kar pomeni, da je potrebno izračunati 'točne' IDA krivulje za 12 izbranih akcelerogramov. To predstavlja 30 % vseh akcelerogramov v primeru skupin s 40 zapisi oz. 40 % v primeru skupine A_{VC} , ki vsebuje 30 akcelerogramov. Podrobnejša analiza upravičenosti izbire prvih štirih podskupin akcelerogramov v postopku analize PIDA je podana v nadaljevanju. Poleg tega prikazujemo napako analize PIDA Δ_{IDA} in toleranco v odvisnosti od uporabljenega števila podskupin akcelerogramov s . Na slikah 6.18 do 6.20 lahko opazimo, da so rezultati analize PIDA s prednostno listo določeno glede na 'točne' IDA krivulje zanesljivi, saj je v večini primerov Δ_{IDA} manjša od 5 % za podskupine $s > 1$. Vendar se pojavijo tudi večje napake, kot na primer pri stavbi S15 in skupini akcelerogramov $A_{2,S15}$ (slika 6.20d). Glede na to je razumljivo, da dobimo v tem primeru tudi z ostalimi načini določitve prednostne liste z analizo PIDA relativno visoke vrednosti napake Δ_{IDA} .

Na slikah 6.18 in 6.19, kjer prikazujemo rezultate analize PIDA za stavbi S4 in S8, opazimo, da določa prednostna lista na osnovi elastičnih spektrov pospeškov manj zanesljive rezultate, kot če uporabimo prednostno listo na osnovi rezultatov približnih IDA krivulj določenih s poenostavljenimi postopki analize potresnega odziva. V primeru stavbe S8, kjer je vpliv višjih plastičnih mehanizmov pomembnejši, dobimo nekoliko zanesljivejše rezultate z uporabo rezultatov postopka EPA. Opazimo tudi, da se trend tolerance pri različnih skupinah s ne ujema najbolje s trendom za napako Δ_{IDA} .



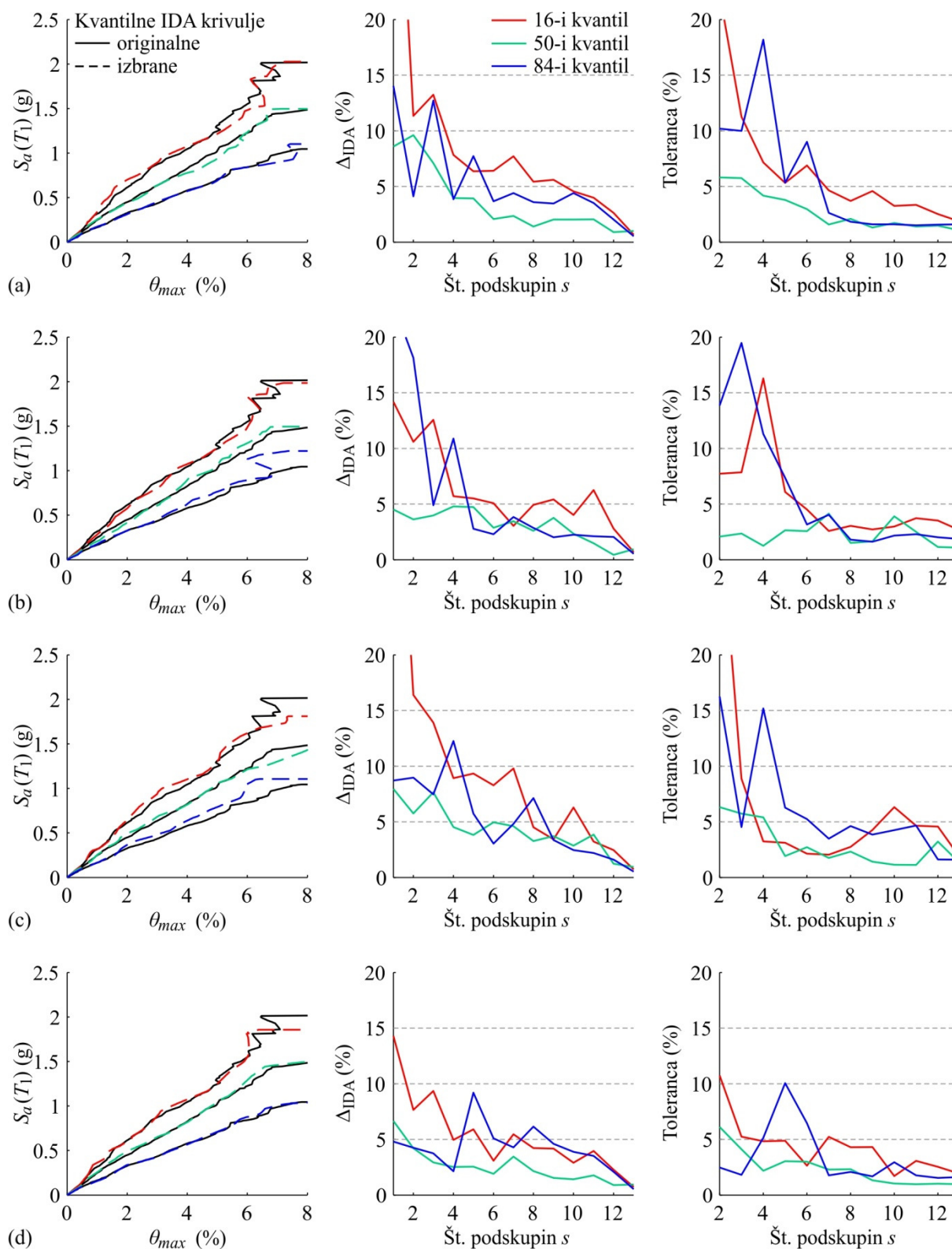
Slika 6.18: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S4 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S4}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.

Figure 6.18: 16th, 50th and 84th percentile original and selected ($s = 4$) IDA curves, error Δ_{IDA} and tolerance for different subsets of ground motions s for building S4 and ground motion set $A_{2,S4}$ using a precedence list based on (a) elastic acceleration spectra and procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA.



Slika 6.19: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S8 in skupino akceleroogramov $A_{2,S8}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.

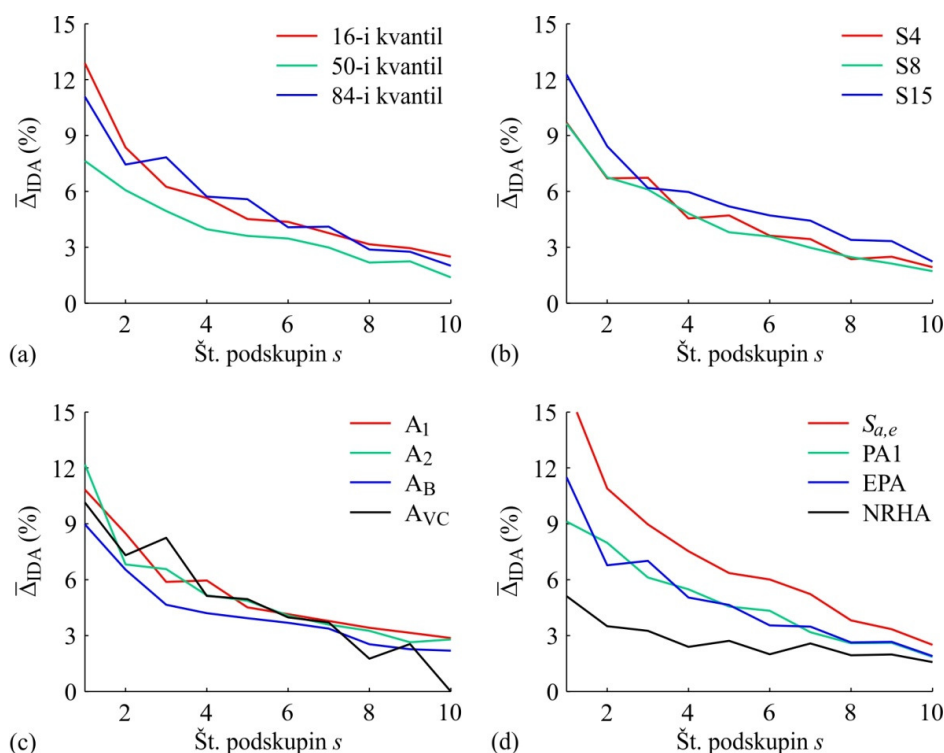
Figure 6.19: 16th, 50th and 84th percentile original and selected ($s = 4$) IDA curves, error Δ_{IDA} and tolerance for different subsets of ground motions s for building S8 and ground motion set $A_{2,S8}$ using a precedence list based on (a) elastic acceleration spectra and results of procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA.



Slika 6.20: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S15 in skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.

Figure 6.20: 16th, 50th and 84th percentile original and selected ($s = 4$) IDA curves, error Δ_{IDA} and tolerance for different subsets of ground motions s for building S15 and ground motion set $A_{2,S15}$ using a precedence list based on (a) elastic acceleration spectra and results of procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA.

Natančnost analize PIDA za določanje različnih kvantilnih IDA krivulj vrednotimo glede na vrednost povprečne napake $\bar{\Delta}_{IDA}$ pri posamezni podskupini akceleroگرامov s , kjer upoštevamo napake Δ_{IDA} za vse obravnavane primere stavb (S4, S8 in S15), skupine akceleroگرامov (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) in načine določitve prednostne liste akceleroگرامov ($S_{a,e}$, PA1, EPA in NRHA). Na sliki 6.21a opazimo, da je povprečna napaka pri določitvi mediane IDA krivulje približno 30 % manjša glede na napako za določitev 16-ega in 84-ega kvantila. Na podoben način izračunamo povprečno napako za določitev zanesljivosti glede na izbrano stavbo, kjer opazimo, da so rezultati v primeru stavb S4 in S8 v povprečju podobni, medtem ko so napake v primeru najvišje obravnavane petnajstetažne stavbe nekoliko večje (slika 6.21b). Različne skupine akceleroگرامov določajo v povprečju podobne rezultate, kjer nekoliko odstopa zgolj skupina A_B z nekoliko manjšimi napakami (slika 6.21c). To je posledica tega, da akceleroگرامi iz te skupine v večini primerov povzročajo plastične mehanizme po analiziranih stavbah, ki so podobni osnovnemu plastičnemu mehanizmu, ki ga določimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike (glej prilogo C). Največje razlike nastopijo zaradi načina določitve prednostne liste akceleroگرامov (slika 6.21d). Kot smo opazili že na slikah 6.18 do 6.20 in v prilogi D, nastopijo najmanjše napake v primeru uporabe 'točnih' rezultatov nelinearne dinamične analize, kar je pričakovano. Največje napake nastopijo v primeru določitve prednostne liste na osnovi elastičnih spektrov pospeškov. Zanimiv je tudi rezultat, da dobimo s postopkoma PA1 in EPA v obravnavanih primerih v povprečju rezultate s približno enako natančnostjo.

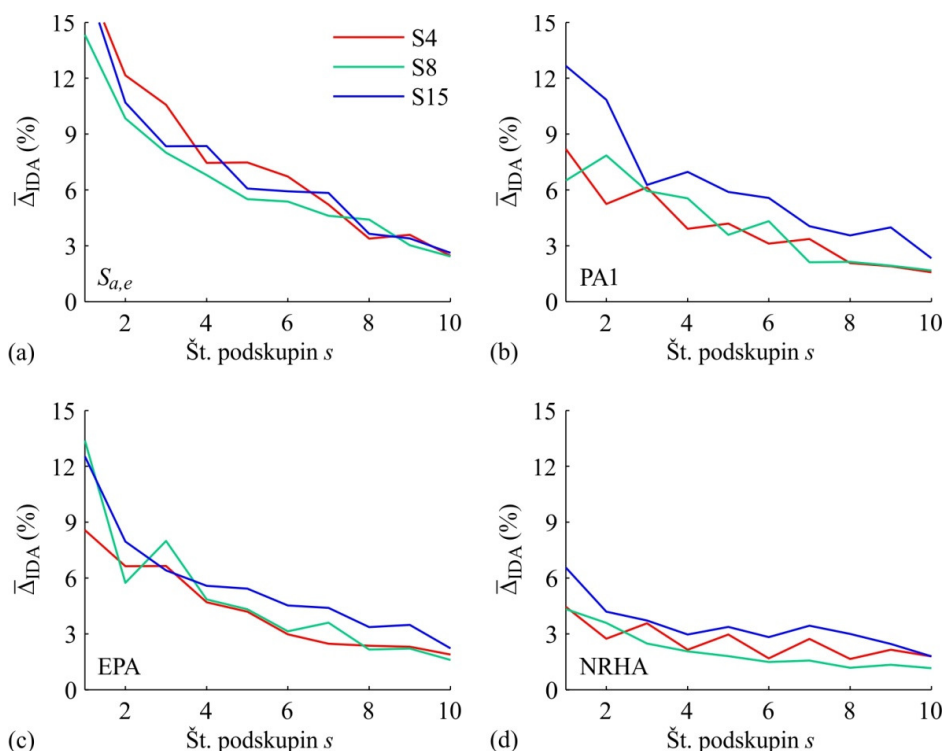


Slika 6.21: Povprečna napaka $\bar{\Delta}_{IDA}$ v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s za različne (a) kvantile, (b) stavbe, (c) skupine akceleroگرامov in (d) načine določitve prednostne liste.

Figure 6.21: An average error $\bar{\Delta}_{IDA}$ as a function of number of ground motion subsets s presented for different (a) percentiles IDA curves, (b) buildings, (c) sets of ground motions and (d) definitions of precedence lists.

Če rezultate za povprečno napako, ki smo jih prikazali na sliki 6.21d za različne načine določitve prednostne liste, razširimo še za obravnavane stavbe, dobimo zanimive rezultate na sliki 6.22. Opazimo, da je velikost povprečne napake v primeru prednostne liste določene na osnovi elastičnih spektrov pospeškov neodvisna od obravnavanih stavb. Opazimo tudi, da s prednostno listo na osnovi rezultatov poenostavljenega postopka PA1 določimo v povprečju največje napake za najvišjo obravnavano stavbo S15, za katero so rezultati postopka PA1 najmanj natančni (npr. glej sliko 6.6). S

prednostno listo na osnovi rezultatov postopka EPA nekoliko zmanjšamo napake v primeru stavbe S15, medtem ko dobimo najmanjše napake v primeru uporabe 'točnih' rezultatov.



Slika 6.22: Povprečna napaka $\bar{\Delta}_{IDA}$ na osnovi treh kvantilnih IDA krivulj ter vseh obravnavanih skupin akceleroگرامov (A_1 , A_2 , A_B in A_{VC}) v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s . $\bar{\Delta}_{IDA}$ je prikazana za različne stavbe in načine določitve prednostne liste akceleroگرامov na osnovi (a) elastičnih spektrov pospeškov ter postopkov (b) PA1, (c) EPA in (d) NRHA.

Figure 6.22: Average error $\bar{\Delta}_{IDA}$ based on three fractile IDA curves and all ground motion sets (A_1 , A_2 , A_B and A_{VC}) as a function of number of ground motion subsets s presented for different buildings and definitions of ground motion precedence lists based on (a) elastic acceleration spectra and seismic response analysis procedures (b) PA1, (c) EPA and (d) NRHA.

Numerične vrednosti napak analize PIDA Δ_{IDA} prikazujemo v preglednici 6.12. Napake prikazujemo pri pogoju, da je toleranca analize PIDA (enačba 3.24) manjša od 5 % ali 10 %, kjer dodatno označimo tudi število podskupin akceleroگرامov s , za katere je potrebno določiti IDA krivulje, da dosežemo sprejemljivo vrednost tolerance. Poleg tega prikazujemo napake Δ_{IDA} tudi za vnaprej izbrano število podskupin akceleroگرامov, kjer izberemo $s = 4$. V slednjem primeru izračunamo 12 'točnih' IDA krivulj ne glede na toleranco. Za štiri podskupine akceleroگرامov smo se odločili, ker znaša v tem primeru povprečna napaka $\bar{\Delta}_{IDA}$ vseh obravnavanih primerov približno 5 %, kar je približno 20 % manj kot v primeru $s = 3$, medtem ko z dodatno podskupino akceleroگرامov $s = 5$, povprečno napako popravimo zgolj za 10 %. V preglednici 6.12 smo s sivo barvo označili celice, ki označujejo, da je potrebno uporabiti za sprejemljivo vrednost tolerance več podskupin akceleroگرامov kot 4. Po drugi strani smo v primerih, kjer lahko glede na sprejemljivo toleranco izberemo manjše število akceleroگرامov, označili z rdečo barvo celice, kjer dobimo na ta način večjo napako Δ_{IDA} kot v primeru upoštevanja prvih štirih podskupin akceleroگرامov. Opazimo, da potrebujemo v praktično vseh primerih, ko izvajamo analizo PIDA do sprejemljive tolerance, ali večje število podskupin akceleroگرامov, s katerimi ne zagotovimo bistveno bolj natančnih rezultatov, ali pa dobimo rezultate z večjimi napakami. Rezultatov za prednostne liste na osnovi 'točnih' NRHA rezultatov nismo vključili v preglednico 6.12, saj nastopajo v večini primerov zanemarljivo majhne napake in vrednosti za toleranco. Glede na zgornje ugotovitve predlagamo, da se uporaba predlagane mere za toleranco opusti in izvajamo analizo PIDA do vnaprej izbranega števila podskupin akceleroگرامov.

Preglednica 6.12: Napaka analize PIDA Δ_{IDA} pri vnaprej izbranem številu podskupin akcelrogramov ($s = 4$) oz. pri pogoju, da je toleranca manjša od 5 % ali 10 % (z označenim številom pripadajočih podskupin s), za različne načine določitve prednostne liste akcelrogramov ter vse obravnavane stavbe in skupine akcelrogramov.

Table 6.12: Error of procedure PIDA Δ_{IDA} for a given number of ground motion subsets selected ($s = 4$) or for the case if the tolerance is smaller than 5 % or 10 % (with indicated number of corresponding subsets s). The error is presented for different definitions of ground motion precedence lists and all test buildings and sets of records.

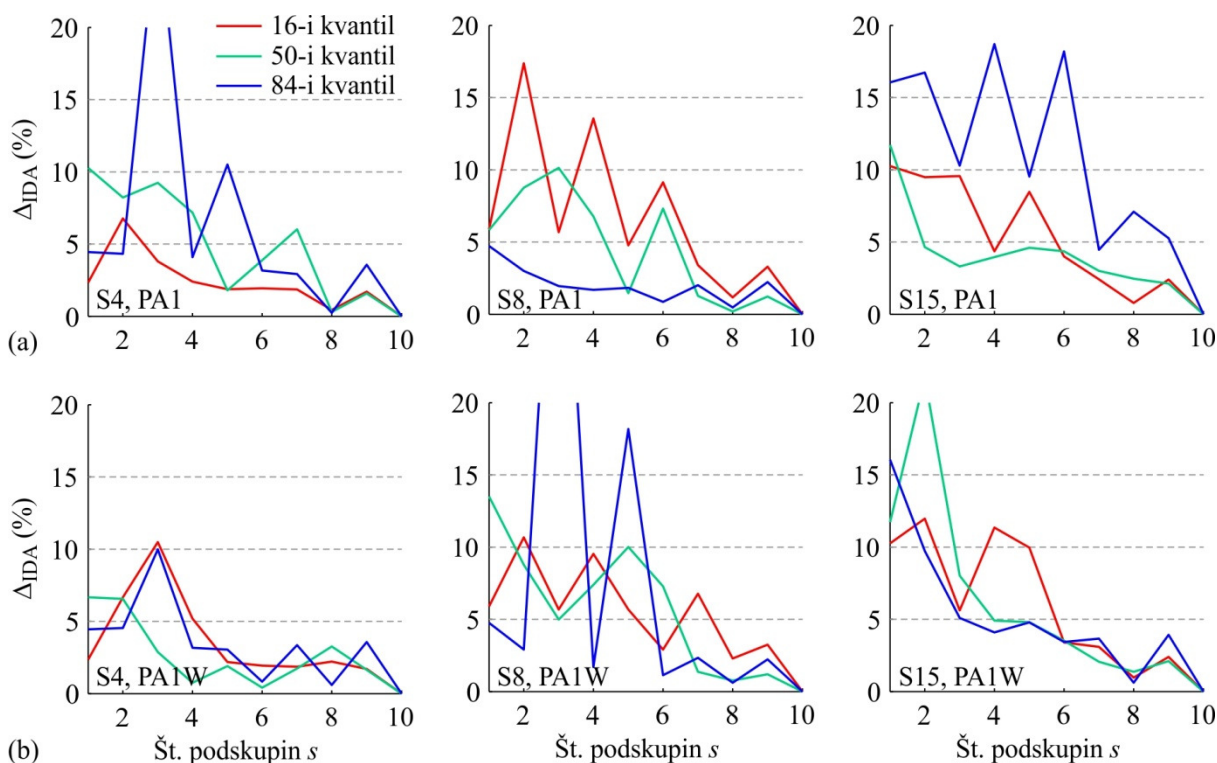
Akc.	Kvantil	Elastični spektri pospeškov						PA1					EPA						
		$s = 4$		Tol.<5%		Tol.<10%		$s = 4$		Tol.<5%		Tol.<10%		$s = 4$		Tol.<5%		Tol.<10%	
		Δ (%)	Δ (%)	s	Δ (%)	s	Δ (%)	Δ (%)	s	Δ (%)	s	Δ (%)	Δ (%)	s	Δ (%)	s	Δ (%)	s	
Štirietazna stavba	A _{1,S4}	16-i	11	12		12		3	3		6		3	3		4			
		50-i	3	3	2	3	2	3	3	4	4	2	8	6	3	9	2		
		84-i	7	7		7		4	4		7		8	10		15			
	A _{2,S4}	16-i	8	5		6		5	3		4		6	6		4			
		50-i	4	4	5	10	2	4	1	9	4	3	4	4	4	3	3		
		84-i	17	15		18		3	2		5		4	4		3			
	A _B	16-i	3	3		17		3	3		6		3	3		9			
		50-i	3	4	5	2	3	4	4	4	2	2	4	4	4	2	2		
		84-i	20	16		15		5	5		5		5	5		5			
	A _{VC}	16-i	4	2		4		2	4		7		2	2		7			
		50-i	1	3	7	1	4	7	9	3	8	2	7	7	4	8	2		
		84-i	6	2		6		4	28		4		4	4		4			
Osemetažna stavba	A _{1,S8}	16-i	20	14		18		11	11		10		9	9		10			
		50-i	14	3	6	20	3	3	3	4	4	3	3	3	4	3	3		
		84-i	2	3		2		9	9		11		7	7		6			
	A _{2,S8}	16-i	7	10		10		3	3		9		5	5		4			
		50-i	3	4	6	4	6	3	3	4	3	2	6	6	4	6	3		
		84-i	8	8		8		5	5		7		3	3		5			
	A _B	16-i	4	4		4		4	4		4		4	2		5			
		50-i	3	3	4	3	4	3	3	4	4	2	2	2	6	3	3		
		84-i	3	3		3		3	3		4		2	2		2			
	A _{VC}	16-i	9	3		5		14	1		9		12	12		2			
		50-i	6	1	9	5	3	7	0	8	7	6	4	4	4	6	2		
		84-i	3	2		9		2	0		1		2	2		3			
Petnajstetažna stavba	A _{1,S15}	16-i	8	3		7		6	7		6		10	10		10			
		50-i	5	2	10	4	5	6	3	5	6	4	4	4	4	5	2		
		84-i	15	4		5		8	3		8		3	3		7			
	A _{2,S15}	16-i	8	8		8		6	5		6		9	9		14			
		50-i	4	2	7	4	4	5	3	6	5	5	5	4	5	8	3		
		84-i	4	4		4		11	2		3		12	6		7			
	A _B	16-i	10	7		10		8	8		8		3	3		9			
		50-i	9	4	7	9	4	4	1	10	5	3	2	2	4	6	3		
		84-i	11	8		11		5	2		5		6	6		10			
	A _{VC}	16-i	3	2		2		4	0		9		10	7		11			
		50-i	9	5	5	5	5	4	0	11	5	2	2	4	7	4	2		
		84-i	16	11		11		19	0		17		2	4		3			

6.2.3 Ustreznost prednostne liste akceleroگرامov z uporabo poenostavljene analize PA1W

S postopkom PA1W, ki smo ga podrobneje predstavili v poglavju 3.1.2, določamo približne IDA krivulje na enostaven in hiter način s spletno aplikacijo WIDA (Peruš in sod., 2013). Enako kot pri postopku PA1 najprej izvedemo potisno analizo celotne konstrukcije z uporabo horizontalnih sil v obliki prve nihajne oblike in na osnovi dobljenih rezultatov določimo parametre poenostavljenega modela z eno prostostno stopnjo. Nato v primeru določanja približnih IDA krivulj s postopkom PA1 za vsak izbran akceleroگرام izvedemo inkrementalno nelinearno dinamično analizo poenostavljenega modela konstrukcije, medtem ko s postopkom PA1W približne IDA krivulje določimo z uporabo spletne aplikacije WIDA. Slednja temelji na bazi vnaprej izračunanih IDA krivulj za SDOF modele, izmed katerih aplikacija izbere primere, ki se najbolje ujemajo z n vhodnimi parametri določenega SDOF modela, in zatem z n -dimenzionalno linearno interpolacijo hitro izračuna približne IDA krivulje. Postopek PA1W je torej približek postopka PA1. Postavlja se vprašanje, če dobimo z analizo PIDA, kjer določimo prednostno listo akceleroگرامov na osnovi rezultatov postopka PA1W, rezultate z zadovoljivo natančnostjo.

Glede na to, da smo za testne stavbe določili vhodne podatke za spletno aplikacijo WIDA, ki določajo visoko vrednost parametra ρ (glej poglavje 3.1.2), in zaradi tega s postopkoma PA1 in PA1W izračunali podobne približne IDA krivulje (glej sliko 6.6d), je pričakovano, da dobimo s prednostno listo določeno na osnovi postopka PA1W primerljive rezultate, kot če uporabimo prednostno listo določeno na osnovi postopka PA1. Na sliki 6.23 primerjamo napake analize PIDA Δ_{IDA} v odvisnosti od števila uporabljenih podskupin akceleroگرامov s za vsako od treh testnih stavb, če prednostno listo akceleroگرامov določimo na osnovi rezultatov poenostavljenih postopkov PA1 ali PA1W. Spletna aplikacija WIDA je trenutno omejena na skupino akceleroگرامov A_{VC} , zato lahko naredimo primerjavo teh postopkov le za to skupino.

Kljub podobnim rezultatom za približne IDA krivulje, ki jih določimo s postopkoma PA1 in PA1W, dobimo precej različne prednostne liste akceleroگرامov, kar lahko opazimo po različnih vrednostih napake Δ_{IDA} (slika 6.23). V primeru stavbe S4 določimo pri podskupini $s = 4$ natančnejši rezultat v primeru 16-ega kvantila s prednostno listo na osnovi postopka PA1, medtem ko drugi dve kvantilni krivulji natančneje napovemo z analizo PIDA na osnovi postopka PA1W. Pri osemetažni stavbi je mediana IDA krivulj pri $s = 4$ določena s približno enako natančnostjo v primeru uporabe prednostnih list na osnovi PA1 in PA1W, medtem ko 84-i kvantil natančneje določimo z uporabo rezultatov postopka PA1 kot na osnovi PA1W in obratno v primeru 16-ega kvantila. Za petnajstetažno stavbo dobimo z analizo PIDA na osnovi postopka PA1 visoke vrednosti za napako pri 84-em kvantilu IDA krivulj, medtem ko so te napake manjše, če upoštevamo prednostno listo določeno glede na rezultate postopka PA1W. Drugi dve kvantilni IDA krivulji določimo s podobno stopnjo natančnosti z obema obravnavanima postopkoma. V splošnem torej opazimo, da so napake rezultatov analize PIDA s prednostno listo določeno na osnovi rezultatov postopkov PA1 in PA1W v obravnavanih primerih enakega velikostnega razreda. Zaključimo, da lahko s postopkom PA1W ustrezno določimo prednostno listo akceleroگرامov.



Slika 6.23: Napaka analize PIDA Δ_{IDA} v odvisnosti od števila podskupin akceleroگرامov s za tri testne stavbe (S4, S8 in S15) ter skupino akceleroagramov A_{VC} na osnovi prednostne liste določene glede na rezultate postopka (a) PA1 in (b) PA1W.

Figure 6.23: Error Δ_{IDA} at different subsets of ground motions s for three test buildings (S4, S8 and S15) and ground motion set A_{VC} corresponding to the precedence lists based on (a) PA1 and (b) PA1W procedures.

6.2.4 Ugotovitve

V tem poglavju smo prikazali postopek in vrednotili natančnost progresivne inkrementalne dinamične analize, katere osnovni namen je določitev potresnih zahtev v obliki kvantilnih IDA krivulj z uporabno stopnjo natančnosti na osnovi majhnega števila izbranih akceleroagramov. Analizirali smo natančnost rezultatov analize PIDA v primeru določitve prednostne liste akceleroagramov na osnovi elastičnih spektrov pospeškov, glede na rezultate poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva (PA1, PA1W in EPA) in za vrednotenje natančnosti samega postopka tudi na osnovi ‘točnih’ rezultatov nelinearne dinamične analize (NRHA).

Ugotovili smo, da lahko z uporabo elastičnih spektrov pospeškov določimo prednostno listo akceleroagramov na podoben način, kot je predlagano v osnovnem postopku analize PIDA (Azarbakht in Dolšek, 2007 in 2011), kjer se prednostna lista akceleroagramov določa na osnovi približnih IDA krivulj, ki jih izračunamo za poenostavljeni model konstrukcije z eno prostostno stopnjo. Kljub temu, da je določitev prednostne liste na osnovi elastičnih spektrov pospeškov enostavnejša, saj ne zahteva nikakršnih dodatnih analiz potresnega odziva stavb, smo ugotovili, da dobimo v tem primeru precej natančne rezultate analize PIDA. Poleg tega je zanimivo, da z analizo PIDA na osnovi prednostne liste, določene z uporabo elastičnih spektrov pospeškov, v povprečju določimo rezultate za različno visoke stavbe z enako stopnjo natančnosti. Natančnejše rezultate analize PIDA dobimo, če pri določitvi prednostne liste akceleroagramov upoštevamo približne IDA krivulje, ki jih izračunamo s poenostavljenimi postopki analize potresnega odziva. Pokazali smo, da dobimo na osnovi postopkov PA1 in EPA v povprečju rezultate s podobno natančnostjo, kjer s postopkom EPA nekoliko natančneje določimo rezultate v primeru najvišje obravnavane stavbe S15, kjer imajo pomemben vpliv na potresni odziv ‘višji’ plastični mehanizmi. Ugotovili smo, da lahko s postopkom PA1W ustrezno določimo

prednostno listo akceleroگرامov, če uporabimo primerne vhodne parametre za spletno aplikacijo WIDA, s čimer zagotovimo izračun podobnih približnih IDA krivulj kot s postopkom PA1. Kot pričakovano, so rezultati analize PIDA z uporabo prednostne liste določene glede na 'točne' IDA krivulje v večini obravnavanih primerov zelo natančni z napakami manjšimi od 5 % za skoraj vse podskupine akceleroگرامov. Vendar se v nekaterih primerih pojavijo višje napake, kar pomeni, da tudi z uporabo 'točnih' vhodnih podatkov za določitev prednostne liste, ne zagotovimo optimalnih rezultatov s postopkom analize PIDA.

Poleg vrednotenja natančnosti rezultatov analize PIDA glede na različne načine določitve prednostnih list akceleroگرامov, smo z analizo rezultatov ugotovili, da v povprečju s postopkom PIDA natančneje ocenimo mediano kvantilnih IDA krivulj, medtem ko 16-i in 84-i kvantil IDA krivulj določimo z nekoliko večjimi odstopanji v primerjavi z originalnimi kvantilnimi IDA krivuljami. Dodatna ugotovitev je, da je analiza PIDA natančnejša v primeru uporabe akceleroگرامov, ki povzročajo v stavbah pretežno osnovni plastični mehanizem, ki ga določimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike (npr. skupina akceleroگرامov A_B). V tem primeru je namreč korelacija med elastičnimi spektri pospeškov ali rezultati poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva s 'točnimi' IDA krivuljami za posamezne akceleroگرامe večja.

Prikazali smo, da se v obravnavanih primerih trend dejanske napake postopka PIDA pri različnih podskupinah akceleroگرامov s precej razlikuje od trenda, ki ga določimo za toleranco. To pomeni, da je odločanje o zadostnem številu izbranih akceleroگرامov za izračun 'točnih' IDA krivulj z analizo PIDA na osnovi sprejemljive vrednosti tolerance nenatančno. Poleg tega smo pokazali, da je postopek primernejši, če uporabimo v naprej izbrano število akceleroگرامov ($s = 4$) iz začetnega dela prednostne liste. Na ta način je potrebno upoštevati manjše število akceleroگرامov s katerimi določimo rezultate s sprejemljivo stopnjo natančnosti ali pa določimo natančnejše rezultate, kot če na osnovi pogoja sprejemljivosti tolerance izberemo manjše število akceleroگرامov. Glede na to predlagamo, da se postopek analize PIDA izvede za v naprej izbrano število akceleroگرامov ($s = 4$).

6.3 Postopek izbire akceleroگرامov za oceno varnosti objekta pred poružitvijo

Osnovni cilj projektiranja objektov je preprečitev njihove poružitve. V splošnem vedno obstaja določeno tveganje za poružitve objekta v času življenjske dobe, torej popolne varnosti pred poružitvijo objekta zaradi potresov ni mogoče doseči. Zato je smiselno določiti sprejemljivo vrednost potresnega tveganja in projektirati stavbe eksplicitno glede na ta kriterij. Takšen postopek projektiranja konstrukcij na sprejemljivo potresno tveganje zahteva iterativen postopek, kjer predstavlja računsko najzahtevnejši del določitev dejanskega potresnega tveganja prekoračitve izbranega mejnega stanja. Predlagamo poenostavljen postopek za izbor akceleroگرامov z namenom enostavne in hitre ocene sprejemljivosti potresnega tveganja stavb na osnovi majhnega števila nelinearnih dinamičnih analiz. Zaenkrat smo se omejili na obravnavo mejnega stanja poružitve. Teoretične osnove predlaganega postopka smo opisali v poglavju 3.3, medtem ko v nadaljevanju podrobneje opišemo potek postopka na primeru petnajstetažne stavbe in skupine akceleroگرامov $A_{2,S15}$ (poglavje 6.3.1). V poglavju 6.3.2 vrednotimo natančnost predlaganega postopka na različne načine na primeru vseh treh testnih stavb ter skupin akceleroگرامov A_1 in A_2 . Na koncu predstavimo ugotovitve in možnosti za nadaljnje raziskave v poglavju 6.3.3.

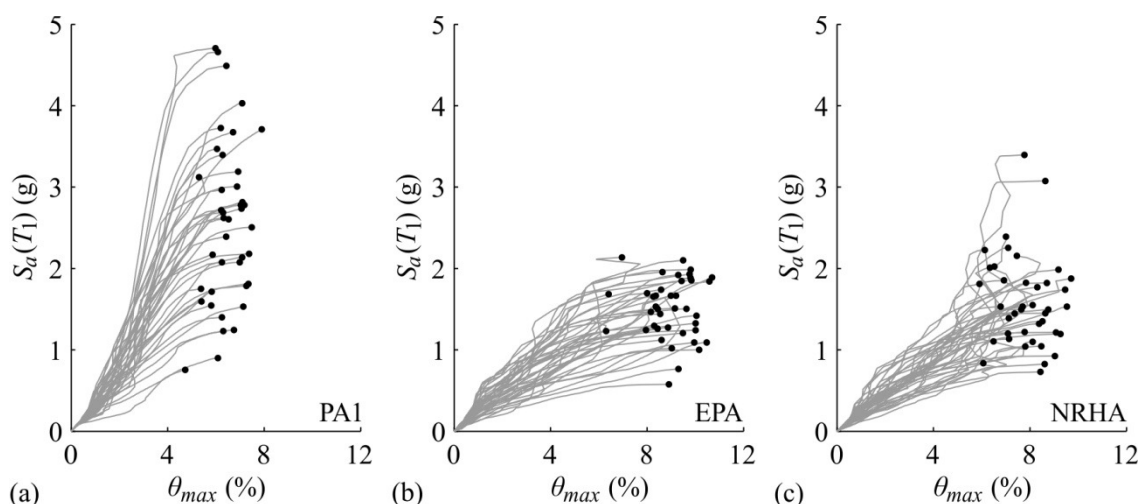
6.3.1 Opis postopka izbire akceleroگرامov za odločitev o varnosti objekta pred poružitvijo na primeru petnajstetažne stavbe in skupine akceleroگرامov $A_{2,S15}$

V tem poglavju podrobneje predstavimo postopek za izbor manjšega števila akceleroگرامov, s katerimi lahko enostavno in hitro ocenimo, ali je tveganje za poružitve konstrukcije manjše od izbranega sprejemljivega tveganja poružitve ali ne. Z namenom nazornega prikaza postopka smo se omejili na izbor podskupine s sedmimi akceleroگرامi. Predlagani postopek predstavimo na primeru petnajstetažne stavbe in skupine akceleroگرامov $A_{2,S15}$, ki smo jo določili v skladu s potresno nevarnostjo za povratno dobo potresa 10,000 let.

Kot smo opisali v poglavju 3.3, je potrebno v začetku postopka izbora akceleroگرامov izvesti analizo potresne nevarnosti na obravnavani lokaciji. Z uporabo programskega orodja EZ-FRISK (2012) smo izvedli verjetnostno analizo potresne nevarnosti, ki smo jo opisali v poglavju 2.1, za lokacijo v Ljubljani. Za mero intenzitete smo uporabili spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času petnajstetažne stavbe $S_a(T_1 = 1.9s)$ in kot rezultat dobili krivuljo potresne nevarnosti (glej sliko 2.1) ter pripadajočo razčlenitev potresne nevarnosti za povratno dobo 10,000 let (slika 2.5). Na osnovi teh rezultatov smo določili pogojni spekter CS, ki ga opišemo s srednjimi vrednostmi spektralnih pospeškov in razpršenostjo pri različnih nihajnih časih (poglavje 2.2). Tako določen pogojni spekter pospeškov smo uporabili kot ciljni spekter za izbor večje skupine štiridesetih akceleroگرامov, kot smo opisali v poglavju 5.1. S tem je izbrana skupina akceleroگرامov, ki smo jo označili z $A_{2,S15}$, v skladu s potresno nevarnostjo pri povratni dobi potresa 10,000 let. Skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$ smo predstavili z elastičnimi spektri pospeškov (slika 5.9c desno), medtem ko smo v prilogi A v preglednici A.6 podali osnovne karakteristike posameznih zapisov.

Predlagani postopek izbora akceleroگرامov za enostavno oceno sprejemljivosti potresnega tveganja poružitve stavb temelji na rezultatih približnega potresnega odziva stavb, ki jih določimo z uporabo poenostavljenih postopkov (poglavje 3.1), ki niso računsko zahtevni. Za petnajstetažno stavbo, ki je občutljiva na vzpostavitev različnih plastičnih mehanizmov pri potresni obtežbi (poglavje 6.1, npr. slika 6.9), je smiselno uporabiti poenostavljen postopek analize potresnega odziva EPA, ki smo ga razvili v okviru doktorske disertacije, s katerim lahko simuliramo različne plastične mehanizme. Kljub temu prikažemo postopek izbora akceleroگرامov za primerjavo tudi na osnovi rezultatov osnovnega postopka PA1, s katerim upoštevamo zgolj vzpostavitev osnovnega plastičnega mehanizma, ki ga

določimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike. Poleg dveh poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva uporabimo za vrednotenje natančnosti predlaganega postopka izbora akceleroگرامov tudi ‘točno’ nelinearno dinamično analizo (NRHA). Z omenjenimi postopki določimo IDA krivulje za petnajstetažno stavbo in potresno obtežbo, ki jo določa skupina akceleroگرامov $A_{2,S15}$ (slika 6.24). Za izbor akceleroگرامov v tem primeru ne potrebujemo celotnih IDA krivulj, temveč zgolj rušne intenzitete za posamezne akceleroگرامe, ki so določene s točkami porušitve na koncu IDA krivulj. Hitro opazimo, da so rušne intenzitete postopka PA1 veliko višje od ‘točnih’ NRHA vrednosti, medtem ko so rezultati postopka EPA bolj natančni (slika 6.24).



Slika 6.24: IDA krivulje določene na osnovi postopkov (a) PA1, (b) EPA in (c) NRHA z označenimi točkami porušitve za petnajstetažno stavbo in skupino akceleroگرامov $A_{2,S15}$.

Figure 6.24: IDA curves based on (a) PA1, (b) EPA and (c) NRHA and the corresponding collapse capacities for 15-storey building and ground motion set $A_{2,S15}$.

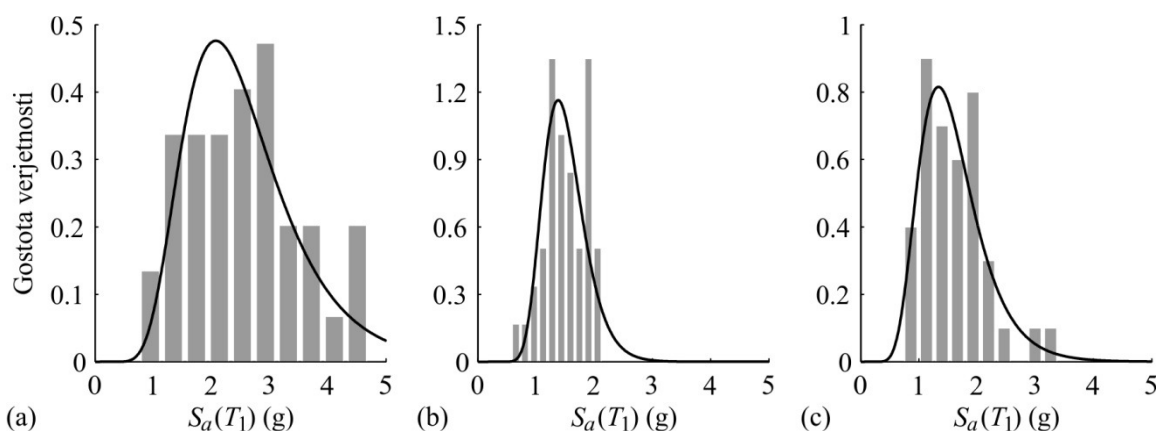
V naslednjem koraku z namenom določitve porazdelitve rušnih intenzitet izračunamo nepristransko oceno za povprečno vrednost in pripadajočo standardno deviacijo intenzitet pri porušitvi ($\bar{S}_{a,C}$ in σ) za vse tri postopke analize (preglednica 6.13). Glede na te vrednosti določimo z uporabo metode momentov parametra logaritemsko normalne porazdelitve (enačbi 3.25 in 3.26), t.j. mediano $\tilde{S}_{a,C}$ in pripadajočo standardno deviacijo naravnih logaritmov rušnih intenzitet $\sigma_{\ln C}$ (preglednica 6.13). Na osnovi te analize pridemo do podobnega zaključka kot smo ugotovili že iz slike 6.24, saj s postopkom PA1 dobimo veliko višje srednje vrednosti rušnih intenzitet kot s ‘točno’ analizo NRHA. Relativna napaka znaša približno 60 %. S postopkom EPA močno omejimo to napako na 6 % za $\bar{S}_{a,C}$ oz. 3 % za $\tilde{S}_{a,C}$. Standardno deviacijo naravnih logaritmov rušnih intenzitet $\sigma_{\ln C}$ s postopkom PA1 v tem primeru ocenimo nekoliko boljše kot s postopkom EPA.

Pri določitvi parametrov porazdelitve rušnih intenzitet smo predpostavili, da so te logaritemsko normalno porazdeljene. Na sliki 6.25 primerjamo normirane histograme rušnih intenzitet in krivulje gostote verjetnosti pripadajoče logaritemsko normalne porazdelitve določene na osnovi parametrov, ki smo jih predstavili v preglednici 6.13. Opazimo, da je logaritemsko normalna porazdelitev relativno dobro opisuje tako majhen vzorec (40 intenzitet) v primeru postopka NRHA. Kljub temu so opazna odstopanja, ki so še izrazitejša v primeru poenostavljenih postopkov PA1 in NRHA.

Preglednica 6.13: Srednja vrednost in standardna deviacija rušnih intenzitet prikazanih na sliki 6.24 ($\bar{S}_{a,C}$ in σ) po postopkih PA1, EPA in NRHA in pripadajoča parametra logaritemske normalne porazdelitve ($\tilde{S}_{a,C}$ in $\sigma_{\ln C}$) ter parameter k_C in srednja letna frekvenca porušitve ($\lambda_{C,dej}$).

Table 6.13: Mean and standard deviation of collapse intensities based on PA1, EPA and NRHA procedures, as presented in Figure 6.24 ($\bar{S}_{a,C}$ and σ), the corresponding parameters of lognormal distribution ($\tilde{S}_{a,C}$ in $\sigma_{\ln C}$), the parameter k_C and the collapse risk ($\lambda_{C,dej}$).

	PA1	EPA	NRHA
$\bar{S}_{a,C}$ (g)	2.57	1.51	1.60
σ (g)	1.00	0.37	0.57
$\tilde{S}_{a,C}$ (g)	2.39	1.46	1.50
$\sigma_{\ln C}$ (g)	0.38	0.24	0.35
k_C	2.45	2.25	2.26
$\lambda_{C,dej}$	$2.7 \cdot 10^{-6}$	$7.3 \cdot 10^{-6}$	$8.0 \cdot 10^{-6}$



Slika 6.25: Histogram rušnih intenzitet prikazanih glede na rezultate iz slike 6.24 in pripadajoča gostota verjetnosti logaritemske normalne porazdelitve za rezultate postopkov (a) PA1, (b) EPA in (c) NRHA.

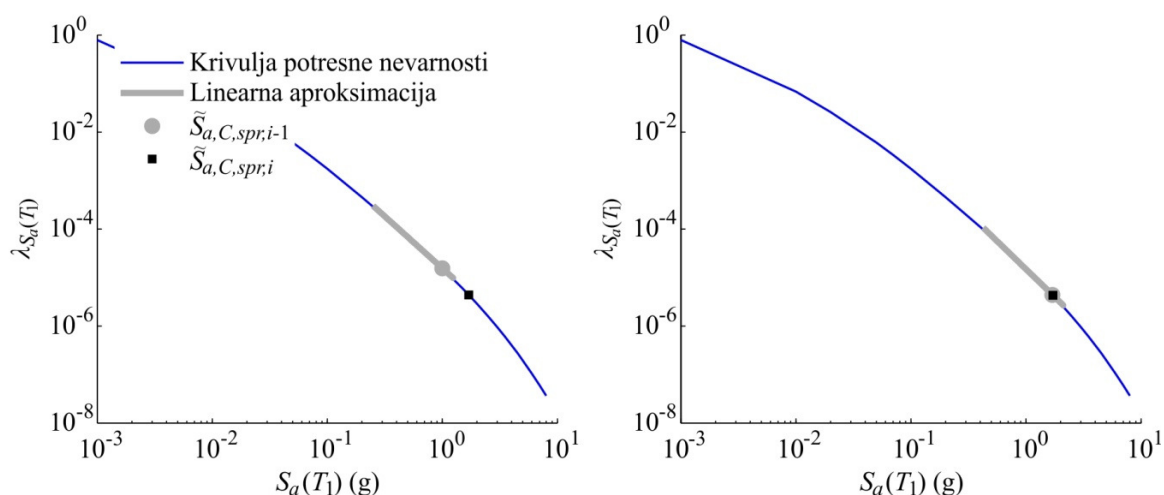
Figure 6.25: Histogram of collapse intensities presented in Figure 6.24 and corresponding probability density function of lognormal distribution for results of procedures (a) PA1, (b) EPA and (c) NRHA.

Z zbranimi podatki o potresni nevarnosti in odzivu petnajstetažne stavbe lahko izračunamo potresno tveganje porušitve stavbe. Ta izračun v predlaganem postopku izbora akceleroگرامov ni potreben, vendar ga izvedemo zaradi vrednotenja natančnosti končnih rezultatov o oceni sprejemljivosti potresnega tveganja. Dejansko potresno tveganje porušitve stavbe $\lambda_{C,dej}$ določimo z uporabo enostavnega izraza (enačba 3.28), kjer poznamo podatke o krivulji potresne nevarnosti H ter za parametra porazdelitve rušnih intenzitet upoštevamo $\tilde{S}_{a,C}$ in $\sigma_{\ln C}$. Dodaten parameter k_C določimo na osnovi naklona aproksimirane linearne krivulje potresne nevarnosti v logaritmskem merilu v območju intenzitet od $0.25 \cdot \tilde{S}_{a,C}$ do $1.25 \cdot \tilde{S}_{a,C}$ kot sta predlagala Dolšek in Fajfar (2008). Ker se mediane rušnih intenzitet $\tilde{S}_{a,C}$ razlikujejo za različne postopke (PA1, EPA in NRHA), se razlikujejo tudi vrednosti parametra k_C , ki ga določimo za različne postopke analize potresnega odziva na osnovi iste krivulje potresne nevarnosti (preglednica 6.13). Rezultate dejanskega potresnega tveganja porušitve stavbe $\lambda_{C,dej}$ prikazujemo v preglednici 6.13, kjer opazimo, da s postopkom PA1 podcenimo 'točen' NRHA rezultat za 66 %, medtem ko znaša napaka za postopek EPA zgolj 8 %.

V naslednjem koraku postopka za izbor akceleroگرامov za odločitev o varnosti stavbe pred porušitvijo določimo vrednost sprejemljivega tveganja porušitve $\lambda_{C,spr}$. Določitev te vrednosti ni trivialna, saj obstajajo številni modeli za oceno sprejemljivega tveganja, ki določajo različne vrednosti

(Lazar in Dolšek, 2012). Za predstavitev postopka preprosto izberemo vrednost sprejemljivega potresnega tveganja $\lambda_{C,spr} = 5 \cdot 10^{-6}$.

Za določeno vrednost sprejemljivega potresnega tveganja $\lambda_{C,spr}$, znano potresno nevarnost (slika 2.1) in približno standardno deviacijo naravnih logaritmov rušnih intenzitet $\sigma_{\ln C}$ (preglednica 6.13) izračunamo t. i. pripadajočo sprejemljivo mediano rušnih intenzitet $\tilde{S}_{a,C,spr}$ z uporabo enostavnega izraza (enačba 3.28). Sprejemljivo mediano rušnih intenzitet $\tilde{S}_{a,C,spr}$ izračunamo z iteracijskim postopkom, saj je parameter k_C , ki prav tako nastopa v enačbi 3.28, odvisen od vrednosti $\tilde{S}_{a,C,spr}$ kot smo opisali zgoraj. V vsaki iteraciji izračunamo parameter k_C na osnovi $\tilde{S}_{a,C,spr}$ iz prejšnje iteracije in postopek zaključimo, ko so spremembe $\tilde{S}_{a,C,spr}$ zanemarljivo majhne (slika 6.26).



Slika 6.26: Krivulja potresne nevarnosti z linearno aproksimacijo v logaritmskem merilu pri dveh zaporednih iteracijskih korakih i z označenimi vrednostmi pospeška $\tilde{S}_{a,C,spr}$.

Figure 6.26: Hazard curve and the linear approximation of the hazard curve in log domain for two consecutive steps of iteration. The collapse capacity $\tilde{S}_{a,C,spr}$ is also indicated.

Namesto sprejemljive mediane intenzitet $\tilde{S}_{a,C,spr}$ bi lahko določili sprejemljivo intenziteto, ki ob znani krivulji potresne nevarnosti, prispeva največji delež k potresnemu tveganju. Ta intenziteta je nižja od mediane $\tilde{S}_{a,C,spr}$, kar izhaja iz razčlenitve potresnega tveganja. Glede na to, da poleg tega pri nižjih intenzitetah natančneje napovemo potresni odziv stavb s poenostavljenimi postopki (glej sliko 6.6), izberemo sprejemljivo intenziteto za postopek izbora akceleroگرامov pri 16-em kvantilu rušnih intenzitet $S_{a,C,spr,16}$ (enačba 3.29). Opazimo, da s poenostavljenima postopkoma (PA1 in EPA) določimo vrednosti sprejemljivih intenzitet ($\tilde{S}_{a,C,spr}$ in $S_{a,C,spr,16}$) z zadovoljivo natančnostjo v primerjavi z rezultatom na osnovi NRHA rezultatov (preglednica 6.14), saj je standardna deviacija rušnih intenzitet v tem primeru edini podatek, ki ga potrebujemo iz analize.

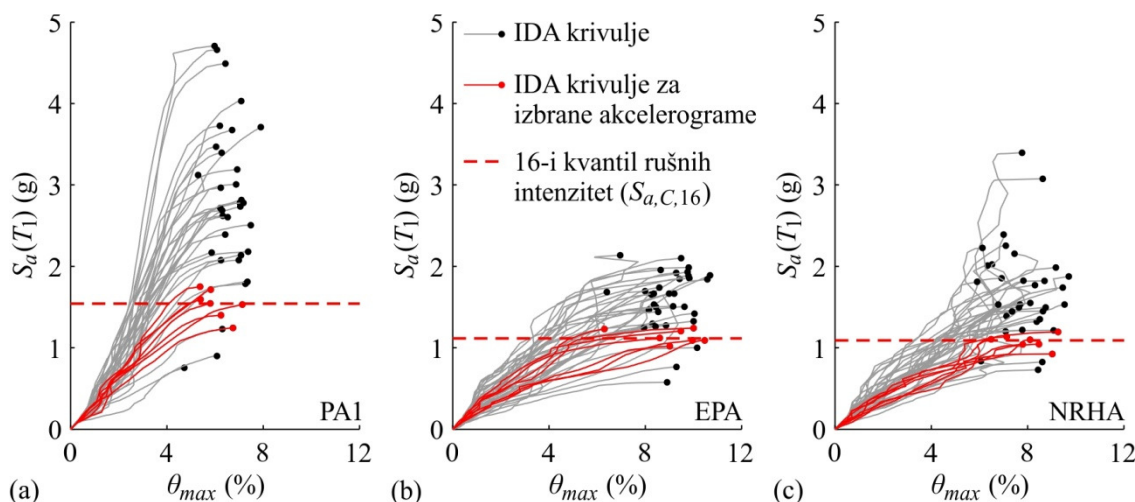
Preglednica 6.14: Mediana in 16-i kvantil intenzitete ($\tilde{S}_{a,C,spr}$ in $S_{a,C,spr,16}$), ki pripadata sprejemljivemu potresnemu tveganju porušitve, ter 16-i kvantil rušnih intenzitet ($S_{a,C,16}$), ki smo jih prikazali na sliki 6.24, na osnovi treh različnih postopkov analize.

Table 6.14: Median and 16th percentile intensities ($\tilde{S}_{a,C,spr}$ and $S_{a,C,spr,16}$), which correspond to acceptable seismic collapse risk, and the 16th percentile of collapse intensities ($S_{a,C,16}$), which are presented in Figure 6.24, on basis of three different procedures for seismic response analysis.

	PA1	EPA	NRHA
$\tilde{S}_{a,C,spr}$ (g)	1.88	1.71	1.83
$S_{a,C,spr,16}$ (g)	1.29	1.34	1.30
$S_{a,C,16}$ (g)	1.54	1.12	1.10

Glede na to, da smo sprejemljivo intenziteto določili s 16-im kvantom ($S_{a,C,spr,16}$), v naslednjem koraku iz začetne skupine 40 akceleroگرامov, ki smo jih določili v skladu s potresno nevarnostjo, izberemo 7 akceleroagramov (glej poglavje 3.3), ki povzročijo porušitev stavbe v okolici 16-ega kvantila rušnih intenzitet $S_{a,C,16}$ (slika 6.27). Natančneje povedano, akceleroagrame izberemo tako, da se mediana pripadajočih rušnih intenzitet čimbolj ujema s 16-im kvantom rušnih intenzitet $S_{a,C,16}$ in da je raztros rušnih intenzitet, ki pripadajo izbranim akceleroagramom, najmanjši. Obravnavali smo tudi drugačne kriterije za izbor akceleroagramov v okolici 16-ega kvantila, kar opišemo v naslednjem poglavju 6.3.2. Vrednosti 16-ega kvantila rušnih intenzitet $S_{a,C,16}$, ki jih določimo glede na rezultate potresnega odziva (slika 6.27), se v splošnem razlikujejo od sprejemljivega 16-ega kvantila rušnih intenzitet $S_{a,C,spr,16}$, ki pripadajo sprejemljivemu potresnemu tveganju (preglednica 6.14). Podobno kot srednje vrednosti rušnih intenzitet (preglednica 6.13) je tudi vrednost $S_{a,C,16}$, določena na osnovi rezultatov postopka PA1, višja kot v primeru postopkov EPA in NRHA, kjer dobimo podoben rezultat (preglednica 6.14 in slika 6.27).

Odločitev o varnosti stavbe pred poružitvijo bi lahko naredili s primerjavo sprejemljive ($S_{a,C,spr,16}$) in dejanske vrednosti rušnih intenzitet ($S_{a,C,16}$). Glede na vrednosti predstavljene v preglednici 6.14 bi v tem primeru na osnovi rezultatov postopka PA1 ocenili, da je stavba dovolj varna ($S_{a,C,16} > S_{a,C,spr,16}$), medtem ko ocenimo z uporabo rezultatov postopka EPA ravno obratno ($S_{a,C,16} < S_{a,C,spr,16}$). Na takšen način se lahko natančno odločimo o zadostni varnosti stavbe pred poružitvijo z uporabo rezultatov postopka NRHA, ki pa je računsko zahteven, zato predlagamo odločitveni model o ustrezni varnosti stavb s katerim omejimo potreben računski čas in hkrati zagotovimo rezultate z zadovoljivo natančnostjo.



Slika 6.27: IDA krivulje z označenimi točkami poružitve za petnajstetažno stavbo in skupino akceleroagramov $A_{2,S15}$, kjer IDA krivulje označene z rdečo barvo pripadajo sedmim izbranim akceleroagramom, ki določajo porušitev v okolici 16-ega kvantila, na osnovi postopkov (a) PA1, (b) EPA in (c) NRHA.

Figure 6.27: IDA curves with indicated collapse capacities for 15-storey building and ground motion set $A_{2,S15}$. IDA curves shown in red correspond to seven selected ground motions, which cause collapse close to 16th percentile of collapse intensities, on basis of procedures (a) PA1, (b) EPA and (c) NRHA.

Izbiru podskupine akceleroagramov s sedmimi zapisi so botrovali naslednjih razlogi: prvič, ob koncu predlaganega postopka za odločanje o varnosti objekta pred poružitvijo potrebujemo neparno število akceleroagramov; drugič, različni standardi (npr. SIST EN 1998-1, 2005) predpisujejo uporabo sedmih akceleroagramov za določanje srednjega potresnega odziva konstrukcij; in tretjič, za dovolj zanesljive rezultate potrebujemo zadostno število akceleroagramov, ki je s predlaganim postopkom v splošnem omejeno navzgor glede na celotno število zapisov v osnovni skupini akceleroagramov. Na primer, v osnovni skupini s 40 akceleroagrami je 16-i kvantil rušnih intenzitet $S_{a,C,16}$ približno določen s 7.

najnižjo rušno intenziteto (glej sliko 6.27), zato lahko izberemo poleg akceleroگرامa, ki določa to rušno intenziteto, še 6 akceleroگرامov, ki določajo porušitev pri nižjih intenzitetah in 6 akceleroگرامov, ki določajo porušitev pri višjih intenzitetah, torej skupno 13 zapisov. V splošnem velja, da je na tak način maksimalno število akceleroگرامov v podskupini omejeno s približno tretjino vseh zapisov (npr. v našem primeru 13 od 40), kar pomeni, da je izbrano število 7 primerno za skupine akceleroگرامov, ki vsebujejo vsaj 22 zapisov. Za manjše skupine akceleroگرامov predlagamo namesto 16-ega kvantila uporabo sprejemljive mediane rušnih intenzitet $\tilde{S}_{a,C,spr}$ in izbiro akceleroگرامov, ki določajo porušitev v okolici mediane rušnih intenzitet.

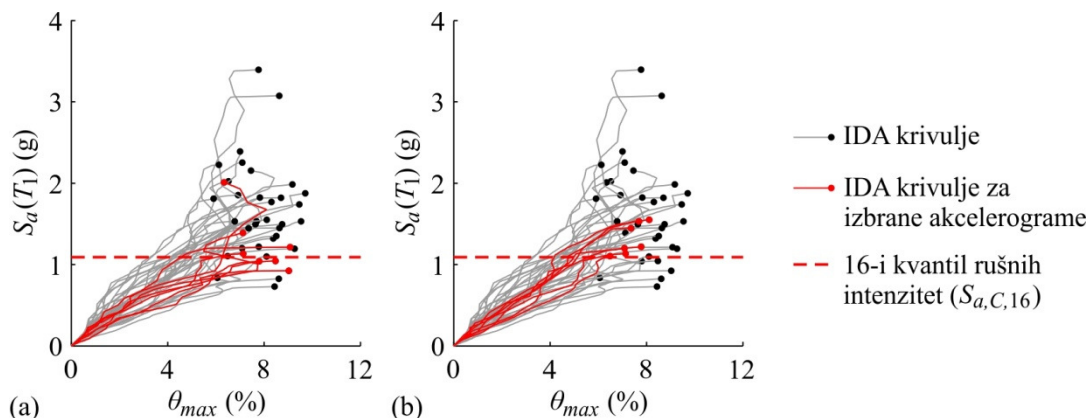
V preglednici 6.15 prikazujemo zaporedne številke akceleroگرامov (glede na preglednico A.6 v prilogi A), ki jih izberemo glede na različne analize potresnega odziva in smo jih označili tudi na sliki 6.27. Kljub temu, da s postopkom PA1 določimo IDA krivulje in pripadajoče rušne intenzitete, ki se zelo razlikujejo od 'točnih' NRHA rezultatov (npr. slika 6.27), izberemo na osnovi postopka PA1 kar štiri akceleroگرامe od sedmih, ki jih izberemo tudi na osnovi postopka NRHA (preglednica 6.15). Po drugi strani s postopkom EPA, s katerim boljše ocenimo vrednosti rušnih intenzitet, izberemo le dva ista akceleroگرامa kot s postopkom NRHA. Na sliki 6.28 med 'točnimi' IDA krivuljami, izračunanimi na osnovi analize NRHA, označimo tiste, ki pripadajo akceleroگرامom, ki smo jih izbrali na osnovi poenostavljenih postopkov (PA1 in EPA). Opazimo, da izbrani akceleroگرامi določajo mediano rušnih intenzitet, ki se zadovoljivo ujema s 'točno' vrednostjo $S_{a,C,16}$ predvsem v primeru izbora na osnovi postopka PA1. Zato lahko pričakujemo dober rezultat postopka za odločitev o varnosti objekta pred porušitvijo tudi glede na najosnovnejši postopek PA1.

Preglednica 6.15: Zaporedne številke sedmih akceleroگرامov iz skupine $A_{2,S15}$ (glej preglednico A.6 v prilogi A), ki jih izberemo za odločitev o varnosti pred porušitvijo stavbe S15 na osnovi različnih postopkov analize potresnega odziva. Akceleroگرامi, ki jih izberemo tako s poenostavljenim postopkom (PA1 ali EPA) kot tudi s 'točno' analizo NRHA, so označeni s temnim ozadjem.

Table 6.15: ID numbers of seven ground motions from set $A_{2,S15}$ (table A.6 in annex A), which are selected for the estimation of acceptability of seismic collapse risk of the building S15 on basis of different response analysis procedures. Ground motions, which are selected by using approximate procedure (PA1 or EPA) as well as by using 'exact' NRHA, are indicated with dark background.

PA1	EPA	NRHA
11	21	11
12	22	21
15	28	23
21	31	24
24	34	27
26	35	29
27	38	34

Ne glede na predhodno uporabljen postopek analize potresnega odziva, na osnovi katerega smo izbrali podskupino sedmih akceleroگرامov, v nadaljevanju predlaganega postopka izvedemo 'točno' nelinearno dinamično analizo obravnavane stavbe pri 16-em kvantilu sprejemljivih intenzitet $S_{a,C,spr,16}$. Potresni odziv s 'točno' analizo NRHA izračunamo torej zgolj pri eni intenziteti za 7 akceleroگرامov, če smo te izbrali na osnovi poenostavljenega postopka (npr. PA1 ali EPA).



Slika 6.28: IDA krivulje določene s ‘točno’ analizo NRHA za petnajstetažno stavbo in skupino akcelorogramov $A_{2,S15}$, kjer označene IDA krivulje pripadajo akcelorogramom, ki določajo porušitev v okolici 16-ega kvantila na osnovi poenostavljenih postopkov (a) PA1 in (b) EPA.

Figure 6.28: IDA curves determined by ‘exact’ NRHA for 15-storey building and ground motion set $A_{2,S15}$. IDA curves shown in red correspond to ground motions, which cause collapse close to 16th percentile in case of simplified response analysis procedures (a) PA1 and (b) EPA.

Z uporabo rezultatov analize NRHA določimo delež porušitev r_C , ki je definirano s količnikom med številom akcelorogramov, ki določa porušitev pri sprejemljivi intenziteti $S_{a,C,spr,16}$ in celotnim številom akcelorogramov (7). Deleži porušitev r_C znašajo v primeru različnih uporabljenih postopkov 5/7 (PA1), 4/7 (EPA) in 7/7 (NRHA). Ker je delež porušitev r_C več kot 0.5, pogoj sprejemljivega potresnega tveganja ni izpolnjen. Z drugimi besedami, v obravnavanem primeru stavbe S15 in skupine akcelorogramov $A_{2,S15}$ smo s predlaganim postopkom izbora akcelorogramov glede na rezultate različnih analiz potresnega odziva (PA1, EPA in NRHA) ocenili, da je potresno tveganje porušitve neustrezno, saj je večje od sprejemljivega potresnega tveganja ($\lambda_{C,spr} = 5 \cdot 10^{-6}$). To pomeni, da bi morali v postopku projektiranja takšne konstrukcije izvesti novo iteracijo, kjer bi z različnimi ukrepi, npr. večji prečni prerezi nosilnih elementov, poskušali izboljšati obnašanje konstrukcije med potresno obtežbo in ponovno preverili sprejemljivost potresnega tveganja. Poleg globalnih rezultatov (porušitev oz. neporušitev) dobimo z analizo NRHA tudi dodatne informacije o obnašanju konstrukcije med potresno obtežbo (npr. deformacijske oblike in poškodovanost nosilnih elementov po konstrukciji). Ti podatki so lahko uporabni predvsem v primerih projektiranja stavb na sprejemljivo potresno tveganje, kjer v trenutni iteraciji še nismo zadostili pogoju sprejemljivega potresnega tveganja.

S predlaganim postopkom lahko ocenimo, ali je dejansko potresno tveganje sprejemljivo ali ne, medtem ko lahko vrednost potresnega tveganja $\lambda_{C,dej}$ približno izračunamo na osnovi rezultatov postopka analize, ki smo ga uporabili za izbor podskupine akcelorogramov (preglednica 6.13). Natančnost predlaganega postopka za izbor akcelorogramov vrednotimo glede na dejansko potresno tveganje, ki ga najbolj zanesljivo izračunamo z rezultati postopka NRHA ($\lambda_{C,dej} = 8 \cdot 10^{-6}$). Glede na to, da je $\lambda_{C,dej} > \lambda_{C,spr}$ ugotovimo, da smo v tem primeru z uporabo enostavnega postopka določitve sprejemljivosti potresnega tveganja dobili pravilen rezultat. Zanimivo je, da dobimo pravilen rezultat tudi v primeru izbora akcelorogramov glede na rezultate postopka PA1, s katerim sicer močno podcenimo potresno tveganje porušitve ($\lambda_{C,dej} = 2.7 \cdot 10^{-6}$) (preglednica 6.13). Iz tega sklepamo, da je predlagan postopek ocene sprejemljivosti potresnega tveganja zanesljivejši od direktne primerjave sprejemljivega in dejanskega potresnega tveganja, ki ga določimo na osnovi poenostavljenih postopkov analize. Razlog je seveda v dodatnih ‘točnih’ nelinearnih dinamičnih analizah. Vendar velja še enkrat poudariti, da s predlaganim postopkom izvedemo le 7 analiz NRHA pri eni intenziteti, kar omeji računski čas na približno 1 % v primerjavi s potrebnim računskim časom za izračun ‘točnih’ IDA krivulj, ki določajo rušne intenzitete.

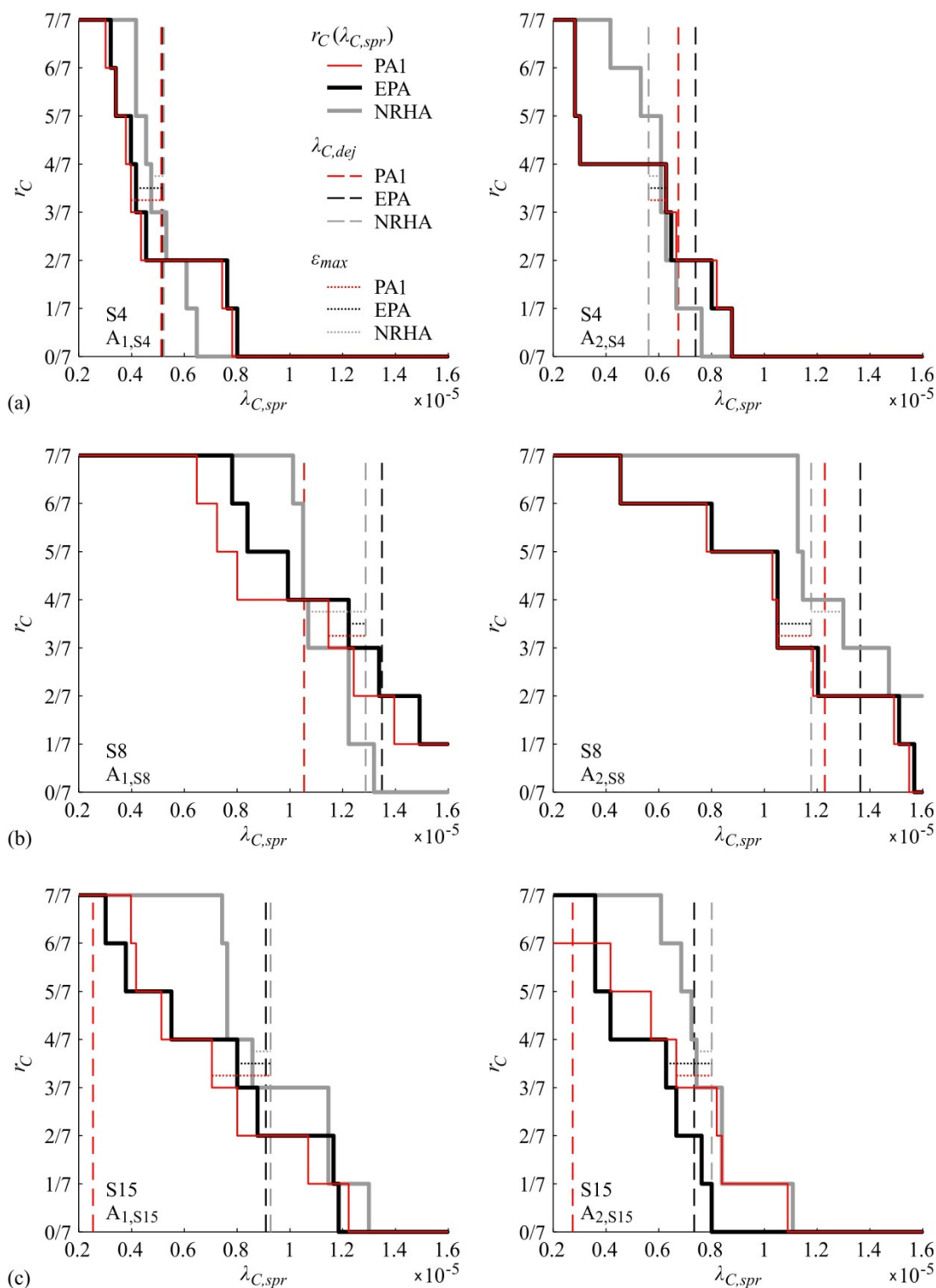
6.3.2 Vrednotenje natančnosti predlaganega postopka za odločitev o varnosti objekta pred porušitvijo

V tem poglavju obravnavamo natančnost predlaganega postopka za izbor sedmih akceleroگرامov na osnovi katerih izvedemo NRHA in se odločimo o varnosti objekta pred porušitvijo. Analizo izvedemo na primeru treh testnih stavb (S4, S8 in S15) in pripadajočih skupin akceleroگرامov A_1 in A_2 . Oceno natančnosti predlaganega odločitvenega modela izvedemo za različne stopnje sprejemljivega potresnega tveganja ter z uporabo različnih postopkov analize potresnega odziva stavb (PA1, EPA in NRHA).

Rezultate prikazujemo na diagramih, kjer primerjamo odvisnost razmerja porušitev r_C od sprejemljivega potresnega tveganja porušitve stavb $\lambda_{C,spr}$ (slika 6.29). Opazimo, da se delež porušitev r_C zmanjšuje z večanjem $\lambda_{C,spr}$, kar je logično, saj višjim vrednostim sprejemljivega tveganja $\lambda_{C,spr}$ pripadajo nižje vrednosti sprejemljive intenzitete za katero izvajamo dinamično analizo. Postopek za hitro oceno sprejemljivosti potresnega tveganja sicer izvedemo zgolj pri eni vrednosti $\lambda_{C,spr}$, kot smo to pokazali na primeru stavbe S15 in skupine akceleroگرامov $A_{2,S15}$ v predhodnem poglavju 6.3.1. Rezultate tega primera lahko vidimo na desni strani slike 6.29c, kjer pri izbranem sprejemljivem potresnem tveganju $\lambda_{C,spr} = 5 \cdot 10^{-6}$ opazimo enake vrednosti r_C za tri postopke analize (PA1: 5/7, EPA: 4/7 in NRHA: 7/7), kot smo jih določili v predhodnem poglavju. Prikazujemo tudi vrednosti dejanskega potresnega tveganja $\lambda_{C,dej}$, ki jih določimo na osnovi rezultatov različnih postopkov, kjer opazimo, kot v poglavju 6.3.1, da dobimo na osnovi postopkov EPA in NRHA podoben rezultat, medtem ko s postopkom PA1 močno podcenimo dejansko potresno tveganje porušitve stavbe (slika 6.29c desno).

Glede na to, da potresno tveganje ocenimo kot sprejemljivo nizko, če je r_C manjši od 0.5 (t.j. manjši ali enak 3/7), in obratno, če je r_C večji od 0.5 (t.j. večji ali enak 4/7), lahko potresno tveganje porušitve, ki je določeno na meji med $r_C = 3/7$ in $r_C = 4/7$, označimo kot približek dejanskega potresnega tveganja porušitve. Relativna napaka med slednjim in 'točno' vrednostjo dejanskega tveganja $\lambda_{C,dej}$, ki ga določimo na osnovi rezultatov analize NRHA, določa maksimalno napako predlaganega postopka ε_{max} . Za primer stavbe S15 in skupine akceleroگرامov $A_{2,S15}$ (slika 6.29c desno) opazimo, da je napaka ε_{max} največja v primeru izbora sedmih akceleroگرامov na osnovi postopka EPA, medtem ko so rezultati predlaganega postopka ocene sprejemljivosti potresnega tveganja na osnovi postopka PA1 nekoliko bolj zanesljivi, kar je presenetljivo glede na pripadajoče rezultate $\lambda_{C,dej}$.

Podobne rezultate opazimo tudi v primeru drugih stavb in skupin akceleroگرامov. Rezultati predlaganega postopka, ki temeljijo na poenostavljenem postopku PA1 ali EPA, so med seboj primerljivi. Pričakovali bi, da to velja zgolj v primeru stavbe S4, kjer 'višji' plastični mehanizmi nimajo velikega vpliva na potresni odziv stavb, vendar opazimo podobne rezultate tudi za stavbo S8 in S15. Takšen rezultat dobimo, ker za 7 akceleroگرامov, ki jih izberemo s poenostavljenimi postopki (v tem primeru PA1 ali EPA), na koncu izvedemo 'točno' nelinearno dinamično analizo pri sprejemljivi intenziteti. Opazimo, da tudi če izvedemo celoten postopek izbora akceleroگرامov in ocene sprejemljivosti potresnega tveganja na osnovi 'točnih' NRHA rezultatov, dobimo s predlaganim postopkom odstopanja glede na 'točno' dejansko tveganje $\lambda_{C,dej}$. To je predvidljivo, saj je postopek približen, vendar bi verjetno lahko nekatere predpostavke spremenili in s tem brez podaljšanja računskega časa verjetno še nekoliko izboljšali rezultate.



Slika 6.29: Delež porušitev r_C v odvisnosti od sprejemljivega potresnega tveganja porušitve $\lambda_{C,spr}$, kjer smo akcelorograme iz skupin A_1 in A_2 izbrali na osnovi različnih postopkov (PA1, EPA in NRHA) za stavbe (a) S4, (b) S8 in (c) S15. Za primerjavo prikazujemo tudi dejansko potresno tveganje $\lambda_{C,dej}$ določeno glede na rezultate različnih postopkov (PA1, EPA in NRHA) ter maksimalno napako predlaganega postopka v primerjavi s ‘točno’ vrednostjo $\lambda_{C,dej}$ na osnovi NRHA rezultatov.

Figure 6.29: Collapse ratio r_C for different levels of acceptable seismic collapse risk $\lambda_{C,spr}$, where ground motions were selected from sets A_1 and A_2 by using results of different procedures (PA1, EPA and NRHA), and for buildings (a) S4, (b) S8 and (c) S15. Estimated collapse risk $\lambda_{C,dej}$ based on different procedures (PA1, EPA and NRHA) and maximum error of proposed method in comparison to ‘exact’ value of $\lambda_{C,dej}$ based on NRHA results are also presented.

V preglednici 6.16 prikazujemo numerične vrednosti ocenjenega potresnega tveganja $\lambda_{C,dej}$, ki smo jih določili na osnovi rezultatov različnih postopkov analize potresnega odziva (PA1, EPA in NRHA) in prikazali tudi na sliki 6.29. Na osnovi rezultatov najenostavnejšega obravnavanega postopka PA1 dobimo v primeru petnajstetažne stavbe in pripadajočih skupin akceleroگرامov A_1 in A_2 vrednosti $\lambda_{C,dej}$ podcenjene za 73 % in 66 % (preglednica 6.16). V primeru postopka EPA znaša največje odstopanje od 'točnih' vrednosti $\lambda_{C,dej}$ 32 %, ki nastopi v primeru stavbe S4 in skupine akceleroگرامov $A_{2,S4}$. Sicer določimo v obravnavanih primerih s poenostavljenimi postopki v primerjavi s 'točno' analizo NRHA relativne napake za $\lambda_{C,dej}$, ki so manjše od 20 %.

Preglednica 6.16: Srednja letna frekvenca porušitve konstrukcije $\lambda_{C,dej}$ določeno z enostavnim izrazom (enačba 3.28) na osnovi rezultatov različnih postopkov (PA1, EPA in NRHA) za tri testne stavbe in skupine akceleroگرامov A_1 in A_2 . V oklepajih so prikazane relativne napake poenostavljenih postopkov v primerjavi z rezultati na osnovi NRHA.

Table 6.16: Seismic collapse risk $\lambda_{C,dej}$ calculated by Eq. (3.28) and by consideration of the fragility parameters based on different response analysis procedures (PA1, EPA and NRHA) for three test buildings and ground motion sets A_1 and A_2 . Relative errors obtained by using approximate procedures in comparison to NRHA results are shown in brackets.

Postopek	Štirietazna stavba		Osemetažna stavba		Petnajstetažna stavba	
	$A_{1,S4}$	$A_{2,S4}$	$A_{1,S8}$	$A_{2,S8}$	$A_{1,S15}$	$A_{2,S15}$
PA1	$5.1 \cdot 10^{-6}$	$6.7 \cdot 10^{-6}$	$1.1 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$2.5 \cdot 10^{-6}$	$2.7 \cdot 10^{-6}$
	(-2 %)	(+20 %)	(-18 %)	(+4 %)	(-73 %)	(-66 %)
EPA	$5.2 \cdot 10^{-6}$	$7.4 \cdot 10^{-6}$	$1.3 \cdot 10^{-5}$	$1.4 \cdot 10^{-5}$	$9.1 \cdot 10^{-6}$	$7.3 \cdot 10^{-6}$
	(-1 %)	(+32 %)	(+5 %)	(+16 %)	(-2 %)	(-8 %)
NRHA	$5.2 \cdot 10^{-6}$	$5.6 \cdot 10^{-6}$	$1.3 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$9.3 \cdot 10^{-6}$	$8.0 \cdot 10^{-6}$

Natančnost predlaganega postopka smo vrednotili za različne načine izbora podskupine sedmih akceleroگرامov, zato smo akceleroگرامe izbirali glede na pripadajoče rušne intenzitete stavb, kot smo opisovali do sedaj, in glede na celotne IDA krivulje. Poleg tega smo obravnavali še dve možnosti izbiranja akceleroگرامov glede na ujemanje pripadajočih rezultatov odziva z izbranim 16-im kvantilom intenzitet. V prvem primeru smo izbirali tako, da se mediana rušnih intenzitet oz. IDA krivulj, ki pripadajo izbranim sedmim akceleroگرامom čim bolj ujema s 16-im kvantilom. V tem primeru smo uporabili oznako $S_{a,C,mediana}$, če smo izbirali zgolj na osnovi rušnih intenzitet, ali oznako $IDA_{mediana}$, če smo upoštevali celotne IDA krivulje. V drugem primeru smo izbrali 7 akceleroگرامov, ki določajo najmanjšo vsoto razlik med rušnimi intenzitetami oz. IDA krivuljami glede na 16-i kvantil celotne skupine akceleroگرامov, zato smo uporabili oznake $S_{a,C,min}$ in IDA_{min} .

V preglednici 6.17 predstavljajo celice s temnim ozadjem in načinom izbora akceleroگرامov $S_{a,C,mediana}$ vrednosti maksimalne napake postopka za oceno sprejemljivosti potresnega tveganja ϵ_{max} , ki smo jih prikazali na sliki 6.29 za različne stavbe, skupine akceleroگرامov in postopke analize potresnega odziva. Opazimo, da dobimo s tem načinom izbora akceleroگرامov ($S_{a,C,mediana}$) najmanjše napake ϵ_{max} . Maksimalna napaka ϵ_{max} , ki jo naredimo s predlaganim postopkom za obravnavane stavbe in potresno obtežbo v primeru uporabe 'točnih' NRHA rezultatov znaša 17 %. Takšna napaka nastopi zgolj v enem primeru (S8, $A_{1,S8}$), sicer so napake za postopek NRHA enake ali nižje od 10 % (preglednica 6.17). Pri poenostavljenih postopkih in načinu izbora akceleroگرامov $S_{a,C,mediana}$ so napake ϵ_{max} manjše ali enake 22 % (EPA) in 24 % (PA1). Odločitev o varnosti konstrukcije pred porušitvijo je torej lahko napačna le v primeru, če se verjetnost porušitve objekta in sprejemljiva verjetnost porušitve razlikujeta za manj kot 25 %. Takšna stopnja napake za oceno srednje letne frekvence porušitve objekta je zelo

majhna, pri čemer računski čas v primerjavi s 'točnim' računom potresnega tveganja na osnovi določanja 'točnih' IDA krivulj zmanjšamo na 1 %.

S poenostavljenimi postopki bi dobili večjo maksimalno napako, če bi se o sprejemljivosti potresnega tveganja odločali na osnovi $\lambda_{C,dej}$, kot če uporabimo predlagan postopek za izbor akceleroگرامov (preglednici 6.16 in 6.17). V primeru postopka EPA bi dobili v obeh primerih rezultate s primerljivo zanesljivostjo, vendar dobimo s predlaganim postopkom dodatne informacije o obnašanju stavb med potresno obtežbo na lokalnem nivoju.

Preglednica 6.17: Maksimalna relativna napaka ε_{max} (%) ocene sprejemljivosti potresnega tveganja porušitve konstrukcije na osnovi rezultatov različnih postopkov potresne analize (PA1, EPA, NRHA) in različnih načinov izbora akceleroگرامov ($S_{a,C,mediana}$, $S_{a,C,min}$, $IDA_{mediana}$, IDA_{min}) za tri testne stavbe in skupine akceleroگرامov A_1 in A_2 . Vrednosti v oklepajih se nanašajo na kvantilne IDA krivulje, ki jih določimo na osnovi pomikov.

Table 6.17: Maximum relative error ε_{max} (%) of decision-making regarding the acceptable collapse risk based on different response analysis procedures (PA1, EPA, NRHA) and different procedures of ground motion selection ($S_{a,C,mediana}$, $S_{a,C,min}$, $IDA_{mediana}$, IDA_{min}) for three test buildings and ground motion sets A_1 and A_2 . Values corresponding to EDP-based percentile IDA curves are shown in brackets.

Postopek	Izbor	Štirietazna stavba		Osemetažna stavba		Petnajstetažna stavba	
		$A_{1,S4}$	$A_{2,S4}$	$A_{1,S8}$	$A_{2,S8}$	$A_{1,S15}$	$A_{2,S15}$
PA1	$S_{a,C,mediana}$	-24	12	-11	-11	-24	-17
	$S_{a,C,min}$	-17	-46	-4	-11	-24	-29
	$IDA_{mediana}$	-24 (-24)	12 (12)	-11 (-11)	1 (-11)	-55 (-45)	-17 (-17)
	IDA_{min}	-17 (-24)	-46 (-46)	-11 (-11)	-11 (-11)	-22 (-24)	-29 (-29)
EPA	$S_{a,C,mediana}$	-20	12	-5	-11	-14	-22
	$S_{a,C,min}$	-13	-46	-5	-11	-49	-17
	$IDA_{mediana}$	-13 (-13)	12 (8)	-18 (-18)	-11 (-17)	-41 (-36)	-17 (-5)
	IDA_{min}	-13 (-13)	-36 (-36)	-15 (-18)	2 (2)	-49 (-49)	-5 (0)
NRHA	$S_{a,C,mediana}$	-9	8	-17	10	-7	-7
	$S_{a,C,min}$	-13	12	-18	10	-18	-10
	$IDA_{mediana}$	-9 (-9)	8 (8)	-18 (-5)	10 (25)	-7 (24)	-7 (5)
	IDA_{min}	-20 (-20)	12 (12)	-18 (-18)	25 (25)	-7 (-18)	5 (5)

Če izbiramo posamezne akceleroگرامe glede na minimalno odstopanje pripadajočih rušnih intenzitet od izbranega 16-ega kvantila odziva ($S_{a,C,min}$), se lahko zgodi, da izbrani akceleroگرامi določajo mediano rušnih intenzitet, ki se precej razlikuje od 16-ega kvantila intenzitet. Ker to ni v skladu s postopkom, kjer se odločamo o sprejemljivosti potresnega tveganja glede na to ali je vrednost razmerja porušitev r_C večja ali manjša od 0.5, dobimo s tem načinom izbora akceleroگرامov v nekaterih primerih maksimalne napake ε_{max} z visokimi vrednostmi okrog 50 % (npr. za stavbo S4 in skupino A_{2S4} na osnovi postopkov PA1 in EPA).

Glede na to, da obravnavamo sprejemljivost potresnega tveganja pri mejnem stanju porušitve stavb, je razumljivo, da dobimo najzanesljivejše rezultate, če upoštevamo pri izbiri akceleroگرامov zgolj točke porušitve na IDA krivuljah. Vendar smo zaradi negotovosti pri določitvi potresnega odziva, ki so največje v visoko nelinearnem območju odziva, t.j. pri poružitvi stavb, preverili, če lahko z upoštevanjem celotnih IDA krivulj povečamo zanesljivost rezultatov. Rezultati v preglednici 6.17, ki smo jih označili s načinoma izbora $IDA_{mediana}$ in IDA_{min} , kažejo, da s tem ne moremo izboljšati osnovnih rezultatov. V tem postopku smo določili 16-i kvantil IDA krivulj, glede na katerega smo izbirali ostale IDA krivulje in pripadajoče akceleroگرامe, na osnovi intenzitet, saj je cilj postopka izbrati akceleroگرامe, ki določajo potresni odziv v okolici 16-ega kvantila intenzitet. Za primerjavo

smo izvedli postopek tudi z uporabo običajnih kvantilnih IDA krivulj, ki jih določimo glede na pomike, kjer smo uporabili 84-i kvantil IDA krivulj. Rezultate slednjega načina kažemo v preglednici 6.17 v oklepajih. Opazimo, da ni bistvenih razlik med obema načinoma določitve kvantilnih IDA krivulj na rezultate, saj manjše razlike navadno nastopajo le na koncu kvantilnih IDA krivulj. Če izbiramo akceleroگرامe na način $IDA_{mediana}$, dobimo akceleroگرامe, ki določajo velike raztrose IDA krivulj in pripadajočih rušnih intenzitet. Rزتros lahko omejimo z načinom izbora IDA_{min} , vendar v tem primeru nastopi podobna težava kot pri načinu $S_{a,C,min}$, ko več akceleroگرامov določa odziv na eni ali drugi strani 16-ega kvantila intenzitet. Poleg tega je uporaba celotnih IDA krivulj tudi računsko zahtevnejša, zato takšen način izbire akceleroگرامov ni optimalen.

6.3.3 Ugotovitve

V poglavju 6.3 smo prikazali uporabo in vrednotili natančnost novega postopka za izbiro akceleroگرامov, ki smo ga razvili v okviru doktorske disertacije, z namenom, da bi podali enostaven in jasen odločitveni model o varnosti konstrukcije pred poružitvijo. S predlaganim postopkom zmanjšamo potreben računski čas za oceno sprejemljivosti potresnega tveganja poružitve stavb praktično na minimum, saj izvedemo zgolj nekaj nelinearnih dinamičnih analiz konstrukcije z izbranimi akceleroگرامi namesto računsko zahtevnih analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov. V primeru skupine s 40 akceleroگرامi to pomeni omejitev računskega časa na približno 1 %.

Pokazali smo, da lahko na osnovi sedmih akceleroگرامov, ki jih izberemo glede na približno določen potresni odziv s poenostavljenimi postopki analize, ocenimo sprejemljivost potresnega tveganja, ki ga določa celotna skupina akceleroگرامov. Omejili smo se na mejno stanje poružitve stavb, zato naredimo izbor akceleroگرامov glede na pripadajoče rušne intenzitete, t.j. intenzitete, ki določajo poružitev stavbe. Akceleroگرامe izbiramo v okolici 16-ega kvantila rušnih intenzitet, saj intenzitete, ki so nižje od mediane rušnih intenzitet, prispevajo večji delež k potresnemu tveganju. V območju nižjih intenzitet s poenostavljenimi postopki tudi natančneje napovemo potresni odziv stavb. Pokazali smo, da je predlagan postopek za izbor 7 akceleroگرامov v okolici 16-ega kvantila rušnih intenzitet omejen na skupine akceleroگرامov, ki vsebujejo vsaj 22 akceleroگرامov. Zaradi tega smo v primeru manjših osnovnih skupin akceleroگرامov predlagali izvedbo postopka glede na mediano odziva.

Predlagan postopek za izbiro akceleroگرامov smo prikazali na osnovi rezultatov dveh poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva (PA1 in EPA) in 'točne' nelinearne dinamične analize (NRHA) z namenom vrednotenja natančnosti postopka. Izkáže se, da s postopkom PA1 v nekaterih primerih napovemo vrednosti rušnih intenzitet z velikimi odstopanji glede na 'točne' NRHA vrednosti, vendar so akceleroگرامi, ki napovedujejo 16-i kvantil rušnih intenzitet pri postopku PA1 podobni kot v primeru 'točne' nelinearne dinamične analize, kar je bistveno za pravilen izbor akceleroگرامov. Pokazali smo, da s poenostavljenim postopkom EPA določimo s sprejemljivo natančnostjo tako vrednosti rušnih intenzitet kot akceleroگرامe, ki določajo 16-i kvantil rušnih intenzitet v primeru 'točne' analize NRHA.

Vrednotili smo različne možnosti izbora akceleroگرامov, izmed katerih smo dobili najzanesljivejše rezultate, če smo naredili izbor akceleroگرامov tako, da se mediana pripadajočih rušnih intenzitet čimbolj ujema s 16-im kvantom rušnih intenzitet in da je rزتros rušnih intenzitet, ki pripadajo izbranim akceleroگرامom, najmanjši. Na ta način je maksimalna napaka, ki jo lahko naredimo s predlaganim postopkom za oceno sprejemljivosti potresnega tveganja v okviru obravnavanih stavb in potresne obtežbe na osnovi poenostavljenih postopkov (PA1 in EPA), omejena na 25 %, kar je relativno nizka napaka za oceno potresnega tveganja poružitve stavb. V obravnavanih primerih smo dobili rezultate s podobno natančnostjo, če smo upoštevali poenostavljen postopek PA1 ali EPA.

Vendar v splošnem ne moremo trditi, da s postopkom PA1 zagotovimo primeren izbor akceleroگرامov, če se potresne zahteve, ki jih določimo s postopkom PA1, močno razlikujejo od točnih vrednosti, dobljenih z nelinearno dinamično analizo. Verjetno bi se dalo postopek še nekoliko izboljšati. Na primer, predpostavki o logaritemski normalni porazdelitvi rušnih intenzitet, ki ni povsem točna, bi se najverjetneje lahko izognili, če za izračun potresnega tveganja ne bi uporabljali enostavnega izraza (enačba 3.28).

S predlaganim postopkom ocenimo ali je potresno tveganje za porušitev objekta sprejemljivo ali ne, s čimer posredno ocenimo dejansko potresno tveganje v primerjavi s sprejemljivim tveganjem. Na osnovi predlaganega postopka dobimo v splošnem zanesljivejše rezultate, kot če primerjamo vrednost sprejemljivega in potresnega tveganja, ki ga določimo na osnovi poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva. Poleg tega dobimo s predlaganim postopkom tudi dodatne informacije o obnašanju stavb na lokalnem nivoju z nelinearnimi dinamičnimi analizami za izbrane akceleroگرامe.

Pokazali smo, da je s predlaganim postopkom ocena sprejemljivosti potresnega tveganja porušitve stavb poenostavljena in hkrati dovolj zanesljiva za primere objektov in obtežbe, ki smo jih obravnavali v disertaciji. Odločitev o varnosti konstrukcije pred poružitvijo je lahko napačna le v primeru, če se verjetnost porušitve objekta in sprejemljiva verjetnost porušitve, razlikujeta za manj kot 25 %. Takšna napaka je minimalna, pri čemer je potrebno poudariti, da je odločitev o primernosti konstrukcije sprejeta le na osnovi 1 % računski časa, ki je potreben za inkrementalno dinamično analizo. S tem je predlagan postopek primeren za iterativni način projektiranja stavb na sprejemljivo potresno tveganje. Kljub temu bi lahko predlagan postopek izbora akceleroگرامov optimirali z nadaljnjimi raziskavami:

- Raziskovanje možnosti izvajanja predlaganega postopka pri kvantilu intenzitet, ki prispeva največji delež k potresnemu tveganju obravnavane konstrukcije.
- Vrednotenje postopka pri drugih mejnih stanjih.
- Določitev vpliva velikosti osnovnih skupin akceleroگرامov, iz katerih izbiramo zapise, na zanesljivost rezultatov predlaganega postopka.

7 ZAKLJUČEK

V disertaciji smo predlagali dvostopenjski postopek izbora akceleroگرامov, kjer v prvem koraku izbiramo akceleroگرامe v skladu s potresno nevarnostjo ali drugimi parametri potresne aktivnosti. V drugem koraku določimo manjšo podskupino akceleroگرامov, s katerimi lahko z zadovoljivo natančnostjo napovemo rezultate potresnih zahtev ali ocenimo sprejemljivost potresnega tveganja stavb pred poružitvijo. Za ustrezno izbiro akceleroگرامov na osnovi približnih rezultatov potresnih zahtev smo razvili nov poenostavljen nelinearen postopek EPA (angl. envelope-based pushover analysis), ki temelji na treh potisnih analizah. Postopek EPA je primeren za analizo višjih stavb, saj omogoča upoštevanje vpliva različnih plastičnih mehanizmov, ki so posledica raznolikosti potresne obtežbe. Predlagani postopek lahko uporabimo za oceno potresne odpornosti stavb ob upoštevanju skupine akceleroگرامov ali za določanje potresnih zahtev v primeru posameznih akceleroگرامov. Slednje je uporabno v okviru progresivne inkrementalne dinamične analize in predlaganega odločitvenega modela o ustrezni varnosti konstrukcij pred poružitvijo zaradi potresov. V nadaljevanju podajamo najpomembnejše ugotovitve, izvirne znanstvene prispevke in predloge za nadaljnje raziskave.

7.1 Glavne ugotovitve disertacije

V zadnjem času so številne raziskave usmerjene v omogočanje širše uporabe nelinearne dinamične analize, ki je s teoretičnega vidika najnatančnejša za analizo potresnih zahtev konstrukcij. Eden od pomembnih ciljev takšnih raziskav je določitev postopkov za primerno določitev vhodnih podatkov. Med temi je potresna obtežba, ki je pri nelinearni dinamični analizi določena s skupino celotnih časovnih potekov pospeškov tal oz. akceleroگرامov, ki predstavlja vir številnih negotovosti. Zato je bilo veliko raziskav usmerjenih v izbiro skupin akceleroگرامov, ki so v skladu s potresno nevarnostjo na obravnavani lokaciji objekta. Poleg tega je pomembna tudi omejitev dolgotrajnega računskega časa nelinearne dinamične analize. To lahko dosežemo, če izberemo čim manjše število akceleroگرامov, na osnovi katerih lahko določimo parametre potresnih zahtev z zanesljivo stopnjo natančnosti oz. lahko naredimo odločitev o zadostni varnosti konstrukcije na izbranem potresnem območju. Zato smo v okviru doktorske disertacije razvili dvostopenjski postopek izbora akceleroگرامov.

S prvim korakom izbora akceleroگرامov najprej zagotovimo, da akceleroگرامi določajo potresno obtežbo, ki ustreza parametrom potresne aktivnosti na izbrani lokaciji. Parametre potresne aktivnosti in pripadajočo potresno nevarnost določimo z uporabo verjetnostne analize potresne nevarnosti. Rezultat slednje je tudi spekter enotne potresne nevarnosti, ki se pogosto uporablja kot ciljni spekter za izbor akceleroگرامov po trenutno veljavnih standardih. Spekter enotne potresne nevarnosti je pri različnih nihajnih časih določen z upoštevanjem različnih potresnih scenarijev, kar ni skladno z dejanskim pojavom potresa, ki se v nekem trenutku pojavi zgolj na enem mestu, zato je spekter enotne potresne nevarnosti konservativna mera za določanje potresne obtežbe. Primernejši spekter za izbor akceleroگرامov je pogojni spekter (Baker, 2011), ki sicer v splošnem zahteva izbiro in upoštevanje različnih skupin akceleroگرامov, kar poveča zahtevnost računa. Pogojni spekter je namreč določen pri izbranem nihajnem času s spektralnim pospeškom, ki ustreza rezultatom verjetnostne analize potresne nevarnosti pri neki povratni dobi potresa, medtem ko so ostali spektralni pospeški določeni z najbolj verjetnimi pripadajočimi vrednostmi. Pri tem je potrebno upoštevati korelacije med spektralnimi pospeški, ki pripadajo različnim nihajnim časom, ki so bile določene na osnovi obsežnega števila akceleroگرامov (npr. Baker in Jayaram, 2008).

Pokazali smo, da klasičen postopek določitve pogojnega spektra, ki poleg pogojnega srednjega spektra vključuje tudi pripadajoč raztros, ni primeren za potresna območja, kjer ni jasnega poteka aktivnih

prelomov, kot velja tudi za področje Slovenije. Za takšna območja pogojnega spektra namreč ne moremo določiti zgolj z uporabo povprečnega potresnega scenarija, ki je določen s srednjo vrednostjo magnitude, oddaljenosti in epsilona. Obstaja namreč veliko izvorov in scenarijev potresa, ki imajo pomemben vpliv na potresno nevarnost, kar kažejo rezultati razčlenitve potresne nevarnosti. Pogojni srednji spekter je definiran tako, da se pri izbranem nihajnem času ujema s spektrom enotne potresne nevarnosti, kar upoštevamo z alternativnim postopkom približne določitve pogojnega spektra ali s točnim postopkom, kjer je potrebno v izračunu upoštevati vse različne potresne scenarije, ki prispevajo k potresni nevarnosti obravnavane lokacije. Poleg tega smo pokazali, da določa normiran pogojni spekter, ki ustreza krajši povratni dobi potresa, v splošnem višje spektralne pospeške kot normiran pogojni spekter za daljšo povratno dobo potresa. Pogojni spekter, ki ustreza daljši povratni dobi potresa, ima namreč izrazitejši lokalni vrh pri izbranem nihajnem času glede na katerega določimo pogojne spektralne pospeške pri ostalih nihajnih časih.

Drugi korak dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov je usmerjen v določitev podskupine akceleroگرامov, za katero se nato izvaja analiza. Na ta način skrajšamo računski čas, ki je potreben za izvajanje nelinearne dinamične analize, pri čemer zagotovimo sprejemljivo stopnjo natančnosti rezultatov oz. poenostavimo odločitev o ustreznosti konstrukcij glede na porušitev zaradi potresov. Manjše podskupine akceleroگرامov določimo glede na parametre potresnih zahtev, ki jih povzročajo posamezni akceleroگرامi, kar v postopku izbora akceleroگرامov približno izračunamo s poenostavljenimi postopki analize, ki niso računsko zahtevni. Natančnost rezultatov na osnovi nelinearnih dinamičnih analiz za manjše podskupine akceleroگرامov je zato odvisna predvsem od natančnosti uporabljenega poenostavljenega postopka za analizo konstrukcij na potresno obtežbo. Ugotovili smo, da dobimo z obstoječimi poenostavljenimi postopki, ki smo jih obravnavali v disertaciji, rezultate s sprejemljivo stopnjo natančnosti v primerjavi z rezultati na osnovi nelinearne dinamične analize, vendar to velja predvsem pri nižjih intenzitetah potresa in v primerih, kjer potresna obtežba povzroči vzpostavitev osnovnega plastičnega mehanizma, ki je podoben tistemu iz potisne analize na osnovi prve nihajne oblike. Omenjeni poenostavljeni postopki po drugi strani niso primerni za določanje potresnih zahtev višjih stavb, kjer imajo pomemben vpliv na potresni odziv poleg osnovnega plastičnega mehanizma tudi drugačni t. i. 'višji' plastični mehanizmi, ki se tvorijo zaradi raznolikosti potresne obtežbe. Opazili smo namreč, da nekateri akceleroگرامi povzročajo določen plastični mehanizem ne glede na upoštevano konstrukcijo in intenziteto, vendar so takšni akceleroگرامi redki. Kljub temu akceleroگرامi iz skupin, ki smo jih izbrali v skladu s pogojnim spektrom pospeškov, povzročajo predvsem 'višje' plastične mehanizme, medtem ko velja ravno obratno za akceleroگرامe iz drugih dveh skupin akceleroگرامov, ki smo ju obravnavali. Poleg tega se plastični mehanizmi v splošnem spreminjajo z intenziteto, kjer pri nižjih vrednostih intenzitete potresne zahteve največkrat določa osnovni plastični mehanizem.

Na osnovi zgoraj opisanih ugotovitev smo razvili nov poenostavljen postopek analize potresnega odziva EPA, s katerim bolj natančno napovemo potresne zahteve v primeru višjih stavb in akceleroگرامov, ki povzročajo predvsem 'višje' plastične mehanizme. Postopek EPA temelji na spoznanju, da običajni modalni SDOF modeli, ki so uporabljeni na primer v postopku MPA (Chopra in Goel, 2002), ne omogočajo simulacije potresnih zahtev za 'višje' plastične mehanizme. Ugotovili smo, da osnovni modalni SDOF model, ki temelji na prvi nihajni obliki, povzroča v primeru večine akceleroگرامov največje potresne zahteve, medtem ko povzročajo ostali modalni SDOF modeli v določenih primerih precej podcenjene potresne zahteve. Zaradi tega v predlaganem postopku EPA uporabimo drugačen pristop, saj namesto vpliva različnih nihajnih oblik poskušamo simulirati vpliv različnih plastičnih mehanizmov, ki jih zaznamo med nelinearno dinamično analizo in so posledica raznolikosti potresne obtežbe. Z namenom napovedi potresnih zahtev, ki so posledica tvorbe različnih plastičnih mehanizmov, smo uvedli t. i. deformacijske SDOF modele. Te modele definiramo na osnovi potisne analize za prve tri nihajne oblike ob upoštevanju deformacijskih oblik, ki pripadajo stanju

blizu porušitve konstrukcije. V visoko nelinearnem območju odziva se deformacijske oblike bistveno ne spreminjajo, kar pomeni, da je določitev karakteristik deformacijskih SDOF modelov skoraj neodvisna od izbire deformacijske oblike, če je le-ta določena za neko stanje poškodovanosti konstrukcije.

Modalni in deformacijski SDOF model, ki ju določimo na osnovi prve nihajne oblike, imata podobne karakteristike in zato določata podobne potresne zahteve. To je posledica podobnosti med prvo nihajno obliko in deformacijsko obliko na osnovi potisne analize za prvo nihajno obliko. Ta podobnost ne velja za primer, ko deformacijsko obliko določimo na osnovi potisne analize za drugo in tretjo nihajno obliko. Posledično sta maksimalna pospeška na diagramih kapacitete za pripadajoča deformacijska SDOF modela veliko nižja kot v primeru modalnih SDOF modelov. Zato deformacijski SDOF modeli določajo veliko večje potresne zahteve. Zaradi tega v postopku EPA uporabimo modalni SDOF model, ki ga določimo na osnovi prve nihajne oblike, in deformacijska SDOF modela, katerih karakteristike izračunamo glede na drugo in tretjo nihajno obliko. Natančnost postopka EPA je odvisna od natančnosti napovedi plastičnih mehanizmov, ki jih določimo s tremi potisnimi analizami z invariantno porazdelitvijo horizontalnih sil, ki so proporcionalne prvim trem nihajnim oblikam. Poudariti je potrebno, da kljub upoštevanju prvih treh nihajnih oblik v potisnih analizah, na osnovi katerih določimo SDOF modele, postopek EPA ne temelji na dekompoziciji nihajnih oblik. Celotni odziv je namreč določen z ovojnico rezultatov, ki jih dobimo na osnovi treh potisnih analiz in nelinearnih dinamičnih analiz pripadajočih SDOF modelov, s čimer je postopek EPA v celoti nelinearen.

Analizirali smo primernost različnih poenostavljenih postopkov za določitev prednostne liste akcelorogramov, ki predstavlja prerazporeditev zapisov po pomembnosti pri pogoju, da z majhnim številom akcelorogramov iz začetka prednostne liste določimo 16-i, 50-i in 84-i kvantil IDA krivulj s čim večjo natančnostjo. V prvi fazi smo pokazali, da lahko s progresivno inkrementalno dinamično analizo (PIDA), ki sta jo predlagala Azarbakht in Dolšek (2011), ustrezno določimo kvantilne IDA krivulje na osnovi majhnega števila akcelorogramov, če s poenostavljenimi postopki dobro napovemo potresne zahteve, ki jih določajo posamezni akcelorogrami. V splošnem se izkaže, da je natančnost odvisna predvsem od primernosti poenostavljenih postopkov za določitev potresnih zahtev, ki se uporabi za izračun prednostne liste akcelorogramov. Največje napake pri analizi PIDA dobimo, če za določitev prednostne liste akcelorogramov ne uporabimo katerega od poenostavljenih postopkov analize, vendar upoštevamo zgolj elastične spektre pospeškov. V tem primeru znaša povprečna napaka analize PIDA 7.5 %, če upoštevamo vse obravnavane stavbe in skupine akcelorogramov ter prvih 12 akcelorogramov ($s = 4$) iz posameznih prednostnih list. Rezultati so torej precej natančni tudi, če uporabimo enostaven postopek določitve prednostne liste akcelorogramov, ki ne zahteva dodatnih analiz potresnega odziva. Poleg tega je napaka analize PIDA v tem primeru neodvisna od števila etaž obravnavanih stavb.

Kljub temu dobimo v splošnem nekoliko bolj točne rezultate analize PIDA s prednostnimi listami akcelorogramov, ki jih določimo na osnovi približnih IDA krivulj, izračunanih s poenostavljenima postopkoma PA1 (potisna analiza na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji z nelinearno dinamiko pripadajočega modalnega SDOF modela) in EPA. Povprečna napaka ob upoštevanju prvih 12 akcelorogramov ($s = 4$) znaša za postopek PA1 5.5 %, za postopek EPA pa 5 %. S postopkom EPA smo zagotovili nekoliko natančnejše rezultate v primeru najvišje obravnavane stavbe s petnajstimi etažami, kjer imajo pomemben vpliv na potresni odziv različni plastični mehanizmi. Na osnovi rezultatov postopka PA1W, s katerim smo označili postopek določitve potresnih zahtev glede na rezultate potisne analize na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji z določitvijo približnih IDA krivulj na osnovi spletne aplikacije WIDA (Peruš in sod., 2013), lahko določimo prednostne liste s približno enako stopnjo natančnosti kot s postopkom PA1. Zato so tako določene prednostne liste

ustrezne predvsem v primeru obravnavanja stavb, kjer ima prevladujoč vpliv na potresni odziv osnovni plastični mehanizem. V primeru določitve prednostne liste akceleroگرامov na osnovi natančnejših vhodnih podatkov, ki jih predstavljajo IDA krivulje, izračunane z nelinearno dinamično analizo, so napake postopka PIDA v večini obravnavanih primerov minimalne. Znašajo namreč manj od 5 %, če uporabimo vsaj prvih 6 akceleroگرامov ($s = 2$) na prednostni listi za določanje 16-ega, 50-ega in 84-ega kvantila IDA krivulj.

Odločitev o potrebnem številu analiz v okviru analize PIDA temelji na toleranci, ki sta jo predlagala Azarbakht in Dolšek (2011). Za to mero smo ugotovili, da se ne zmanjšuje enakomerno s številom uporabljenih akceleroگرامov v analizi PIDA, kar ne zagotavlja optimalne odločitve za potrebno število analiz. Zaradi tega predlagamo, da se v postopku analize PIDA uporabi vnaprej izbrano število akceleroگرامov ($s = 4$), na osnovi katerih določimo približne kvantilne IDA krivulje. Z uporabo tega kriterija je potrebno v večini obravnavanih primerov izvesti manjše število analiz oz. so dobljeni rezultati bolj natančni, kot če izberemo število akceleroگرامov na osnovi tolerance.

V okviru drugega koraka izbora akceleroگرامov smo razvili tudi nov postopek, s katerim poenostavimo oceno ustrezne varnosti konstrukcij pred poružitvijo zaradi potresne obtežbe. S predlaganim postopkom močno omejimo število nelinearnih dinamičnih analiz na celotni konstrukciji in s tem povezan računski čas. Namesto inkrementalne dinamične analize za celotno skupino akceleroگرامov, izvedemo nelinearno dinamično analizo le za vnaprej določeno manjše število akceleroگرامov pri intenziteti, ki jo izračunamo glede na sprejemljivo verjetnost poružitve. Torej, če v prvem koraku izbora akceleroگرامov določimo skupino s 40 akceleroگرامi, omejimo računski čas za oceno varnosti konstrukcije pred poružitvijo s predlaganim postopkom na približno 1 %, če v postopku uporabimo sedem akceleroگرامov, kot smo to demonstrirali na primerih. Na ta način smo odpravili pomanjkljivosti postopkov predpisanih v Evrokodu 8 ter ohranili enako število nelinearnih dinamičnih analiz. S predlaganim postopkom je odločitev o ustreznosti konstrukcij na osnovi majhnega števila akceleroگرامov jasno definirana. V primeru, da se objekt poškoduje v izbrano stanje poškodovanosti za manj kot polovico opravljenih analiz, se predvideva, da je potresno tveganje manjše od ciljnega. Za obravnavane primere smo ugotovili, da je odločitev o ustrezni varnosti konstrukcije pred poružitvijo napačna le v primeru, če se dejanska verjetnost poružitve objekta in sprejemljiva verjetnost poružitve ne razlikujeta veliko, t. j. v povprečju za manj kot 15 % oz. v najslabšem primeru za manj kot 25 %. S tem je predlagan odločitveni model primeren tudi za uporabo v iterativnem načinu projektiranja stavb na sprejemljivo stopnjo potresnega tveganja poružitve stavb, kjer se je potrebno v vsaki iteraciji odločiti o primernosti konstrukcije, dokler ni zagotovljeno pogoju, da je verjetnost poružitve stavbe sprejemljivo majhna.

7.2 Izvirni znanstveni prispevki disertacije

Ocenjujemo, da smo z doseženimi izvirnimi znanstvenimi prispevki pripomogli k razvoju potresnega inženirstva in s tem prispevali k bolj kontroliranemu potresnoodpornemu projektiranju stavb. Na osnovi glavnih ugotovitev disertacije v naslednjih točkah predstavljamo izvirne znanstvene prispevke doktorske disertacije:

- Razvili smo dvostopenjski postopek izbora akceleroگرامov, kjer v prvem koraku izvedemo izbor v skladu s potresno nevarnostjo ali drugimi parametri potresne aktivnosti, v drugem koraku pa izberemo podskupino akceleroگرامov, s katerimi lahko ocenimo potresne zahteve z zadovoljivo stopnjo natančnosti.
- Predlagali smo odločitveni model o ustreznosti konstrukcij glede na sprejemljivo potresno varnost. Postopek omogoča odločitev o primernosti konstrukcije z zadovoljivo natančnostjo že

na osnovi sedmih nelinearnih dinamičnih analiz. Na ta način bistveno zmanjšamo potreben računski čas, s čimer pripomoremo k uporabi nelinearne dinamične analize že v postopku projektiranja objektov.

- Izboljšali smo razumevanje določitve pogojnega spektra pospeškov v primeru površinskih potresnih izvorov, kjer različni potresni scenariji prispevajo pomembne deleže k potresni nevarnosti izbrane lokacije, kar je tipično za območja, kjer ni izrazitih aktivnih prelomov, kamor spada tudi območje Slovenije.
- Ovrednotili smo natančnost nekaterih poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva v primeru posameznih akcelerogramov.
- Izboljšali smo razumevanje vpliva akcelerogramov na vzpostavitev različnih plastičnih mehanizmov v stavbah. Nekateri akcelerogrami povzročijo vzpostavitev osnovnega plastičnega mehanizma ne glede na obravnavano stavbo, medtem ko nekateri drugi akcelerogrami povzročijo pojav različnih plastičnih mehanizmov.
- Razvili smo poenostavljen postopek analize potresnega odziva EPA, ki temelji na ovojnici rezultatov potisnih analiz, s katerimi simuliramo različne plastične mehanizme. V okviru tega postopka, ki je v celoti nelinearen, smo predlagali uporabo t. i. deformacijskih modelov z eno prostostno stopnjo.
- Ovrednotili smo natančnost progresivne inkrementalne dinamične analize, predlagali dodatne možnosti za določitev prednostne liste (na osnovi elastičnih spektrov pospeškov ali rezultatov poenostavljenih postopkov analize potresnega odziva PA1W in EPA). Predlagali smo, da se število akcelerogramov iz prednostne liste, za katere se nato izvede analiza, določi v naprej in ne na osnovi tolerance (Azarbakht in Dolšek 2011), ki se je izkazala za precej občutljivo mero in zato ne zagotavlja optimalne odločitve o potrebnem številu analiz.

7.3 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

Vzporedno z izvedenimi raziskavami, dobljenimi rezultati in ugotovitvami se odpirajo nove možnosti raziskovanja. Nekatere od teh smo že omenili v poglavjih 6.1.9 in 6.3.3 in jih tukaj ponovno navajamo. Predlagani postopek poenostavljene analize potresnega odziva konstrukcij EPA bi verjetno lahko izboljšali na podlagi izvedbe naslednjih raziskav:

- Analiza vpliva razporeditve horizontalnih sil na rezultate potisnih analiz in posledično na rezultate poenostavljenega postopka EPA.
- Natančnejša analiza plastičnih mehanizmov, ki se vzpostavijo med nelinearno dinamično analizo, tudi v odvisnosti od intenzitete in trajanja potresne obtežbe.
- Določitev morebitne korelacije med pomikom na vrhu konstrukcije pri določenem mejnem stanju in pripadajočim plastičnim mehanizmom, ki se vzpostavi v konstrukciji med potresno obtežbo.
- Analiza natančnosti postopka EPA v primeru drugih konstrukcijskih sistemov.
- Vpliv različnih modelov dušenja na rezultate postopka EPA.

Poleg tega bi verjetno lahko optimirali tudi predlagani postopek izbora akcelerogramov za odločitev o varnosti objekta pred porušitvijo. Smiselno bi bilo izvesti naslednje raziskave:

- Raziskovanje možnosti izvajanja predlaganega postopka pri kvantilu intenzitet, ki prispeva največji delež k potresnemu tveganju obravnavane konstrukcije.
- Vrednotenje postopka pri drugih mejnih stanjih.
- Določitev vpliva velikosti osnovnih skupin akcelerogramov, iz katerih izbiramo zapise, na zanesljivost rezultatov predlaganega postopka.

8 POVZETEK

Za analizo potresnega odziva konstrukcij so na voljo različne analize, med katerimi je s teoretičnega stališča najnatančnejša nelinearna dinamična analiza. Ta analiza je sicer predvidena za uporabo v različnih predpisih za potresnoodporno projektiranje, vendar se v praksi skoraj ne uporablja. Med vzroki za neuporabo nelinearne dinamike v praksi sta tudi dolg računski čas in izbor potresne obtežbe, ki je v standardih pomanjkljivo definirana. V zadnjem času je bilo izvedenih veliko raziskav v smeri pospeševanja uporabe nelinearne dinamične analize v praksi. Večina teh raziskav je bila usmerjena v izbiro skupin akcelorogramov, ki so konsistentne s potresno nevarnostjo na obravnavani lokaciji. Vendar pa je za omejitev dolgotrajnega računskega časa nelinearne dinamične analize pomembno, da izberemo čim manjše število akcelorogramov, na osnovi katerih lahko določimo parametre potresnih zahtev z zanesljivo stopnjo natančnosti oz. lahko naredimo odločitev o ustreznosti konstrukcije glede na njeno potresno varnost na izbranem potresnem območju. Zato smo razvili dvostopenjski postopek izbora akcelorogramov, kjer v prvem koraku izberemo akcelorograme v skladu s potresno nevarnostjo ali glede na magnitudo potresa, oddaljenost od preloma, tip tal in podobno, medtem ko v drugem koraku izberemo manjšo podskupino akcelorogramov na osnovi poenostavljene analize, ki ni računsko zahtevna, in jih nato uporabimo v računu nelinearne dinamične analize.

V disertaciji smo najprej predstavili osnove verjetnostne analize potresne nevarnosti, s poudarkom na razčlenitvi potresne nevarnosti in določitvi spektra enotne potresne nevarnosti, ki se pogosto upošteva kot ciljni spekter za izbor akcelorogramov. Spekter enotne potresne nevarnosti se običajno uporablja za projektiranje objektov na osnovi linearno elastičnih analiz, vendar je tako določena potresna obtežba konservativna, saj je posledica različnih virov potresov, kar ni skladno s pojavom potresa, ki se v določenem trenutku pojavi le na enem mestu. Zato je v primeru uporabe nelinearne dinamične analize boljše, da se odziv konstrukcije določi na osnovi potresne obtežbe, ki je skladna s pogojnim spektrom pospeškov. Ta sicer v splošnem zahteva izbiro in upoštevanje različnih skupin akcelorogramov, kar poveča zahtevnost računa. Pogojni spekter je namreč pri izbranem nihajnem času določen s spektralnim pospeškom, ki ustreza rezultatom verjetnostne analize potresne nevarnosti za izbrano povratno dobo potresa, medtem ko izračunamo vrednost spektra pri ostalih nihajnih časih z uporabo korelacij spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih, ki so določene na osnovi obsežnih knjižnic zapisov preteklih potresov. S tem je pogojni spekter manj konservativen od spektra enotne potresne nevarnosti, ki ima pri vseh nihajnih časih visoke spektralne pospeške z enako srednjo letno frekvenco prekoračitve.

Z uporabo pogojnega spektra lahko izbiramo akcelorograme zgolj glede na ciljni srednji pogojni spekter ali z upoštevanjem pripadajoče razpršenosti. S slednjim načinom smo izbrali po dve skupini akcelorogramov, ki ustrezata potresni nevarnosti za dve povratni dobi (475 in 10,000 let), za tri armiranobetonske okvirne stavbe s štirimi, osmimi in petnajstimi etažami, ki smo jih uporabili v disertaciji kot testne stavbe. Dodatno smo v disertaciji obravnavali še dve skupini akcelorogramov, ki sta bili izbrani v skladu z modelom pojemanja potresa oz. glede na izbran potresni scenarij. Prikazali smo, da se v primeru skupin akcelorogramov, ki jih izberemo na različne načine, elastični spektri pospeškov in pripadajoče potresne zahteve precej razlikujejo. Posamezni akcelorogrami iz nekaterih skupin akcelorogramov povzročajo v različnih stavbah, ne glede na število etaž, v večini primerov vzpostavitev osnovnega plastičnega mehanizma, ki ga določimo s potisno analizo na osnovi prve nihajne oblike konstrukcije, medtem ko akcelorogrami iz drugih skupin v večini primerov povzročajo vzpostavitev različnih plastičnih mehanizmov.

V drugem koraku dvostopenjskega postopka je potrebno izbrati manjše podskupine akcelorogramov na osnovi potresnih zahtev, ki jih določimo z računsko manj zahtevnimi analizami. Analizirali smo

natančnost treh različnih obstoječih poenostavljenih postopkov za določitev parametrov potresnih zahtev v primeru posameznih akceleroگرامov, saj akceleroگرامe izbiramo na podlagi teh rezultatov. Prvi upoštevan poenostavljeni postopek PA1 temelji na potisni analizi na osnovi prve nihajne oblike v kombinaciji z nelinearno dinamiko ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Drugi poenostavljeni postopek smo označili s PA1W, saj predstavlja približek postopka PA1, kjer namesto direktnega izračuna nelinearne dinamike SDOF modela uporabimo v naprej izračunano bazo odziva SDOF modela. Tretji poenostavljeni postopek, ki smo ga uporabili, je postopek modalne potisne analize (MPA), s katerim upoštevamo vpliv višjih nihajnih oblik na odziv stavb. Ugotovili smo, da obstoječi poenostavljeni postopki ne določajo dovolj natančnih rezultatov v primeru nekaterih akceleroگرامov, posebej če so skalirani na višje intenzitete. Prav tako obravnavani obstoječi poenostavljeni postopki analize ne zagotavljajo sprejemljivih rezultatov za stavbe, kjer imajo na potresni odziv pomemben vpliv različni plastični mehanizmi, ki se tvorijo med potresno obtežbo, kot smo opazili pri rezultatih nelinearne dinamične analize konstrukcij.

Razvili smo nov poenostavljeni postopek analize potresnega odziva stavb (postopek EPA), s katerim na približen način simuliramo vpliv različnih plastičnih mehanizmov na odziv objekta. Na primeru treh testnih stavb in skupin akceleroگرامov, ki smo jih izbrali v prvem koraku dvostopenjskega postopka, smo pokazali, da s predlaganim postopkom dosežemo zadovoljivo natančnost za določitev odziva stavb v smislu etažnih pomikov po višini stavb, posameznih in kvantilnih IDA krivulj. Bistveno se izboljša napoved odziva stavb za primer akceleroگرامov, ki povzročijo 'višje' plastične mehanizme. To smo dosegli z vpeljavo deformacijskih SDOF modelov, ki jih definiramo glede na deformacijske oblike iz potisne analize, ki ustrezajo stanju blizu porušitve konstrukcije. Postopek EPA je v celoti nelinearen, saj rezultate določimo na osnovi ovojnice rezultatov treh potisnih analiz in pripadajočih SDOF modelov za vsak parameter potresnega odziva. Prikazali smo, da so karakteristike deformacijskih in običajnih t. i. modalnih SDOF modelov in potresne zahteve, ki jih določajo, podobne, če SDOF modele določimo z rezultati potisne analize na osnovi prve nihajne oblike. Večje razlike med SDOF modeli nastopijo v primeru potisnih analiz na osnovi višjih nihajnih oblik, zato v postopku EPA upoštevamo modalni SDOF model, ki opisuje osnovni mehanizem, in dva deformacijska SDOF modela za opis 'višjih' plastičnih mehanizmov.

V drugem koraku izbora akceleroگرامov smo na osnovi rezultatov, ki smo jih dobili z različnimi poenostavljenimi postopki analize potresnega odziva stavb, in tudi na osnovi elastičnih spektrov pospeškov, izbirali manjše podskupine akceleroگرامov z uporabo postopka progresivne inkrementalne dinamične analize. Cilj slednje je zmanjšanje računskega časa za določitev kvantilnih IDA krivulj ob pogoju, da dosežemo zadovoljivo natančnost rezultatov. Postopek izbire manjše skupine akceleroگرامov temelji na prednostni listi akceleroگرامov, katero lahko določimo na več različnih načinov. Ugotovili smo, da lahko prednostne liste akceleroگرامov določimo na osnovi rezultatov postopka PA1W (približen odziva SDOF modela na osnovi baze odziva SDOF modelov) s praktično enako natančnostjo kot s postopkom PA1. Rezultati progresivne inkrementalne dinamične analize so za primer stavbe s petnajstimi etažami nekoliko bolj točni, če prednostno listo določimo na osnovi rezultatov postopka EPA, medtem ko v splošnem naredimo večje napake, če prednostno listo določimo na osnovi elastičnih spektrov pospeškov. Pokazali smo, da je t. i. toleranca, ki v progresivni inkrementalni dinamični analizi služi za odločitev o številu podskupin akceleroگرامov, s katerimi dosežemo zadovoljivo natančnost rezultatov, precej občutljiva mera in ne ponuja optimalne odločitve o potrebnem številu akceleroگرامov. Zato smo predlagali izvajanje IDA analize za vnaprej določeno število akceleroگرامov iz začetka prednostne liste. Pokazali smo, da je za večino obravnavanih primerov dovolj natančno, če za določitev treh kvantilnih IDA krivulj uporabimo 12 akceleroگرامov.

Obravnavali smo tudi problem odločitve o ustreznosti konstrukcij glede na njihovo potresno varnost pred porušitvijo. Predlagali smo postopek, ki zahteva zgolj račun majhnega števila nelinearnih

dinamičnih analiz in vsebuje jasno definiran kriterij za odločitev o primernosti konstrukcij. Najprej naredimo izbor majhnega števila akceleroگرامov, ki so normirani na določeno kvantilno vrednost intenzitete potresa, kateri ustreza sprejemljiva verjetnost porušitve objekta. Ker akceleroگرامe izberemo tako, da z njimi čim bolj napovemo izbrano kvantilno vrednost rušne intenzitete potresa, odločitev o varnosti konstrukcije pred porušitvijo zaradi potresov temelji na deležu porušitev iz nelinearne dinamične analize na modelu celotne konstrukcije. V primeru, da se objekt poruši za več kot 50 % vseh analiz sklepamo, da objekt ni varen pred porušitvijo. Metodologijo smo demonstrirali na primeru več objektov. S predlaganim postopkom izberemo sedem akceleroagramov, ki jih normiramo na določeno intenziteto potresa. Ugotovili smo, da je takšen postopek precej natančen, in le redko vodi v napačno odločitev. Predlagani postopek je primeren za oceno potresnega tveganja obstoječih stavb in uporabo v iterativnem postopku projektiranja stavb na sprejemljivo potresno tveganje. Ta predstavlja nov pristop v projektiranju konstrukcij, s katerim neposredno zagotovimo pogoju sprejemljivega potresnega tveganja, s čimer prispevamo k večji varnosti konstrukcij pred potresi.

Ocenjujemo, da smo z doseženimi rezultati prispevali postopke in znanja, s katerimi lahko na znanstveno utemeljen način izberemo majhno število akceleroagramov, ki jih uporabimo v nelinearni dinamični analizi za potrebe analize potresne odpornosti obstoječih objektov, kot tudi za projektiranje novih objektov in potrebe raziskav.

9 SUMMARY

A range of different procedures is available for the seismic response analysis of structures, among which, from the theoretical point of view, the most accurate is nonlinear dynamic analysis. The possibility of making use of this type of analysis is mentioned in different standards for the earthquake resistant design of structures, but, in practice, it is hardly ever used. Some of the usual reasons for not making use of nonlinear dynamic analysis are that a long computational time is needed, and that suitable ground motions have to be selected, a process which is inadequately defined in the standards. Lately, however, a lot of research has been aimed towards the promotion of the use of nonlinear dynamic analysis in practice. Most of these studies have focused on the selection of sets of ground motions that are consistent with the seismic hazard at a specified location. On the other hand, in order to limit the long computational time needed in the case of nonlinear dynamic analysis, it is important that a small number of ground motions is chosen. On the basis of selected records, the parameters of seismic demand, as well as decisions about the adequate seismic safety of structures, have to be determined with a sufficient degree of accuracy. For this reason a two-stage procedure for the selection of ground motions is proposed, in which, in the first step, ground motions are selected consistently with the parameters which describe the seismic hazard, e.g. the magnitude of the earthquake, the source-to-site distance, the type of soil, and the spectrum shape. In the second step a smaller subset of ground motions is chosen on the basis of computationally non-demanding analysis. This subset is then used in the nonlinear dynamic analysis.

In order to provide a theoretical background for the first step of the two-stage selection process of ground motions, the basics of probabilistic seismic hazard analysis are presented, with emphasis on hazard deaggregation and the definition of a uniform hazard spectrum, which is often taken as the target spectrum for the selection of ground motions. The uniform hazard spectrum is typically used for the design of buildings in the case of linear elastic analysis. However, seismic loadings defined in this way are conservative, whereas the uniform hazard spectrum is a consequence of multiple seismic scenarios, which in reality do not cause earthquakes at the same time. In the case of nonlinear dynamic analysis it is more appropriate to determine the response of the structure on the basis of a seismic loading which is consistent with the conditional spectrum. The conditional spectrum is defined at a selected period by means of the spectral acceleration according to probabilistic seismic hazard analysis, for a selected return period of the earthquake. The values of the conditional spectrum at other periods are calculated by use of correlations of the spectral accelerations at different periods, which is determined on the basis of extensive libraries of ground motions. The conditional spectrum is thus less conservative in comparison with the uniform hazard spectrum, which has, in the case of all periods, spectral accelerations which correspond to the same mean annual frequency of exceedance.

Ground motions can be selected according to a conditional mean spectrum or in addition also by consideration of inherent variability. By using the conditional spectrum mean and variance, two sets of records corresponding to the seismic hazard at return periods of 475 and 10,000 years were selected for each of three reinforced concrete frame buildings, having four, eight and fifteen stories, which are used in the dissertation as test structures. Additionally, two sets of ground motions were used, which were selected in accordance with the ground motion prediction model and the earthquake scenario. It is demonstrated that sets of ground motions which are selected in various ways have different elastic acceleration spectra and cause different seismic demands. In different buildings, irrespective of the number of storeys, ground motions from some sets predominantly cause a basic system failure mode, which can be determined by pushover analysis on the basis of the first mode shape, whereas ground motions from other sets in most cases lead to various plastic mechanisms.

In the second step of the two-stage procedure it is necessary to select a smaller subset of ground motions on the basis of the seismic demand determined by a computationally non-demanding analysis. The accuracy of three existing simplified procedures for seismic response analysis was analyzed on the basis of individual ground motions, since the ground motions are selected by using these results. The first simplified procedure PA1 is based on pushover analysis, by using the horizontal forces corresponding to the first mode shape in combination with the nonlinear dynamic analysis of an equivalent SDOF model. The second simplified procedure PA1W is a proxy of procedure PA1, where, instead of direct calculation of the nonlinear dynamics of the SDOF model, the database of results of the seismic responses is used. The third simplified procedure used is the modal pushover analysis (MPA) procedure, which takes into account the effects of higher mode shapes on the seismic response of buildings. It was found that, in the case of some ground motions, higher intensities, and buildings where different system failure modes have an important impact on the seismic response as observed by 'exact' nonlinear dynamic analysis, the three simplified procedures mentioned above do not provide results with sufficient accuracy.

In accordance with the above-mentioned findings, a new simplified procedure for the seismic response analysis of buildings, which is called envelope-based pushover analysis procedure (EPA), has been developed. It enables the approximate simulation of the influence of different system failure modes on the seismic response. By means of an example of three test buildings, and sets of ground motions which were selected in the first step of the two-stage process, it has been shown that, by using the EPA procedure, the results in terms of storey drifts along the buildings, single and fractile IDA curves with sufficient accuracy can be obtained. A significant improvement is also obtained in the case of ground motions which cause the occurrence of various system failure modes in buildings. This was achieved by introducing so-called failure-based SDOF models, which are defined according to the deformation shapes determined by pushover analysis at the near collapse limit state. The EPA procedure is fully nonlinear, since the results are determined by the envelope of the results of three pushover analyses and the associated SDOF models for each parameter of seismic demand. It has been shown that the characteristics of failure-based and the usual, so-called modal-based SDOF models and corresponding seismic demands are similar if the SDOF models are defined by using the results of pushover analysis based on the first mode shape. Larger differences between the SDOF models arise, however, in the case of pushover analysis based on higher mode shapes. For this reason, in the EPA procedure a modal-based SDOF model, which simulates the basic system failure mode, and two failure-based SDOF models for the simulation of 'higher' system failure modes, are used.

In the second step of the ground motion selection procedure, smaller subsets of records are selected according to the results of various simplified procedures for seismic response analysis, and also on the basis of elastic acceleration spectra, by using the procedure of progressive incremental dynamic analysis. The aim of this type of analysis is to reduce the computational time for determining the fractile IDA curves provided that the results have a sufficient degree of accuracy. The process of selecting smaller subsets of ground motions is based on a precedence list of records, which can be defined in several different ways. It has been shown that a precedence list of ground motions can be defined based on the results of the simplified procedure PA1W (the approximate response of a SDOF model based on the database of the SDOF model responses) practically with the same accuracy as that of the results obtained by using procedure PA1. The results of progressive incremental dynamic analysis are, in the case of building with fifteen storeys, on average slightly more accurate if the precedence list is determined by using the results of the EPA procedure, whereas larger errors usually occur if the precedence list is determined on basis of elastic acceleration spectra. It has been shown that the so-called tolerance, which, in progressive incremental dynamic analysis, is used for making decisions about the number of ground motions which are needed to produce sufficiently accurate results, is a quite sensitive measure, and therefore does not offer optimal decisions about the required

number of ground motions. For this reason the implementation of progressive incremental dynamic analysis for a predefined number of records from the beginning of the precedence list has been proposed. It has been shown that, in the case of the majority of the analyzed cases, three fractile IDA curves can be determined with sufficient accuracy by using 12 records.

The problem of making decisions about the adequate seismic safety of buildings against collapse on the basis of the results of nonlinear dynamic analysis and a small number of ground motions has been solved by proposing a procedure for the selection of a small number of records, which are normalized to the selected fractile of collapse intensity, which is defined on the basis of an acceptable seismic collapse risk. Since the ground motions are selected in such a way that they can accurately predict the value of the selected fractile of collapse intensity, decisions about the adequate seismic collapse safety of buildings due to earthquakes can be based on the ratio of collapse cases obtained by nonlinear dynamic analysis. If a building collapses in the case of more than 50 % of the selected ground motions, it can be concluded that the building is insufficiently safe against seismic collapse. The usefulness of the proposed methodology is demonstrated by means of an example of three test buildings, and different sets of ground motions. Using the proposed procedure, seven ground motions were selected and normalized to the selected intensity for nonlinear dynamic analysis. It was found that such a procedure is quite accurate, and rarely leads to an incorrect decision. The proposed procedure is suitable for the assessment of the seismic risk of existing buildings, and especially for use in the iterative design procedure of new buildings for an acceptable seismic risk. The latter represents a new approach in the design of structures by which the condition of acceptable seismic risk can be directly fulfilled, and thus a contribution to the safety of structures against earthquakes has been made.

Based on the results obtained in the dissertation, it is estimated that procedures and skills have been developed for the scientifically-based selection of a smaller number of ground motions, which can be used in nonlinear dynamic analysis for the seismic risk analysis of existing buildings as well as for the design of new buildings and for research purposes.

VIRI

- Ang, A. H-S., Tang, W.H. 2007. Probability Concepts in Engineering, 2nd edition. Wiley, USA: 403 str.
- Ambraseys, N.N., Douglas, J., Berge-Thierry, C., Suhadolc, P., Costa, G., Sigbjörnsson, R., Smit, P.M. 2004. Dissemination of European strong-motion data, Vol. 2 using Strong-motion datascape navigator: CD ROM. UK, Swindon, Engineering and Physical Sciences Research Council.
- Antoniou, S., Pinho, R. 2004. Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of earthquake engineering* 8, 5: 643–661.
- ASCE/SEI 41-06: 2007. Seismic rehabilitation of existing buildings. USA, Virginia, Reston, American society of civil engineers.
- Aydinoğlu, M.N. 2003. An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of earthquake engineering* 1, 1: 3–36.
- AzARBakht, A., Dolšek, M. 2007. Prediction of the median IDA curve by employing a limited number of ground motion records. *Earthquake engineering and structural dynamics* 36, 15: 2401–2421.
- AzARBakht, A., Dolšek, M. 2011. Progressive incremental dynamic analysis for first-mode dominated structures. *Journal of structural engineering* 137, 3: 445–455.
- Baker, J.W. 2008. An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA). http://www.stanford.edu/~bakerjw/publications.html#Other_publications_2008 (Pridobljeno 15. 2. 2011).
- Baker, J.W. 2011. Conditional mean spectrum: tool for ground-motion selection. *Journal of structural engineering* 137, 3: 322–331.
- Baker, J.W., Cornell, C.A. 2006a. Correlation of response spectral values for multicomponent ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America* 96, 1: 215–227.
- Baker, J.W., Cornell, C.A. 2006b. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake engineering and structural dynamics* 35, 9: 1077–1095.
- Baker, J.W., Jayaram, N. 2008. Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra* 24, 1: 299–317.
- Baker, J.W., Lin, T., Shahi, S.K., Jayaram, N. 2011. New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. Berkeley, University of California, PEER Report 2011/03: 80 str.
- Bazzurro, P., Cornell, C.A. 1999. Disaggregation of Seismic Hazard. *Bulletin of the Seismological Society of America* 89, 2: 501–520.
- Bobadilla, H., Chopra, A.K. 2008. Evaluation of the MPA procedure for estimating seismic demands: RC-SMRF buildings. *Earthquake Spectra* 24, 4: 827–845.
- Bommer, J.J. 2002. Deterministic vs. probabilistic seismic hazard assessment: an exaggerated and obstructive dichotomy. *Journal of earthquake engineering* 6, 1: 43–73.
- Bommer, J.J., Acevedo, A.B. 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of earthquake engineering* 8, 1: 43–91.

- Boore, D.M., Atkinson, G.M. 2008. Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra* 24, 1: 99–138.
- Bradley, B.A. 2010. A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39, 12: 1321–1342.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2011a. Computational efficiency of progressive incremental dynamic analysis. V: *COMPADYN 2011, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, 25-28 May 2011. Corfu: Institute of Structural Analysis & Seismic Research: National Technical University: European Community on Computational Methods in Applied Sciences, 2011, str. 1-12.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2011b. Seismic risk assessment of reinforced concrete frames by employing different methods for determination of seismic response parameters. V: *Roeck, G. (ur.). EUROADYN 2011, Proceedings of 8th International Conference on structural Dynamics*, Leuven, Belgium, 4-6 July 2011. Leuven: Katholieke universiteit Leuven, 2011, str. 1-8.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2012. Displacement-based selection of ground motion records for efficient seismic response analysis. V: *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 24 to 28 september 2012, Lisbon, Portugal. Lisbon, Sociedade Portuguesa do Engenharia Sismica, International Association for Earthquake Engineering, 2012, str. 1-10.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2013a. Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, in print, doi: 10.1002/eqe.2333.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2013b. Envelope-based pushover analysis procedure for assessing the collapse risk of buildings. V: *ICOSSAR 2013, 11th International Conference on Structural Safety & Reliability*, 16-20 June 2013, Columbia University, New York, USA.
- Catalan, A., Benavent-Climent, A., Cahis, X. 2010. Selection and scaling of earthquake records in assessment of structures in low-to-moderate seismicity zones. *Soil dynamics and earthquake engineering* 30, 1–2: 40–49.
- Chopra, A.K. 2007. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (3rd edition). Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 2007.
- Chopra, A.K., Goel, R.K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics* 31, 3: 561–582.
- Chopra, A.K., Goel, R.K., Chintanapakdee, C. 2004. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra* 20, 3: 757–778.
- Cornell, C.A. 1968. Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the seismological society of America* 58, 5: 1583–1606.
- Cornell, C.A. 1996. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms. V: *11th World Conference on Earthquake Engineering*, 23-28 June 1996, Acapulco, Mexico. Paper No. 2122. Elsevier Science Ltd, cop. 1996, str. 1-8.
- Dhakal, R.P., Mander, J.B., Mashiko, N. 2006. Identification of critical ground motions for seismic performance assessment of structures. *Earthquake engineering and structural dynamics* 35, 8: 989–1008.
- Dolenc, M., Dolšek, M. 2008. High-throughput computing in engineering. V: *Papadrakakis, M. (ur.), Topping, B.H.V. (ur.). Proceedings of the Sixth International Conference on Engineering*

- Computational Technology, Athens, Greece, 2-5 september 2008. Stirling, Civil-Comp Press, cop. 2008, str. 1-10.
- Dolšek, M. 2008a. PBEE toolbox – Examples of application.
<http://ice4risk.slo-projekt.info/publications.html> (Pridobljeno 1. 12. 2011).
- Dolšek, M. 2008b. PBEE toolbox user's manual.
<http://ice4risk.slo-projekt.info/publications.html> (Pridobljeno 1. 12. 2011).
- Dolšek, M. 2010. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of earthquake engineering* 8, 6: 1309–1329.
- Dolšek, M. 2012. Simplified method for seismic assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. *Structure and Infrastructure Engineering* 8, 10: 939–953.
- Dolšek, M. 2013. Concept of risk-based seismic design of buildings using methods of nonlinear analysis. V: Papadrakakis, M. (ur.), Papadopoulos, V., Plevris, V. (ur.). *Proceedings of COMPDYN 2013, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island, Greece, 12-14 June 2013.
- Dolšek, M., Klinc, R., Dolenc, M., Brozovič, M., Peruš, I. 2011. A toolbox and web application for seismic performance assessment of buildings. V: Dolšek, M. (ur.). *Protection of built environment against earthquakes*. Dordrecht: Springer, 2011, str. 233-257.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2002. Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests. *Earthquake engineering and structural dynamics* 31, 6: 1215–1230.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2007. Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics* 36, 13: 2021–2041.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – a probabilistic assessment. *Engineering structures* 30, 11: 3186–3192.
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., Lignos, D.G. 2013. An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 41, 1: 1–161.
- Elnashai, A.S., McClure, D.C. 1996. Effect of modelling assumptions and input motion characteristics on seismic design parameters of RC bridge piers. *Earthquake engineering and structural dynamics* 25, 5: 435–463.
- EZ-FRISK. 2012. Software for Earthquake Ground Motion Estimation, version 7.62. Louisville, Colorado, USA, Risk Engineering, Inc.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake spectra* 16, 3: 573–592.
- Fajfar, P., Dolšek, M., Marušić, D., Stratan, A. 2006. Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. *Earthquake engineering and structural dynamics* 35, 11: 1359–1379.
- Fardis, M.N. (ur.). 1996. Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions. *ECOEST/PREC 8 Rep. No. 6*. Lisbon, LNEC.

- Ghafory-Ashtiany, M., Mousavi, M., Azarbakht, A. 2011. Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group. *Earthquake engineering and structural dynamics* 40, 6: 691–708.
- Gupta, B., Kunnath, S.K. 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance. *Bulletin of Earthquake Engineering* 1, 1: 3–36.
- Gutenberg, B., Richter, C.F. 1944. Frequency of earthquakes in California. *Bulletin of the Seismological Society of America* 34, 4: 185–188.
- Han, S.W., Chopra, A.K. 2006. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake engineering and structural dynamics* 35, 15: 1853–1873.
- Haselton, C.B. (ur.). 2009. Evaluation of ground motion selection and modification methods: Predicting median interstory drift response of buildings. Pacific earthquake engineering research center. [http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2009/webPEER901_HASELTON_GM SM.pdf](http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2009/webPEER901_HASELTON_GM_SM.pdf) (Pridobljeno 13.12.2010).
- Helm, P. 1996. Integrated Risk Management for Natural and Technological Disasters. *Tephra* 15, 1: 5–19.
- Iervolino, I., Cornel, C.A. 2005. Record selection for nonlinear seismic analysis of structures. *Earthquake spectra* 21, 3: 685–713.
- Iervolino, I., Cornel, C.A. 2008. Probability of occurrence of velocity pulses in near-source ground motions. *Bulletin of the seismological society of America* 98, 5: 2262–2277.
- Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. 2010. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of earthquake engineering* 8, 2: 339–362.
- Iervolino, I., Manfredi, G. 2008. A review of ground motion record selection strategies for dynamic structural analysis. V: Bursi, O.S. (ur.), Wagg, D. (ur.). *Modern testing techniques for structural systems*. Springer WienNewYork: str. 131–163.
- Jan, M. 2010. Vpliv opečnih polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov. Diplomaska naloga – UNI. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.
- Jayaram, N., Baker, J.W. 2008. Statistical tests of the joint distribution of spectral acceleration values. *Bulletin of the Seismological Society of America* 98, 5: 2231–2243.
- Jayaram, N., Lin, T., Baker, J.W. 2011. A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake spectra* 27, 3: 797–815.
- Johnson, R.A., Wichern, D.W. 2007. *Applied multivariate statistical analysis*. Sixth edition. New Jersey, Pearson Prentice Hall: 773 str.
- Kalkan, E., Chopra, A.K. Modal-pushover-based ground-motion scaling procedure. *Journal of Structural Engineering* 137, 3: 298–310.
- Katsanos, E.I., Sextos, A.G., Manolis, G.D. 2010. Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil dynamics and earthquake engineering* 30, 4: 157–169.
- Kayhani, H., Azarbakht, A., Ghafory-Ashtiany, M. 2012. Estimating the annual probability of failure using improved progressive incremental dynamic analysis of structural systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. DOI: 10.1002/tal.1006.

- Kottke, A.R., Rathje, E.M. 2008. A semi-automated procedure for selecting and scaling recorded earthquake motions for dynamic analysis. *Earthquake Spectra* 24, 4: 911–932.
- Kramer, S.L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey, Prentice Hall: 653 str.
- Kreslin, M., Fajfar, P. 2011. The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40: 1571–1589.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001. Nova karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal namesto intenzitete. *Gradbeni vestnik* 50: 140–149.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2003. Probabilistic seismic hazard assessment methodology for distributed seismicity. *Bulletin of the Seismological Society of America* 93, 6: 2502–2515.
- Lazar, N., Dolšek, M. 2012. Risk-based seismic design – An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings. V: 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24 to 28 september 2012, Lisbon, Portugal. Lisbon, Sociedade Portuguesa do Engenharia Sismica, International Association for Earthquake Engineering, 2012, str: 1-10.
- Liel, A., Tuwair, H. 2010. A practical approach for assessing structural resistance to earthquake-induced collapse. V: 19th Analysis and Computation Conference, 2010 ASCE Structures Congress, 12-15 May 2010, Orlando, Florida.
- Lin, T. 2012. Advancement of hazard-consistent ground motion selection methodology. Doctoral Dissertation. Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering: 255 f.
- Lin, T., Harmsen, S.C., Baker, J.W., Luco, N. 2013. Conditional spectrum computation incorporating multiple causal earthquakes and ground motion prediction models. *Bulletin of the Seismological Society of America* 103: 1103–1116.
- Luco, N., Bazzurro, P. 2007. Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthquake engineering and structural dynamics* 36, 13: 1813–1835.
- MathWorks. 2009. MATLAB the language of technical computing. <http://www.mathworks.com>.
- McGuire, R.K. 2004. *Seismic hazard and risk analysis*. Oakland, Earthquake engineering research institute: 221 str.
- Melchers, R.E. 1999. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, Second Edition. Chichester, John Wiley & Sons.
- Mollaioli, F., Bruno, S., Decanini, L.D., Panza, G.F. 2006. Characterization of the dynamic response of structures to damaging pulse-type near-fault ground motions. *Meccanica* 41, 1: 23–46.
- Mousavi, M., Ghafory-Ashtiany, M., Azarbakht, A. 2011. A new indicator of elastic spectral shape for the reliable selection of ground motion records. *Earthquake engineering and structural dynamics* 40, 12: 1403–1416.
- Negro, P., Pinto, A.V., Verzeletti, G., Magonette, G.E. 1996. PsD test on four-story R/C building designed according to Eurocodes. *Journal of Structural Engineering* 122, 12: 1409–1417.
- Padgett, J.E., DesRoches, R. 2007. Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty. *Journal of structural engineering* 133, 12: 1710–1718.
- PEER. 2007. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering research Center. <http://opensees.berkeley.edu>.

- PEER. 2012. PEER Ground Motion Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/
- Peruš, I., Poljanšek, K., Fajfar, P. 2006. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35, 12: 1453–1470.
- Peruš, I., Klinc, R., Dolenc, M., Dolšek, M. 2013. A web-based methodology for the prediction of approximate IDA curves. *Earthquake engineering and structural dynamics* 42, 1: 43–60.
- Pinto, P.E., Giannini, R., Franchin, P. 2004. *Seismic reliability analysis of structures*. Pavia, IUSS Press: 370 str.
- Reyes, J.C., Chopra, A.K. 2011. Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40: 789–806.
- Sabetta, F., Pugliese, A. 1996. Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions. *Bulletin of the Seismological Society of America* 86, 2: 337–352.
- Sextos, A.G., Katsanos, E.I., Manolis, G.D. 2011. EC8-based earthquake record selection procedure evaluation: Validation study based on observed damage of an irregular R/C building. *Soil dynamics and earthquake engineering* 31, 4: 583–597.
- Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P., Carballo, J.E. 1998. Earthquakes, records and nonlinear responses. *Earthquake spectra* 14, 3: 469–500.
- SIST EN 1992-1-1: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-1: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-3: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- Sucuoğlu, H., Günay, M.S. 2011. Generalized force vectors for multi-mode pushover analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40: 55–74.
- Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division* 96, 12: 2557–2573.
- Titi, A. 2012. Lifetime probabilistic seismic assessment of multistory precast buildings. Doctoral Dissertation. Milano, Politecnico di Milano, Department of Structural Engineering: 292 f.
- Tothong, P., Cornell, C.A. 2008. Structural performance assessment under near-source pulse-like ground motions using advanced ground motion intensity measures. *Earthquake engineering and structural dynamics* 37, 7: 1013–1037.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering and structural dynamics* 31, 3: 491–514.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2004. Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake spectra* 20, 2: 523–553.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2005. Direct estimation of the seismic demand and capacity of multi-degree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation. *Journal of structural engineering* 131, 4: 589–599.

- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2006. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35, 9: 1097–1117.
- Wenzel, H. (ur.). 2007. European strategic research agenda for earthquake engineering. European association for earthquake engineering.
http://www.eaee.boun.edu.tr/earthquake-research-agenda-V9-August_Part%2012.pdf
(Pridobljeno 7.3.2011).
- Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomaska naloga – UNI. Ljubljana, UL FGG, Študij gradbeništva.

PRILOGA A

Karakteristike akceleroگرامov, ki smo jih izbrali v prvem koraku dvostopenjskega postopka izbora akceleroگرامov (glej poglavji 5.2 in 5.3)

Preglednica A.1: Skupina akceleroogramov $A_{1,S4}$ izbrana glede na pogojni spekter za povratno dobo 475 let in štirietažno stavbo.

Št.	Št. v bazi NGA	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s	t (s)
1	814	Griva, Greece	1990	Edessa (bsmt)	WE	6.1	33	425	1.10	28
2	2420	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU122	E	5.9	43	476	3.59	32
3	976	Northridge-01	1994	Hacienda Heights - Colima	140	6.7	61	337	3.44	35
4	324	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 1E	090	6.4	55	339	1.27	39
5	27	Hollister-02	1961	Hollister City Hall	181	5.5	19	199	2.27	39
6	363	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 3W	020	6.4	40	297	0.86	39
7	820	Georgia, USSR	1991	Zem	Y	6.2	60	275	3.36	42
8	2871	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	TCU084	E	6.2	33	553	1.87	47
9	322	Coalinga-01	1983	Cantua Creek School	360	6.4	30	271	0.41	38
10	478	Lazio-Abruzzo, Italy	1984	Garigliano-Centrale Nucleare	NS	5.8	51	200	2.43	20
11	326	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 2WA	000	6.4	56	185	0.99	40
12	3333	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA019	E	6.3	62	273	2.52	53
13	452	Morgan Hill	1984	Foster City - APEEL 1	040	6.2	54	116	3.51	36
14	3120	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	TAP032	E	6.2	138	474	2.87	67
15	3328	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA011	E	6.3	60	273	2.41	58
16	425	Taiwan SMART1(25)	1983	SMART1 C00	EW	6.5	99	275	3.99	24
17	2613	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU059	E	6.2	59	273	3.69	89
18	989	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	160	6.7	15	740	0.52	24
19	1445	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP075	N	7.6	160	553	2.39	67
20	676	Whittier Narrows-01	1987	Pasadena - CIT Bridge Lab	360	6.0	11	371	0.80	22
21	634	Whittier Narrows-01	1987	LA - Fletcher Dr	144	6.0	17	446	0.91	31
22	3364	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA2	E	6.3	62	273	2.48	41
23	215	Livermore-01	1980	San Ramon Fire Station	340	5.8	17	271	3.35	40
24	224	Livermore-02	1980	San Ramon Fire Station	340	5.4	22	271	2.59	38
25	1128	Kozani, Greece-01	1995	Veroia (bsmt)	L	6.4	61	339	3.85	36
26	461	Morgan Hill	1984	Halls Valley	150	6.2	4	282	1.09	32
27	701	Whittier Narrows-01	1987	Terminal Island - S Seaside	252	6.0	39	230	2.89	23
28	3258	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY014	N	6.3	77	474	1.36	38
29	602	Whittier Narrows-01	1987	Burbank - N Buena Vista	340	6.0	27	271	2.14	31
30	2406	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU105	E	5.9	57	576	3.80	38
31	329	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 4AW	000	6.4	59	339	2.91	32
32	3504	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU123	E	6.3	50	273	2.16	68
33	331	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 5W	360	6.4	60	290	0.82	39
34	332	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 6W	090	6.4	61	339	0.94	32
35	577	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 O01	NS	7.3	78	275	0.61	42
36	1333	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA043	N	7.6	127	474	2.16	57
37	2405	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU104	E	5.9	54	474	3.46	32
38	442	Borah Peak, ID-02	1983	BOR	000	5.1	18	339	2.25	31
39	346	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 8	090	6.4	40	376	1.25	37
40	743	Loma Prieta	1989	Bear Valley #10, Webb Res.	310	6.9	87	304	2.34	39

Preglednica A.2: Skupina akcelorogramov $A_{2,s4}$ izbrana glede na pogojni spekter za povratno dobo 10,000 let in štirietažno stavbo.

Št.	Št. v bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R	$V_{s,30}$	f_s	t
	NGA						(km)	(m/s)		(s)
1	814	Griva, Greece	1990	Edessa (bsmt)	NS	6.1	33	425	3.19	28
2	332	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 6W	090	6.4	61	339	3.96	32
3	1119	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	090	6.9	39	312	1.30	17
4	2734	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY074	N	6.2	10	553	1.84	47
5	1001	Northridge-01	1994	LA - S Grand Ave	090	6.7	34	309	2.78	30
6	634	Whittier Narrows-01	1987	LA - Fletcher Dr	144	6.0	17	446	3.82	31
7	1080	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine Rd	090	6.7	12	557	1.64	23
8	580	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 O06	NS	7.3	74	275	2.40	40
9	676	Whittier Narrows-01	1987	Pasadena - CIT Bridge Lab	360	6.0	11	371	3.34	22
10	3278	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY041	N	6.3	64	492	3.74	36
11	342	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 3	090	6.4	48	371	2.72	40
12	363	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 3W	020	6.4	40	297	3.60	39
13	1105	Kobe, Japan	1995	HIK	000	6.9	136	256	3.56	48
14	614	Whittier Narrows-01	1987	Downey - Birchdale	180	6.0	15	245	1.55	20
15	989	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	160	6.7	15	740	2.17	24
16	986	Northridge-01	1994	LA - Brentwood VA Hospital	195	6.7	18	417	3.65	41
17	3505	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU125	E	6.3	35	273	3.72	47
18	771	Loma Prieta	1989	Golden Gate Bridge	360	6.9	100	642	3.55	33
19	1317	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA013	W	7.6	135	215	2.88	86
20	642	Whittier Narrows-01	1987	LA - W 70th St	000	6.0	21	294	3.94	30
21	448	Morgan Hill	1984	Anderson Dam (Downstream)	340	6.2	17	489	2.20	19
22	986	Northridge-01	1994	LA - Brentwood VA Hospital	285	6.7	18	417	2.98	34
23	978	Northridge-01	1994	Hollywood - Willoughby Ave	180	6.7	22	235	2.63	35
24	692	Whittier Narrows-01	1987	Santa Fe Springs - E.Joslin	048	6.0	12	309	1.99	19
25	690	Whittier Narrows-01	1987	San Gabriel - E Grand Ave	180	6.0	5	401	1.87	19
26	799	Loma Prieta	1989	SF Intern. Airport	000	6.9	79	190	2.87	38
27	342	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 3	000	6.4	48	371	2.81	40
28	564	Kalamata, Greece-01	1986	Kalamata (bsmt)	WE	6.2	10	339	2.58	21
29	1111	Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	000	6.9	9	609	1.73	28
30	595	Whittier Narrows-01	1987	Bell Gardens - Jaboneria	207	6.0	12	309	3.56	25
31	343	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 4	090	6.4	45	339	2.97	39
32	571	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 E01	EW	7.3	73	275	3.96	39
33	1186	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY014	W	7.6	66	474	1.88	67
34	2498	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY086	N	6.2	57	553	3.37	33
35	579	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 O04	EW	7.3	76	275	2.91	43
36	1106	Kobe, Japan	1995	KJMA	000	6.9	18	312	0.78	22
37	902	Big Bear-01	1992	Desert Hot Springs	090	6.5	40	345	3.50	30
38	331	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 5W	360	6.4	60	290	3.43	39
39	758	Loma Prieta	1989	Emeryville - 6363 Christie	350	6.9	97	199	2.84	38
40	1044	Northridge-01	1994	Newhall - Fire Sta	360	6.7	20	269	0.74	23

Preglednica A.3: Skupina akceleroogramov $A_{1,ss}$ izbrana glede na pogojni spekter za povratno dobo 475 let in osemetažno stavbo.

Št.	Št. v bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R	$V_{s,30}$	f_s	t
	NGA						(km)	(m/s)		(s)
1	2285	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	ILA046	E	5.9	109	397	3.41	40
2	2282	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	ILA041	W	5.9	118	197	3.42	54
3	3259	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY015	W	6.3	84	229	0.82	55
4	22	El Alamo	1956	El Centro Array #9	180	6.8	121	213	2.64	60
5	340	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 16	090	6.4	36	339	1.25	35
6	215	Livermore-01	1980	San Ramon Fire Station	340	5.8	17	271	2.93	40
7	2273	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	ILA013	W	5.9	114	215	2.99	56
8	1312	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA006	N	7.6	135	279	0.94	90
9	346	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 8	090	6.4	40	376	1.03	37
10	867	Landers	1992	LA - Fletcher Dr	144	7.3	167	446	2.76	59
11	1300	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA055	N	7.6	79	273	1.16	95
12	2272	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	ILA012	N	5.9	119	273	3.67	50
13	312	Taiwan SMART1(5)	1981	SMART1 007	NS	5.9	29	275	1.59	24
14	14	Kern County	1952	Santa Barbara Courthouse	042	7.4	88	515	0.92	69
15	3448	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU036	N	6.3	72	273	3.46	57
16	332	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 6W	090	6.4	61	339	1.95	32
17	27	Hollister-02	1961	Hollister City Hall	181	5.5	19	199	2.92	39
18	3333	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA019	E	6.3	62	273	3.97	53
19	1119	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	090	6.9	39	312	0.20	17
20	2831	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	KAU075	N	6.2	128	215	3.75	50
21	3330	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA014	E	6.3	61	273	1.96	62
22	431	Taiwan SMART1(25)	1983	SMART1 M06	EW	6.5	98	275	2.90	15
23	326	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 2WA	000	6.4	56	185	1.19	40
24	442	Borah Peak, ID-02	1983	BOR	000	5.1	18	339	3.49	31
25	1560	Chi-Chi, Taiwan	1999	TTN004	W	7.6	109	273	1.66	95
26	2708	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY034	W	6.2	29	379	1.35	60
27	1566	Chi-Chi, Taiwan	1999	TTN010	N	7.6	127	273	1.73	74
28	3239	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	TTN022	N	6.2	80	273	3.45	59
29	13	Kern County	1952	Pasadena - CIT Athenaeum	270	7.4	126	415	1.88	75
30	3258	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY014	W	6.3	77	474	2.28	49
31	3326	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA007	E	6.3	63	273	2.62	53
32	3293	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY063	N	6.3	116	247	2.42	69
33	328	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 3W	090	6.4	57	339	1.87	39
34	910	Big Bear-01	1992	Joshua Tree	090	6.5	48	379	2.51	58
35	1308	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA002	W	7.6	149	273	1.95	71
36	3077	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	KAU012	N	6.2	126	474	3.21	65
37	597	Whittier Narrows-01	1987	Beverly Hills - 14145 Mulhol	279	6.0	34	356	2.05	35
38	3278	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY041	N	6.3	64	492	0.78	36
39	771	Loma Prieta	1989	Golden Gate Bridge	360	6.9	100	642	1.08	33
40	478	Lazio-Abruzzo, Italy	1984	Garigliano-Centrale Nucleare	NS	5.8	51	200	1.93	20

Preglednica A.4: Skupina akcelorogramov $A_{2,58}$ izbrana glede na pogojni spekter za povratno dobo 10,000 let in osemetažno stavbo.

Št.	Št. v bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R	$V_{s,30}$	f_s	t
	NGA						(km)	(m/s)		(s)
1	3080	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	KAU020	N	6.2	115	373	3.34	62
2	3307	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY086	E	6.3	72	553	2.23	39
3	342	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 3	090	6.4	48	371	1.64	40
4	3259	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY015	W	6.3	84	229	3.68	55
5	324	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 1E	090	6.4	55	339	3.17	39
6	1048	Northridge-01	1994	Northridge - 17645 Saticoy St	180	6.7	3	281	0.91	27
7	348	Coalinga-01	1983	Parkfield - Gold Hill 1W	090	6.4	47	339	3.85	40
8	1306	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA2	E	7.6	81	273	3.61	41
9	902	Big Bear-01	1992	Desert Hot Springs	360	6.5	40	345	3.50	49
10	986	Northridge-01	1994	LA - Brentwood VA Hospital	195	6.7	18	417	3.65	41
11	1317	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA013	W	7.6	135	215	2.73	86
12	1119	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	090	6.9	39	312	0.90	17
13	808	Loma Prieta	1989	Treasure Island	000	6.9	97	155	3.80	36
14	360	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 1W	090	6.4	37	376	3.15	35
15	1255	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA	E	7.6	81	273	3.95	55
16	989	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	160	6.7	15	740	3.49	24
17	1105	Kobe, Japan	1995	HIK	000	6.9	136	256	3.86	48
18	3268	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY028	E	6.3	49	543	3.77	38
19	3278	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY041	N	6.3	64	492	3.51	36
20	789	Loma Prieta	1989	Point Bonita	297	6.9	104	1316	3.55	34
21	359	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 1E	000	6.4	34	339	3.29	35
22	780	Loma Prieta	1989	Larkspur Ferry Terminal (FF)	270	6.9	115	170	2.30	39
23	448	Morgan Hill	1984	Anderson Dam (Downstream)	340	6.2	17	489	3.06	19
24	758	Loma Prieta	1989	Emeryville - 6363 Christie	260	6.9	97	199	1.06	36
25	1187	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY015	W	7.6	69	229	3.20	95
26	1106	Kobe, Japan	1995	KJMA	000	6.9	18	312	0.84	22
27	509	Taiwan SMART1(40)	1986	SMART1 O01	EW	6.3	70	275	3.56	30
28	337	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 12	180	6.4	39	339	3.85	38
29	571	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 E01	EW	7.3	73	275	3.47	39
30	953	Northridge-01	1994	Beverly Hills - 14145 Mulhol	279	6.7	13	356	0.90	29
31	3467	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU065	N	6.3	39	306	2.66	53
32	3273	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY034	N	6.3	61	379	3.40	57
33	963	Northridge-01	1994	Castaic - Old Ridge Route	360	6.7	41	450	1.35	31
34	799	Loma Prieta	1989	SF Intern. Airport	000	6.9	79	190	3.54	38
35	579	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 O04	EW	7.3	76	275	2.20	43
36	571	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 E01	NS	7.3	73	275	3.05	39
37	758	Loma Prieta	1989	Emeryville - 6363 Christie	350	6.9	97	199	2.48	38
38	337	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 12	090	6.4	39	339	3.36	39
39	614	Whittier Narrows-01	1987	Downey - Birchdale	180	6.0	15	245	2.91	20
40	634	Whittier Narrows-01	1987	LA - Fletcher Dr	144	6.0	17	446	2.85	31

Preglednica A.5: Skupina akcelorogramov $A_{1,S15}$ izbrana glede na pogojni spekter za povratno dobo 475 let in petnajstetažno stavbo.

Št.	Št. v bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R	$V_{s,30}$	f_s	t
	NGA						(km)	(m/s)		(s)
1	1052	Northridge-01	1994	Pacoima Kagel Canyon	090	6.7	19	508	0.91	36
2	3304	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY079	E	6.3	91	474	2.91	39
3	333	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 8W	270	6.4	63	257	3.70	31
4	976	Northridge-01	1994	Hacienda Heights - Colima	230	6.7	61	337	2.13	35
5	326	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 2WA	000	6.4	56	185	1.05	40
6	3070	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	ILA059	W	6.2	121	237	3.12	66
7	2286	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	ILA048	N	5.9	119	200	3.32	58
8	3351	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA041	N	6.3	73	273	1.61	60
9	1288	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA039	N	7.6	75	375	0.78	67
10	286	Irpinia, Italy-01	1980	Bisaccia	270	6.9	23	1000	0.77	38
11	3330	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA014	E	6.3	61	273	1.94	62
12	1560	Chi-Chi, Taiwan	1999	TTN004	W	7.6	109	273	1.31	95
13	363	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 3W	020	6.4	40	297	1.18	39
14	2708	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY034	W	6.2	29	379	1.63	60
15	360	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 1W	090	6.4	37	376	1.13	35
16	428	Taiwan SMART1(25)	1983	SMART1 I01	EW	6.5	99	275	3.36	20
17	3382	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	ILA048	N	6.3	126	200	2.54	79
18	1784	Hector Mine	1999	Frink	090	7.1	145	345	0.88	95
19	3333	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	HWA019	E	6.3	62	273	3.54	53
20	920	Big Bear-01	1992	North Shore - Salton Sea Pk	180	6.5	116	265	1.60	59
21	2731	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY069	N	6.2	95	215	3.79	56
22	3288	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY058	N	6.3	105	273	1.76	67
23	324	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 1E	090	6.4	55	339	1.03	39
24	2734	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY074	N	6.2	10	553	0.31	47
25	1333	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA043	N	7.6	127	474	2.78	57
26	3236	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	TTN015	E	6.2	118	273	3.96	46
27	3239	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	TTN022	E	6.2	80	273	3.56	54
28	2608	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU052	E	6.2	45	579	3.01	87
29	2972	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	CHY070	E	6.2	128	273	3.90	68
30	2571	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	KAU020	E	6.2	106	373	2.96	55
31	871	Landers	1992	LA - S Grand Ave	090	7.3	171	309	2.00	43
32	2281	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	ILA037	N	5.9	115	210	3.11	46
33	3534	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TTN027	N	6.3	118	375	3.71	48
34	425	Taiwan SMART1(25)	1983	SMART1 C00	EW	6.5	99	275	3.70	24
35	1579	Chi-Chi, Taiwan	1999	TTN027	N	7.6	119	375	1.98	75
36	1276	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA027	N	7.6	82	273	2.34	64
37	337	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 12	090	6.4	39	339	1.35	39
38	289	Irpinia, Italy-01	1980	Calitri	000	6.9	15	600	0.63	35
39	2469	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY041	E	6.2	49	492	2.51	83
40	2607	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU051	N	6.2	44	273	1.78	82

Preglednica A.6: Skupina akceleroogramov $A_{2,S15}$ izbrana glede na pogojni spekter za povratno dobo 10,000 let in petnajstetažno stavbo.

Št.	Št. v bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R	$V_{s,30}$	f_s	t
								(km)	(m/s)	(s)
1	786	Loma Prieta	1989	Palo Alto - 1900 Embarc.	055	6.9	50	210	3.12	39
2	899	Landers	1992	West Covina - S Orange Ave	225	7.3	140	309	3.35	48
3	2628	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU078	E	6.2	1	443	2.95	48
4	2661	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU138	N	6.2	29	653	3.21	29
5	1119	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	090	6.9	39	312	0.94	17
6	286	Irpinia, Italy-01	1980	Bisaccia	270	6.9	23	1000	3.59	38
7	1517	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU084	E	7.6	9	553	0.30	42
8	3504	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU123	E	6.3	50	273	3.43	68
9	2734	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY074	N	6.2	10	553	1.46	47
10	1030	Northridge-01	1994	Leona Valley #4	090	6.7	52	446	3.84	32
11	780	Loma Prieta	1989	Larkspur Ferry Terminal (FF)	270	6.9	115	170	3.61	39
12	1312	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA006	N	7.6	135	279	3.54	90
13	3273	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY034	W	6.3	61	379	3.58	54
14	953	Northridge-01	1994	Beverly Hills - 14145 Mulhol	279	6.7	13	356	1.40	29
15	1288	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA039	N	7.6	75	375	3.63	67
16	3259	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY015	W	6.3	84	229	3.77	55
17	3510	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU139	E	6.3	48	304	2.60	70
18	1031	Northridge-01	1994	Leona Valley #5 - Ritter	090	6.7	52	446	3.26	32
19	1106	Kobe, Japan	1995	KJMA	000	6.9	18	312	0.93	22
20	2466	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY035	N	6.2	42	474	3.66	44
21	1262	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA011	E	7.6	80	273	3.16	69
22	1316	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA012	N	7.6	139	273	2.61	95
23	783	Loma Prieta	1989	Oakland - Outer Harbor Wharf	270	6.9	94	249	1.78	33
24	1187	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY015	W	7.6	69	229	2.69	95
25	2465	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY034	N	6.2	45	379	2.72	83
26	1184	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY010	N	7.6	51	474	3.64	61
27	580	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 O06	NS	7.3	74	275	2.65	40
28	3467	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU065	E	6.3	39	306	3.48	47
29	289	Irpinia, Italy-01	1980	Calitri	000	6.9	15	600	2.92	35
30	1141	Dinar, Turkey	1995	Dinar	090	6.4	1	220	0.93	28
31	847	Landers	1992	Compton - Castlegate St	270	7.3	166	309	3.60	46
32	849	Landers	1992	Covina - W Badillo	270	7.3	137	271	3.97	55
33	3467	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU065	N	6.3	39	306	3.28	53
34	339	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 15	000	6.4	38	376	3.66	34
35	1048	Northridge-01	1994	Northridge - 17645 Saticoy St	180	6.7	3	281	1.01	27
36	579	Taiwan SMART1(45)	1986	SMART1 O04	EW	7.3	76	275	3.76	43
37	808	Loma Prieta	1989	Treasure Island	090	6.9	97	155	1.69	20
38	3548	Loma Prieta	1989	Los Gatos - Lexington Dam	000	6.9	20	1070	1.18	21
39	986	Northridge-01	1994	LA - Brentwood VA Hospital	195	6.7	18	417	3.22	41
40	1266	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA015	N	7.6	76	273	3.56	67

Preglednica A.7: Dodatna skupina akceleroگرامov A_B , ki so jo izbrali Baker in sod. (2011).

Št.	Št. v bazi NGA	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s	t (s)
1	231	Mammoth Lakes-01	1980	Long Valley Dam (Upr L Abut)	FN	6.1	13	345	1.00	26
2	1203	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY036	FN	7.6	44	233	1.00	69
3	829	Cape Mendocino	1992	Rio Dell Overpass - FF	FN	7.0	23	312	1.00	33
4	169	Imperial Valley-06	1979	Delta	FN	6.5	34	275	1.00	94
5	1176	Kocaeli, Turkey	1999	Yarimca	FN	7.5	19	297	1.00	30
6	163	Imperial Valley-06	1979	Calipatria Fire Station	FN	6.5	57	206	1.00	37
7	1201	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY034	FN	7.6	46	379	1.00	73
8	1402	Chi-Chi, Taiwan	1999	NST	FN	7.6	89	375	1.00	37
9	1158	Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	FN	7.5	98	276	1.00	26
10	281	Trinidad	1980	Rio Dell Overpass, E Ground	FN	7.2	77	312	1.00	21
11	730	Spitak, Armenia	1988	Gukasian	FN	6.8	36	275	1.00	19
12	768	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4	FN	6.9	32	222	1.00	36
13	1499	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU060	FN	7.6	45	273	1.00	53
14	266	Victoria, Mexico	1980	Chihuahua	FN	6.3	37	275	1.00	26
15	761	Loma Prieta	1989	Fremont - Emerson Court	FN	6.9	55	285	1.00	36
16	558	Chalfant Valley-02	1986	Zack Brothers Ranch	FN	6.2	14	271	1.00	34
17	1543	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU118	FN	7.6	44	215	1.00	66
18	2114	Denali, Alaska	2002	TAPS Pump Station #10	FN	7.9	84	329	1.00	75
19	179	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	FN	6.5	27	209	1.00	25
20	931	Big Bear-01	1992	San Bernardino - E & Hosp.	FN	6.5	46	271	1.00	94
21	900	Landers	1992	Yermo Fire Station	FN	7.3	86	354	1.00	42
22	1084	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta	FN	6.7	13	251	1.00	36
23	68	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor FF	FN	6.6	39	317	1.00	26
24	527	N. Palm Springs	1986	Morongo Valley	FN	6.1	6	345	1.00	19
25	776	Loma Prieta	1989	Hollister - South & Pine	FN	6.9	48	371	1.00	54
26	1495	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU055	FN	7.6	36	273	1.00	50
27	1194	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY025	FN	7.6	32	278	1.00	65
28	161	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	FN	6.5	43	209	1.00	35
29	1236	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY088	FN	7.6	69	273	1.00	65
30	1605	Duzce, Turkey	1999	Duzce	FN	7.1	2	276	1.00	25
31	1500	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU061	FN	7.6	42	273	1.00	65
32	802	Loma Prieta	1989	Saratoga - Aloha Ave	FN	6.9	27	371	1.00	32
33	6	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9	FN	7.0	13	213	1.00	38
34	2656	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU123	FN	6.2	39	273	1.00	85
35	982	Northridge-01	1994	Jensen Filter Plant	FN	6.7	13	373	1.00	23
36	2509	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY104	FN	6.2	42	223	1.00	91
37	800	Loma Prieta	1989	Salinas - John & Work	FN	6.9	46	271	1.00	38
38	754	Loma Prieta	1989	Coyote Lake Dam (Downst)	FN	6.9	31	295	1.00	32
39	1183	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY008	FN	7.6	69	211	1.00	120
40	3512	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU141	FN	6.3	56	215	1.00	61

Preglednica A.8: Dodatna skupina akceleroogramov A_{VC} , ki sta jo izbrala Vamvatsikos in Cornell (2006).

Št.	Št. v bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R	$V_{s,30}$ (km)	f_s (m/s)	t (s)	
	NGA										
1	737	Loma Prieta	1989	Agnews State Hospital	090	6.93	40.12	239.7	1.00	40	
2	985	Northridge-01	1994	LA - Baldwin Hills	090	6.69	28.20	297.1	1.00	40	
3	167	Imperial Valley-06	1979	Compuertas	285	6.53	22.43	274.5	1.00	36	
4	188	Imperial Valley-06	1979	Plaster City	135	6.53	54.26	345.4	1.00	19	
5	778	Loma Prieta	1989	Hollister Diff. Array	255	6.93	45.10	215.5	1.00	40	
6	68	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor FF	180	6.61	39.49	316.5	1.00	28	
7	739	Loma Prieta	1989	Anderson Dam (Downstream)	270	6.93	26.57	488.8	1.00	40	
8	754	Loma Prieta	1989	Coyote Lake Dam (Downst)	285	6.93	30.89	295.0	1.00	40	
9	175	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	140	6.53	31.99	196.9	1.00	39	
10	168	Imperial Valley-06	1979	Cucapah	085	6.53	12.92	274.5	1.00	40	
11	995	Northridge-01	1994	LA - Hollywood Stor FF	360	6.69	23.61	316.5	1.00	40	
12	806	Loma Prieta	1989	Sunnyvale - Colton Ave.	270	6.93	42.13	267.7	1.00	39	
13	739	Loma Prieta	1989	Anderson Dam (Downstream)	360	6.93	26.57	488.8	1.00	40	
14	165	Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	012	6.53	18.88	274.5	1.00	40	
15	176	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #13	140	6.53	35.95	249.9	1.00	40	
16	192	Imperial Valley-06	1979	Westmorland Fire Sta	090	6.53	52.78	193.7	1.00	40	
17	776	Loma Prieta	1989	Hollister - South & Pine	000	6.93	48.24	370.8	1.00	60	
18	806	Loma Prieta	1989	Sunnyvale - Colton Ave.	360	6.93	42.13	267.7	1.00	39	
19	729	Superstition Hills-02	1987	Wildlife Liquef. Array	090	6.54	29.41	207.5	1.00	44	
20	165	Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	282	6.53	18.88	274.5	1.00	40	
21	176	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #13	230	6.53	35.95	249.9	1.00	40	
22	192	Imperial Valley-06	1979	Westmorland Fire Sta	180	6.53	52.78	193.7	1.00	40	
23	772	Loma Prieta	1989	Halls Valley	090	6.93	36.31	281.6	1.00	40	
24	811	Loma Prieta	1989	WAHO	000	6.93	12.56	376.1	1.00	25	
25	729	Superstition Hills-02	1987	Wildlife Liquef. Array	360	6.54	29.41	207.5	1.00	44	
26	167	Imperial Valley-06	1979	Compuertas	015	6.53	22.43	274.5	1.00	36	
27	188	Imperial Valley-06	1979	Plaster City	045	6.53	54.26	345.4	1.00	19	
28	778	Loma Prieta	1989	Hollister Diff. Array	165	6.93	45.10	215.5	1.00	40	
29	68	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor FF	090	6.61	39.49	316.5	1.00	28	
30	811	Loma Prieta	1989	WAHO	090	6.93	12.56	376.1	1.00	25	

PRILOGA B

**Mejne intenzitete pri poružitvi stavb ($S_{a,C}$) določene s približnima postopkoma PA1 in EPA ter
'točno' nelinearno dinamično analizo za posamezne akceleroграme (glej poglavje 6.1.5)**

Preglednica B.1: Mejne intenzitete pri porušitvi stavb ($S_{a,c}$ (g)) določene s postopki NRHA, EPA in PA1 za 3 testne stavbe in akceleroگرامe iz skupin A_1 , ki ustrezajo 475 letni povratni dobi. V oklepajih so prikazane relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti v odstotkih.

A_1 , št.	Štirietazna stavba			Osemetažna stavba			Petnajstetažna stavba		
	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1
1	10.8	9.6 (-10)	15.5 (+44)	4.6	3.5 (-24)	6.0 (+31)	0.4	0.5 (+17)	0.6 (+25)
2	6.9	8.9 (+30)	11.9 (+72)	3.0	2.8 (-7)	3.4 (+11)	2.2	2.2 (-2)	4.2 (+92)
3	4.8	4.0 (-17)	4.0 (-17)	1.9	1.4 (-23)	1.4 (-23)	0.9	0.7 (-16)	1.8 (+102)
4	3.8	3.7 (-1)	3.7 (-1)	1.5	1.5 (0)	1.5 (0)	2.2	2.3 (+5)	5.3 (+143)
5	5.2	5.7 (+9)	6.8 (+29)	2.8	2.7 (-3)	3.1 (+9)	1.8	2.0 (+13)	3.1 (+73)
6	7.2	6.5 (-9)	6.5 (-9)	1.6	1.5 (-6)	1.5 (-6)	1.4	1.7 (+21)	3.7 (+167)
7	6.1	8.7 (+42)	8.7 (+42)	1.7	1.6 (-5)	2.5 (+47)	1.7	1.3 (-24)	3.0 (+75)
8	5.8	5.0 (-13)	5.0 (-13)	2.0	1.8 (-12)	1.8 (-12)	1.6	1.9 (+16)	3.4 (+110)
9	11.1	9.3 (-16)	9.3 (-16)	2.8	3.2 (+14)	3.2 (+16)	1.4	1.3 (-8)	1.5 (+11)
10	4.6	5.4 (+18)	6.8 (+48)	1.3	1.4 (+6)	1.4 (+6)	1.5	2.0 (+30)	2.6 (+71)
11	6.0	5.2 (-14)	5.2 (-14)	1.9	1.5 (-21)	1.5 (-21)	1.3	1.1 (-12)	2.6 (+103)
12	5.7	6.0 (+5)	6.0 (+5)	2.4	1.9 (-20)	3.2 (+34)	1.1	1.7 (+54)	1.9 (+70)
13	3.8	4.1 (+8)	4.1 (+8)	2.0	1.9 (-6)	1.9 (-6)	0.9	1.2 (+34)	2.4 (+163)
14	10.8	8.2 (-25)	10.2 (-6)	2.3	2.3 (-1)	2.8 (+23)	1.4	1.4 (0)	3.3 (+143)
15	6.5	5.7 (-13)	5.7 (-13)	2.0	1.2 (-38)	1.2 (-38)	1.4	1.4 (-1)	2.8 (+97)
16	4.8	5.4 (+11)	5.4 (+11)	1.7	1.7 (+3)	2.9 (+70)	2.0	1.4 (-28)	3.2 (+60)
17	4.4	3.6 (-17)	3.6 (-17)	2.4	2.0 (-15)	3.6 (+53)	1.3	1.5 (+15)	2.4 (+92)
18	8.7	7.9 (-9)	7.9 (-9)	1.6	1.7 (+9)	2.5 (+58)	1.4	1.3 (-6)	1.3 (-6)
19	4.1	3.1 (-24)	3.1 (-24)	2.4	3.0 (+27)	3.1 (+31)	1.2	1.3 (+4)	2.2 (+78)
20	9.5	10.0 (+5)	11.2 (+18)	2.6	2.3 (-12)	2.3 (-12)	1.5	1.6 (+2)	3.1 (+103)
21	7.0	5.1 (-27)	5.8 (-18)	2.5	2.2 (-11)	2.2 (-11)	1.5	1.3 (-16)	2.8 (+85)
22	5.8	6.6 (+13)	7.7 (+32)	3.0	2.8 (-9)	2.8 (-8)	1.6	1.7 (+6)	2.8 (+83)
23	5.1	4.3 (-15)	4.3 (-15)	2.0	2.2 (+11)	2.2 (+11)	1.4	1.3 (-7)	3.2 (+138)
24	8.2	9.0 (+9)	9.0 (+9)	1.9	2.0 (+4)	3.1 (+62)	1.9	1.7 (-10)	2.7 (+47)
25	5.4	7.1 (+31)	7.3 (+35)	1.9	2.1 (+12)	2.1 (+12)	1.5	1.3 (-14)	2.9 (+100)
26	6.5	8.1 (+26)	9.8 (+51)	2.2	2.7 (+26)	3.3 (+52)	1.6	1.0 (-40)	2.5 (+54)
27	4.2	6.3 (+52)	6.3 (+52)	1.8	1.8 (+2)	1.8 (+2)	1.5	1.2 (-21)	2.3 (+58)
28	7.6	6.9 (-9)	6.9 (-9)	1.5	1.5 (-1)	1.6 (+12)	1.8	1.4 (-24)	2.4 (+30)
29	4.7	4.6 (-1)	4.9 (+5)	1.7	1.8 (+4)	1.8 (+8)	0.9	1.3 (+47)	3.0 (+253)
30	7.0	10.6 (+52)	10.6 (+52)	2.6	2.5 (-4)	3.5 (+35)	1.8	1.6 (-11)	5.0 (+184)
31	6.3	5.8 (-8)	5.8 (-8)	3.9	2.8 (-28)	4.7 (+20)	1.3	1.3 (0)	2.0 (+55)
32	2.1	1.9 (-6)	1.9 (-6)	1.7	1.3 (-22)	1.3 (-22)	1.2	1.8 (+56)	5.8 (+400)
33	10.7	11.2 (+5)	11.9 (+11)	2.2	2.0 (-9)	2.4 (+8)	1.6	1.6 (+2)	4.5 (+178)
34	8.0	8.3 (+3)	10.8 (+34)	1.9	1.7 (-9)	2.4 (+26)	1.6	1.6 (-1)	2.1 (+33)
35	5.3	5.0 (-6)	5.0 (-6)	1.2	1.4 (+18)	1.4 (+18)	1.1	1.2 (+7)	1.2 (+7)
36	6.7	6.1 (-9)	6.1 (-9)	2.1	2.3 (+12)	2.3 (+12)	0.6	0.8 (+22)	0.9 (+32)
37	8.1	9.4 (+16)	9.4 (+16)	2.1	3.0 (+43)	4.8 (+127)	1.1	0.9 (-13)	1.6 (+50)
38	6.8	6.4 (-5)	6.4 (-5)	2.2	2.7 (+23)	3.3 (+52)	1.1	1.4 (+31)	2.4 (+117)
39	5.6	6.5 (+16)	6.5 (+16)	1.7	1.5 (-11)	2.8 (+62)	0.9	0.9 (+5)	1.2 (+32)
40	4.9	4.9 (0)	4.9 (0)	2.9	3.5 (+20)	4.4 (+51)	2.7	1.3 (-51)	3.4 (+26)

Preglednica B.2: Mejne intenzitete pri poružitvi stavb ($S_{a,C}$ (g)) določene s postopki NRHA, EPA in PA1 za 3 testne stavbe in akcelorograme iz skupin A_2 , ki ustrezajo 10,000 letni povratni dobi. V oklepajih so prikazane relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti v odstotkih.

A_2 , št.	Štirietazna stavba			Osemetažna stavba			Petnajstetažna stavba		
	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1
1	15.2	15.2 (0)	15.2 (0)	3.6	3.9 (+9)	4.1 (+14)	0.8	0.6 (-31)	0.8 (+10)
2	8.0	8.3 (+3)	10.8 (+34)	3.4	3.7 (+8)	3.7 (+8)	1.9	1.8 (-2)	4.7 (+151)
3	3.6	4.0 (+12)	4.0 (+12)	2.8	2.5 (-10)	3.3 (+18)	1.3	1.9 (+43)	3.7 (+181)
4	5.5	4.5 (-18)	4.5 (-18)	1.9	1.4 (-23)	1.4 (-23)	2.0	1.5 (-26)	3.7 (+81)
5	9.6	7.4 (-23)	7.4 (-23)	2.5	2.7 (+7)	2.7 (+7)	1.8	1.9 (+4)	2.8 (+55)
6	7.0	5.1 (-27)	5.8 (-18)	2.1	2.3 (+8)	2.3 (+8)	1.5	2.0 (+30)	2.6 (+71)
7	6.2	6.1 (-1)	6.2 (0)	2.9	2.9 (+1)	3.0 (+5)	1.4	2.1 (+56)	4.0 (+199)
8	4.0	4.1 (+3)	4.1 (+3)	1.9	1.8 (-8)	1.8 (-8)	2.4	1.5 (-37)	3.7 (+56)
9	9.5	10.0 (+5)	11.2 (+18)	3.2	4.3 (+37)	5.4 (+73)	1.9	1.7 (-10)	2.7 (+47)
10	4.8	4.9 (+3)	4.9 (+3)	2.1	2.0 (-4)	2.0 (-4)	3.4	1.9 (-45)	4.5 (+32)
11	3.7	4.2 (+14)	4.2 (+14)	1.7	1.7 (+4)	1.7 (+4)	1.0	1.5 (+47)	1.5 (+47)
12	7.2	6.5 (-9)	6.5 (-9)	2.4	3.0 (+27)	3.1 (+31)	2.0	1.7 (-16)	1.7 (-15)
13	4.3	6.4 (+48)	6.4 (+48)	2.3	1.5 (-34)	1.5 (-34)	1.7	1.3 (-26)	2.7 (+54)
14	6.3	8.0 (+28)	12.9 (+107)	2.4	2.5 (+3)	2.5 (+3)	1.5	1.8 (+27)	2.8 (+92)
15	8.7	7.9 (-9)	7.9 (-9)	1.4	1.1 (-19)	1.1 (-19)	1.4	1.3 (-8)	1.5 (+11)
16	5.0	4.7 (-7)	4.7 (-7)	1.9	2.0 (+4)	2.0 (+4)	0.8	1.0 (+21)	3.0 (+264)
17	4.1	5.0 (+21)	5.4 (+31)	2.3	2.8 (+20)	3.4 (+49)	1.5	1.7 (+11)	3.0 (+98)
18	6.5	4.7 (-28)	4.7 (-28)	2.2	1.6 (-26)	1.6 (-26)	3.1	1.7 (-45)	4.7 (+52)
19	3.8	2.8 (-26)	2.8 (-26)	2.2	2.7 (+23)	3.3 (+52)	1.5	1.3 (-11)	2.5 (+68)
20	7.0	8.0 (+15)	8.0 (+15)	2.7	2.3 (-14)	2.3 (-14)	2.3	1.3 (-44)	2.2 (-3)
21	7.6	8.8 (+16)	9.4 (+23)	1.4	1.5 (+9)	1.5 (+9)	1.1	1.1 (+1)	1.4 (+23)
22	5.6	4.6 (-18)	4.6 (-18)	2.6	2.8 (+5)	2.8 (+5)	1.2	1.2 (+3)	1.2 (+3)
23	4.1	3.4 (-17)	3.4 (-17)	1.9	2.2 (+21)	2.5 (+37)	1.2	1.9 (+61)	2.1 (+74)
24	8.0	12.6 (+59)	12.6 (+59)	3.1	3.6 (+16)	4.9 (+59)	1.0	1.5 (+40)	1.8 (+67)
25	10.9	14.1 (+30)	14.8 (+36)	1.4	1.6 (+11)	1.6 (+11)	1.8	1.7 (-6)	2.1 (+17)
26	7.0	5.8 (-17)	7.7 (+11)	1.8	1.8 (+3)	2.9 (+64)	1.2	1.5 (+24)	1.6 (+31)
27	7.9	7.8 (-2)	7.8 (-2)	1.6	1.5 (-4)	1.5 (-4)	0.9	1.2 (+35)	1.2 (+35)
28	6.3	5.3 (-15)	5.3 (-15)	1.7	1.5 (-12)	1.5 (-12)	1.4	1.1 (-25)	2.6 (+80)
29	5.2	7.0 (+36)	7.0 (+36)	1.3	1.2 (-11)	1.2 (-11)	1.1	1.4 (+31)	2.4 (+117)
30	10.1	7.6 (-24)	10.6 (+6)	3.0	2.5 (-17)	3.7 (+24)	2.2	1.9 (-10)	3.2 (+48)
31	4.9	5.1 (+3)	5.1 (+3)	2.7	3.4 (+28)	3.4 (+28)	1.5	1.2 (-21)	2.7 (+77)
32	2.1	1.9 (-12)	1.9 (-12)	2.8	2.1 (-27)	2.1 (-27)	1.8	2.1 (+17)	3.4 (+86)
33	8.7	10.1 (+16)	10.4 (+21)	1.7	1.4 (-12)	1.4 (-12)	2.2	2.0 (-12)	3.5 (+56)
34	9.2	6.8 (-26)	6.8 (-26)	2.0	1.9 (-4)	2.9 (+42)	1.1	1.0 (-8)	2.8 (+152)
35	4.1	2.9 (-29)	2.9 (-29)	1.7	1.8 (+7)	1.8 (+7)	1.2	1.2 (+2)	1.8 (+46)
36	5.2	5.0 (-3)	5.0 (-3)	1.5	1.4 (-7)	1.4 (-7)	0.7	0.8 (+5)	0.9 (+23)
37	7.7	4.9 (-37)	5.8 (-24)	2.2	2.2 (+2)	3.8 (+76)	2.0	1.4 (-28)	1.8 (-9)
38	10.7	11.2 (+5)	11.9 (+11)	2.8	2.7 (-4)	3.0 (+9)	1.6	1.1 (-30)	2.1 (+38)
39	5.4	4.3 (-21)	4.3 (-21)	1.3	1.9 (+44)	2.6 (+100)	1.5	1.7 (+14)	3.1 (+104)
40	5.3	4.6 (-14)	4.6 (-14)	2.4	5.2 (+119)	6.6 (+178)	1.8	1.7 (-8)	2.2 (+20)

Preglednica B.3: Mejne intenzitete pri poružitvi stavb ($S_{a,c}$ (g)) določene s postopki NRHA, EPA in PA1 za 3 testne stavbe in akceleroگرامe iz skupine A_B . V oklepajih so prikazane relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti v odstotkih.

A_B , št.	Štirietazna stavba			Osemetažna stavba			Petnajstetažna stavba		
	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1
1	6.4	6.3 (0)	7.3 (+15)	1.1	1.4 (+28)	1.4 (+28)	0.6	0.7 (+7)	0.9 (+44)
2	4.1	3.5 (-14)	3.5 (-14)	0.9	1.0 (+8)	1.0 (+8)	1.2	1.4 (+14)	1.4 (+14)
3	3.4	2.7 (-21)	2.7 (-21)	2.1	1.9 (-9)	2.8 (+37)	1.0	0.8 (-16)	1.6 (+62)
4	2.8	2.6 (-5)	2.6 (-5)	1.0	1.0 (0)	1.0 (0)	1.3	1.2 (-6)	1.2 (-6)
5	1.7	1.7 (-3)	1.7 (-3)	1.4	1.0 (-26)	1.0 (-26)	0.7	0.7 (+3)	0.7 (+3)
6	1.9	2.0 (+7)	2.0 (+7)	0.7	0.7 (+2)	0.7 (+2)	0.7	0.7 (+8)	0.7 (+8)
7	5.3	5.2 (-2)	5.2 (-2)	2.0	1.8 (-11)	1.8 (-11)	1.1	1.1 (-3)	1.8 (+58)
8	5.0	4.4 (-11)	4.4 (-11)	1.7	1.6 (-5)	1.6 (-5)	0.6	0.6 (+1)	0.6 (+1)
9	1.9	2.0 (+3)	2.0 (+3)	1.1	0.9 (-21)	0.9 (-21)	1.0	1.0 (+2)	1.0 (+2)
10	5.8	6.7 (+16)	6.8 (+18)	1.2	1.2 (+3)	1.2 (+3)	1.0	1.2 (+13)	1.2 (+19)
11	2.9	2.7 (-6)	2.7 (-6)	2.0	2.2 (+8)	2.2 (+9)	0.9	1.0 (+13)	1.0 (+13)
12	1.6	1.5 (-5)	1.5 (-5)	1.7	1.9 (+15)	1.9 (+15)	1.1	1.0 (-10)	1.4 (+26)
13	3.2	3.1 (-2)	3.1 (-2)	0.9	0.9 (+4)	0.9 (+4)	0.5	0.5 (+4)	0.5 (+4)
14	2.9	3.0 (+5)	3.0 (+5)	0.4	0.4 (+5)	0.4 (+5)	0.8	0.9 (+14)	0.9 (+14)
15	3.7	3.6 (-1)	3.6 (-1)	1.1	1.2 (+7)	1.2 (+7)	0.7	0.7 (+3)	0.7 (+3)
16	6.3	7.6 (+21)	7.6 (+21)	1.8	2.4 (+31)	2.4 (+31)	1.2	1.8 (+47)	2.8 (+122)
17	1.2	1.4 (+11)	1.4 (+11)	0.3	0.3 (+5)	0.3 (+5)	0.5	0.6 (+4)	0.6 (+4)
18	1.4	1.5 (+10)	1.5 (+10)	1.0	0.8 (-17)	0.8 (-17)	0.8	0.9 (+6)	0.9 (+6)
19	1.0	1.0 (+5)	1.0 (+5)	0.6	0.6 (0)	0.6 (0)	0.5	0.4 (-12)	0.4 (-12)
20	1.5	1.6 (+7)	1.6 (+7)	1.3	1.2 (-8)	1.2 (-8)	2.0	2.2 (+13)	3.1 (+56)
21	1.4	1.4 (0)	1.4 (0)	1.6	1.6 (0)	1.6 (0)	0.6	0.6 (+13)	0.6 (+13)
22	2.2	2.3 (+3)	2.3 (+3)	1.2	1.3 (+7)	1.3 (+7)	0.7	0.7 (-7)	0.7 (-7)
23	1.7	1.6 (-6)	1.6 (-6)	0.7	0.6 (-7)	0.6 (-7)	1.3	1.1 (-19)	1.3 (+1)
24	2.4	2.3 (-3)	2.3 (-3)	2.6	2.2 (-17)	2.7 (+3)	2.5	1.1 (-54)	4.7 (+92)
25	1.7	1.6 (-6)	1.6 (-6)	1.2	1.2 (0)	1.2 (0)	1.0	1.1 (+14)	1.1 (+14)
26	1.7	1.7 (+2)	1.7 (+2)	0.9	0.9 (0)	0.9 (0)	1.0	1.0 (-4)	1.1 (+8)
27	1.5	1.5 (-4)	1.5 (-4)	0.4	0.5 (+8)	0.5 (+8)	0.6	0.5 (-4)	0.5 (-4)
28	0.6	0.7 (+7)	0.7 (+7)	0.5	0.5 (0)	0.5 (0)	0.7	0.6 (-14)	0.6 (-14)
29	4.2	3.8 (-11)	3.8 (-11)	1.3	0.9 (-25)	0.9 (-25)	1.0	1.0 (+5)	1.0 (+5)
30	3.8	3.8 (-1)	3.8 (-1)	0.8	0.8 (+1)	0.8 (+1)	0.8	0.6 (-19)	0.6 (-19)
31	1.9	2.0 (+6)	2.0 (+6)	0.7	0.7 (+4)	0.7 (+4)	0.3	0.3 (0)	0.3 (0)
32	2.4	2.0 (-19)	2.0 (-19)	1.0	1.1 (+15)	1.1 (+15)	1.0	1.0 (0)	1.0 (0)
33	2.5	2.3 (-8)	2.3 (-8)	1.7	1.6 (-3)	1.6 (-3)	0.8	0.8 (+2)	0.8 (+2)
34	3.4	3.2 (-6)	3.2 (-6)	0.9	0.9 (-2)	0.9 (-2)	0.9	0.7 (-24)	0.7 (-24)
35	1.9	2.0 (+5)	2.0 (+5)	0.7	0.6 (-6)	0.6 (-6)	0.8	0.7 (-9)	0.7 (-9)
36	1.2	1.3 (+5)	1.3 (+5)	0.7	0.7 (+4)	0.7 (+4)	0.9	1.3 (+45)	1.4 (+61)
37	2.6	2.6 (-2)	2.6 (-2)	1.1	1.1 (-8)	1.1 (-8)	1.2	1.3 (+6)	1.3 (+6)
38	3.2	3.1 (-3)	3.1 (-3)	1.0	0.9 (-2)	0.9 (-2)	0.9	1.1 (+12)	1.2 (+31)
39	1.9	1.9 (0)	1.9 (0)	0.7	0.6 (-15)	0.6 (-15)	0.7	0.8 (+13)	0.8 (+13)
40	0.9	1.0 (+3)	1.0 (+3)	1.3	1.1 (-13)	1.1 (-13)	1.0	1.4 (+41)	1.9 (+95)

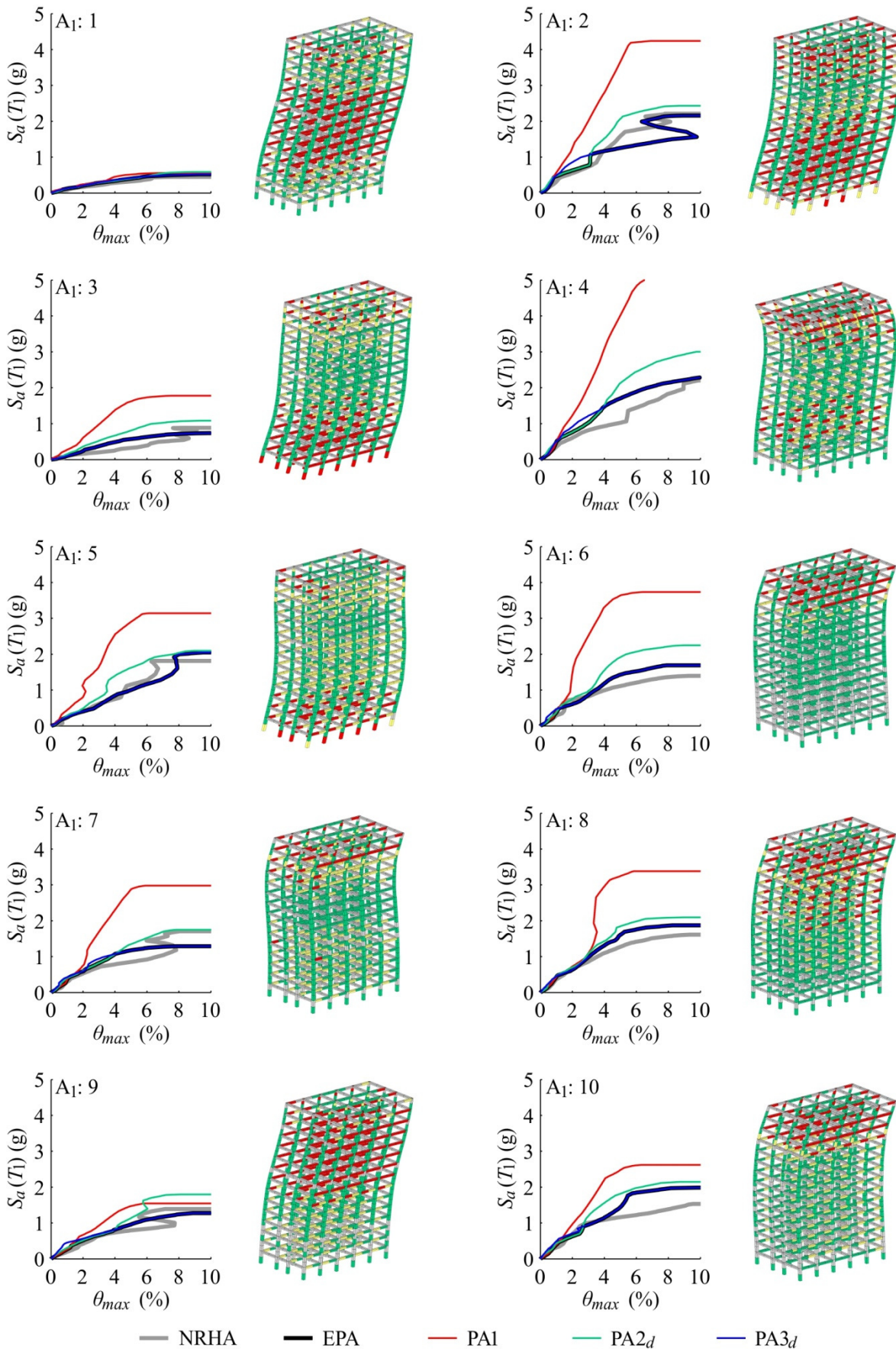
Preglednica B.4: Mejne intenzitete pri poružitvi stavb ($S_{a,C}$ (g)) določene s postopki NRHA, EPA in PA1 za 3 testne stavbe in akcelorograme iz skupine A_{VC} . V oklepajih so prikazane relativne napake glede na 'točne' NRHA vrednosti v odstotkih.

A_{VC} , št.	Štirietažna stavba			Osemetažna stavba			Petnajstetažna stavba		
	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1	NRHA	EPA	PA1
1	1.7	1.7 (-3)	1.7 (-3)	0.8	0.6 (-16)	0.6 (-16)	0.9	0.9 (+3)	1.2 (+34)
2	2.4	2.3 (-3)	2.3 (-3)	1.2	1.1 (-7)	1.1 (-7)	1.4	1.5 (+9)	1.9 (+43)
3	3.8	3.6 (-4)	3.6 (-4)	0.9	0.8 (-12)	0.8 (-12)	0.9	0.8 (-12)	0.8 (-12)
4	3.3	2.5 (-24)	2.5 (-24)	1.8	1.2 (-34)	1.2 (-34)	1.3	1.6 (+16)	1.6 (+18)
5	4.4	3.7 (-16)	3.7 (-16)	0.9	0.9 (0)	0.9 (0)	0.8	0.7 (-12)	0.7 (-12)
6	2.7	2.6 (-4)	2.6 (-4)	0.8	0.7 (-12)	0.7 (-12)	1.2	1.1 (-6)	1.3 (+12)
7	5.2	3.9 (-25)	3.9 (-25)	1.5	1.7 (+16)	1.8 (+25)	1.4	1.5 (+7)	2.0 (+50)
8	2.1	2.6 (+23)	2.6 (+23)	1.6	1.2 (-24)	1.2 (-24)	1.2	1.3 (+15)	1.3 (+15)
9	2.2	2.2 (+1)	2.2 (+1)	1.5	1.1 (-25)	1.1 (-25)	1.1	1.0 (-13)	1.0 (-13)
10	3.2	2.8 (-15)	2.8 (-15)	1.9	1.8 (-4)	1.9 (-1)	1.0	0.9 (-13)	1.4 (+38)
11	4.7	4.9 (+4)	7.4 (+58)	2.1	1.7 (-19)	4.3 (+103)	0.8	0.8 (+3)	1.9 (+131)
12	1.6	1.8 (+9)	1.8 (+9)	0.9	0.9 (+4)	0.9 (+4)	0.7	0.7 (-3)	0.7 (0)
13	9.5	8.2 (-14)	8.2 (-14)	1.3	1.8 (+40)	1.8 (+44)	1.5	1.5 (-4)	1.9 (+32)
14	7.3	6.2 (-15)	6.2 (-15)	1.3	1.4 (+7)	1.4 (+7)	1.2	1.4 (+15)	1.9 (+58)
15	2.2	2.3 (+7)	2.3 (+7)	1.1	1.2 (+8)	1.2 (+8)	1.2	1.0 (-13)	1.0 (-13)
16	0.9	1.0 (+3)	1.0 (+3)	0.3	0.3 (+11)	0.3 (+11)	0.4	0.4 (-11)	0.4 (-11)
17	3.2	2.7 (-18)	2.7 (-18)	1.4	1.4 (-3)	1.4 (-3)	1.5	1.4 (-5)	2.6 (+77)
18	1.1	1.1 (0)	1.1 (0)	0.8	0.7 (-13)	0.7 (-13)	0.8	0.8 (-11)	0.9 (+23)
19	1.2	1.1 (-12)	1.1 (-12)	0.6	0.5 (-12)	0.5 (-12)	0.8	0.9 (+9)	1.1 (+32)
20	5.0	4.3 (-15)	4.3 (-15)	1.5	1.3 (-15)	1.3 (-15)	1.0	0.8 (-22)	1.5 (+53)
21	1.5	1.6 (+6)	1.6 (+6)	0.8	0.8 (-4)	0.8 (-4)	0.6	0.7 (+14)	0.7 (+14)
22	2.6	2.4 (-5)	2.4 (-5)	0.5	0.6 (+21)	0.6 (+21)	1.1	1.1 (+4)	1.2 (+6)
23	4.5	3.6 (-21)	3.6 (-21)	2.3	2.5 (+8)	2.5 (+8)	1.2	1.2 (-3)	1.2 (-3)
24	7.7	6.7 (-13)	9.0 (+17)	3.1	3.1 (-2)	3.2 (+1)	0.7	0.9 (+24)	1.4 (+94)
25	2.2	1.8 (-20)	1.8 (-20)	1.3	1.2 (-11)	1.2 (-11)	1.1	1.2 (+8)	1.3 (+18)
26	4.5	3.9 (-13)	3.9 (-12)	2.0	1.8 (-8)	2.0 (+1)	1.0	1.3 (+24)	1.6 (+51)
27	4.5	4.0 (-11)	4.0 (-11)	1.0	1.3 (+22)	1.3 (+22)	1.6	1.3 (-16)	1.3 (-16)
28	3.7	3.8 (+2)	3.8 (+2)	0.9	0.8 (-8)	0.8 (-8)	1.7	1.1 (-36)	1.7 (+3)
29	1.7	1.6 (-10)	1.6 (-10)	1.7	1.4 (-19)	1.4 (-19)	0.6	0.5 (-11)	0.5 (-11)
30	3.3	2.7 (-19)	2.7 (-19)	3.0	2.7 (-9)	3.5 (+17)	1.1	1.0 (-8)	1.9 (+71)

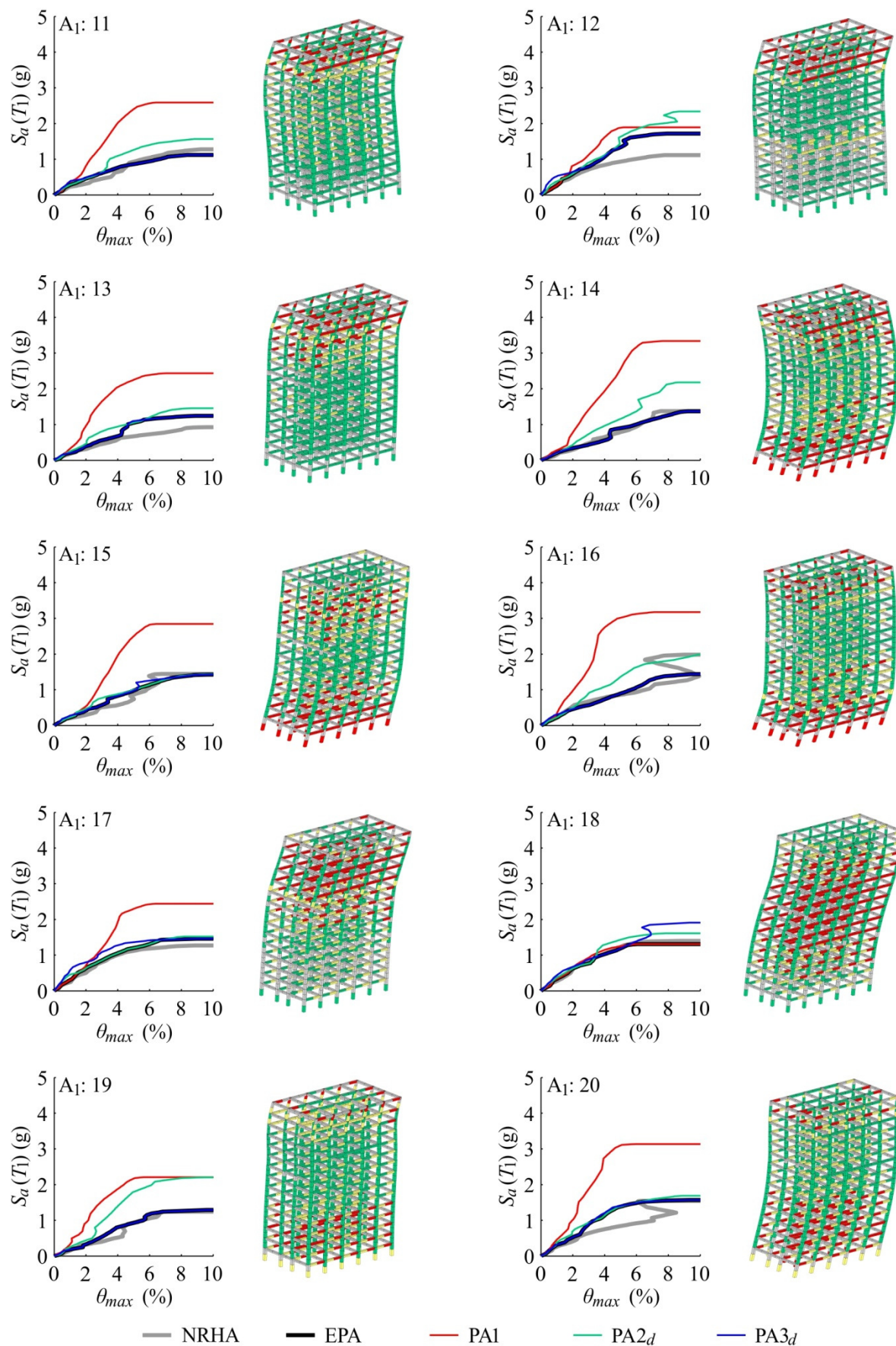
PRILOGA C

1. del: Petnajstetažna stavba

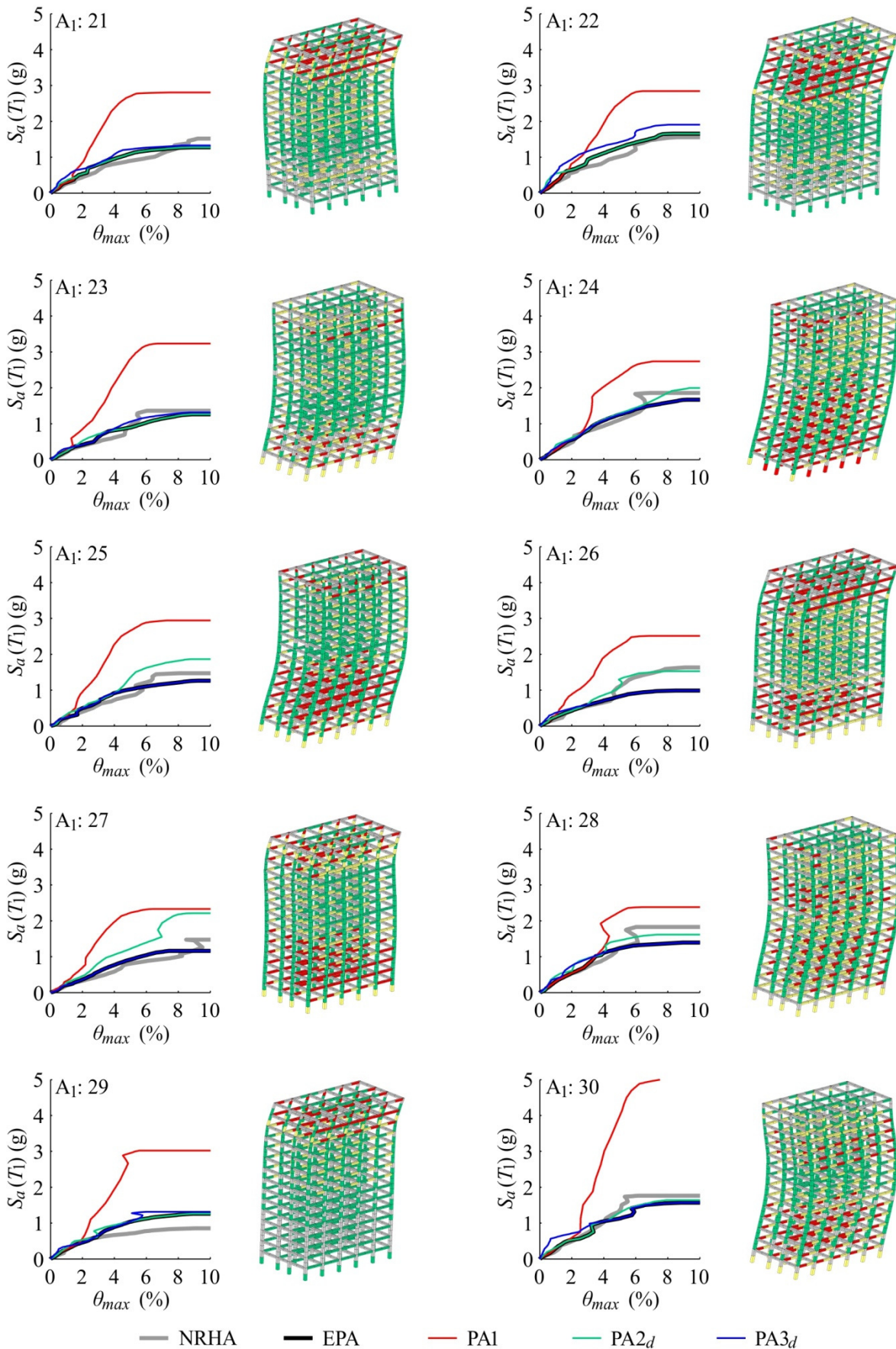
Primerjava IDA krivulj določenih s 'točno' nelinearno dinamično analizo in poenostavljenim postopkom EPA za petnajstetažno stavbo (S15) in vsak posamezen akceleroگرام iz obravnavanih skupin ($A_{1,S15}$, $A_{2,S15}$, A_B in A_{VC}). Prikazane so tudi približne IDA krivulje določene z modalnim SDOF modelom (PA1) in deformacijskima SDOF modeloma (PA2d in PA3d), ki določajo ovojnico postopka EPA, ter poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcij pri mejni intenziteti pred poružitvijo glede na nelinearno dinamično analizo. (glej poglavje 6.1.6)



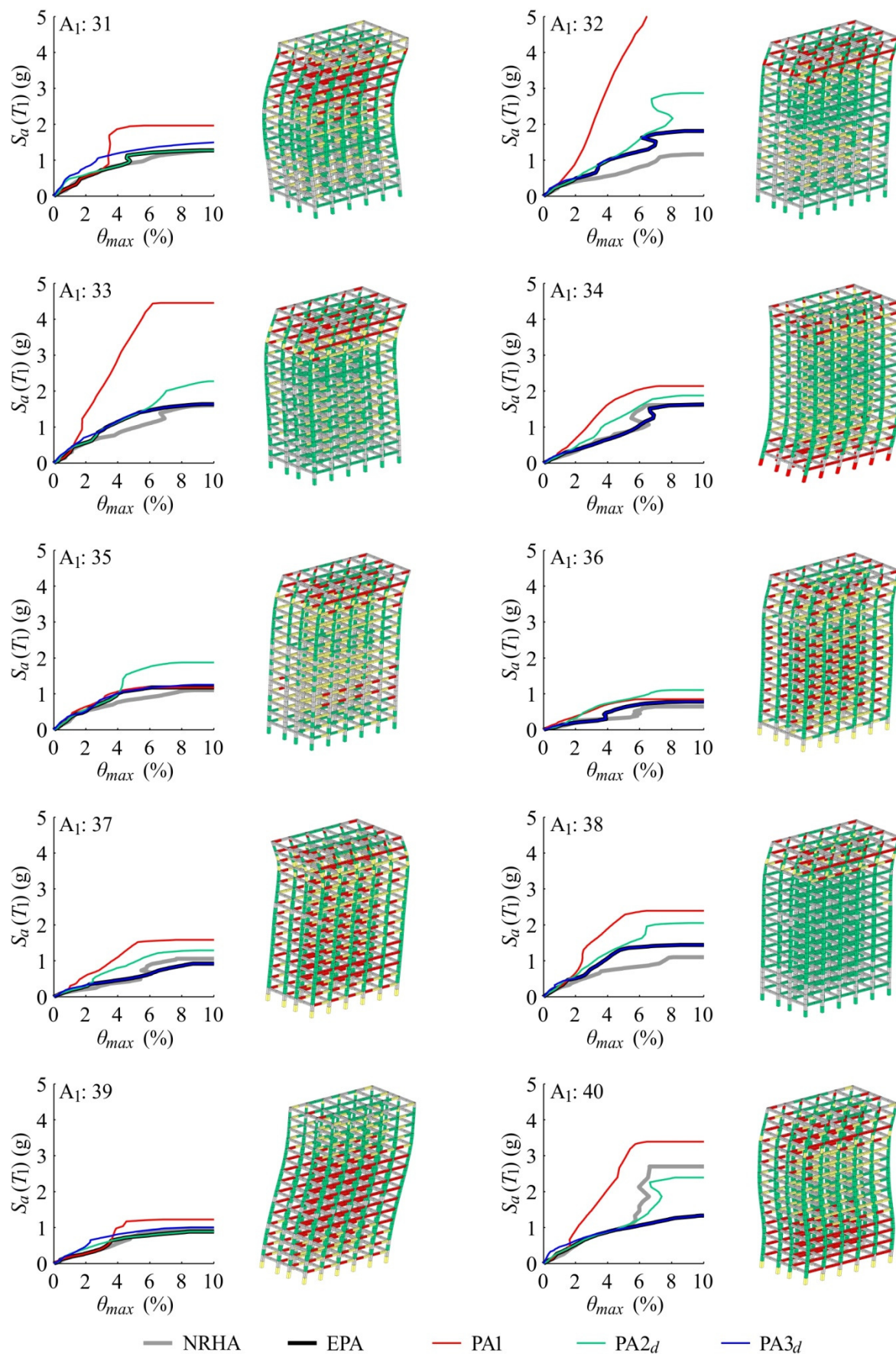
Slika C.1: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akcelerograme od 1 do 10 iz skupine $A_{1,S15}$.



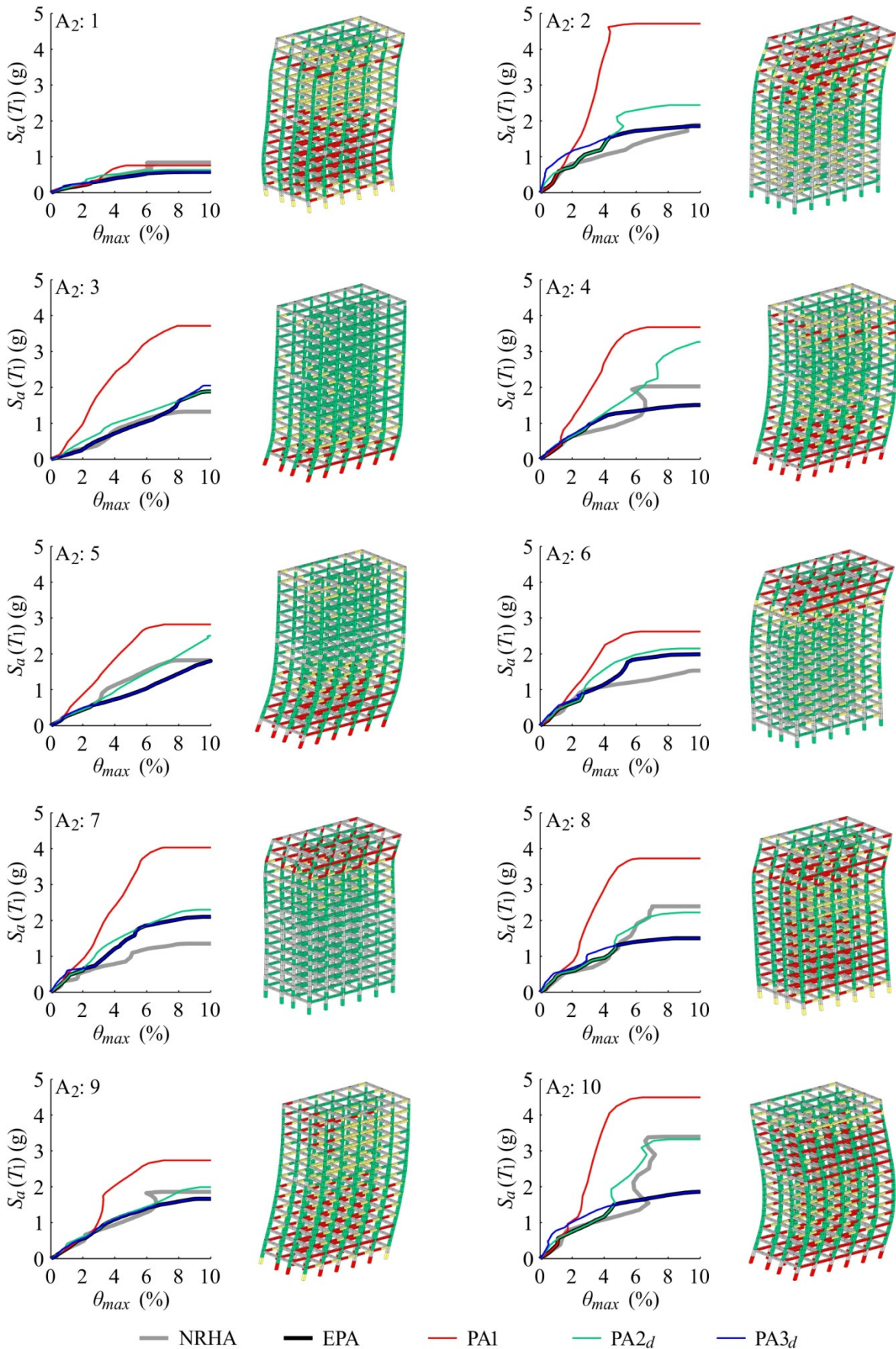
Slika C.2: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine $A_{1,S15}$.



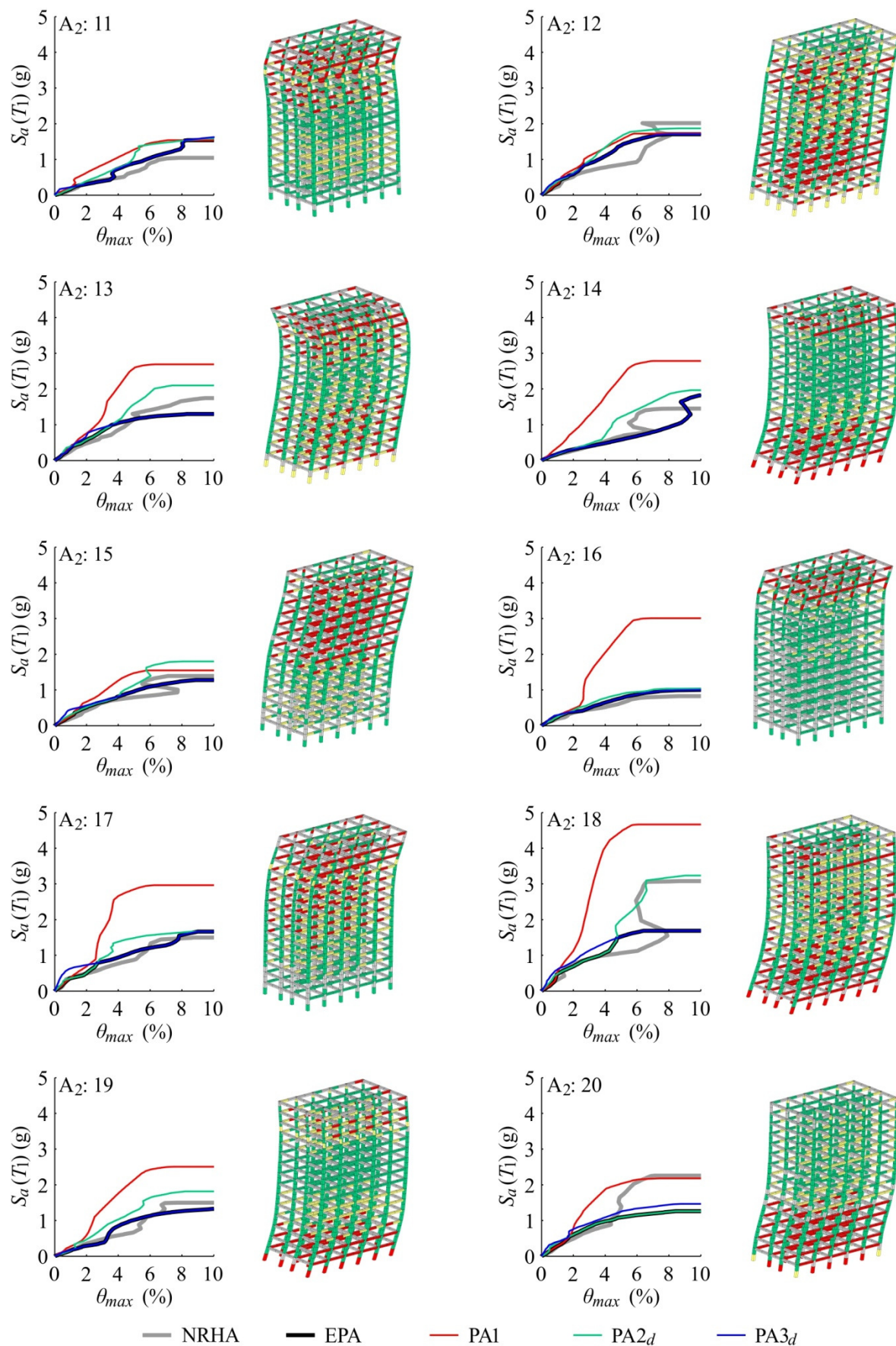
Slika C.3: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetajžno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine $A_{1,S15}$.



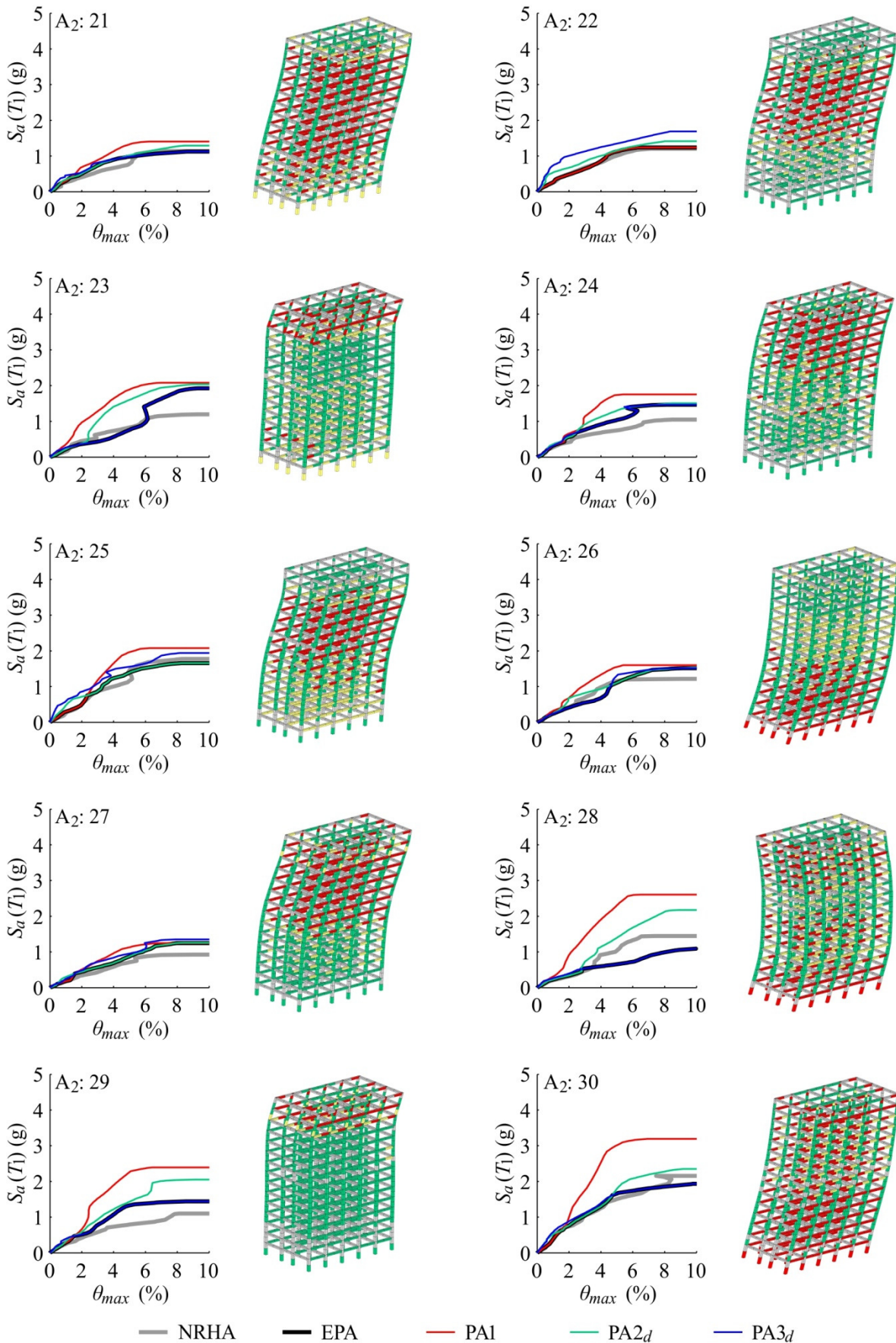
Slika C.4: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine $A_{1,S15}$.



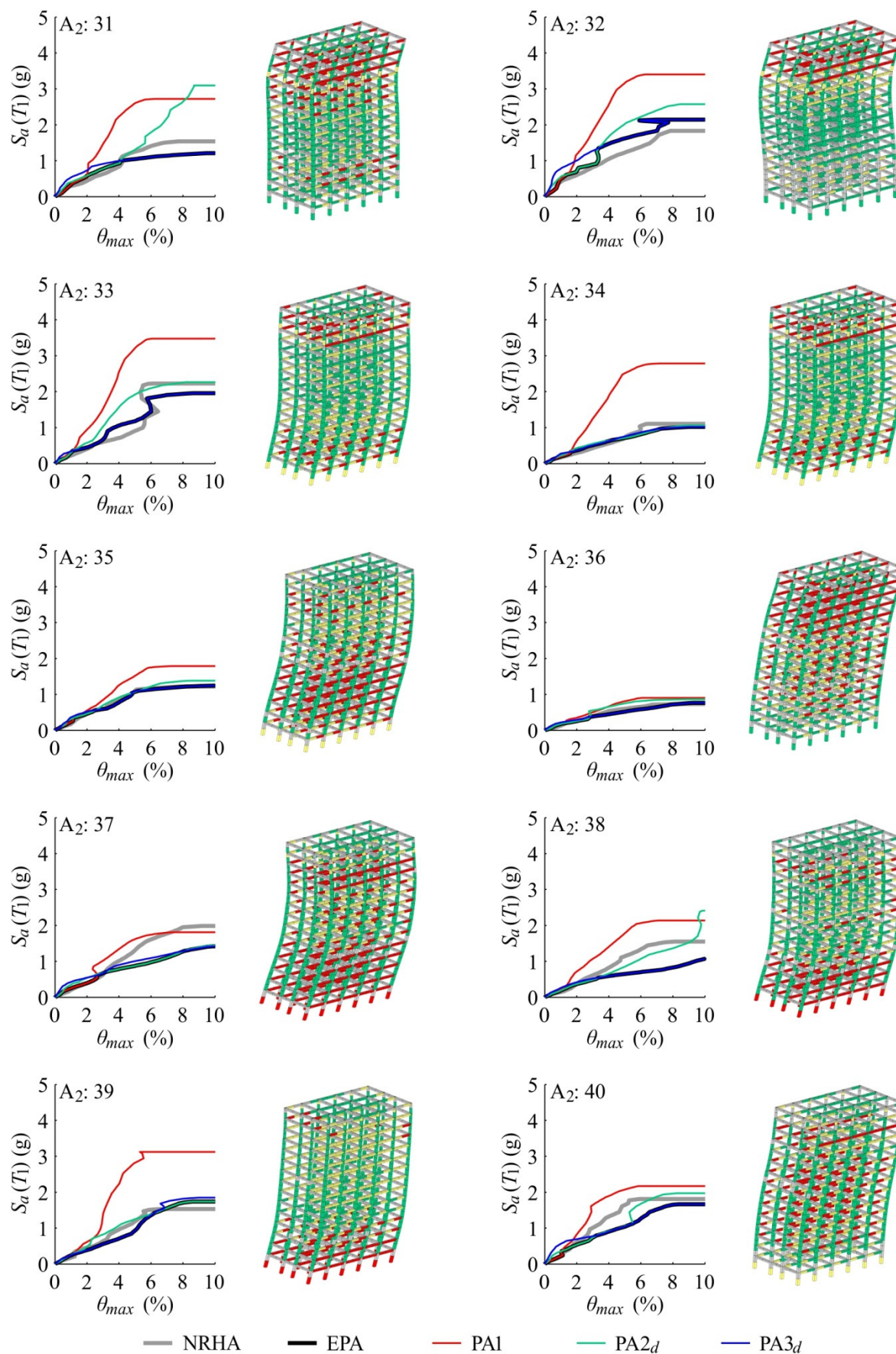
Slika C.5: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akcelerograme od 1 do 10 iz skupine $A_{2,S15}$.



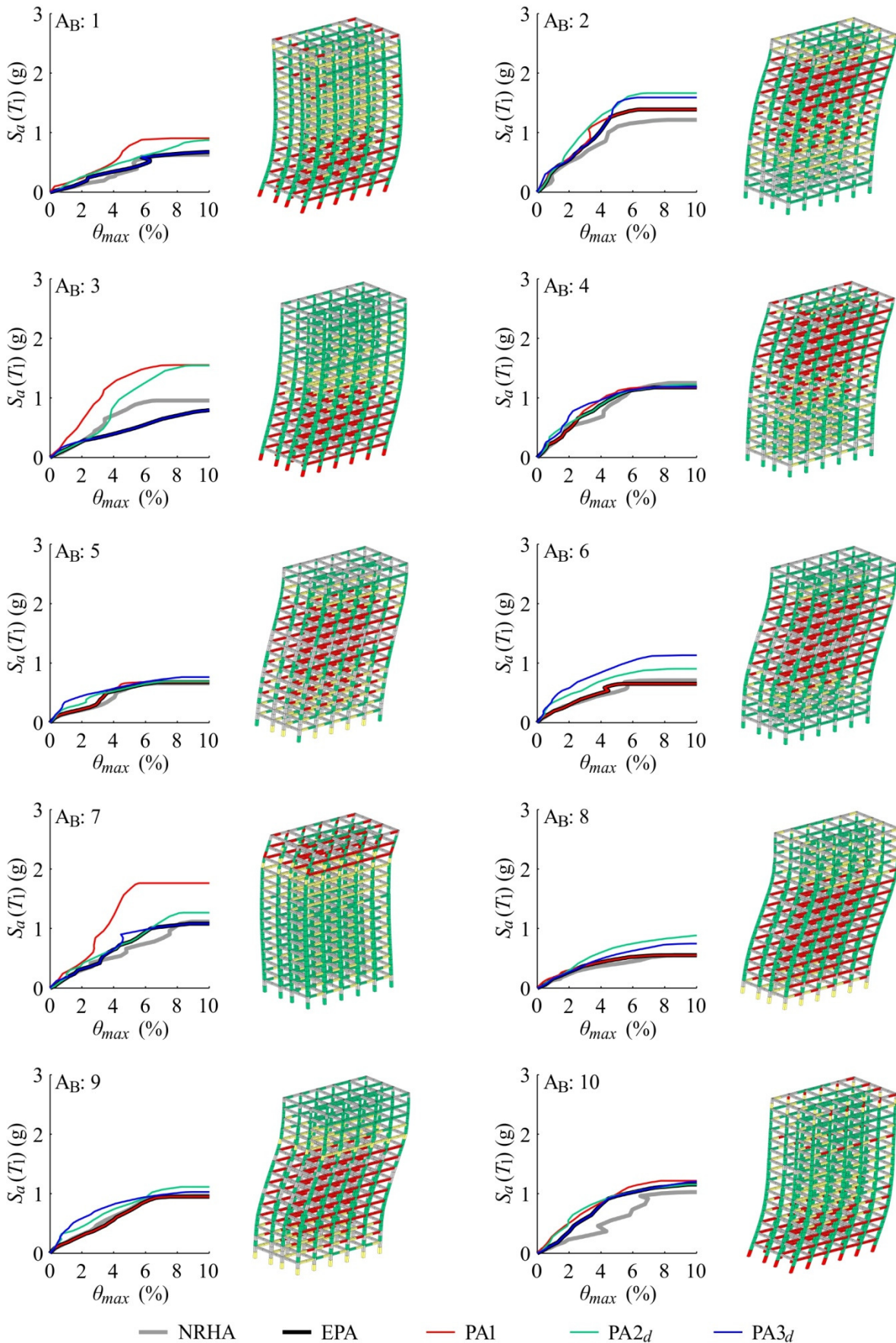
Slika C.6: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine A_{2,S15}.



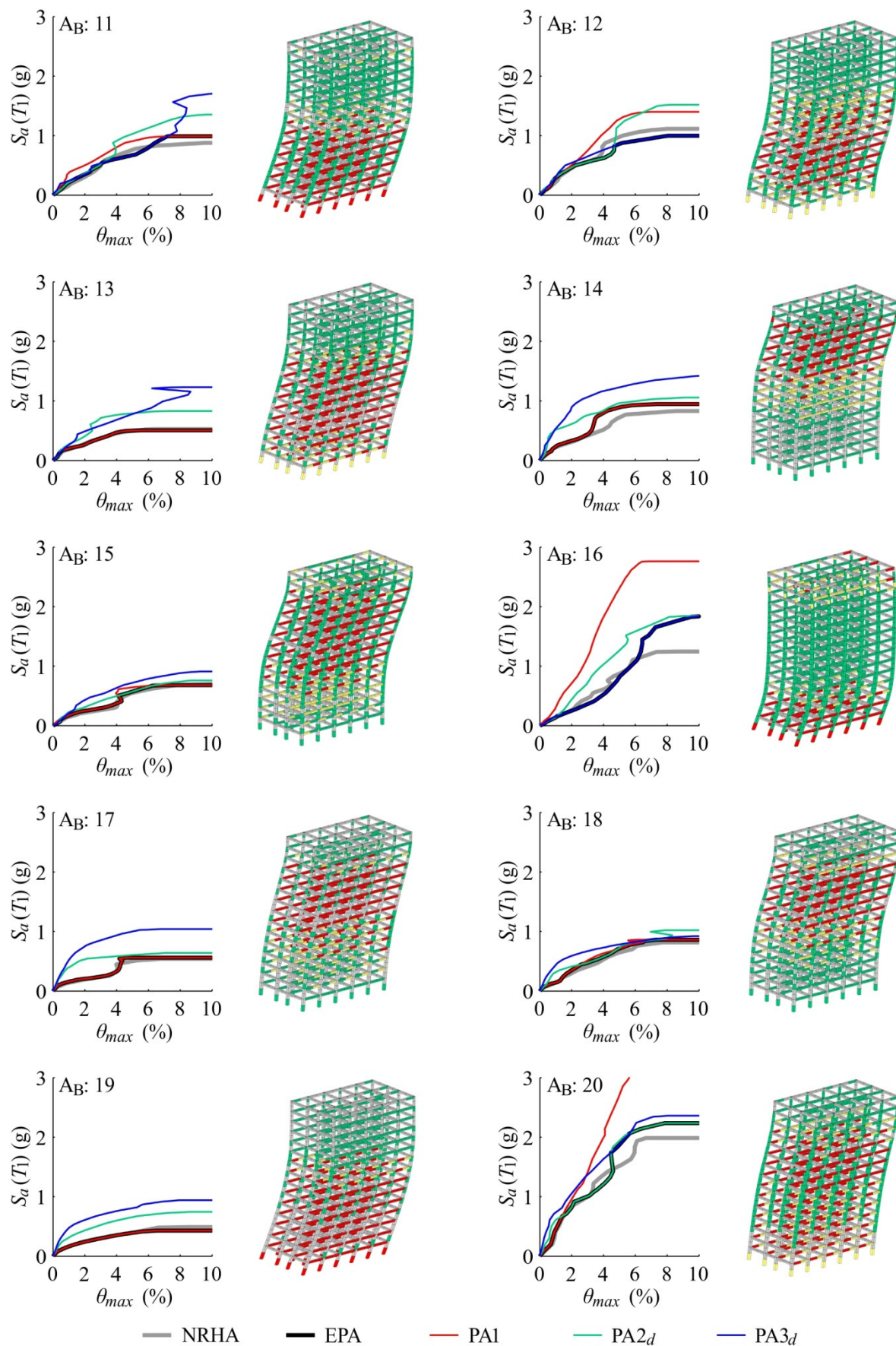
Slika C.7: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine A_{2,S15}.



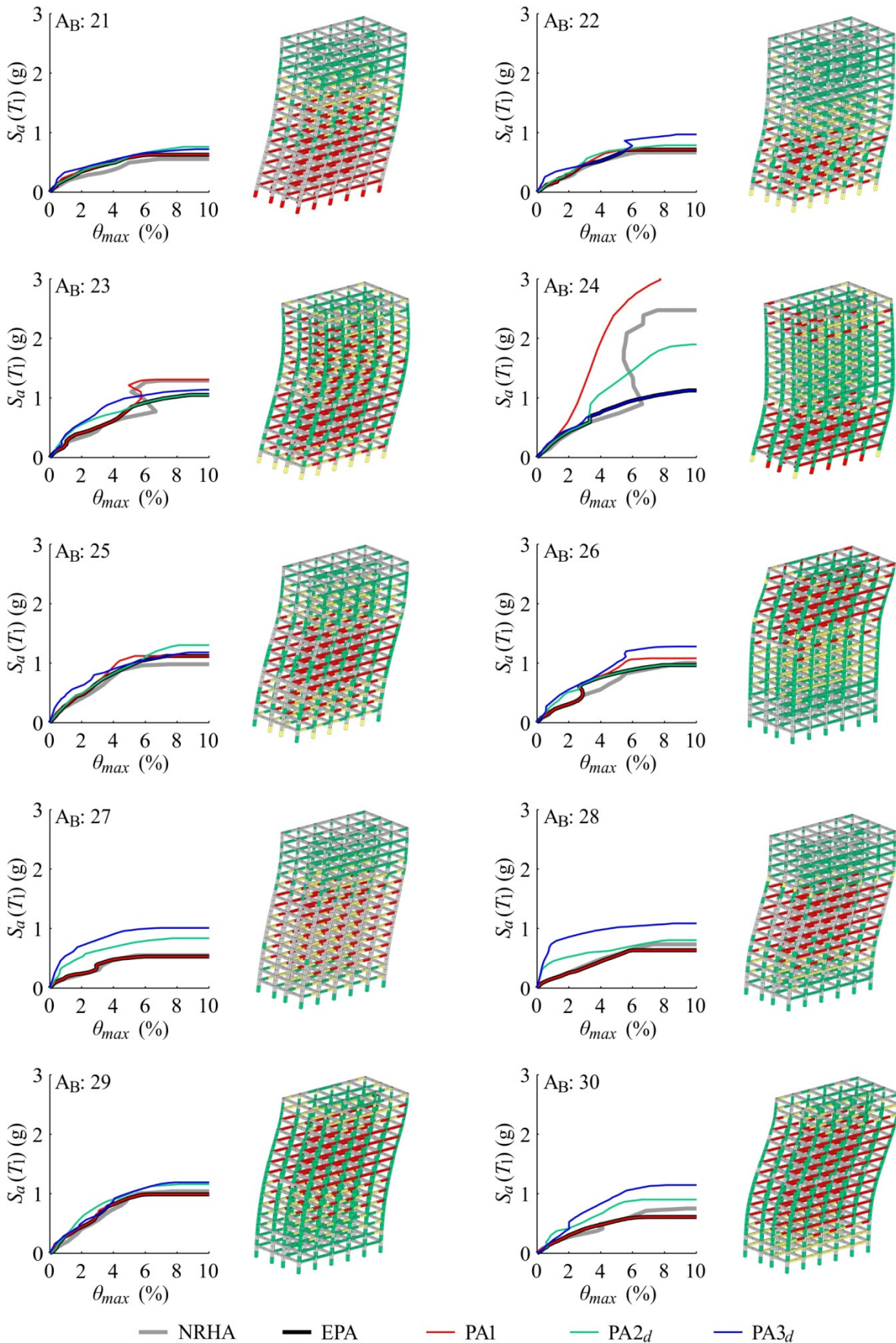
Slika C.8: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine $A_{2,S15}$.



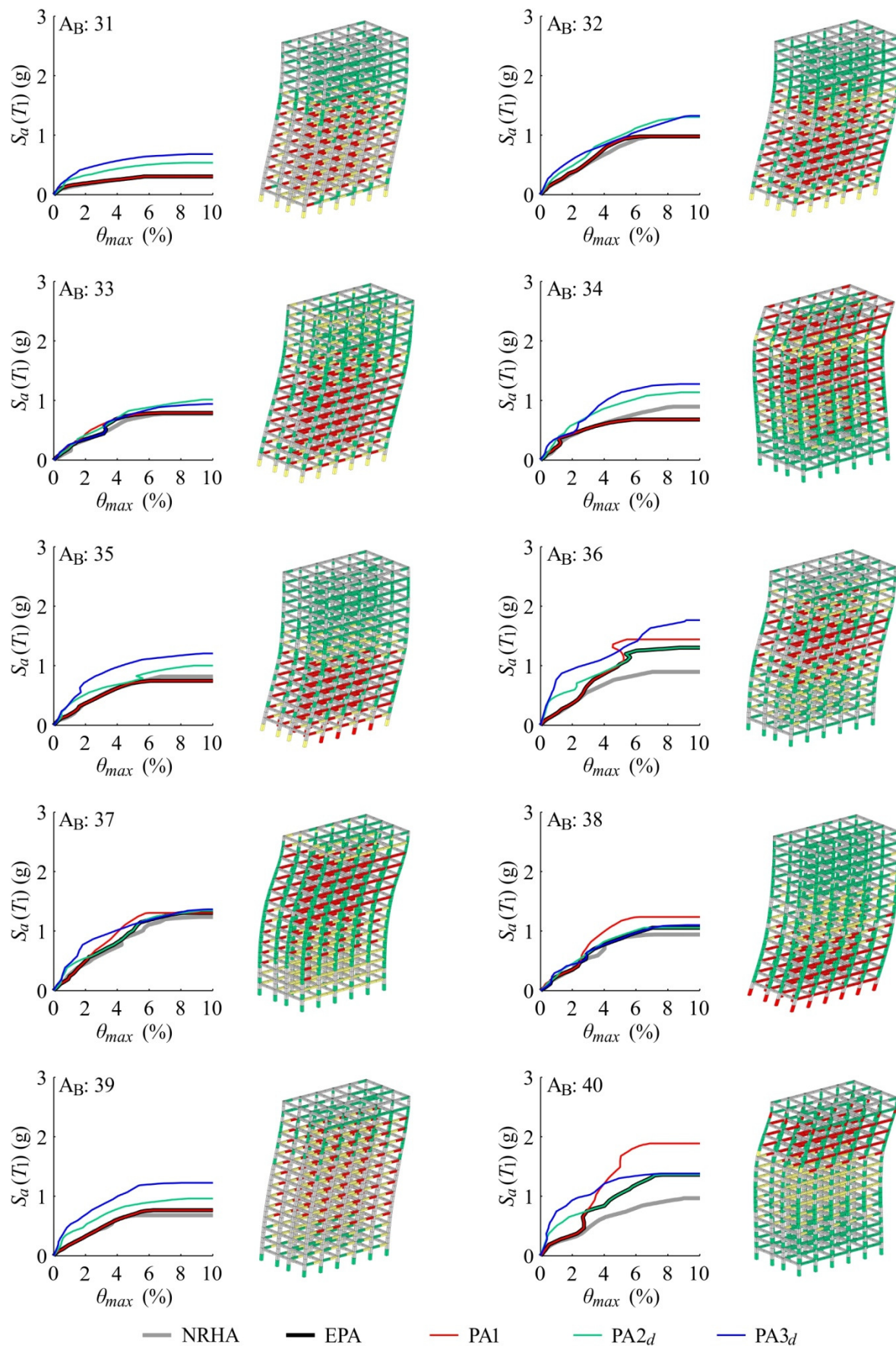
Slika C.9: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine A_B .



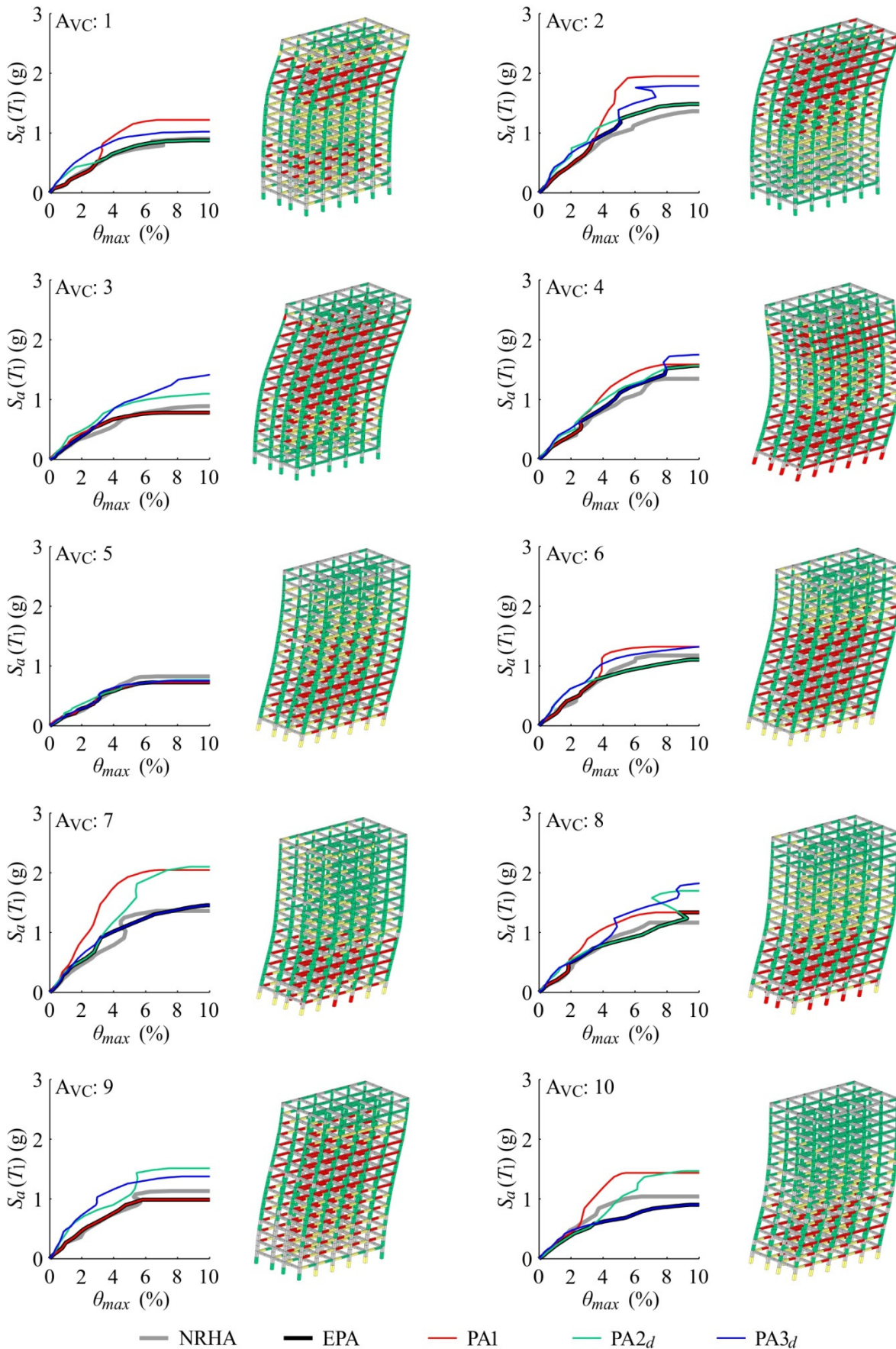
Slika C.10: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine A_B.



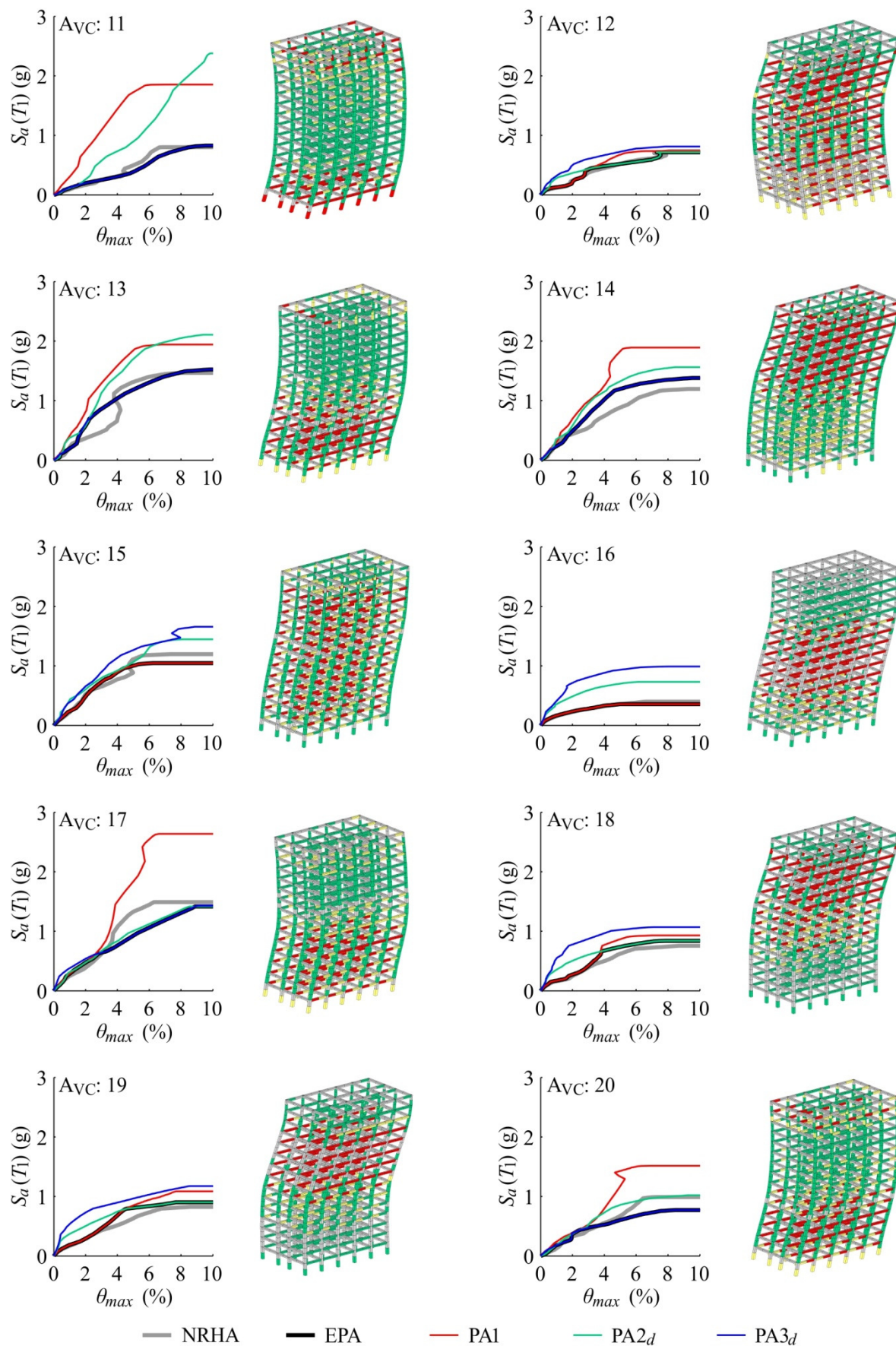
Slika C.11: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine A_B.



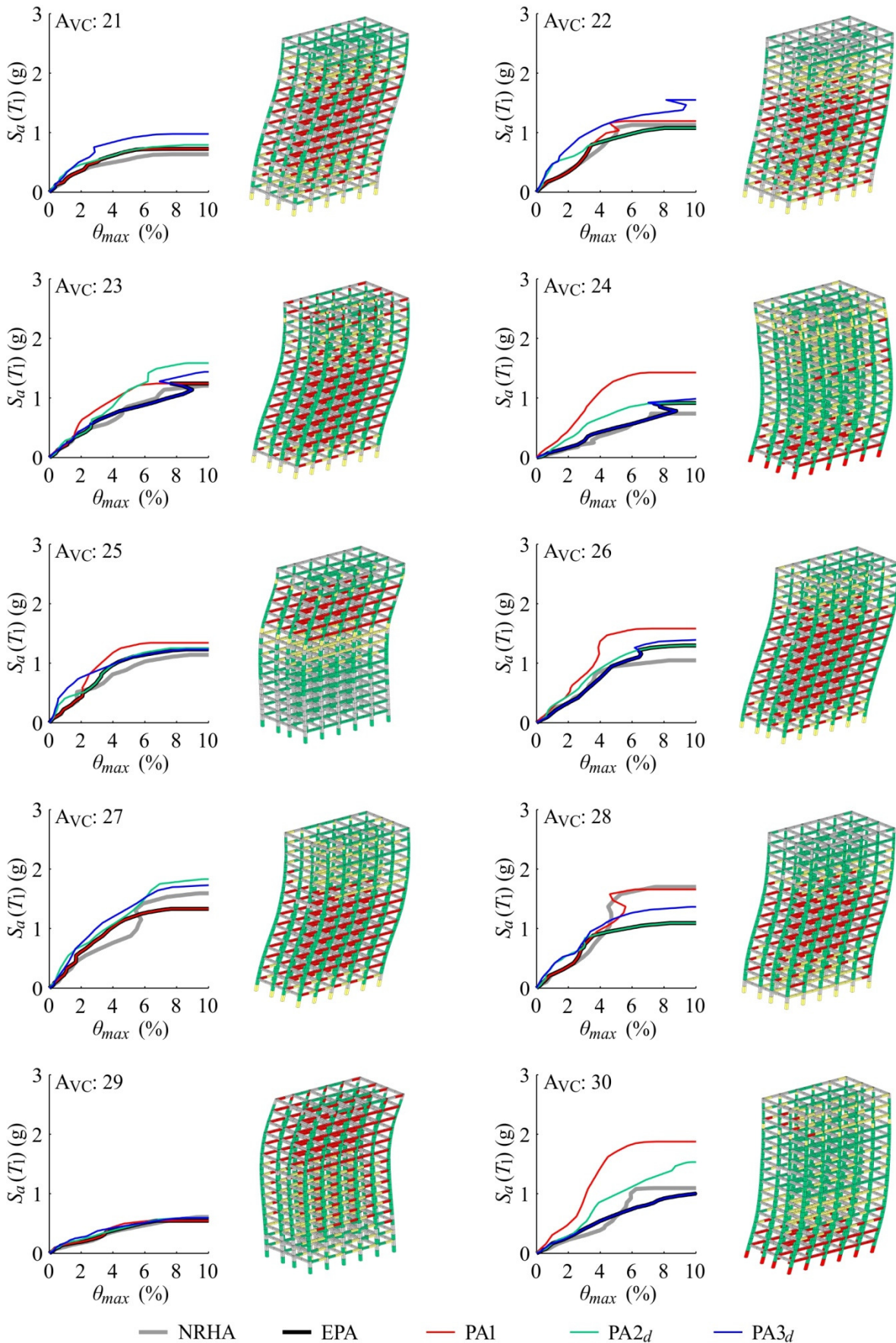
Slika C.12: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine A_B.



Slika C.13: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine Avc.



Slika C.14: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za petnajstetažno stavbo in akceleroграme od 11 do 20 iz skupine Avc.

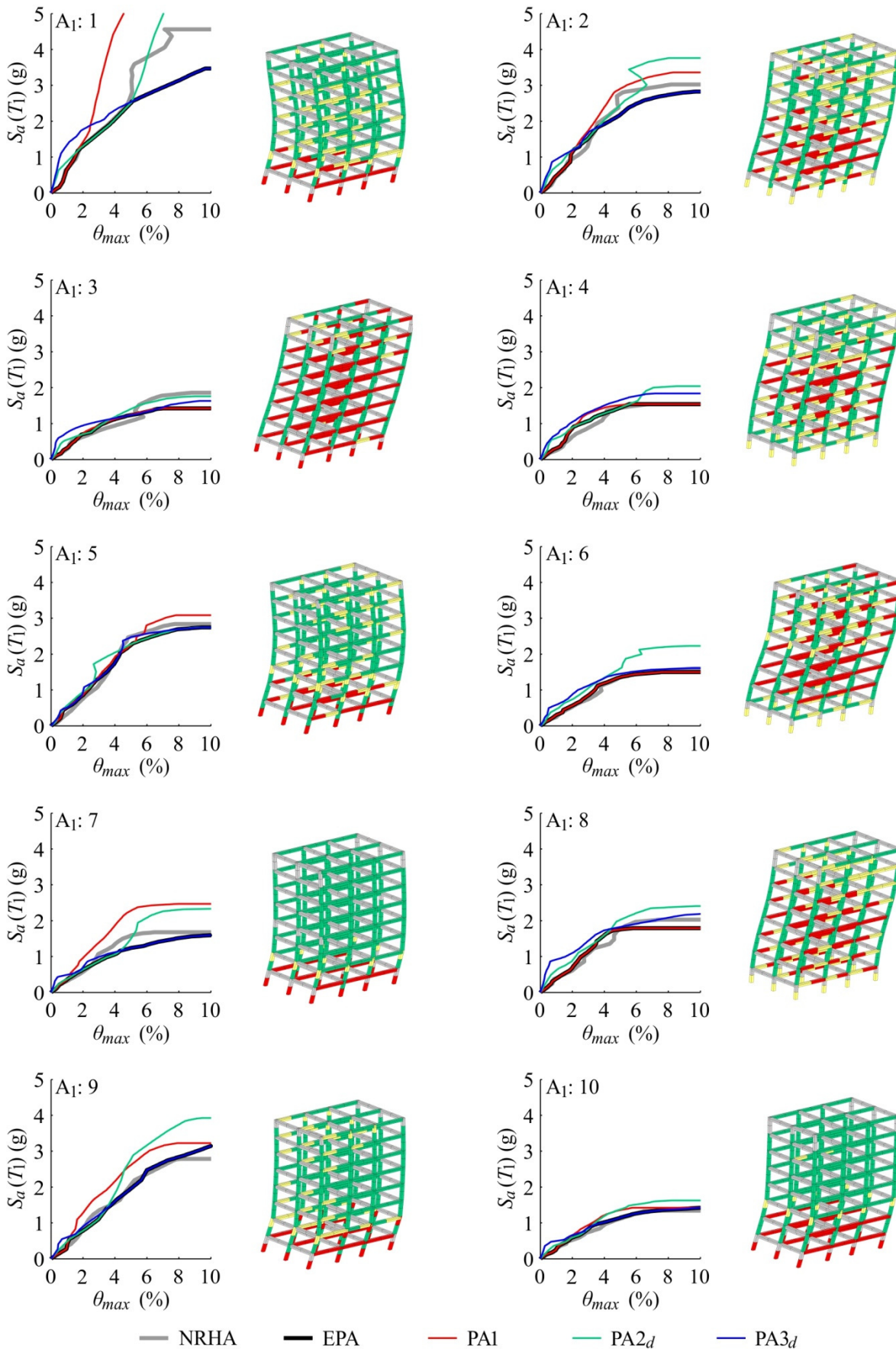


Slika C.15: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za petnajstetažno stavbo in akcelerograme od 21 do 30 iz skupine A_{VC}.

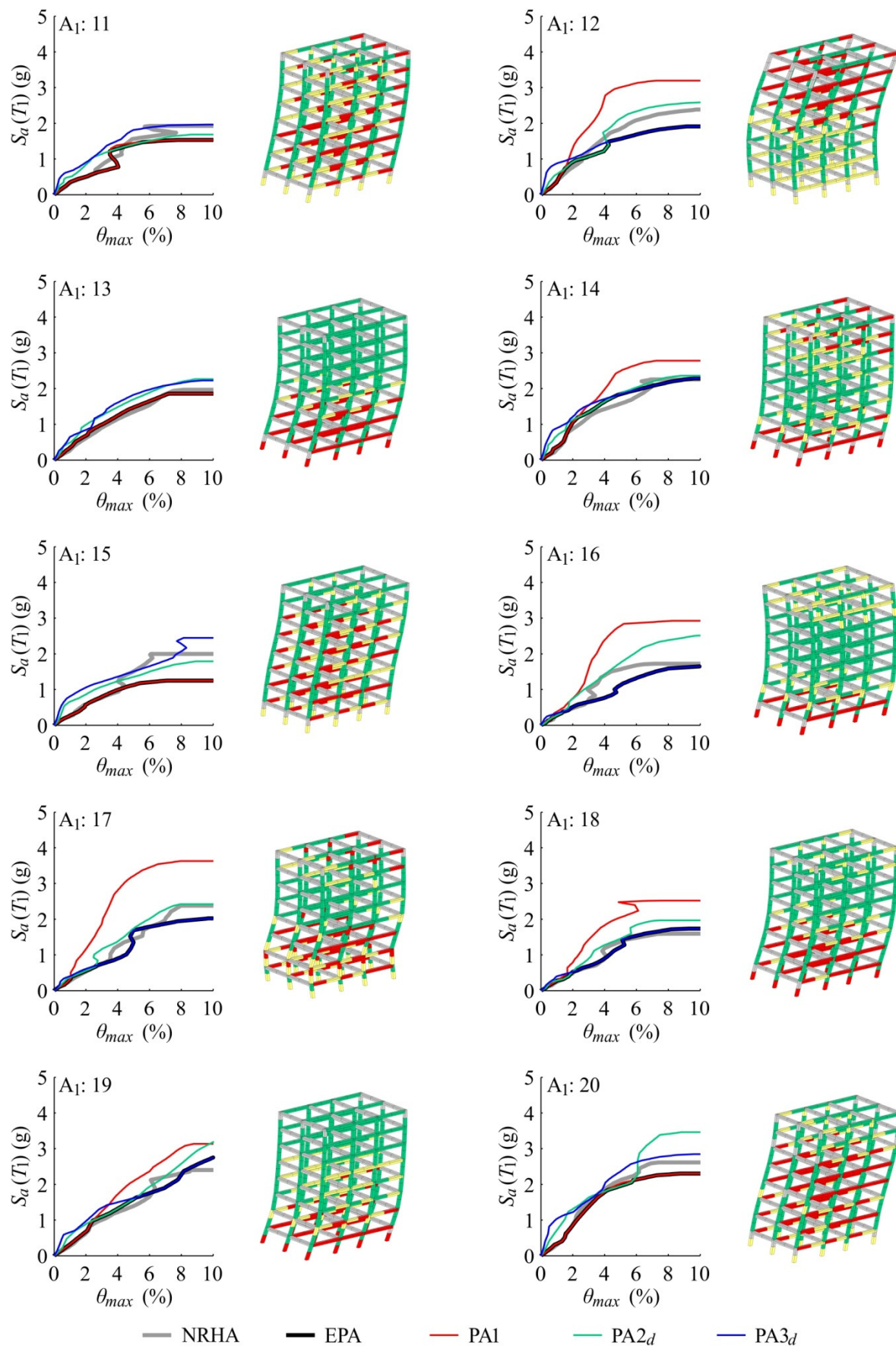
PRILOGA C

2. del: Osemetažna stavba

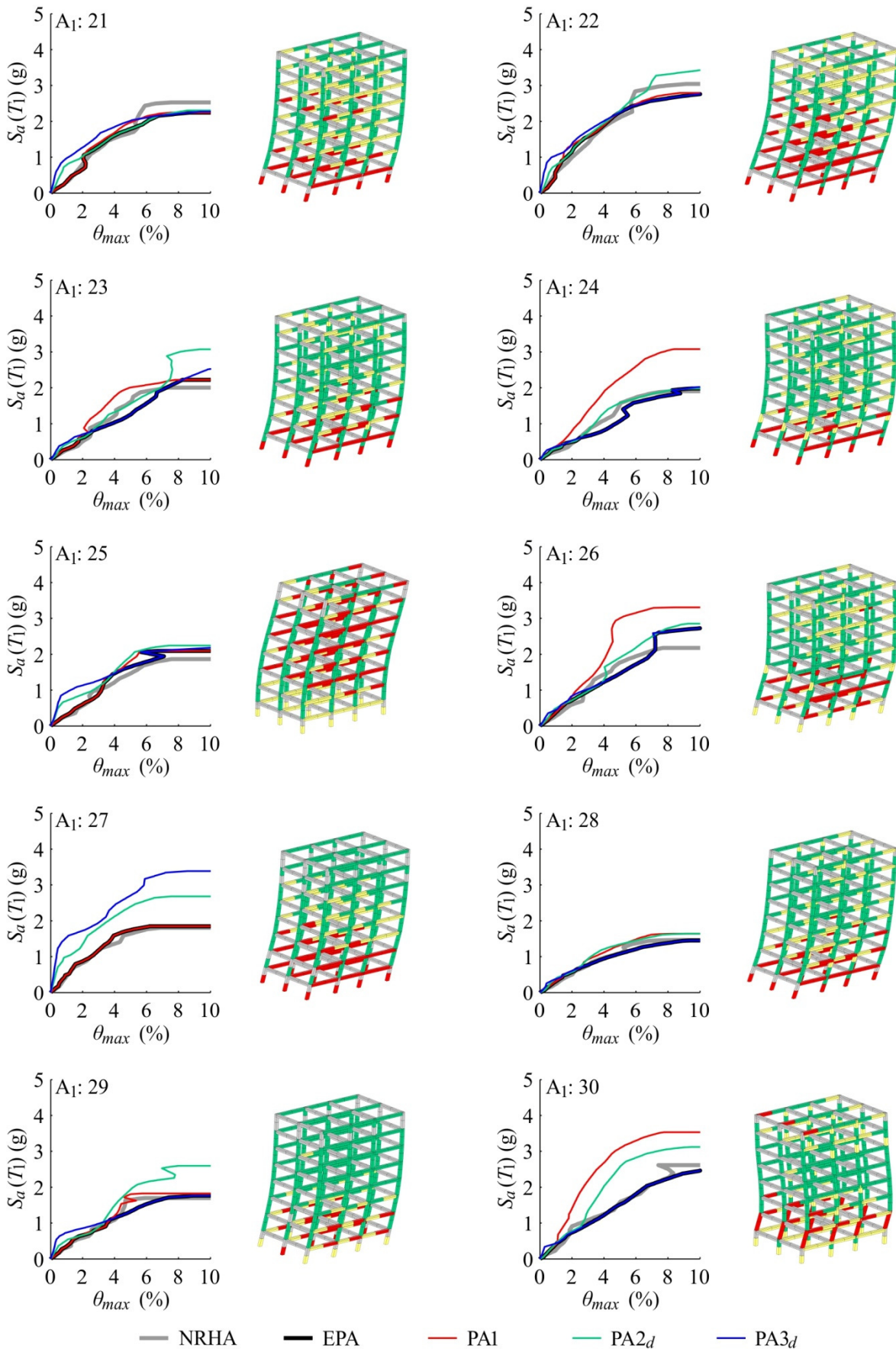
**Primerjava IDA krivulj določenih s 'točno' nelinearno dinamično analizo in poenostavljenim postopkom EPA za osemetažno stavbo (S8) in vsak posamezen akceleroگرام iz obravnavanih skupin ($A_{1,S8}$, $A_{2,S8}$, A_B in A_{VC}). Prikazane so tudi približne IDA krivulje določene z modalnim SDOF modelom (PA1) in deformacijskima SDOF modeloma (PA2d in PA3d), ki določajo ovojnico postopka EPA, ter poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcij pri mejni intenziteti pred porušitvijo glede na nelinearno dinamično analizo.
(glej poglavje 6.1.6)**



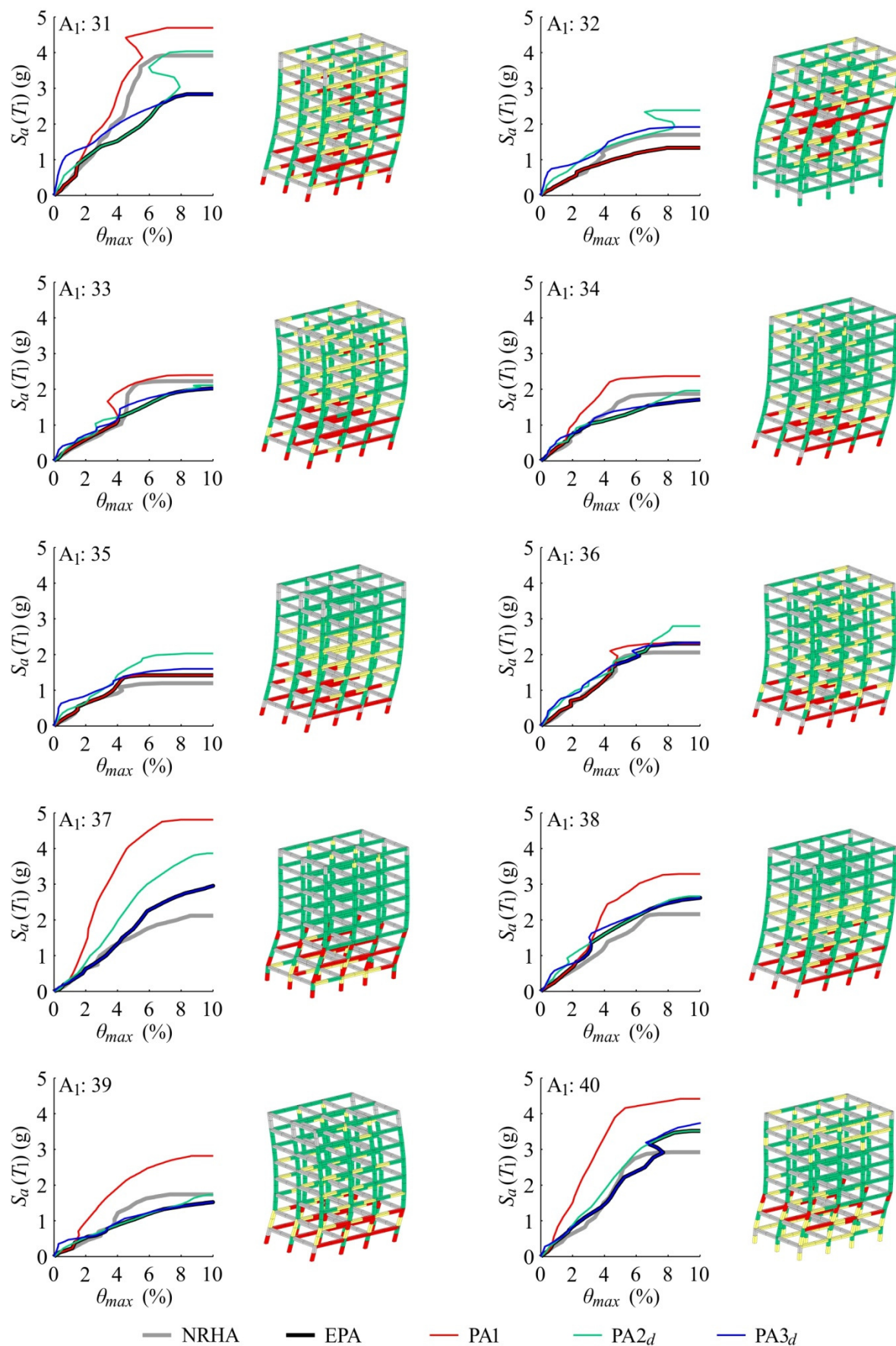
Slika C.16: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine $A_{1,SS}$.



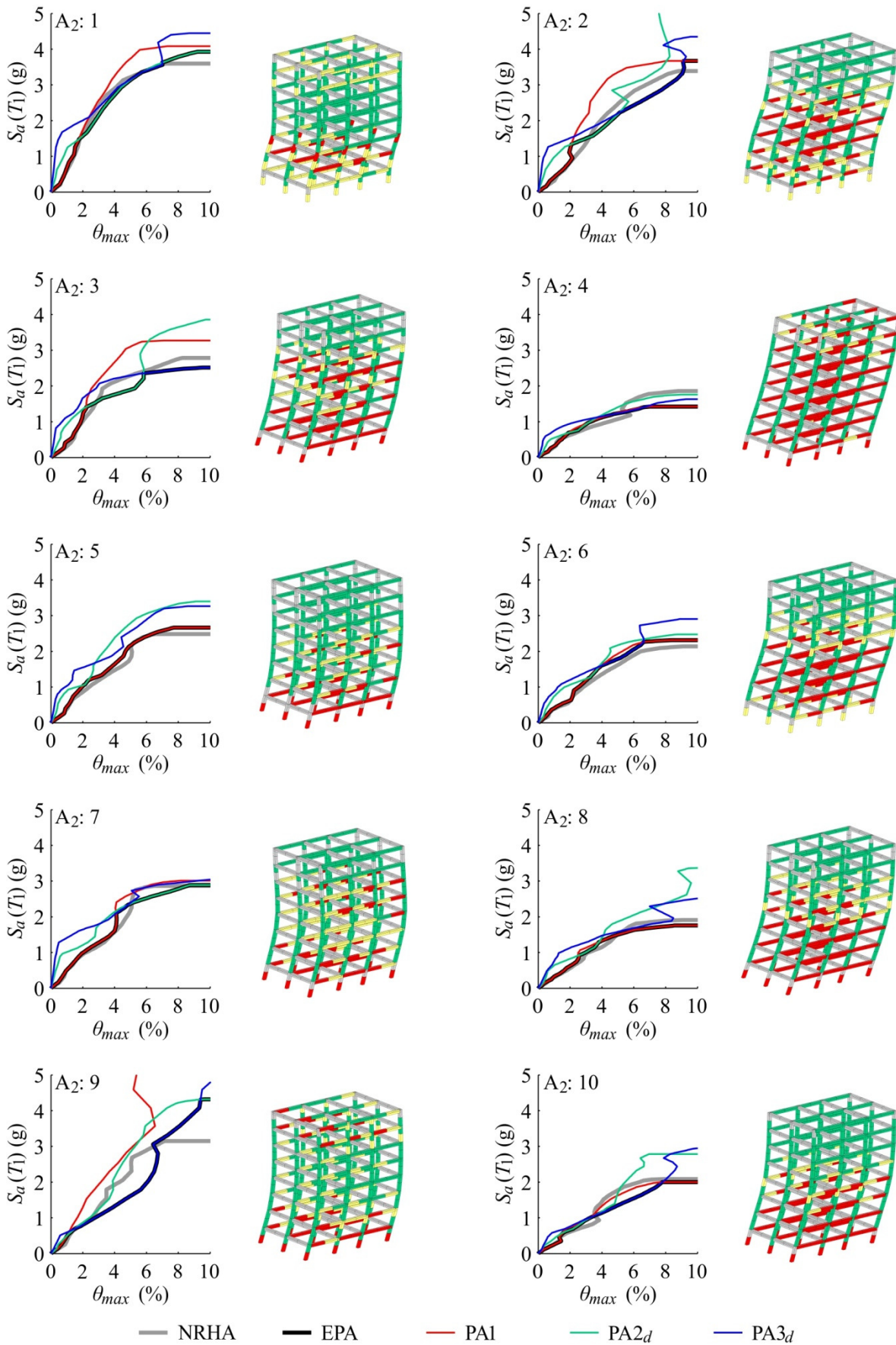
Slika C.17: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine $A_{1,SS}$.



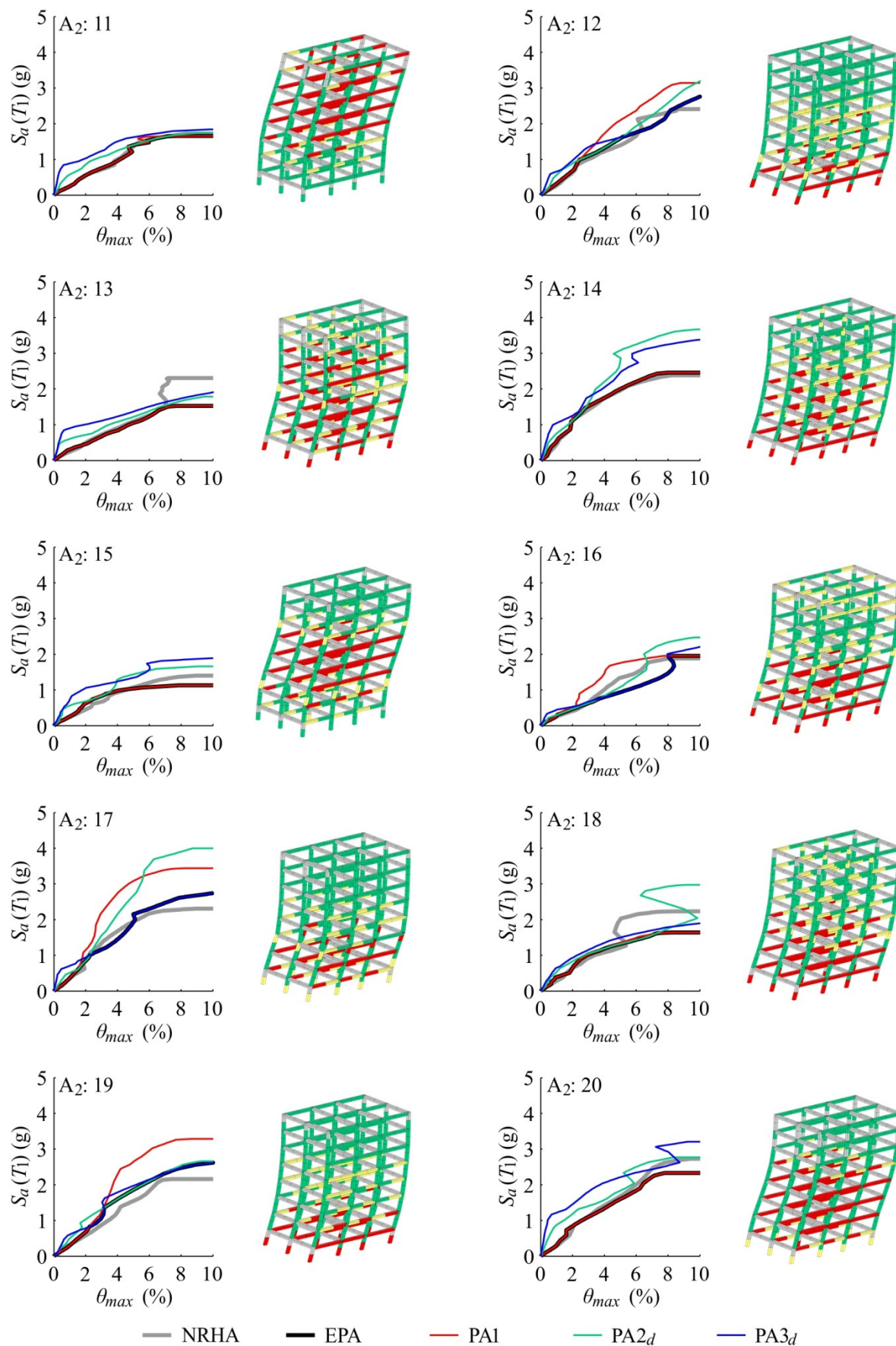
Slika C.18: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osemetažno stavbo in akcelerograme od 21 do 30 iz skupine $A_{1,ss}$.



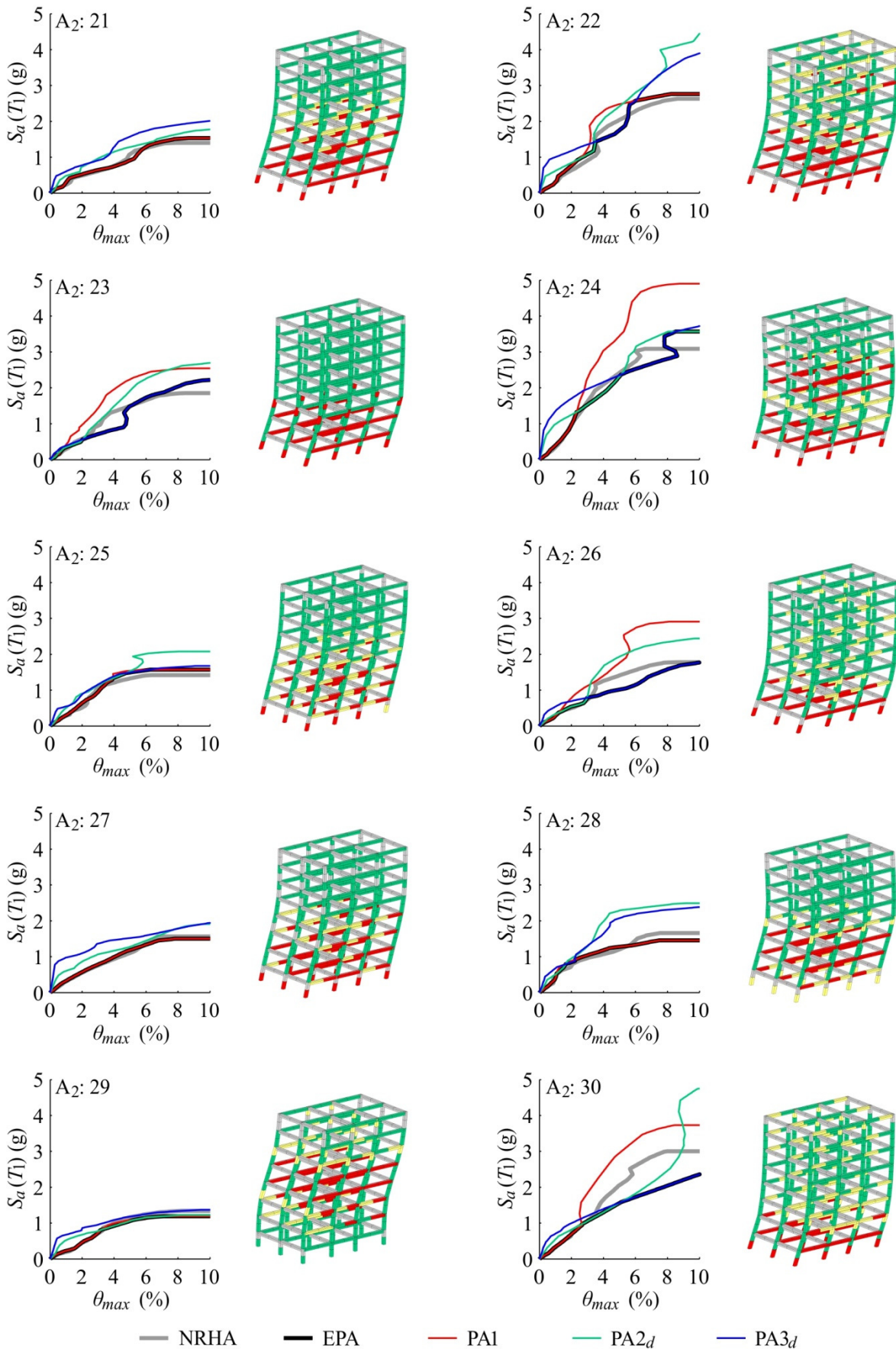
Slika C.19: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine $A_{1,SS}$.



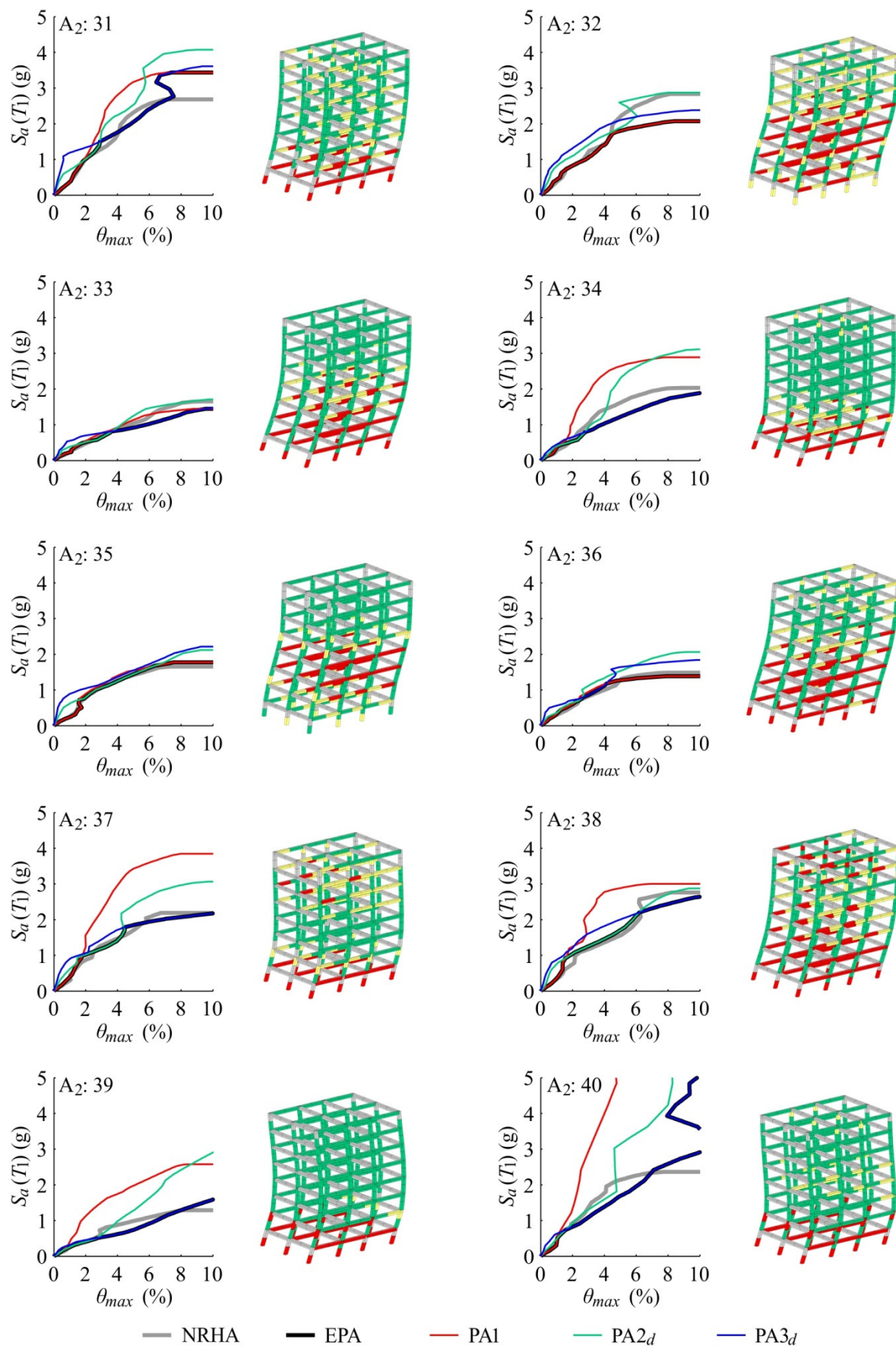
Slika C.20: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine $A_{2,SS}$.



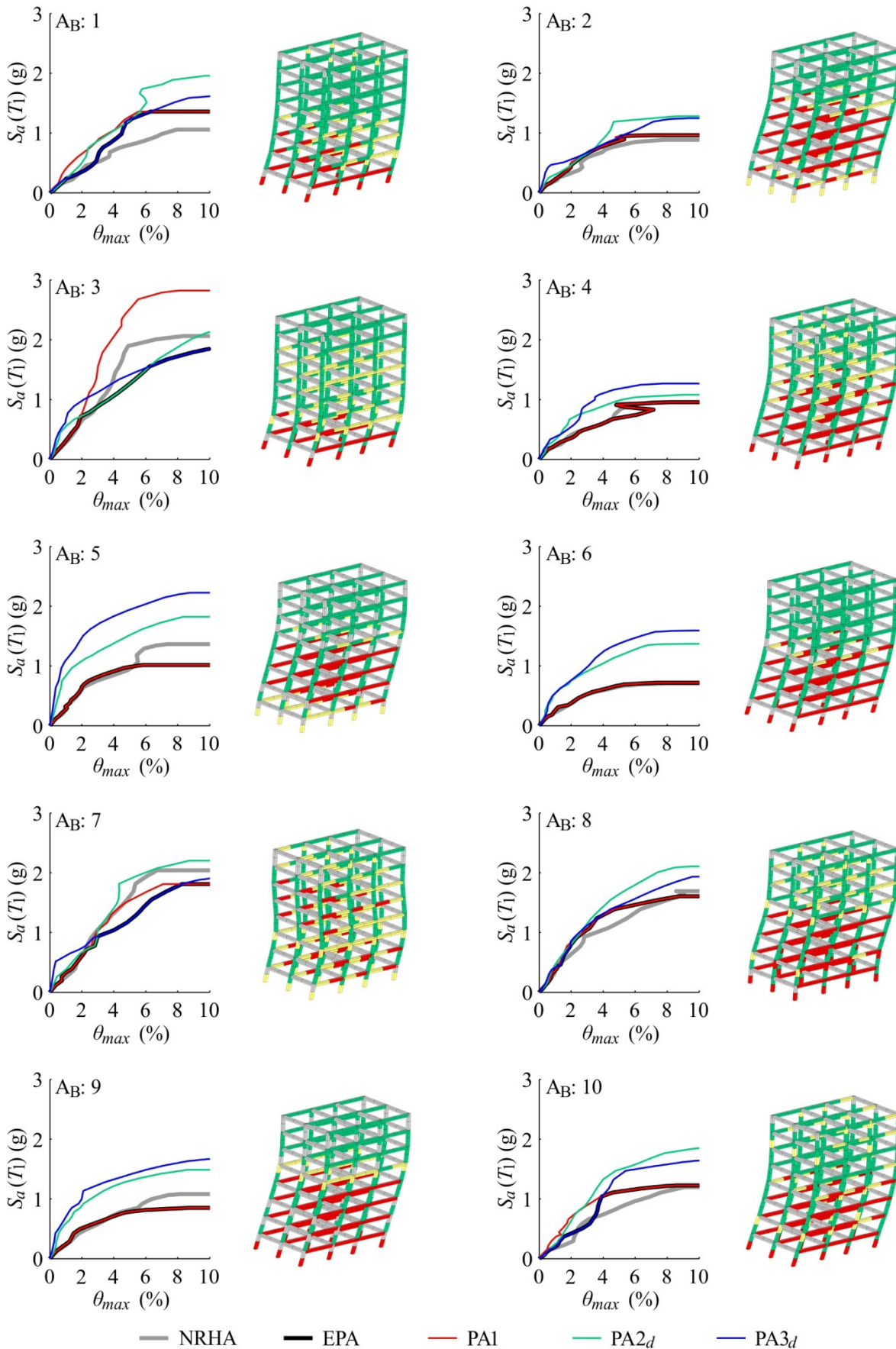
Slika C.21: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine $A_{2,S8}$.



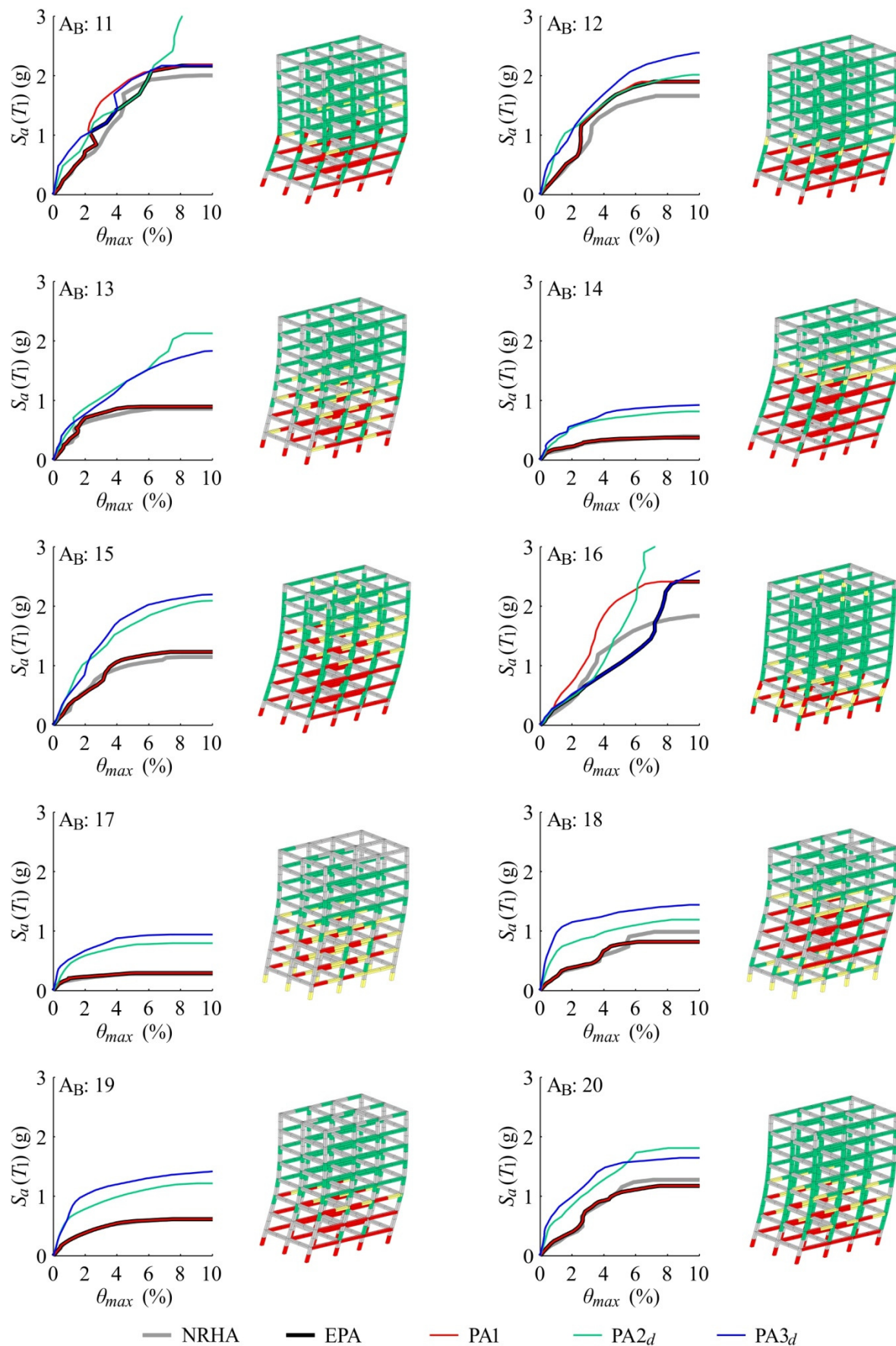
Slika C.22: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine $A_{2,SS}$.



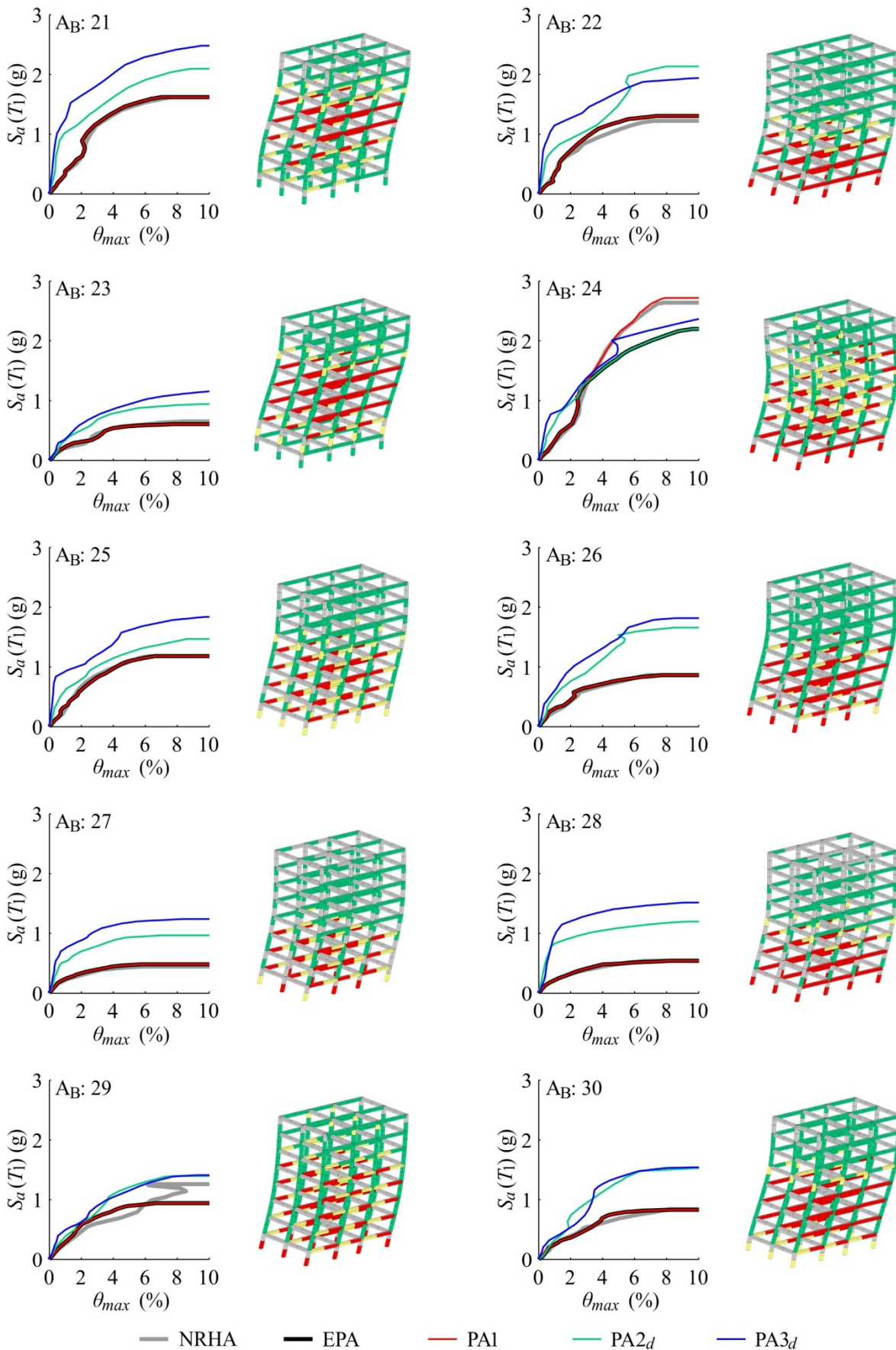
Slika C.23: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine $A_{2,SS}$.



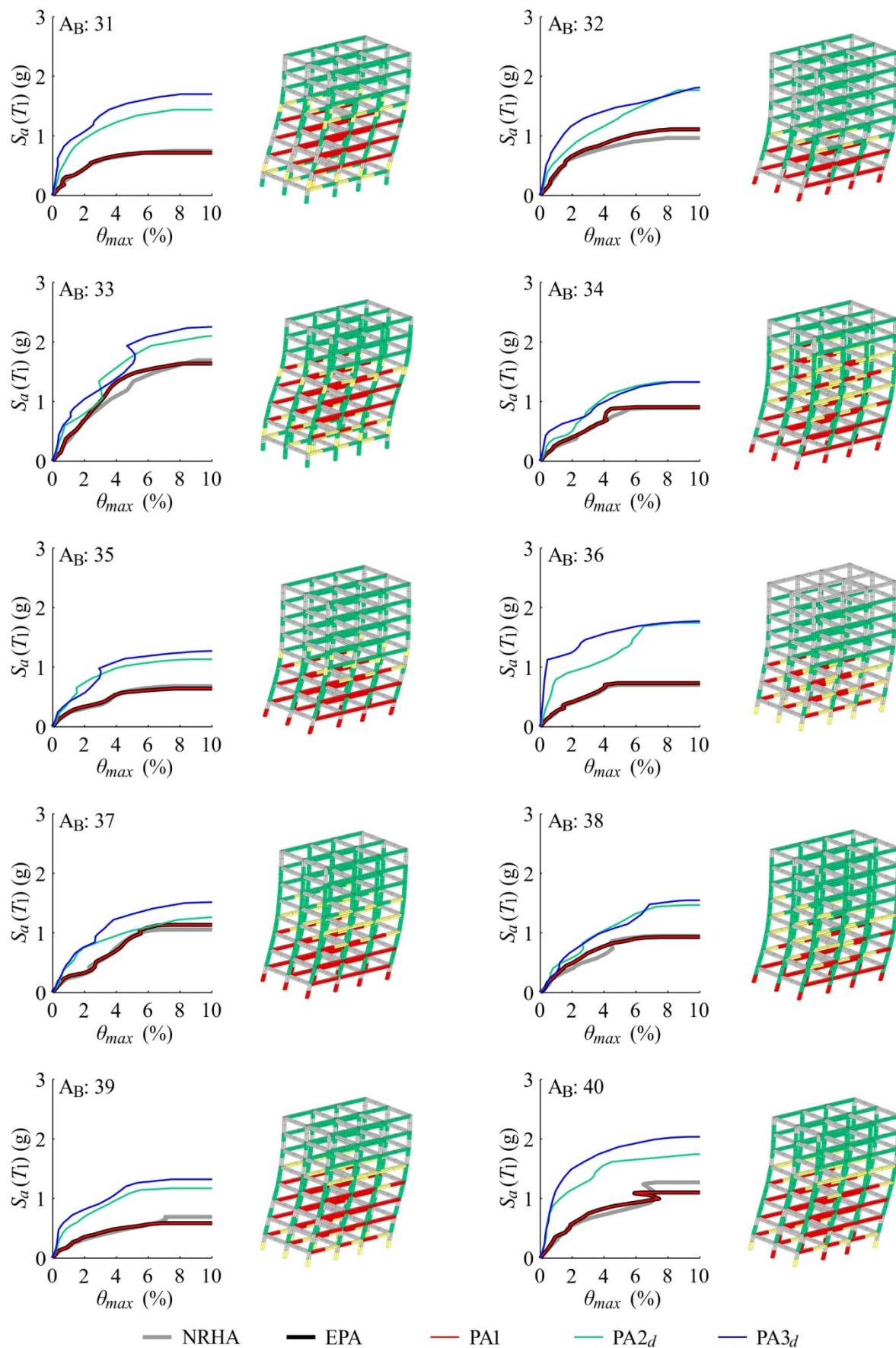
Slika C.24: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine A_B.



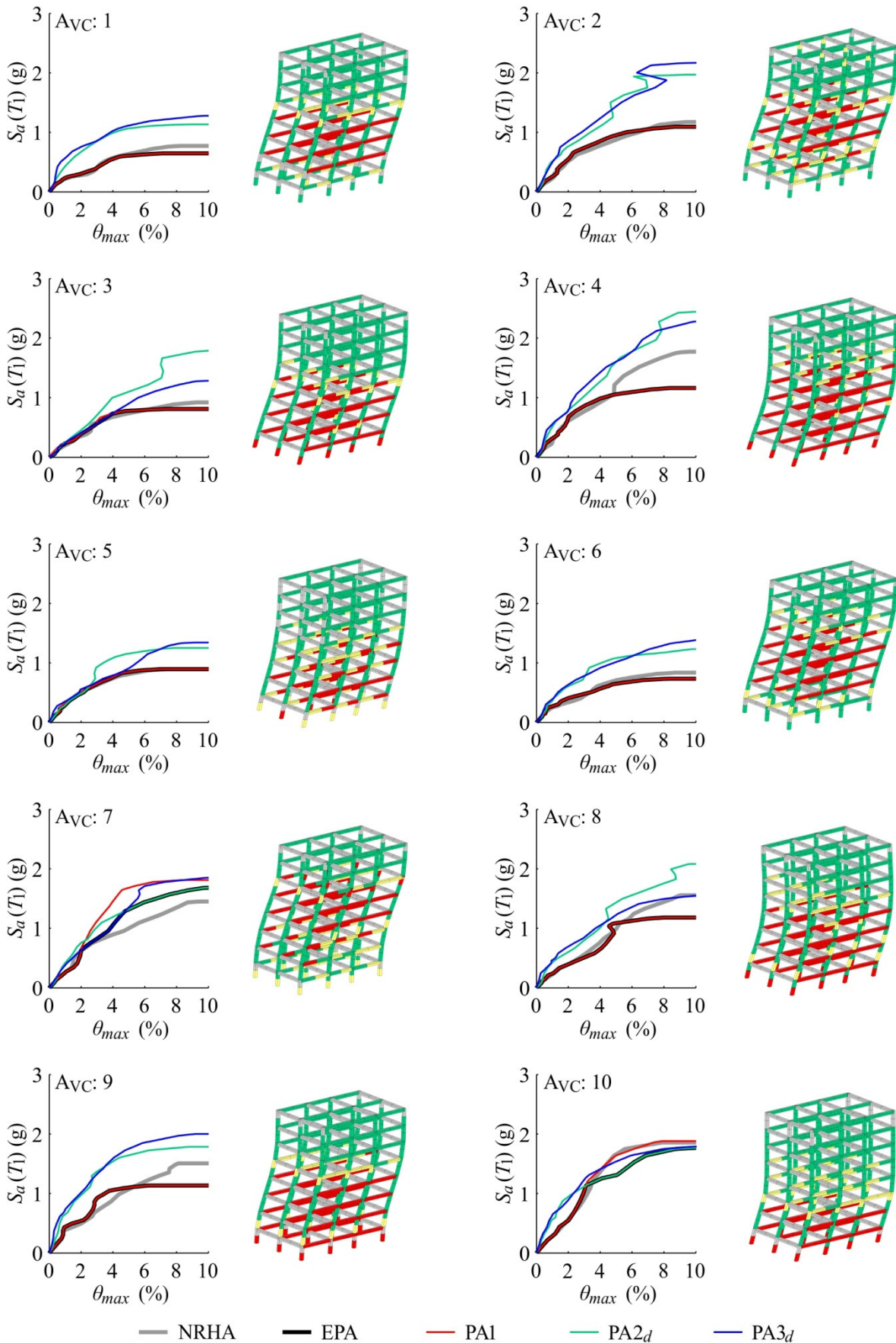
Slika C.25: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine A_B .



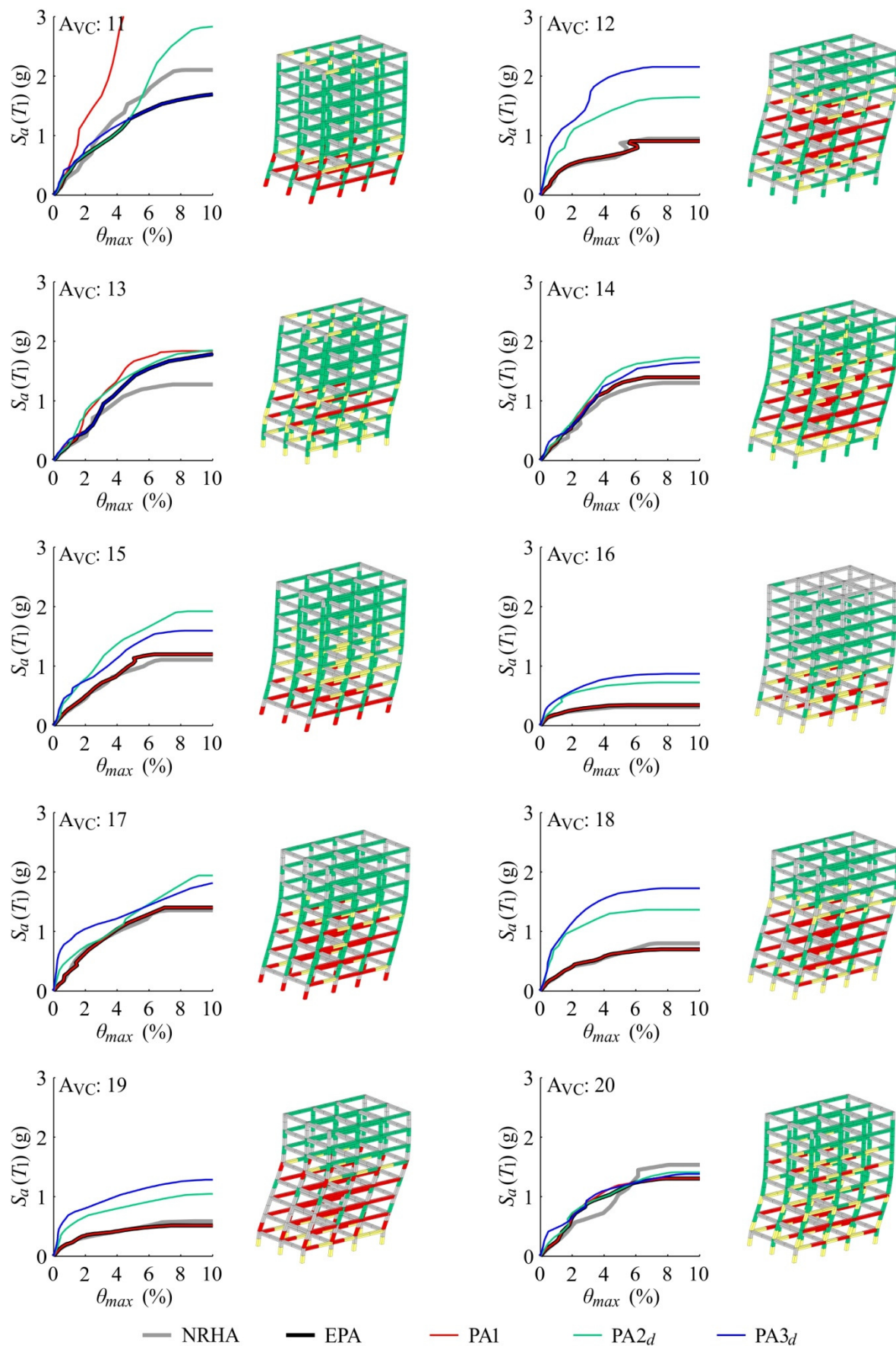
Slika C.26: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine A_B.



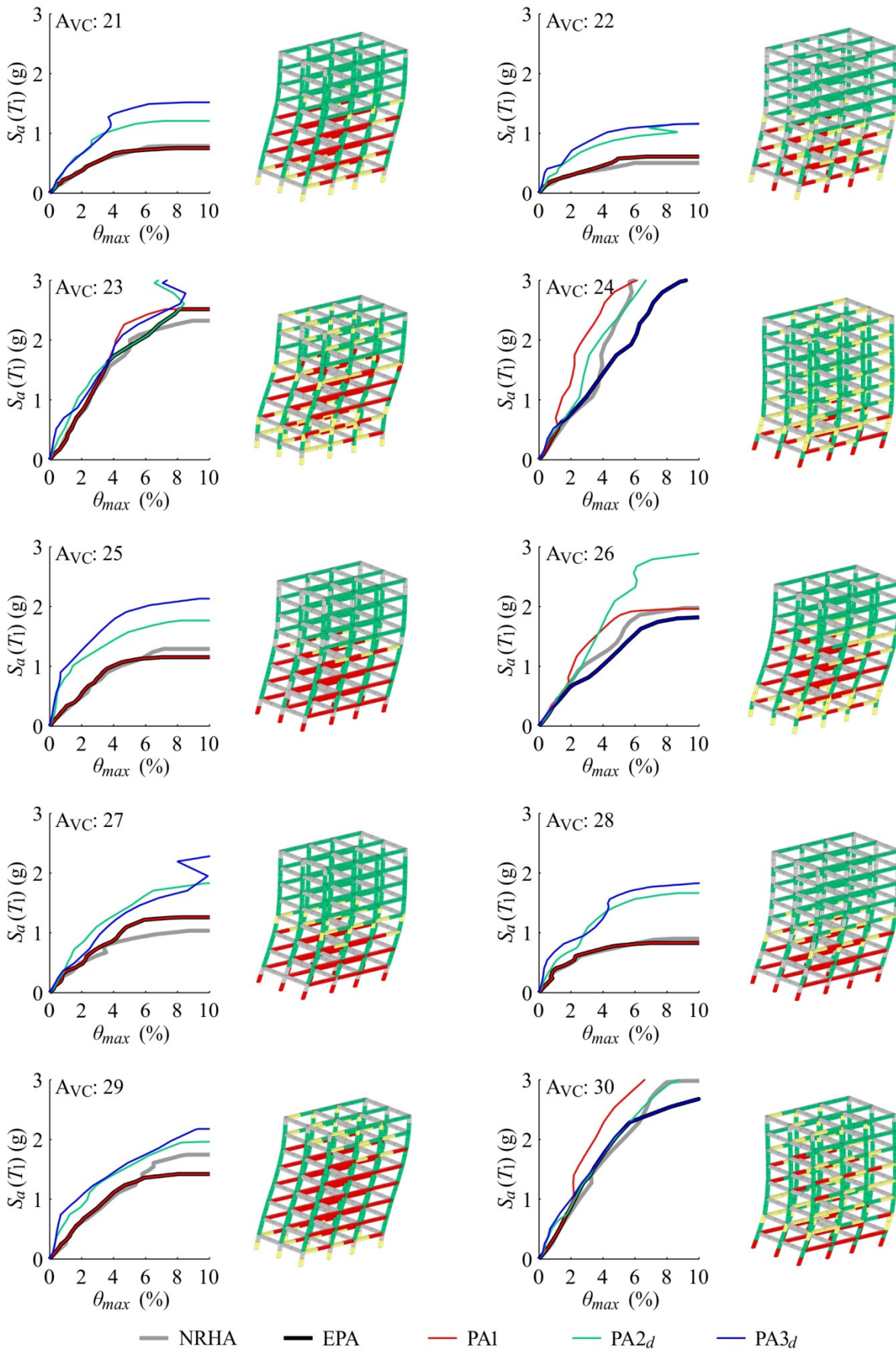
Slika C.27: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osemetažno stavbo in akcelerograme od 31 do 40 iz skupine A_B .



Slika C.28: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine A_{VC}.



Slika C.29: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za osetažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine Avc.

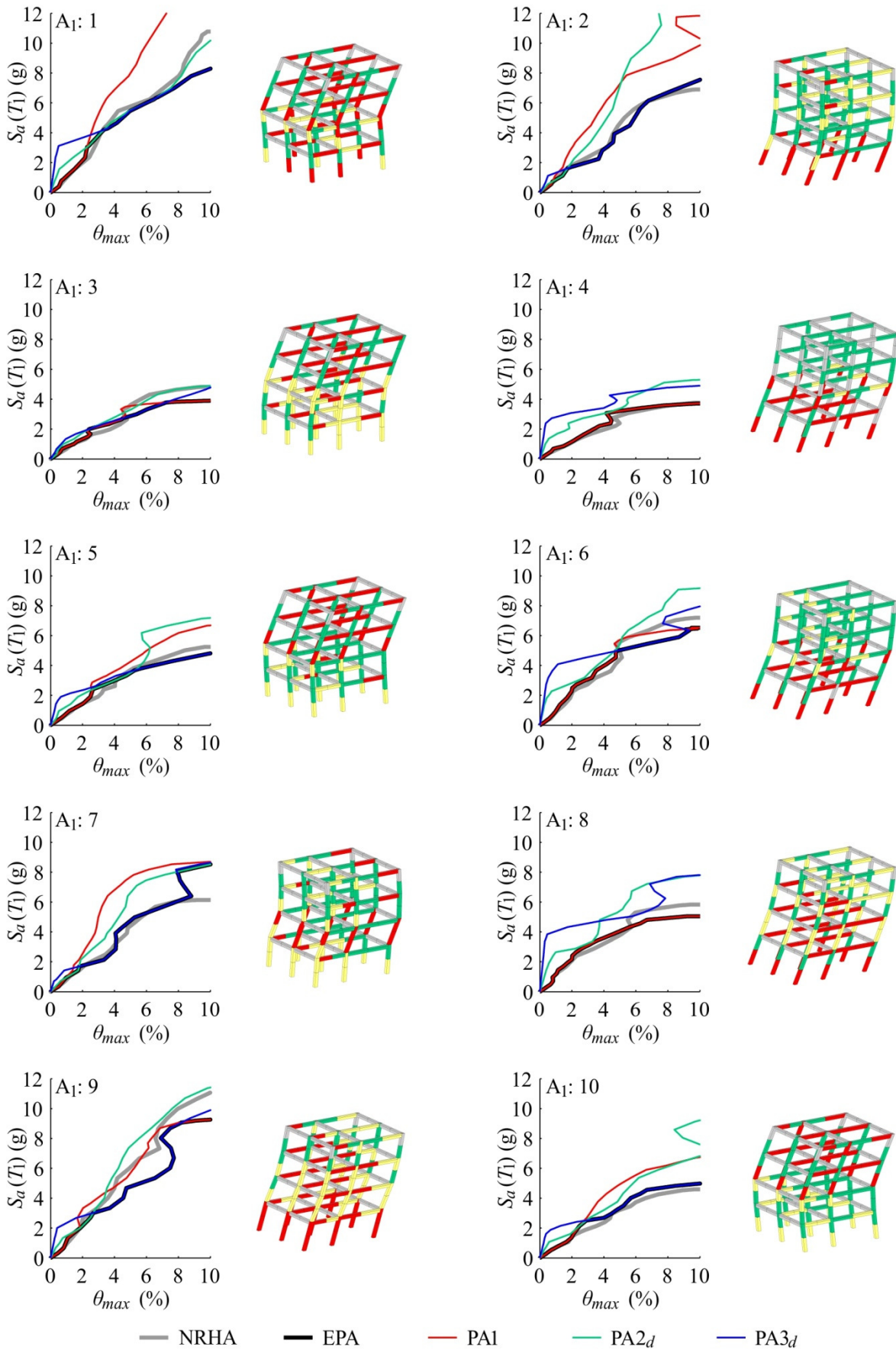


Slika C.30: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za osemetažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine Avc.

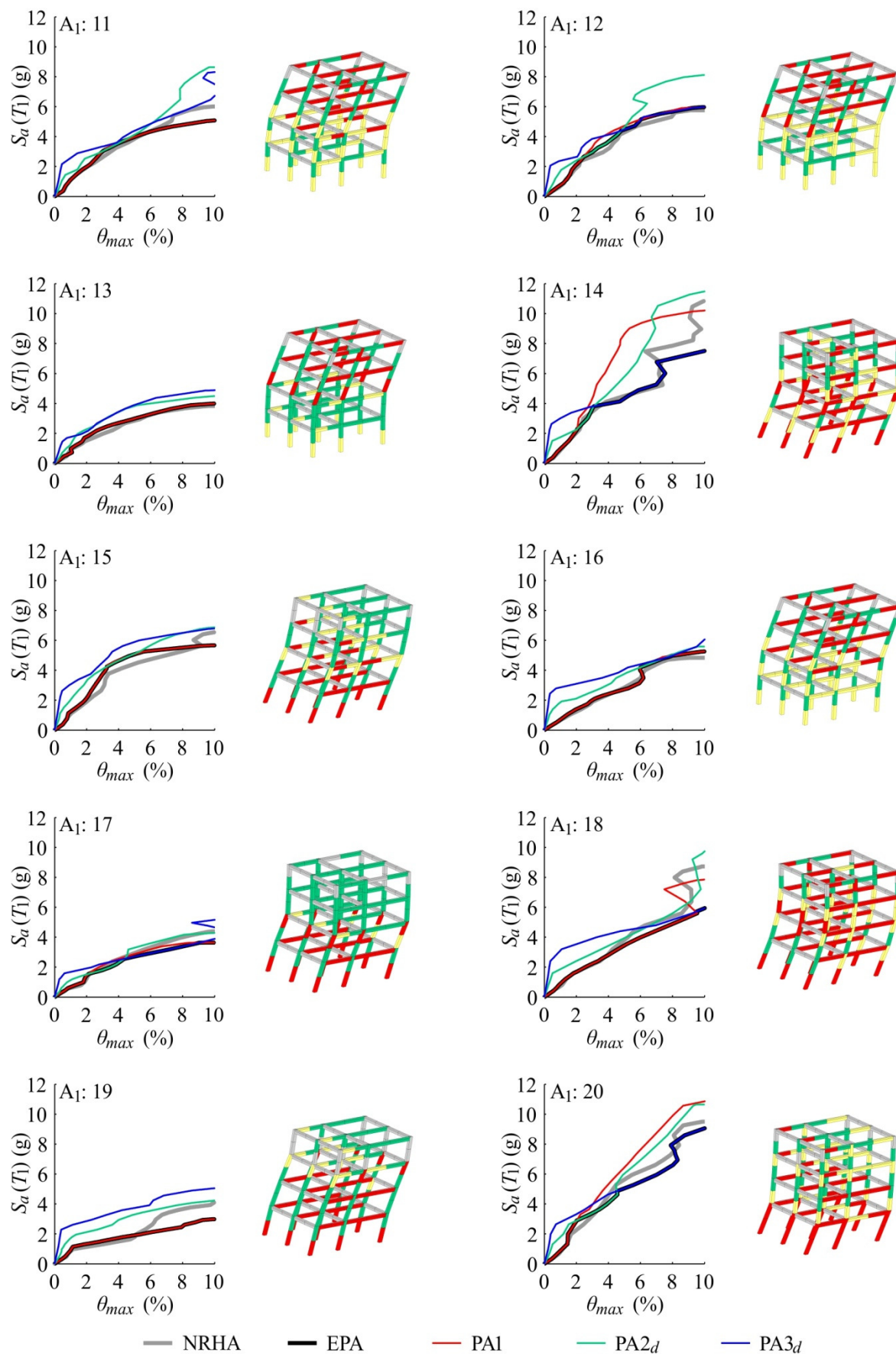
PRILOGA C

3. del: Štirietažna stavba

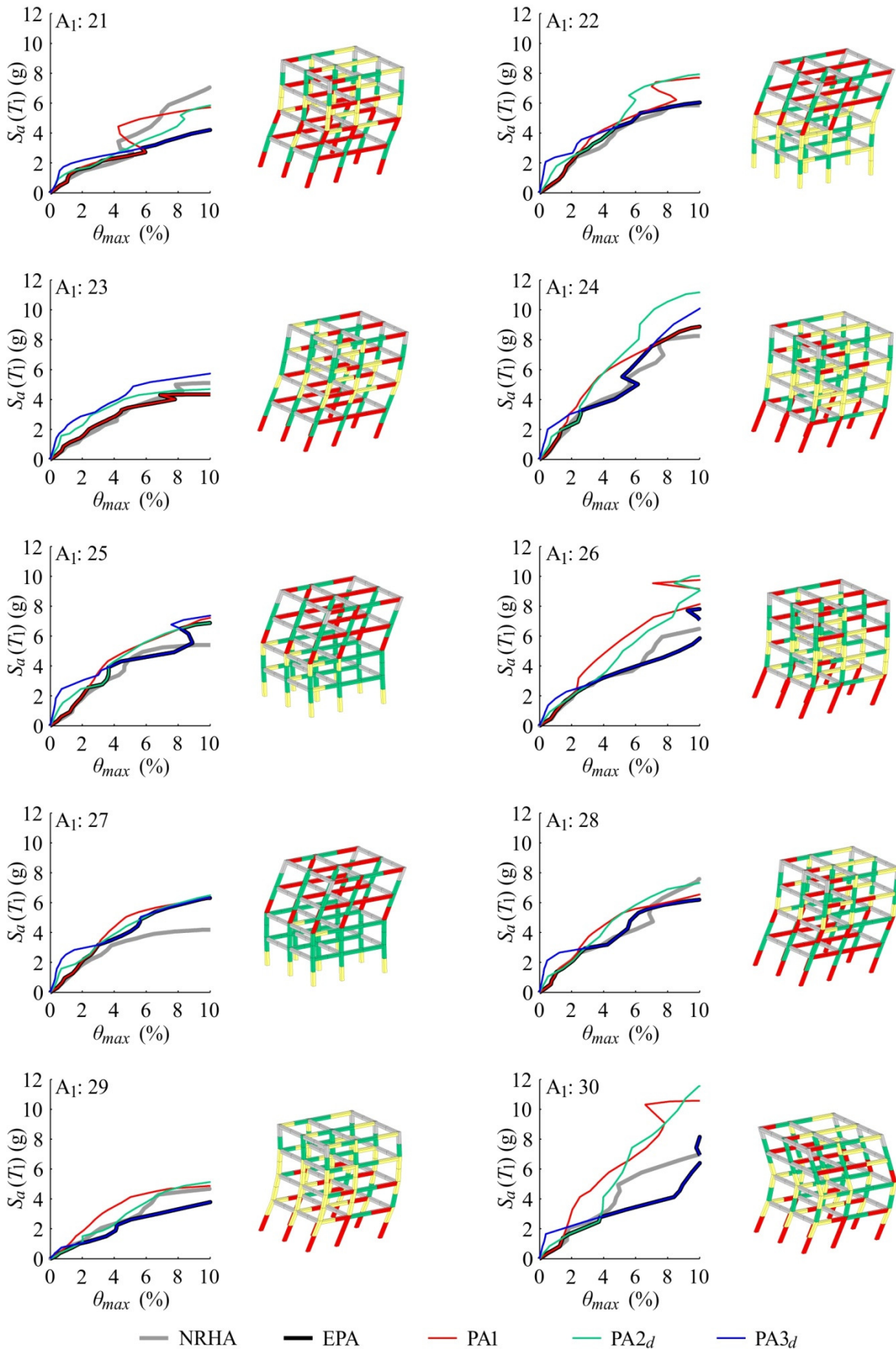
**Primerjava IDA krivulj določenih s 'točno' nelinearno dinamično analizo in poenostavljenim postopkom EPA za štirietažno stavbo (S4) in vsak posamezen akceleroگرام iz obravnavanih skupin ($A_{1,S4}$, $A_{2,S4}$, A_B in A_{VC}). Prikazane so tudi približne IDA krivulje določene z modalnim SDOF modelom (PA1) in deformacijskima SDOF modeloma (PA2d in PA3d), ki določajo ovojnico postopka EPA, ter poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcij pri mejni intenziteti pred porušitvijo glede na nelinearno dinamično analizo.
(glej poglavje 6.1.6)**



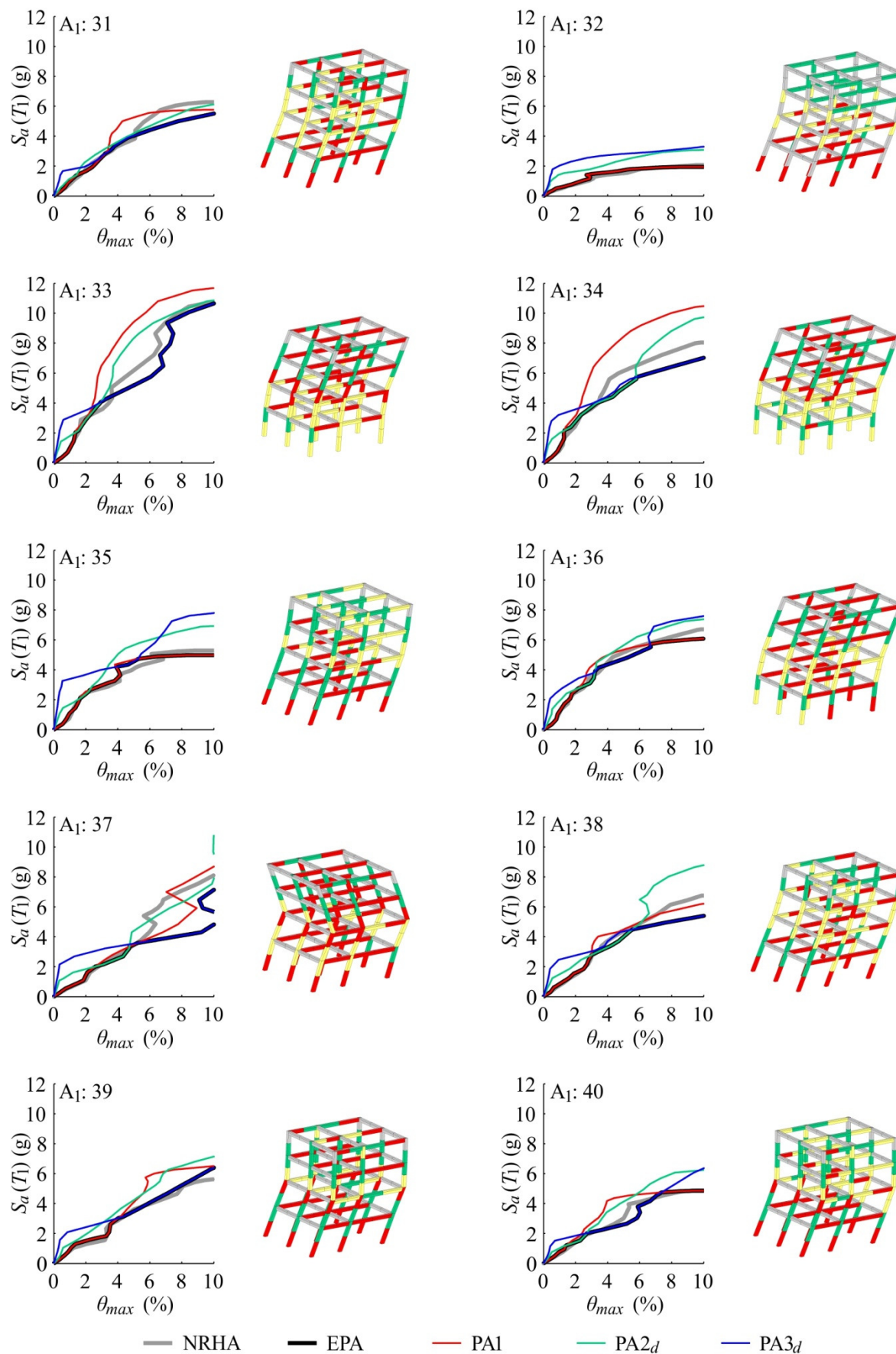
Slika C.31: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine $A_{1,S4}$.



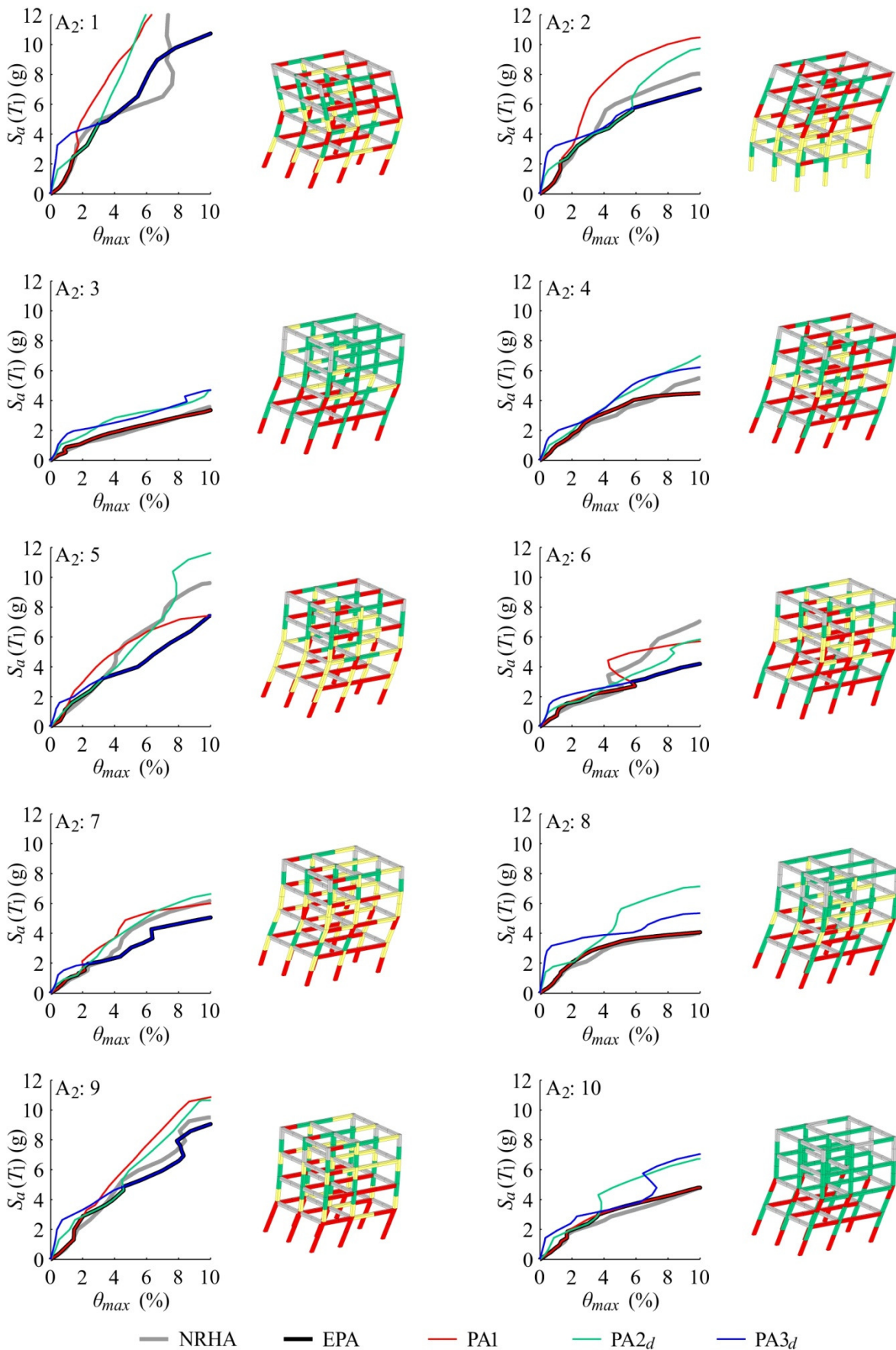
Slika C.32: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine A_{1,S4}.



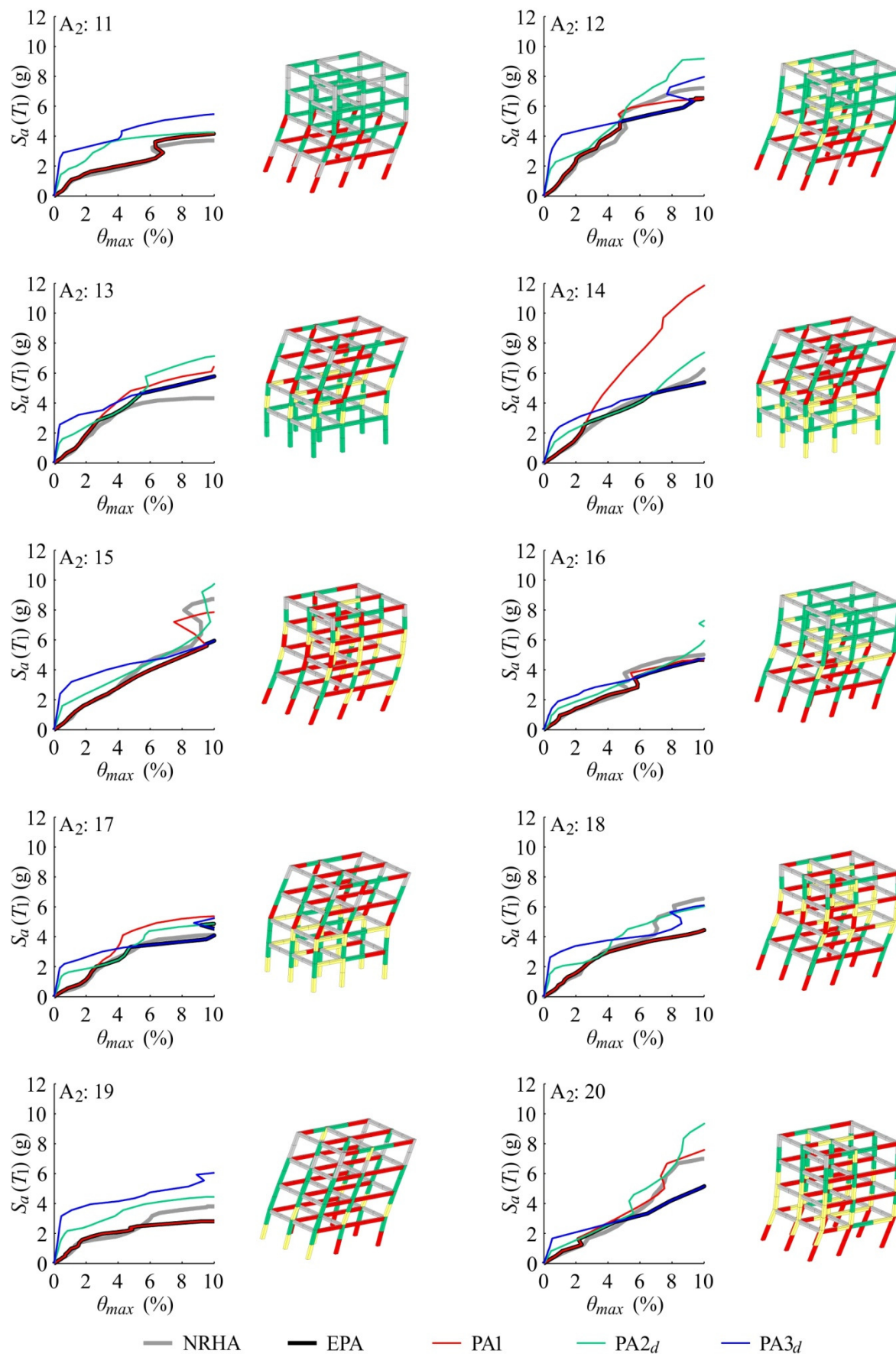
Slika C.33: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine $A_{1,S4}$.



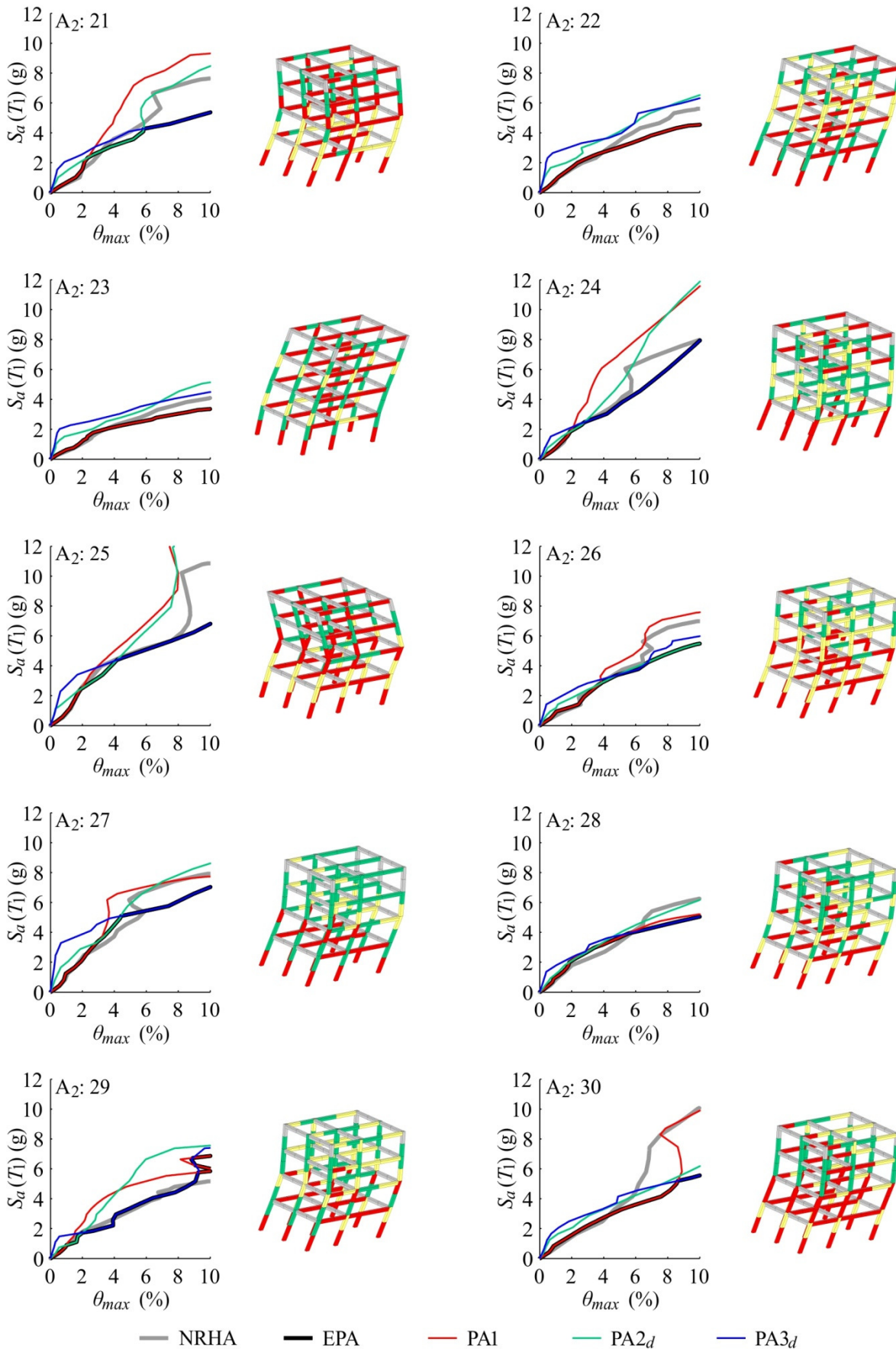
Slika C.34: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine A_{1,S4}.



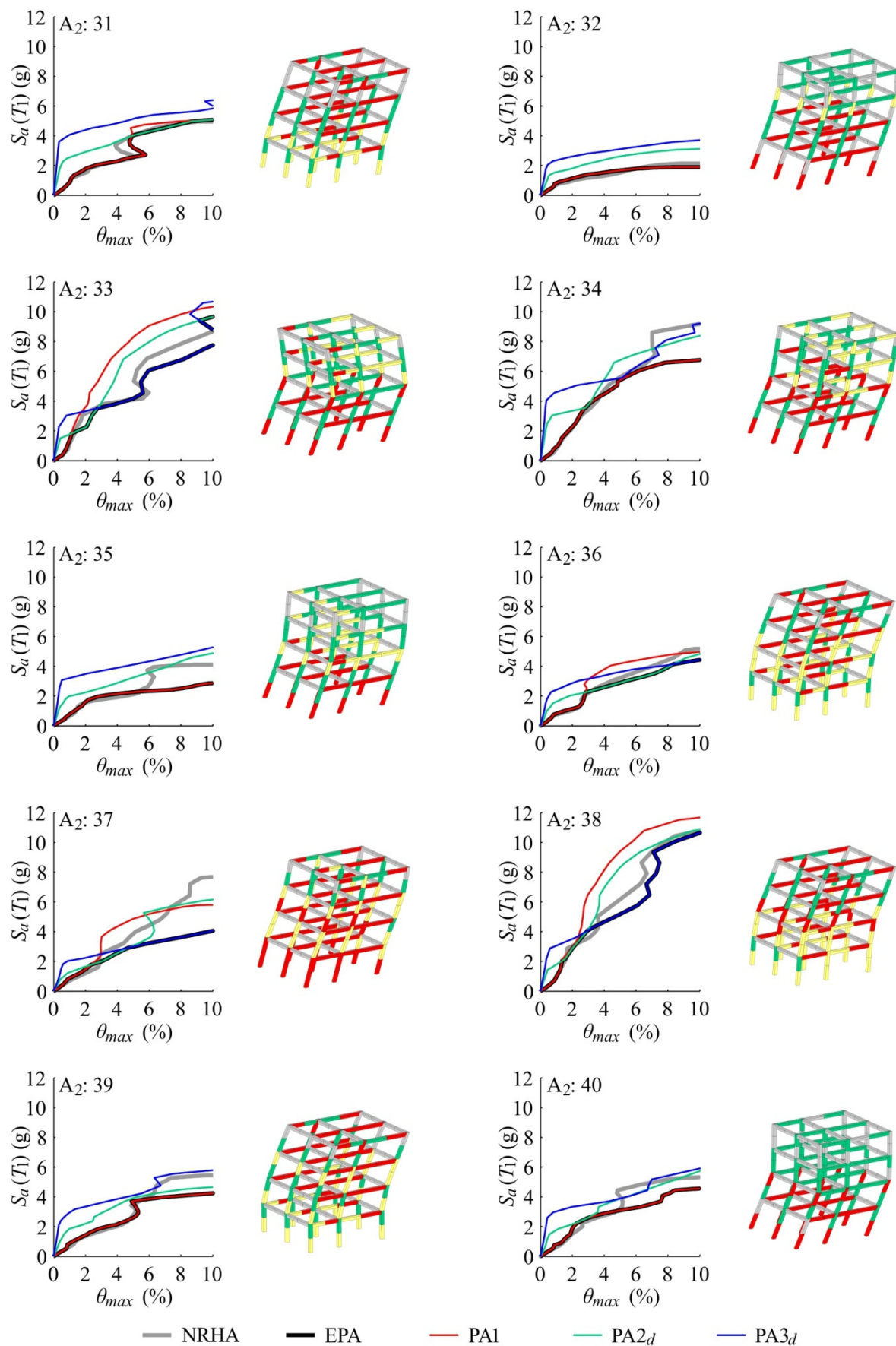
Slika C.35: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine A_{2,S4}.



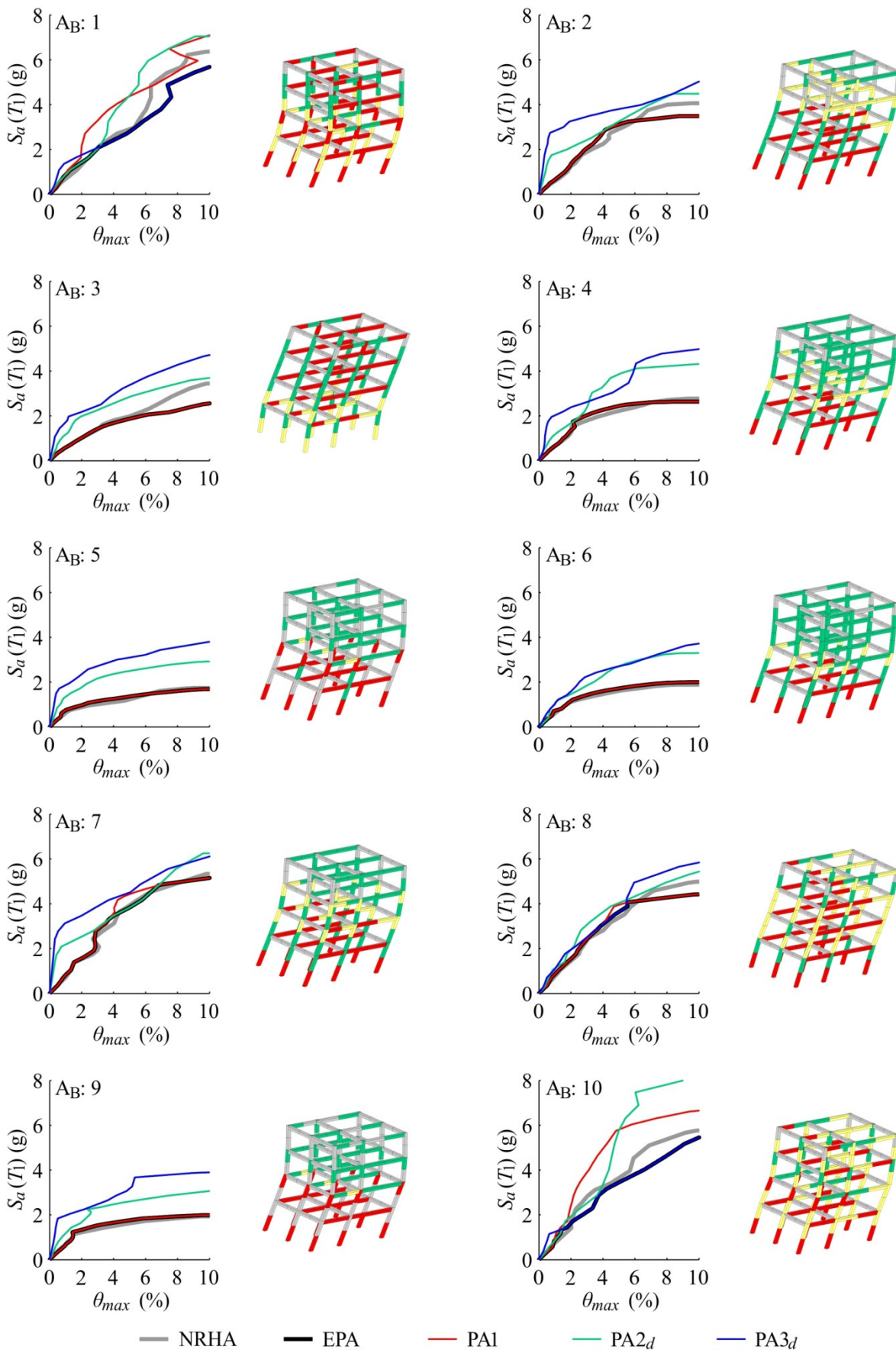
Slika C.36: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine $A_{2,S4}$.



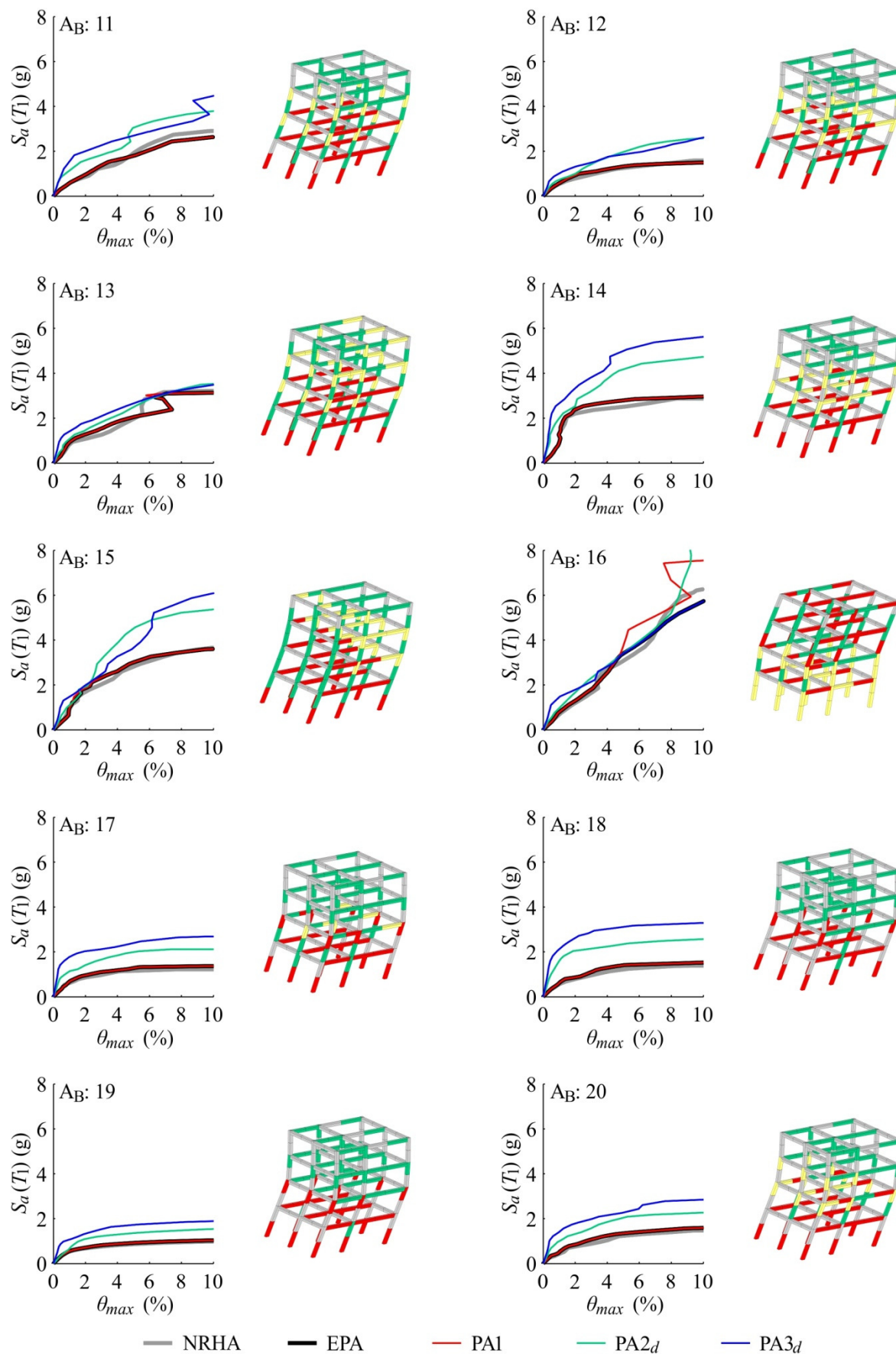
Slika C.37: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine $A_{2,S4}$.



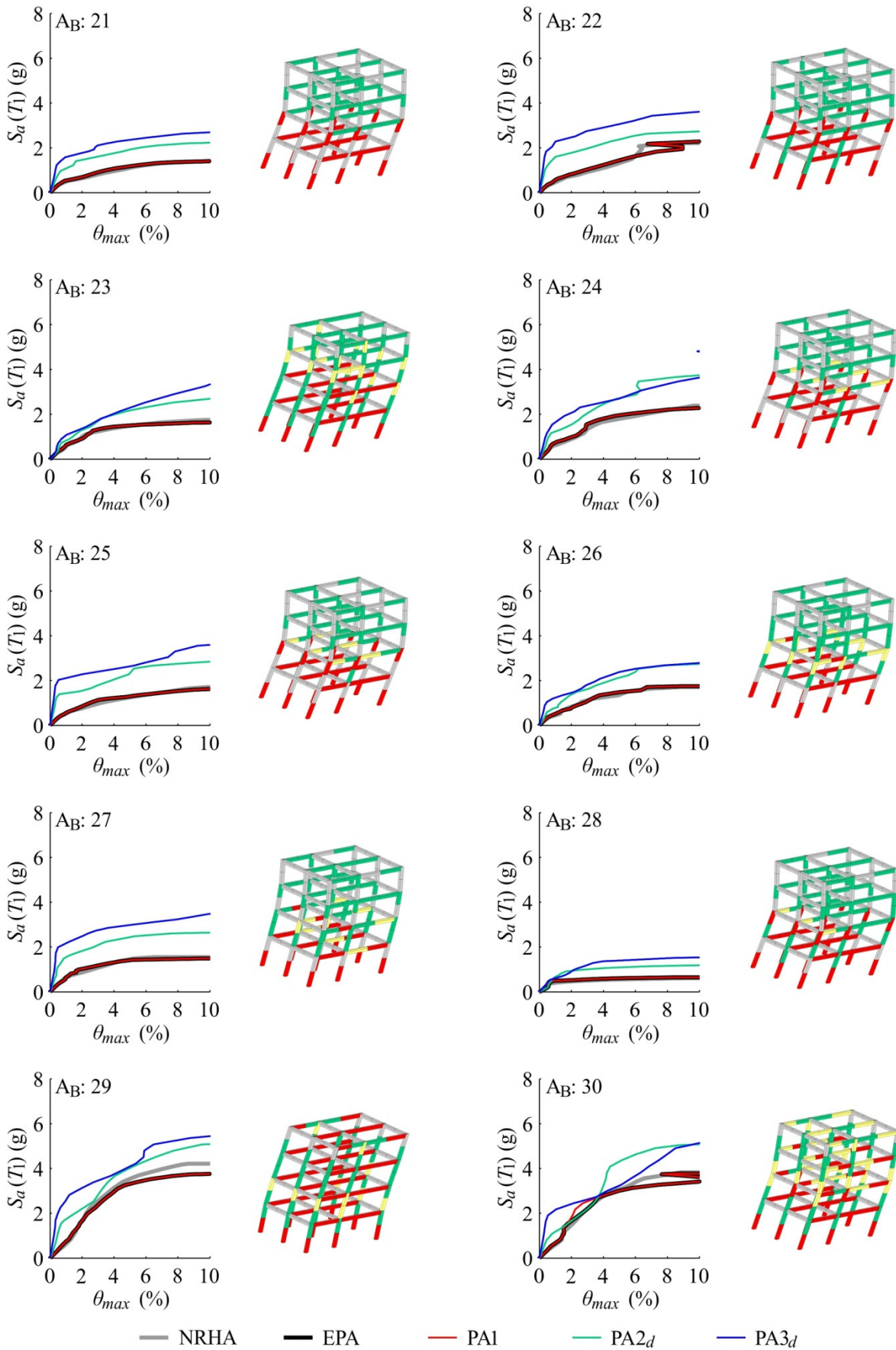
Slika C.38: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine $A_{2,S4}$.



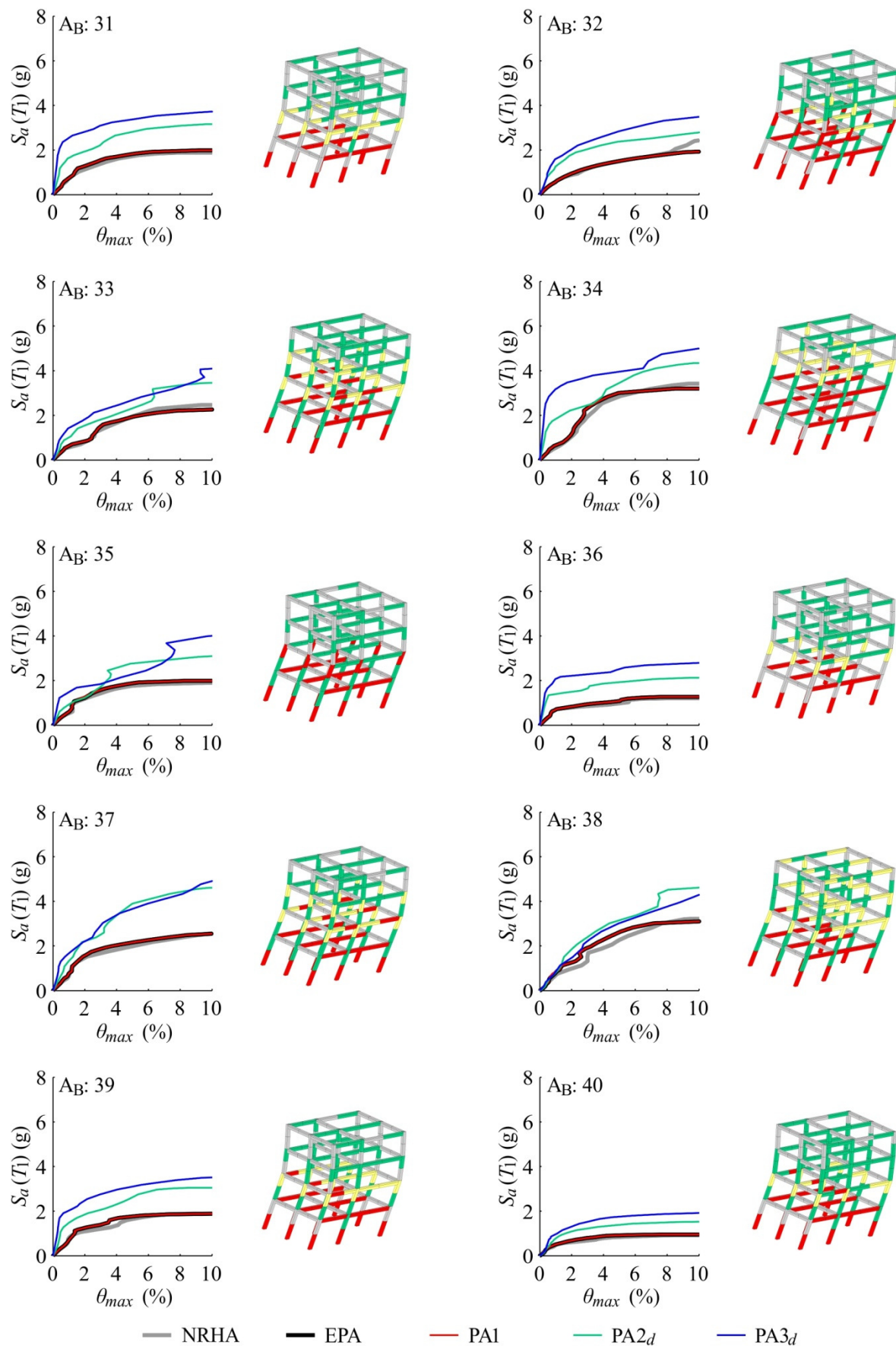
Slika C.39: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine A_B.



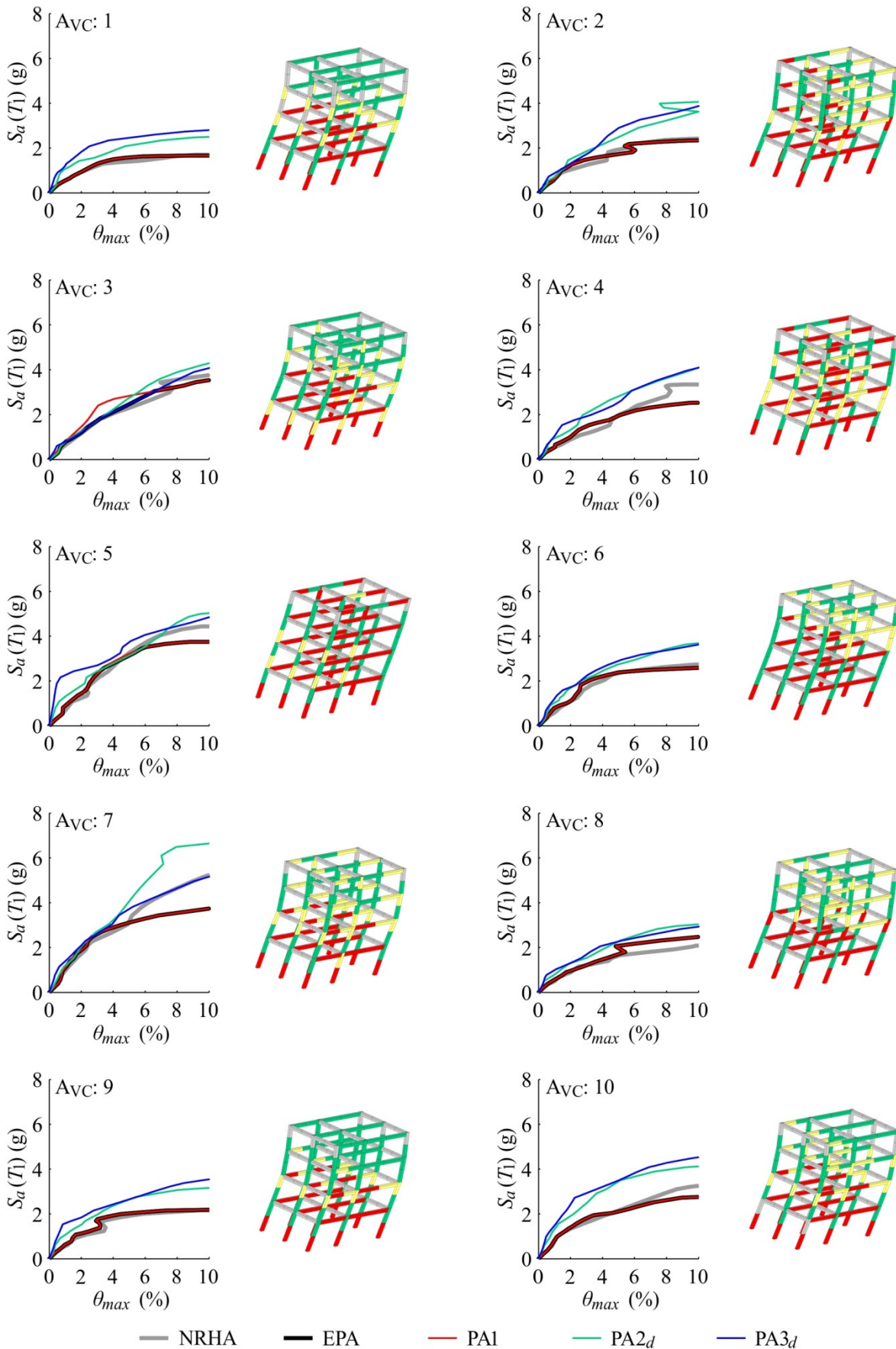
Slika C.40: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine A_B.



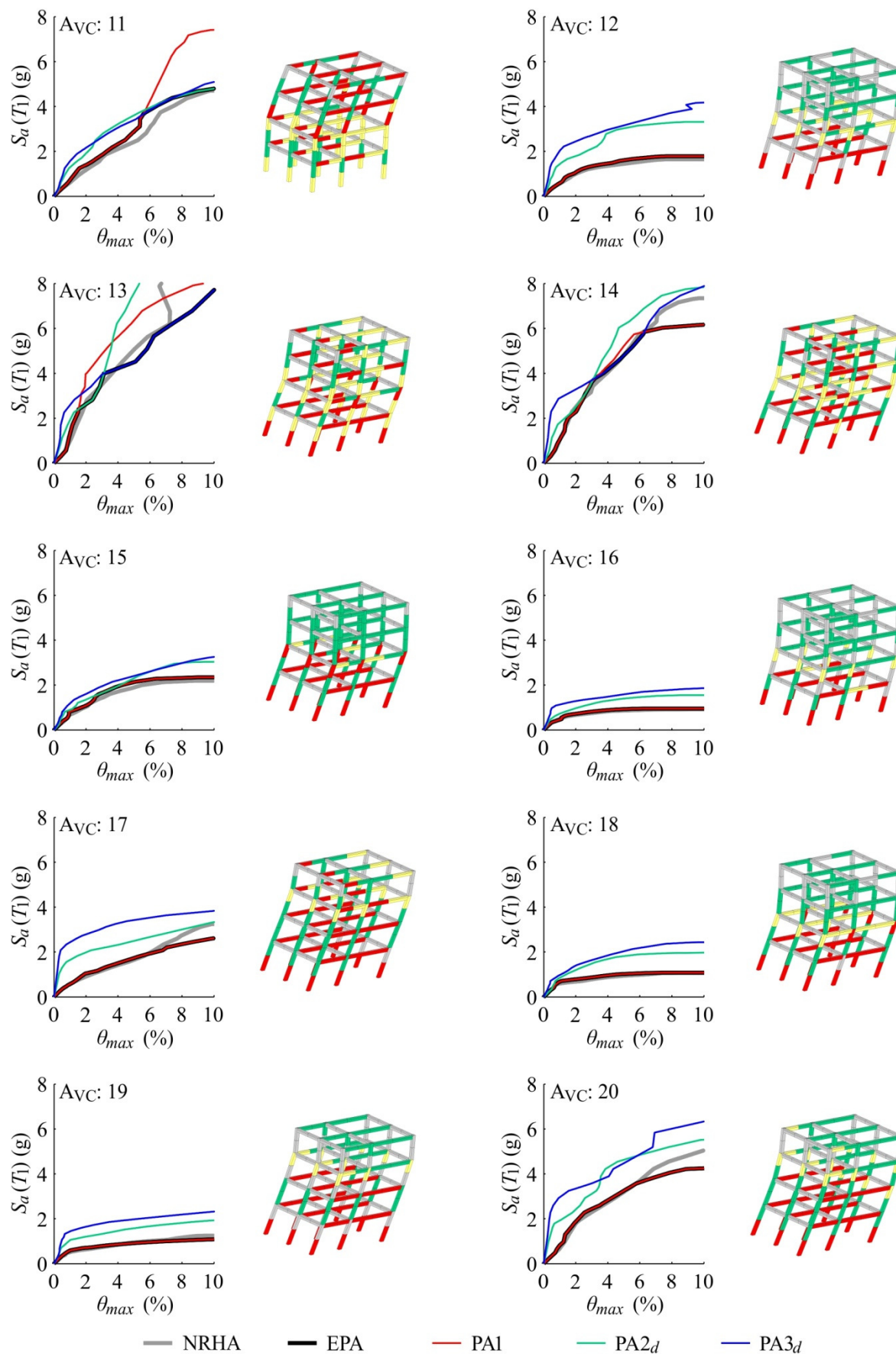
Slika C.41: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine A_B.



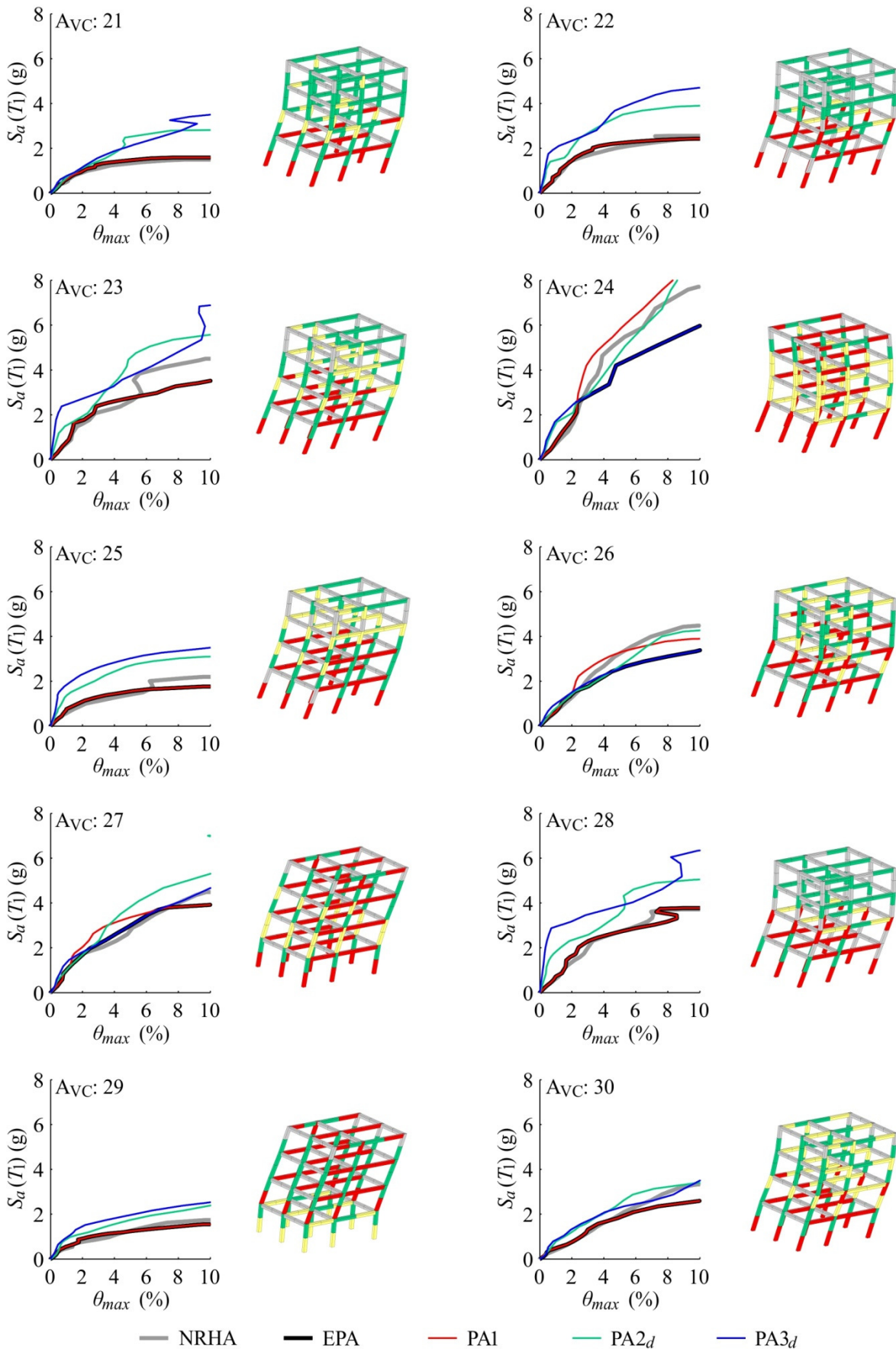
Slika C.42: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 31 do 40 iz skupine A_B.



Slika C.43: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 1 do 10 iz skupine Avc.



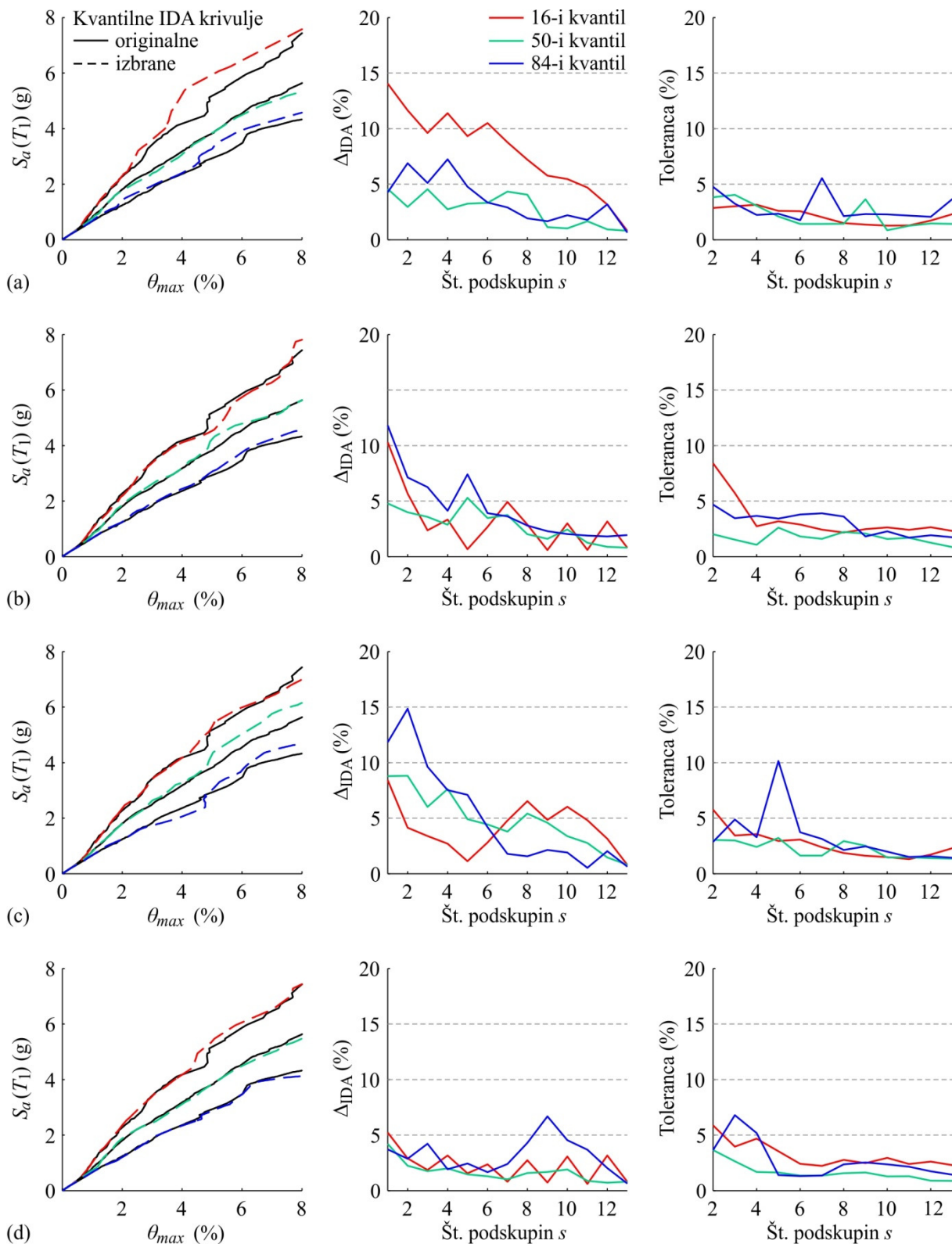
Slika C.44: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred poružitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 11 do 20 iz skupine Avc.



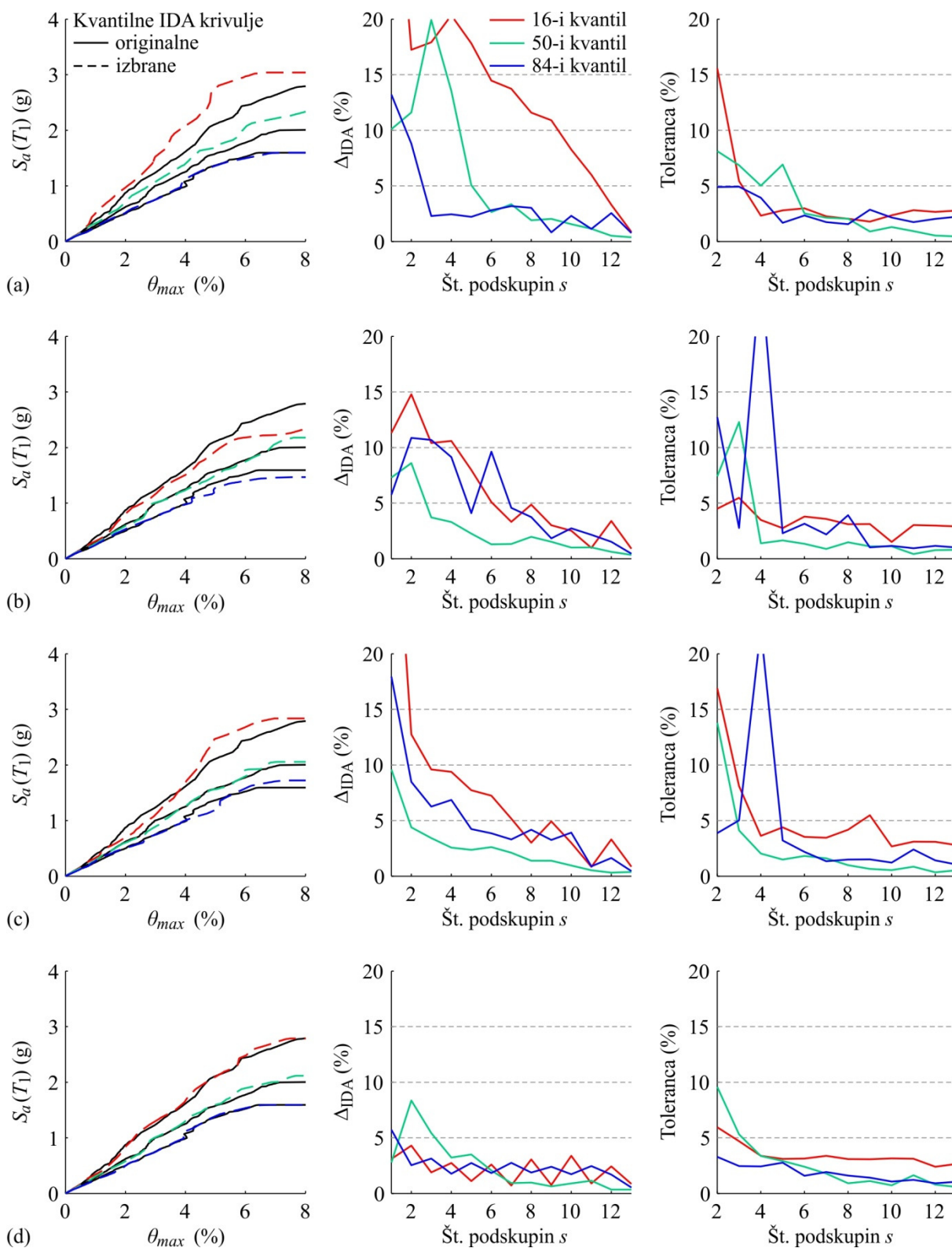
Slika C.45: Primerjava IDA krivulj in poškodovanost konstrukcije glede na nelinearno dinamično analizo pri mejni intenziteti pred porušitvijo za štirietažno stavbo in akceleroگرامe od 21 do 30 iz skupine A_{VC} .

PRILOGA D

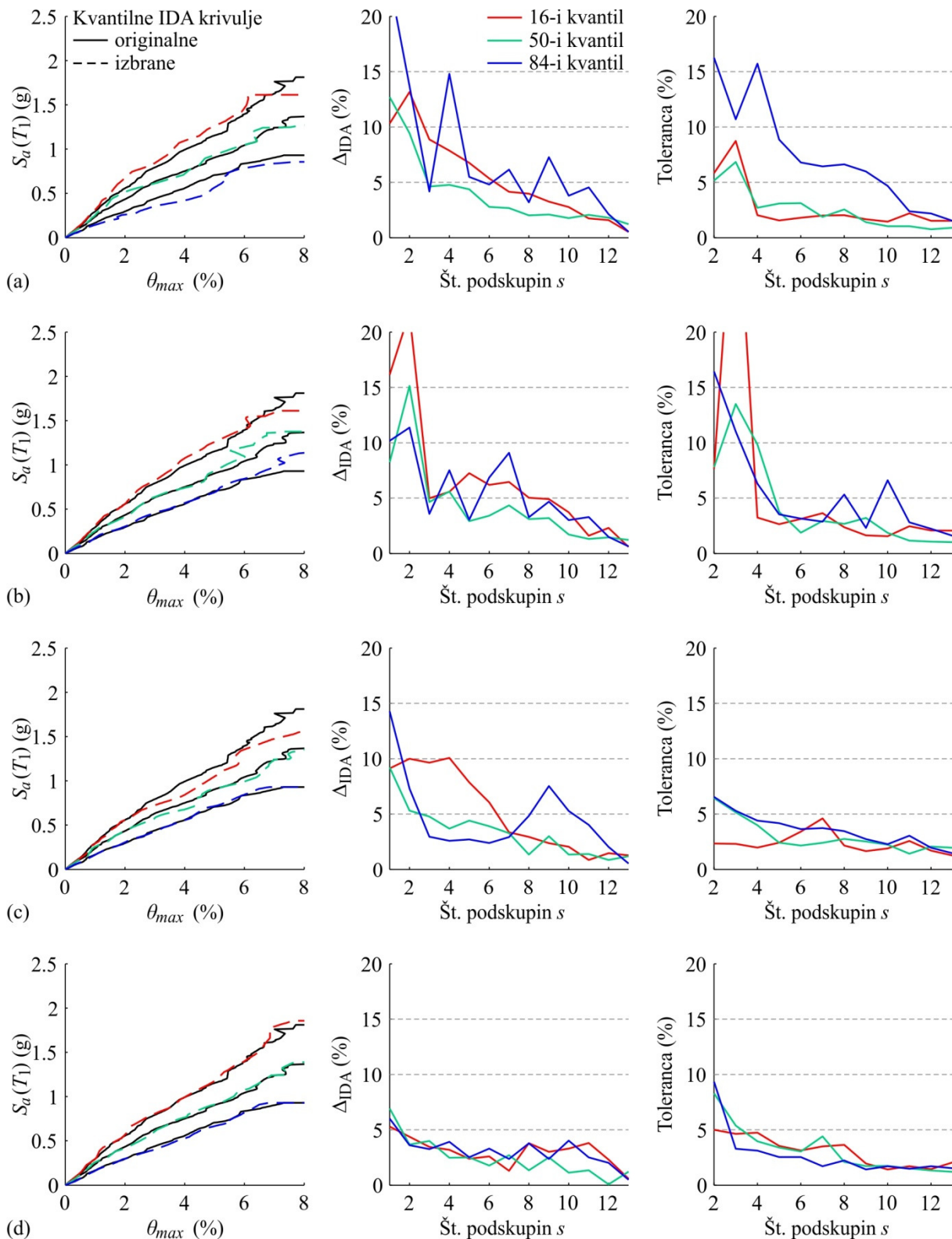
**Rezultati progresivne inkrementalne dinamične analize na osnovi različnih definicij
prednostne liste akceleroogramov
(glej poglavje 6.2.2)**



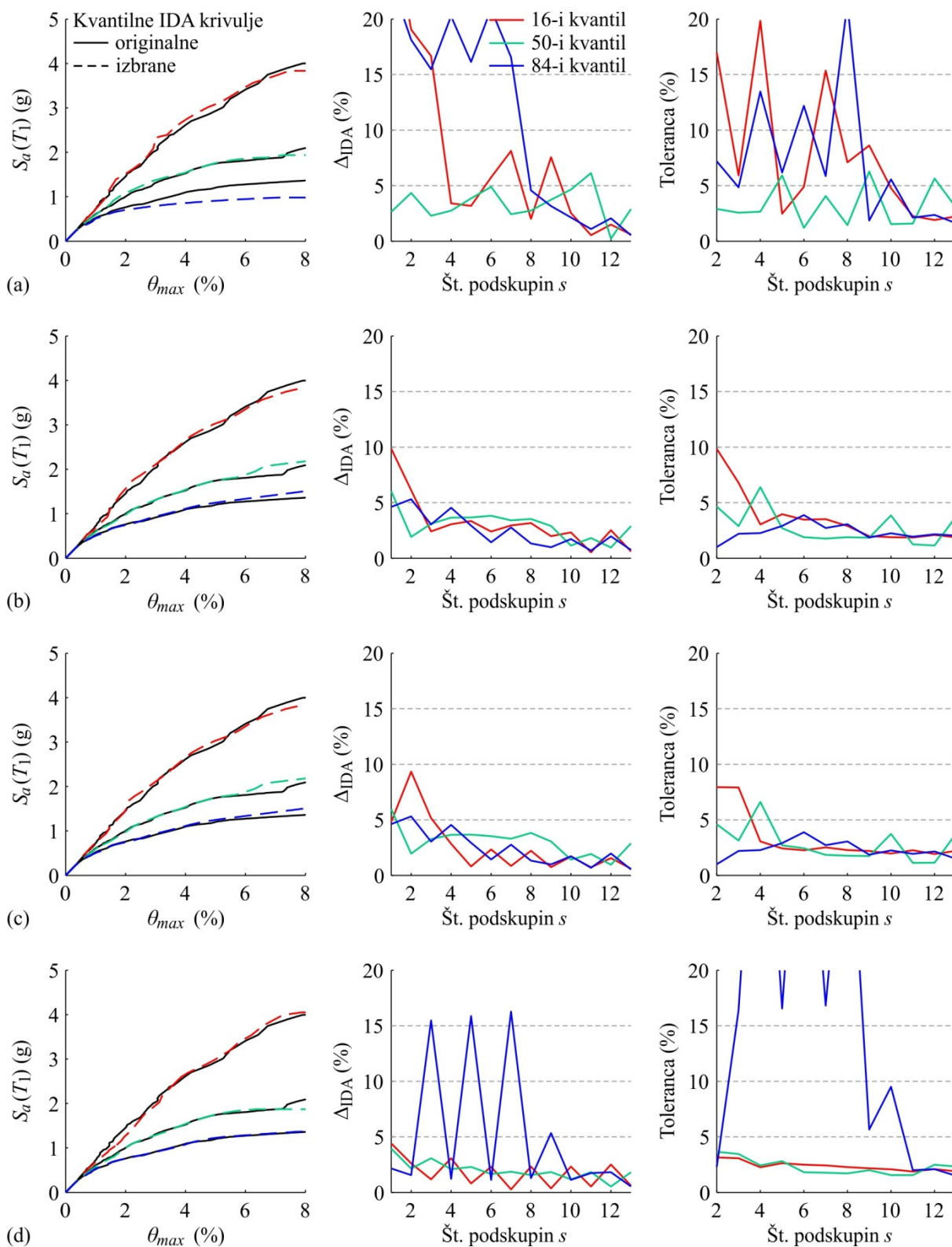
Slika D.1: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S4 in skupino akceleroگرامov $A_{1,S4}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



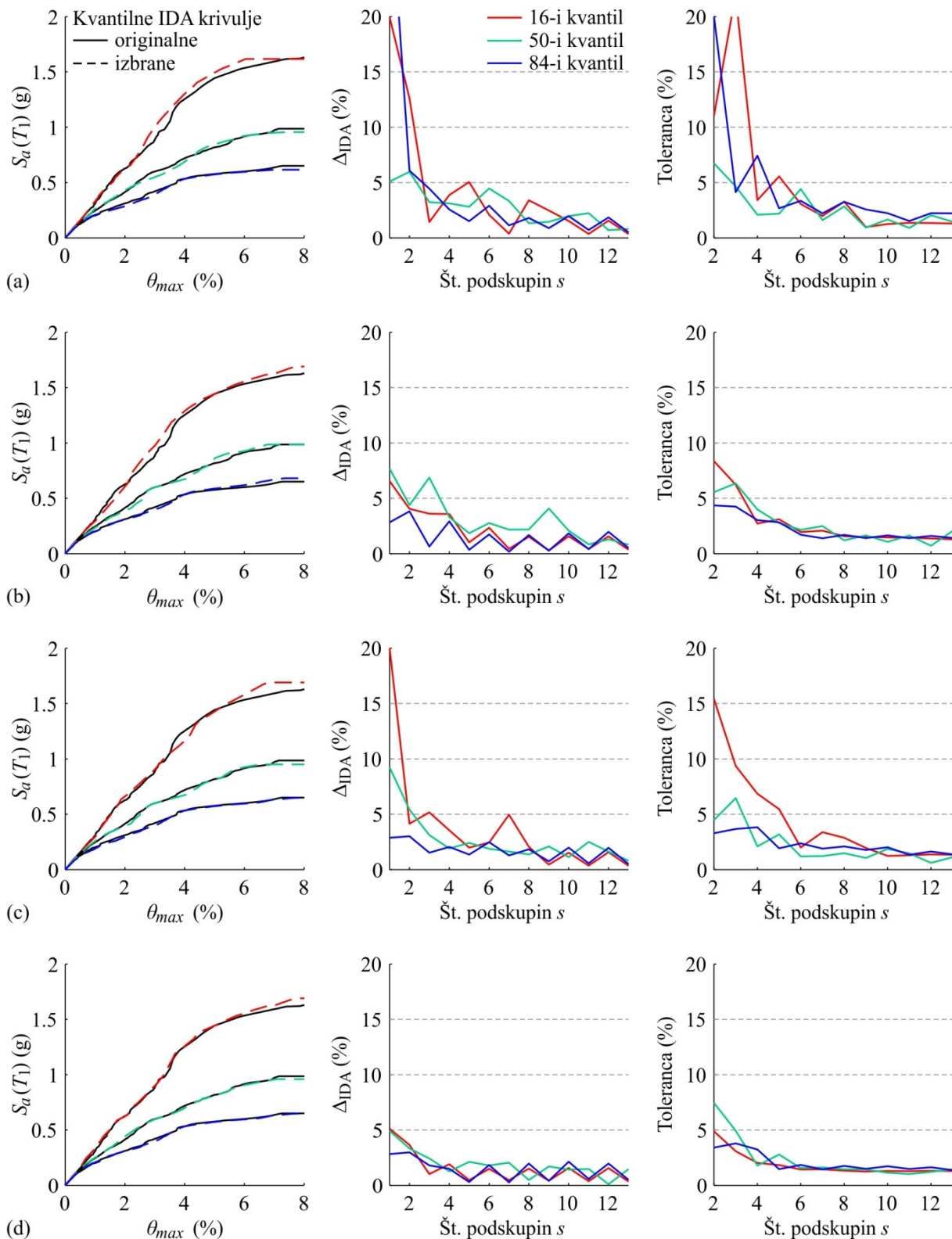
Slika D.2: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S8 in skupino akceleroogramov $A_{1,S8}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



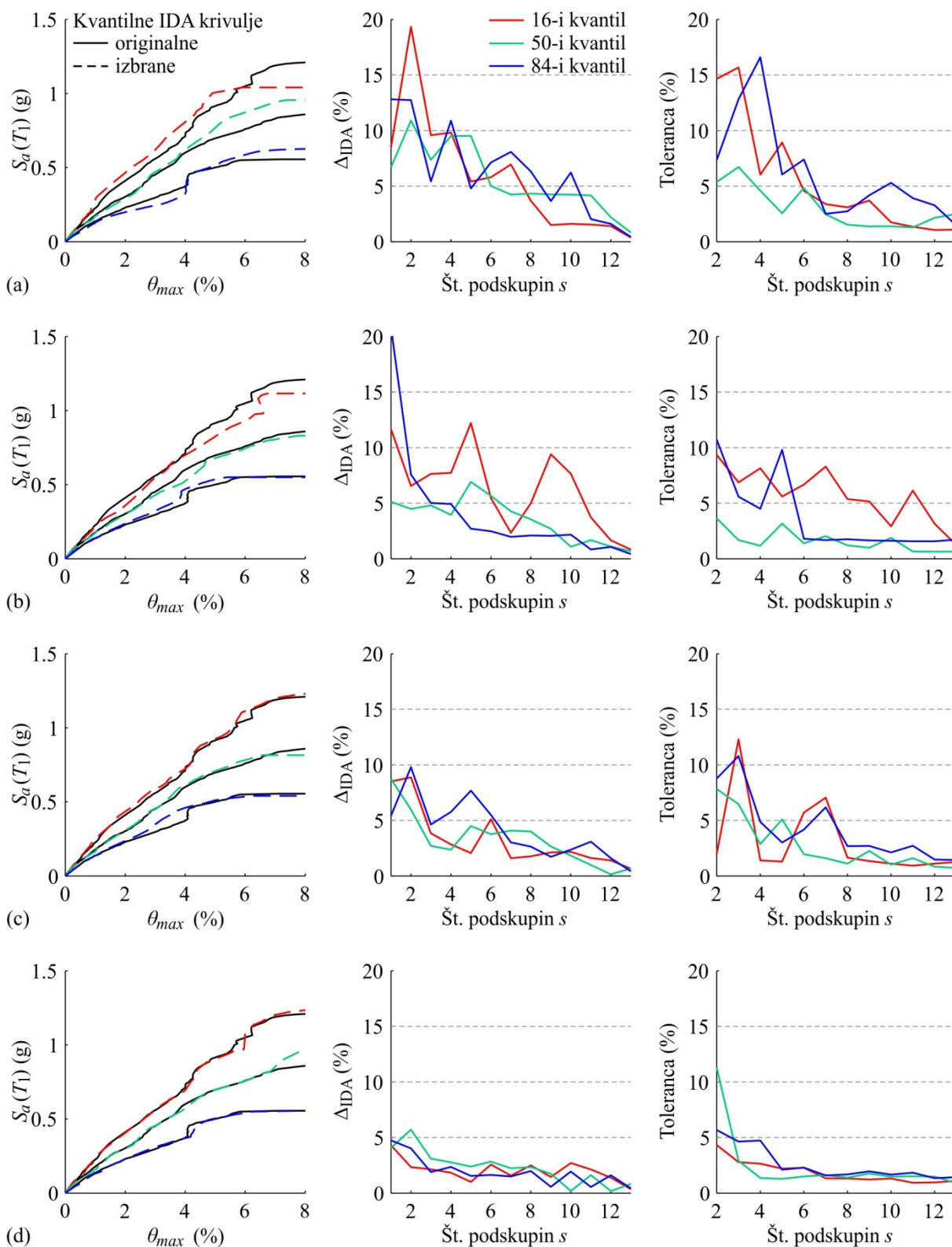
Slika D.3: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S15 in skupino akceleroگرامov $A_{1,S15}$ na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



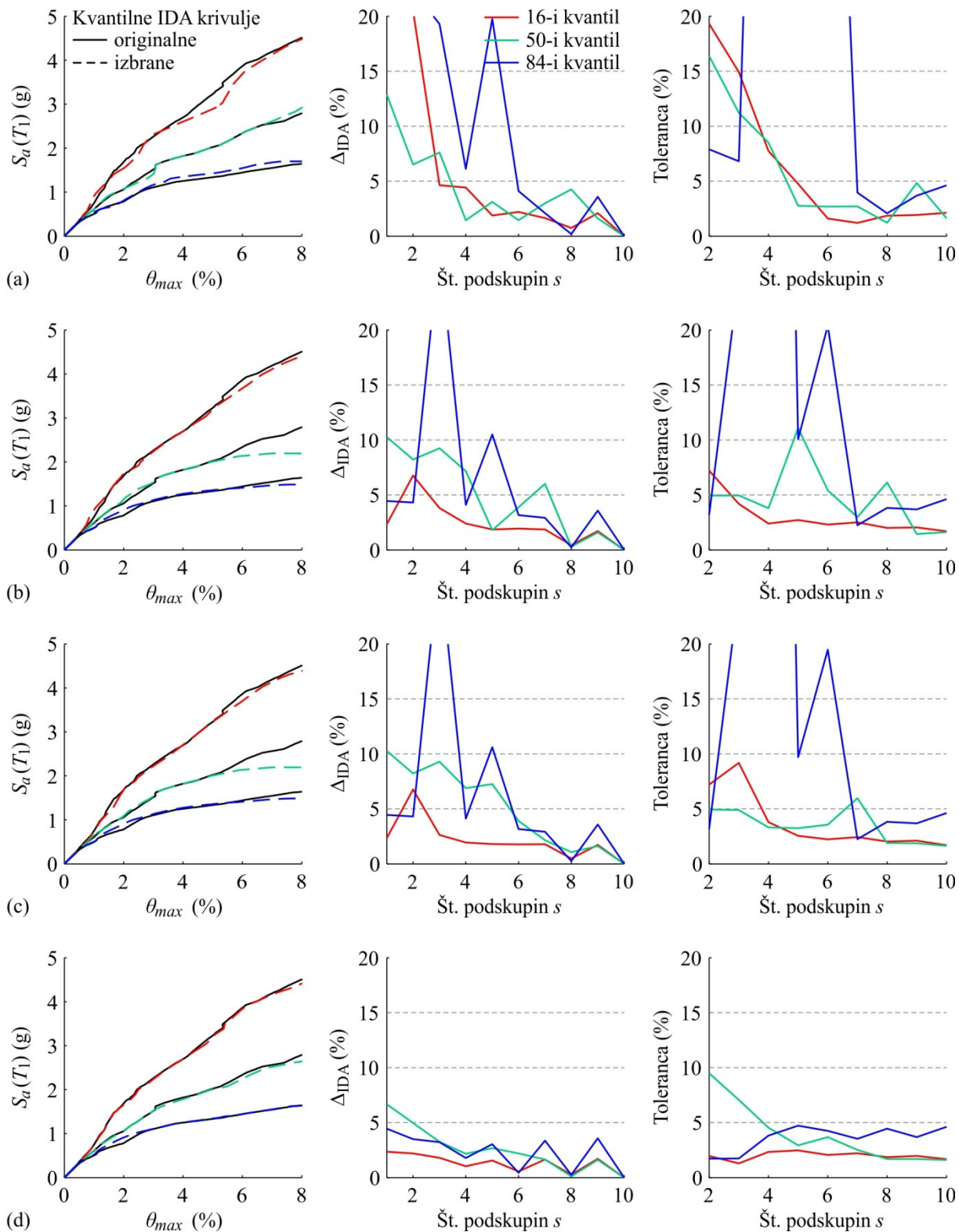
Slika D.4: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S4 in skupino akceleroogramov A_B na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



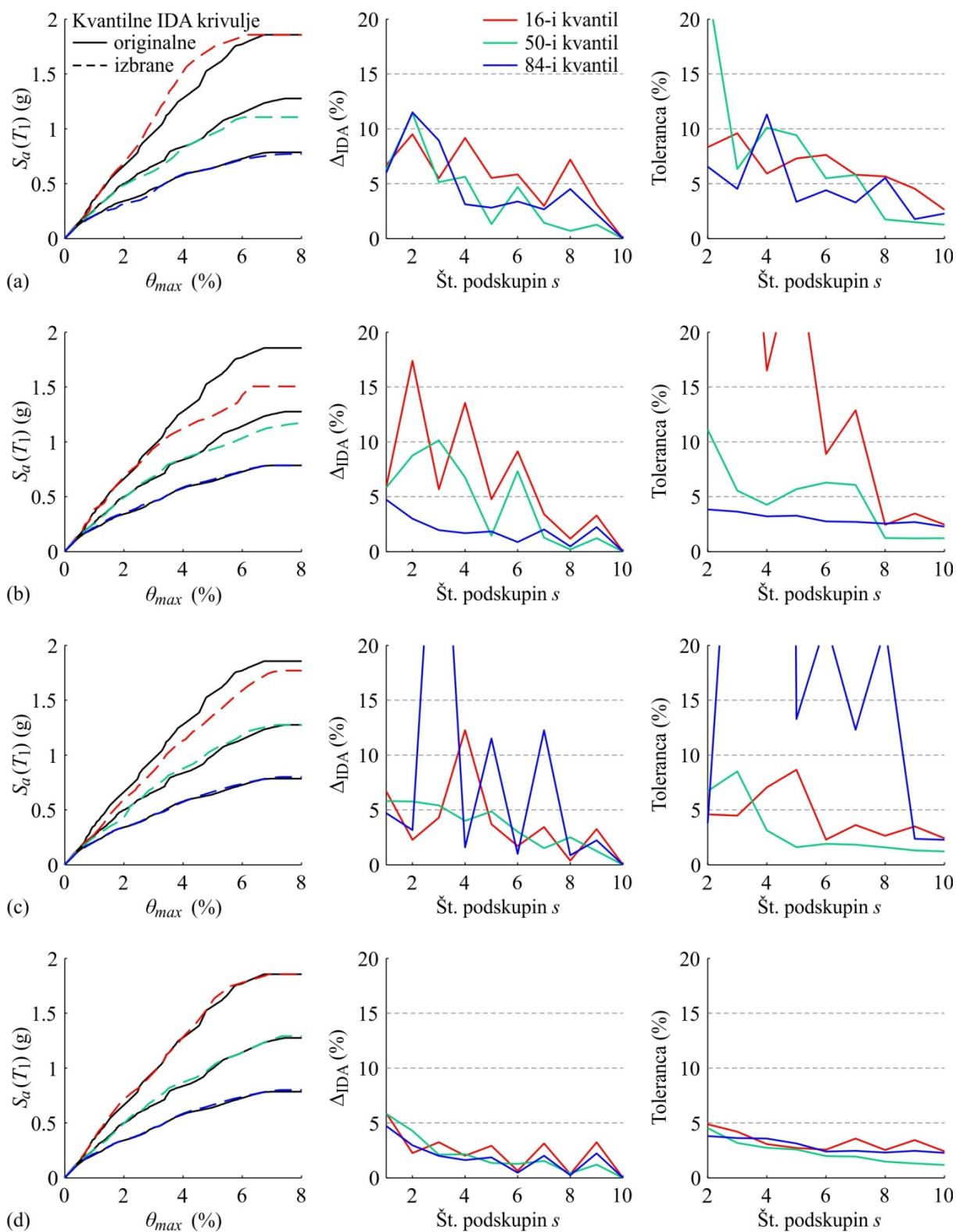
Slika D.5: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S8 in skupino akceleroogramov A_B na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



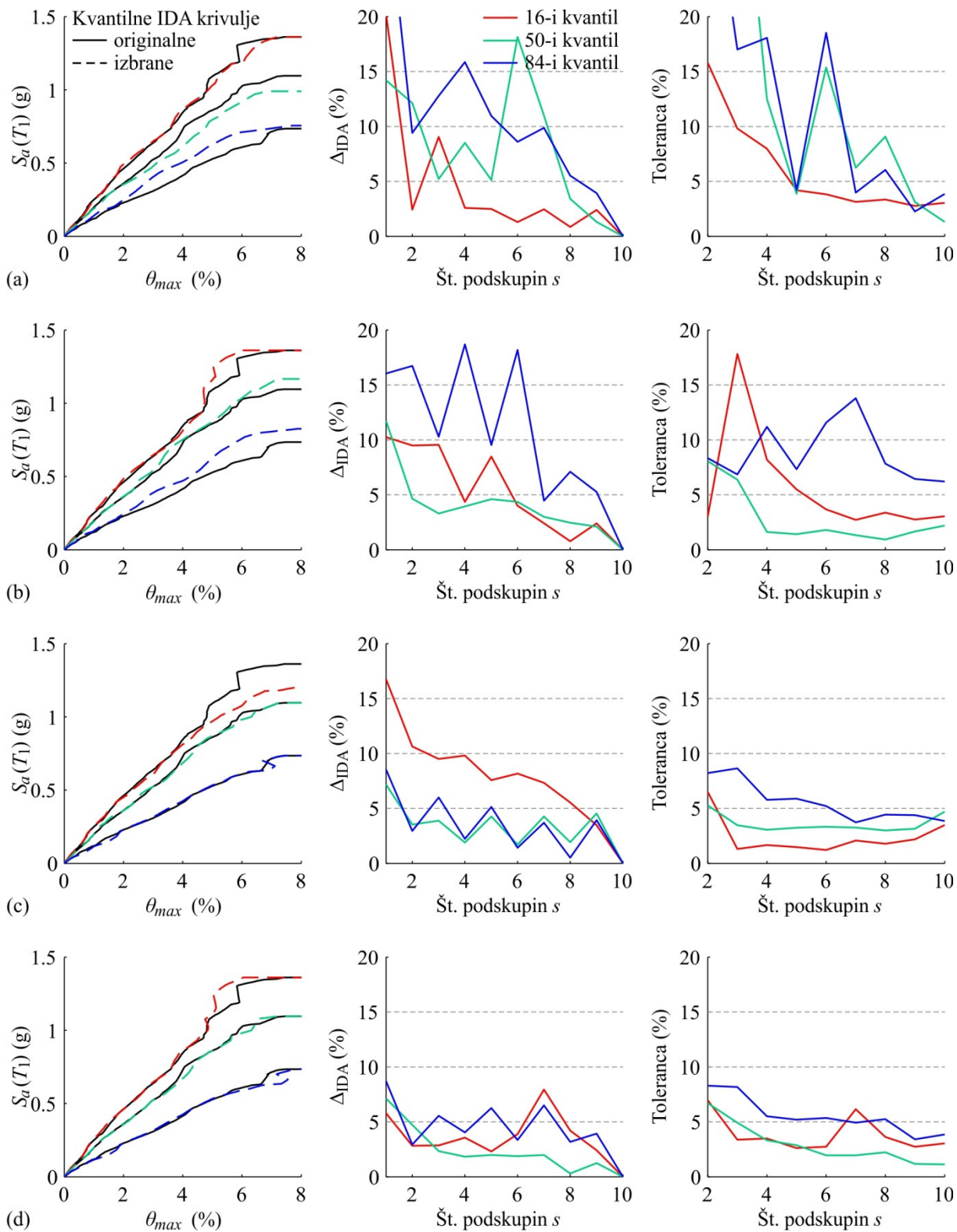
Slika D.6: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S15 in skupino akceleroogramov A_B na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



Slika D.7: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S4 in skupino akceleroگرامov A_{VC} na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



Slika D.8: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S8 in skupino akceleroگرامov A_{VC} na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.



Slika D.9: 16-i, 50-i in 84-i kvantil originalnih in izbranih ($s = 4$) IDA krivulj, napaka Δ_{IDA} in toleranca v odvisnosti od števila podskupin s za stavbo S15 in skupino akceleroگرامov A_{VC} na osnovi prednostne liste, ki je določena glede na (a) elastične spektre pospeškov in rezultate postopkov (b) PA1, (c) EPA ter (d) NRHA.