

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:

Žižmond, J. 2016. Projektiranje armiranobetonskih stavb na potresno obtežbo po kriteriju sil z upoštevanjem ciljne zanesljivosti. = Force-based seismic design of reinforced concrete buildings for target reliability. Doctoral dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Dolšek, M.)

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/6012/>

Datum arhiviranja / Archiving Date: 02-11-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:
JURE ŽIŽMOND

**PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKIH STAVB NA
POTRESNO OBTEŽBO PO KRITERIJU SIL Z
UPOŠTEVANJEM CILJNE ZANESLJIVOSTI**

Doktorska disertacija števil: 40/GO

**FORCE-BASED SEISMIC DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE BUILDINGS FOR TARGET RELIABILITY**

Doctoral thesis No.: 40/GO

Komisija za doktorski študij je na 9. seji, 23. septembra 2014, po pooblastilu s 30. seje Senata Univerze v Ljubljani z dne 20. januarja 2009, dala soglasje k temi doktorske disertacije.

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

Ljubljana, 10. oktober 2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- doc. dr. Matija Gams, ZAG,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 10. seji, 7. maja 2014.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- doc. dr. Matija Gams, ZAG,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 30. seji, 6. julija 2016.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- prof. dr. Matjaž Dolšek, mentor,
- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- doc. dr. Matija Gams, ZAG,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 31. seji, 21. septembra 2016.

Spodaj podpisani študent Jure Žižmond, vpisna številka 26700151, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Projektiranje armiranobetonskih stavb na potresno obtežbo po kriteriju sil z upoštevanjem ciljne zanesljivosti

IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)

☒ a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;

b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Ljubljana, 10. oktober 2016

Podpis študenta:



Popravki

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043)
Avtor: Jure Žižmond
Mentor: prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Projektiranje armiranobetonskih stavb na potresno obtežbo po kriteriju sil z upoštevanjem ciljne zanesljivosti
Tip dokumenta: Doktorska disertacija
Obseg in oprema: 144 str., 19 pregl., 51 sl., 98 en., 5 pril.
Ključne besede: Potresnoodporno projektiranje, projektni pospešek tal, potresno tveganje, potresna nevarnost, Evrokod 8, potisna analiza, nelinearna dinamična analiza, verjetnostna analiza potresnih zahtev, faktor obnašanja q, metoda načrtovanja nosilnosti, projektna prečna sila

Izvleček

V doktorski disertaciji smo predlagali iterativni postopek in zaključen izraz za izračun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti. Ta način omogoča vpogled v odnos med ciljno zanesljivostjo, povratno dobo projektnega potresa, nosilnostjo in deformacijsko kapaciteto objekta. Projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti smo uporabili kot osnovo za izpeljavo faktorja obnašanja. Z novo definicijo faktorja obnašanja smo razložili t.i. »empirično komponento« faktorja obnašanja, saj smo na osnovi ciljne zanesljivosti pojasnili, da mora biti faktor obnašanja za običajne objekte precej manjši od produkta redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti in duktilnosti. Nova definicija faktorja obnašanja zato omogoča bolj racionalno odločitev glede prave vrednosti faktorja obnašanja in izračun faktorja obnašanja za poljubno izbrano potresno tveganje, kar smo demonstrirali na primeru večetažne armiranobetonske okvirne stavbe s privzeto srednjo stopnjo duktilnosti. Za obravnavan primer smo pokazali, da faktor obnašanja, ki ga predpisuje Evrokod 8, približno ustreza ciljni verjetnosti porušitve $5 \cdot 10^{-5}$. V drugem delu disertacije smo preučevali vpliv projektnih dejavnikov po standardu Evrokod 8 na potresne parametre konstrukcije. Za obravnavane konstrukcije se je izkazalo, da imajo projektni dejavniki, ki navadno zahtevajo precej dela projektanta, relativno majhen vpliv na potresne parametre konstrukcij. Po drugi strani pa imajo projektni dejavniki, ki zahtevajo relativno malo dela (npr. upoštevanje projektnih vrednosti materialnih karakteristik), razmeroma velik vpliv na potresne parametre konstrukcij, kar bi lahko bil eden izmed vzrokov za modernizacijo postopkov potresnoodpornega projektiranja stavb. V disertaciji smo preučevali tudi možne pristope za izračun projektnih prečnih sil na osnovi ciljne zanesljivosti in nelinearne dinamične analize. Ugotovili smo, da moramo strižno porušitev praktično preprečiti, če želimo, da morebitne strižne porušitve stebrov nimajo vpliva na verjetnost porušitve. Na ta način smo potrdili načelo metode načrtovanja nosilnosti, čeprav se je izkazalo, da je projektna prečna sila, ki je določena v skladu s standardom Evrokod 8, včasih podcenjena. Strižna porušitev je bila tudi v teh primerih preprečena, vendar le zaradi upoštevanja kriterija o minimalnem deležu armiranja. Zato smo predlagali alternativni postopek za določitev projektnih prečnih sil na osnovi inkrementne dinamične analize, ki se izvede za skrbno izbrane akceleroگرامe.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043)
Author: Jure Žižmond
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, PhD
Title: Force-based seismic design of reinforced concrete buildings for target reliability
Document type: Doctoral dissertation
Scope and tools: 144 p., 19 tab., 51 fig., 98 eq., 5 ann.
Key words: Seismic resistant design, design peak ground acceleration, seismic risk, seismic hazard, Eurocode 8, pushover analysis, nonlinear dynamic analysis, seismic demand hazard analysis, behavior factor q , capacity design, design shear force

Abstract

A new methodology for the calculation of the risk-targeted design peak ground acceleration has been proposed. The closed-form solution of this methodology provides a useful insight into the relationships between seismic risk, the return period of the design earthquake, the strength and deformation capacity of the building. It can thus provide a basis for the derivation of risk-targeted behaviour factor, which can be used to explain the so-called empirical component of the conventional behaviour factor. The first part of the dissertation clearly shows that, in order to achieve adequate collapse safety of new buildings, the value of the behaviour factor should be much smaller than the product of overstrength and ductility reduction factor. This new definition of the behaviour factor thus allows for more rational decisions about what the adequate values of the behaviour factor are, and better estimations of the behaviour factor for a selected collapse risk. This was demonstrated for the case of a reinforced concrete frame building with prescribed ductility class medium. It is demonstrated for the building in question that the behaviour factor pursuant to Eurocode 8 nearly corresponds to a target collapse risk of $5 \cdot 10^{-5}$. The second part of dissertation explores the impact of design factors on the seismic response of structures. It was shown for the analysed structures that those design factors, which are usually derived upon extensive consideration by the designer, often only have a small impact on the seismic performance of a structure. On the other hand, the application of simple design factors (e.g. design values of the material characteristics) can significantly improve the calculated seismic response of a structure, even though some designers are not even aware of these design factors. This suggests that standards dealing with earthquake-resistant design of buildings could perhaps be modernized. In the last part of the dissertation, some possible approaches to the calculation of design shear forces were examined based on target reliability and nonlinear dynamic analysis. It was found that the shear failure of columns has to be prevented in order to ensure that the impact of this type of failure is neglectable in the context of collapse risk. This confirms the adequacy of the capacity design approach. However, it is discussed that shear failure of columns designed in line with Eurocode 8 is sometimes prevented due to minimum requirements for shear reinforcement and not due to the design shear force, which is estimated on the basis of the capacity design approach. Hence, a methodology was proposed for the estimation of design shear forces based on incremental dynamic analysis. It was shown that merely a few carefully selected ground motions can suffice to estimate the maximum shear forces in columns.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku za vso pomoč v času doktorskega študija in pri izdelavi disertacije. Prof. Dolšku bi se rad zahvalil tudi za izkazano zaupanje in priložnost, da se preizkusim v znanstvenoraziskovalnem delu.

Posebno zahvalo dolgujem staršema za vso pomoč in podporo v času študija. Zahvaljujem se tudi članom skupnosti III/7, prijateljem in vsem ostalim, ki so mi kakorkoli pomagali med študijem in pri obštudijskih dejavnostih.

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
KAZALO VSEBINE	VII
KAZALO PREGLEDNIC	IX
KAZALO SLIK	XI
LIST OF TABLES	XV
LIST OF FIGURES	XVII
SIMBOLI	XXIII
OKRAJŠAVE	XXVII
1 UVOD	1
1.1 Motivacija	1
1.2 Pregled literature	4
1.3 Vsebina doktorske disertacije	7
2 DEFINICIJA PROJEKTNEGA POSPEŠKA NA OSNOVI CILJNE ZANESLJIVOSTI	9
2.1 Definicija pospeška tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti	10
2.2 Definicija projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti	12
2.3 Odnos med intenzitetami na osnovi ciljne zanesljivosti in konvencionalnim redukcijskim faktorjem	16
2.4 Opis parametrov, ki vplivajo na velikost projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti	20
2.4.1 Ciljna verjetnost porušitve P_t	20
2.4.2 Funkcija potresne nevarnosti	21
2.4.3 Razpršenost mejnih pospeškov	22
2.4.4 Redukcijski faktor med mejnimi stanji r_{ls}	23
2.4.5 Faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete r_{dc}	23
2.4.6 Redukcijski faktor r_{NC}	28
2.5 Določitev projektnega spektralnega pospeška na osnovi ciljne zanesljivosti	29
2.6 Primer izračuna projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti	30
2.6.1 Opis stavbe	30
2.6.2 Določitev ciljne verjetnosti porušitve in pospeškov tal na osnovi ciljne zanesljivosti	31
2.6.3 Dimenzioniranje konstrukcije	35
2.6.4 Odziv konstrukcije in kontrola uporabljenih predpostavk pri projektiranju	36
3 DEFINICIJA FAKTORJA OBNAŠANJA NA OSNOVI CILJNE ZANESLJIVOSTI	39
3.1 Primer odziva konstrukcije projektirane po Evrokodu 8	39
3.2 Izpeljava faktorja obnašanja q na osnovi ciljne zanesljivosti	42
3.3 Ocena vpliva parametrov na velikost faktorja obnašanja q na osnovi zanesljivosti	43
3.4 Faktor pomembnosti	45
3.5 Primer izračuna projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} ob uporabi faktorja obnašanja q na osnovi ciljne zanesljivosti.	47
4 RAZČLENITEV PRISPEVKA POSAMEZNIH PROJEKTHNIH DEJAVNIKOV PRI PROJEKTIRANJU KONSTRUKCIJ PO EVROKODU 8 K POTRESNIM PARAMETROM KONSTRUKCIJE TER DOLOČITEV TIPIČNIH VREDNOSTI DUKTILNOSTI IN FAKTORJA DODATNE NOSILNOSTI	51
4.1 Projektni dejavniki pri potresnoodpornem projektiranju konstrukcij po Evrokodu 8	52

4.2	Definicija variant konstrukcije na podlagi postopnega upoštevanja projektnih dejavnikov po Evrokodu 8	53
4.3	Opis obravnavanih potresnih parametrov konstrukcije	56
4.4	Mere za vrednotenje vpliva projektnih dejavnikov po Evrokodu 8 na potresne parametre konstrukcije	58
4.5	Opis obravnavanih stavb in kriterijev, ki so vplivali na določitev armature v stebrih in gredah variant konstrukcij	59
4.6	Model za nelinearno analizo konstrukcij	66
4.7	Določitev faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve iz rezultatov potisne analize	68
4.8	Določitev faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve iz rezultatov analize IDA	75
4.9	Tipične vrednosti duktilnosti in faktorjev dodatne nosilnosti za armiranobetonske stavbe	79
5	OSNOVE VERJETNOSTNE ANALIZE POTRESNIH ZAHTEV	87
5.1	Definicija	87
5.2	Analitična izpeljava	88
5.3	Numerična integracija enačbe potresnih zahtev	89
6	DOLOČITEV PROJEKTHNIH PREČNIH SIL ZA DIMENZIONIRANJE STEBROV IZ REZULTATOV NELINEARNIH DINAMIČNIH ANALIZ	91
6.1	Verjetnosti porušitev konstrukcij z upoštevanjem strižne porušitve stebrov	92
6.1.1	Analiza odziva konstrukcij brez upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov	93
6.1.2	Analiza odziva konstrukcije z upoštevanjem morebitne strižne porušitve stebrov	96
6.1.3	Zaključki in sklep	105
6.2	Določitev projektnih prečnih sil z upoštevanjem majhnega števila akceleroگرامov	106
6.2.1	Potresni odziv SDOF modela konstrukcij in postopek določitve podskupine akceleroگرامov za izračun prečnih sil	109
6.2.2	Določitev faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov	112
6.2.3	Zaključki in sklep	114
6.3	Primerjava med velikostmi projektnih prečnih sil iz nelinearnih dinamičnih analiz in projektnih prečnih sil iz metode načrtovanja nosilnosti	115
7	ZAKLJUČKI	117
7.1	Glavne ugotovitve	117
7.2	Izvirni prispevki k znanosti	123
7.3	Možnosti nadaljnega raziskovanja	124
8	POVZETEK	127
9	SUMMARY	131
VIRI		135

PRILOGA A: Skupine akceleroگرامov

PRILOGA B: Razmerja med V_{DH} in V_{max} za povratni dobi V_{DH} $2 \cdot 10^5$ in 10^5 let ter IDA krivulje ob upoštevanju strižne porušitve stebrov pri prečnih silah s povratnima dobama $2 \cdot 10^5$ in 10^5 let

PRILOGA C: IDA krivulje iz analize konstrukcij na podlagi skupin akceleroگرامov CMS10000_B_069, CMS10000_C_123 in CMS10000_B_167

PRILOGA D: Delež do maksimalne prečne sile v stebrih iz rezultatov analiz IDA za skupine akceleroگرامov, izbranih ob upoštevanju pogojnega spektra za povratno dobo 475 let

PRILOGA E: Delež do maksimalne prečne sile v stebrih iz rezultatov analiz IDA za skupine akceleroگرامov, izbranih ob upoštevanju pogojnega spektra za povratno dobo 10000 let

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 4.1: Niz variant konstrukcije, definiran na podlagi postopnega upoštevanja projektnih dejavnikov.	56
Preglednica 4.2: Masa posameznih etaž in nihajne oblike za 4-, 7-, 8- in 11-etažne konstrukcije.	59
Preglednica 4.3: Masa konstrukcije, osnovni nihajni čas v obravnavani smeri, pospešek tal za povratno dobo 475 let, tip tal, faktor tal ter razmerje med projektno prečno silo in težo za 4-, 7-, 8- in 11-etažne konstrukcije. Za primerjavo prikazujemo tudi razmerje med prečno silo za prvo nihajno obliko F_{d1} in težo konstrukcije W .	61
Preglednica 4.4: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 4-etažne okvirne konstrukcije.	71
Preglednica 4.5: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 7-etažne okvirne konstrukcije.	71
Preglednica 4.6: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 7-etažne mešane konstrukcije.	71
Preglednica 4.7: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 8-etažne okvirne konstrukcije.	72
Preglednica 4.8: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 11-etažne okvirne konstrukcije.	72
Preglednica 4.9: Delni in celotni faktorji vpliva za potresne parametre 4-, 7-, 8- in 11-etažne okvirne in 7-etažne mešane konstrukcije.	73
Preglednica 4.10: Ocenjene mediane pospeškov tal pri stanju blizu porušitve in povratne dobe stanja blizu porušitve, izračunane iz rezultatov analiza IDA za variante 4, 7, 8 in 11-etažne okvirne konstrukcije in 7-etažne mešane konstrukcije.	77
Preglednica 4.11: Delni in celotni faktorji vpliva za a_{gNC} in T_{RNC} za vse variante 4-, 7-, 8- in 11-etažnih okvirnih konstrukcij in 7-etažne mešane konstrukcije.	78
Preglednica 4.12: Masa posameznih etaž 6-etažne okvirne konstrukcije ter 2-, 5- in 8-etažnih ravninskih okvirjev.	80
Preglednica 4.13: Osnovne nihajne oblike za 4-, 7-, 8- in 11-etažne konstrukcije v glavni smeri Y , osnovni nihajni obliki v smeri X in Y za 6-etažne okvirne konstrukcije ter osnovne nihajne oblike za 2-, 5- in 8-etažne okvirje.	81
Preglednica 4.14: Masa konstrukcije, osnovni nihajni čas v obravnavani smeri, pospešek tal za povratno dobo 475 let, tip tal, faktor tal ter razmerje med projektno prečno silo in težo za vse obravnavane konstrukcije. Za primerjavo prikazujemo tudi razmerje med prečno silo za prvo nihajno obliko in težo konstrukcije.	82
Preglednica 4.15: Projektna prečna sila za prvo nihajno obliko F_{d1} , nosilnost konstrukcije F_y , pomik na meji tečenja D_y idealizirane potisne krivulje in pomik pri mejnem stanju blizu porušitve D_{NC} , faktor dodatne nosilnosti r_s , duktilnost konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve μ_{NC} ter produkt faktorja dodatne nosilnosti in duktilnosti za vse obravnavane konstrukcije.	84
Preglednica 6.1 Mediane spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije S_{ac}^A ter pripadajoče standardne deviacije logaritemskih vrednosti	

pospeška pri porušitvi objekta β_C in verjetnosti porušitve P_C za modele 4-, 8- in 11-etažnih konstrukcij, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali. 95

Preglednica 6.2: Primerjava med medianami spektralnega pospeška pri porušitvi S_{ac}^A in pripadajočimi standardnimi deviacijami β_C ter verjetnostmi porušitve P_C za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila doseže povratno dobo T_R . Dodani so še parametri odziva za primer, kjer strižne porušitve nismo simulirali (ni SP). Rezultate prikazujemo za 4-, 8- in 11-etažne konstrukcije 104

Preglednica 6.3: Primerjava med medianami spektralnega pospeška pri porušitvi S_{ac}^A , pripadajočimi standardnimi deviacijami β_C in verjetnostmi porušitve P_C za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se samo stebri porušijo pri prečni sili 10^6 let (S), in za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se tako stebri kot gred porušijo pri prečni sili 10^6 let (S in G). Rezultati so prikazani za 4-, 8- in 11-etažno konstrukcijo. 105

Preglednica 6.4: Povprečni, največji in najmanjši delež do maksimalne prečne sile V_{max} , ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analize IDA za podskupino akceleroگرامov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroگرامi, ki povzročijo 5 najvišjih in 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter 5 akceleroagramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela. Rezultate prikazujemo za 4-, 8- in 11-etažno konstrukcijo. 111

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti (pripada domeni kapacitete), projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti (pripada domeni zahtev) in shematični prikaz postopnega prehoda iz domene kapacitete v domeno zahtev.	14
Slika 2.2: a) spekter pospeškov v formatu pospešek-pomik in odnos pospešek-pomik za linearno elastičen in nelinearen SDOF model b) odnos sila-pomik za linearno elastičen in nelinearen SDOF model.	18
Slika 2.3: Funkcija potresne nevarnosti za Ljubljano, ki smo jo določili po metodologiji, ki je bila uporabljena za izračun karte potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003). S črtkano črto je označena aproksimirana funkcija potresne nevarnosti po enačbi 2.3.	21
Slika 2.4: a) standardna deviacija logaritmov pospeškov tal pri poružitvi β_C v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije. Prikazani so rezultati za šest okvirnih konstrukcij iz Lazar in Dolšek (2014) in trideset okvirjev iz študije Haseltona in sodelavcev (2007); b) prikaz pospeška tal pri poružitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} za dve vrednosti P_t v odvisnosti od β_C ob upoštevanju funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano (slika 2.3).	22
Slika 2.5:a) mediana in pripadajoči 16-ta in 84-ta percentila spektrov izbranih akceleroگرامov ter ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov, ki izhaja iz potresnega scenarija, ki smo ga dobili na podlagi rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti za a_{gNC} . Prikazani so tudi spektri izbranih akceleroگرامov; b) spektri kapacitete 8-etažne konstrukcije in ocenjene mediana ter 16-ta in 84-ta percentila; c) primerjava med mediano spektrov izbranih akceleroگرامov in ocenjeno mediano spektrov kapacitete, pri čemer smo ocenjeno mediano spektrov kapacitete normirali na a_{gNC} .	25
Slika 2.6: Projektni pospešek tal za dve ciljni zanesljivosti v odvisnosti od redukcijskega faktorja r_μ ob upoštevanju predpostavljenih vrednosti r_s [1,5; 2; 2,5], β_C [0,4; 0,8], $r_{ls} = 1,2$ in $r_{dc} = 1$ ter ob upoštevanju funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano v skladu s sliko 2.3	29
Slika 2.7: Prerez in tloris 8-etažne konstrukcije.	31
Slika 2.8: IDA krivulja nelinearnega in linearno elastičnega SDOF modela.	33
Slika 2.9: a) primerjava med ciljnim spektrom kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti in elastičnim spektrom po Evrokodu 8 za Ljubljano; b) projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti $P_t = 1 \cdot 10^{-5}$ v primerjavi s projektnim spektrom po Evrokodu 8 ($q=3,9$).	34
Slika 2.10: Shematični prikaz armature gred v prerezi na koncih elementa.	35
Slika 2.11: Shematični prikaz armature stebrov prerezi na koncih elementa.	36
Slika 2.12: Potisna krivulja in idealizirana potisna krivulja za odziv 8-etažne konstrukcije v smeri X. Diamantni znak na potisni krivulji označuje mejno stanje blizu poružitve konstrukcije.	37
Slika 2.13: IDA krivulja nelinearnega in linearno elastičnega modela.	38
Slika 3.1: Potisna krivulja za linearno elastičen in nelinearen model 8-etažne armiranobetonske konstrukcije.	41

- Slika 3.2: Faktor obnašanja q za tri ciljne verjetnosti porušitve, izračunan ob upoštevanju redukcijskega faktorja $r_{NC} = 12$, redukcijskega faktorja med mejnimi stanji $r_s = 1,2$, faktorja $r_{dc} = 1$ in povratne dobe $T_R = 475$ let. Faktor obnašanja q je predstavljen kot funkcija naklona k funkcije potresne nevarnosti v logaritemskem merilu in standardne deviacije β_C . 44
- Slika 3.3: Vrednosti korekcijskega faktorja C_P v odvisnosti od raztrosa mejnih pospeškov β_C za tri vrednosti ciljne zanesljivosti P_t za a) Ljubljano in b) Maribor. Za izračun a_{gTR} je bila uporabljena povratna doba $T_R = 475$ let. 45
- Slika 3.4: Odnos med (ciljno) verjetnostjo porušitve in faktorjem pomembnosti objektov za tipično armiranobetonsko večetažno okvirno konstrukcijo. V računu smo predpostavili, da znašajo faktor obnašanja $q = 3,9$, naklon funkcije potresne nevarnosti za pospešek tal $k = 2,8$, povratna doba pospeška tal $T_R = 475$ let in redukcijski faktorji $r_{NC} = r_s \cdot r_\mu = 12$, $r_s = 1,2$ in $r_{dc} = 1,0$. 47
- Slika 4.1: Diagram postopka definicije niza variant konstrukcij ter izračun faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve iz rezultatov nelinearne potisne in dinamične analize. 55
- Slika 4.2: Tloris in prerezi ter armaturni vzorci tipičnega stebra in gred za varianto konstrukcije, ki izpolnjuje vse zahteve standardov Evrokod (varianta 5) za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno okvirno konstrukcijo. 60
- Slika 4.3: Povprečni delež vzdolžne in prečne armature v prečnih prerezih na spodnjem koncu stebrov po posameznih etažah za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno konstrukcijo. 63
- Slika 4.4: Povprečni delež zgornje (pozitivne) in spodnje (negativne) vzdolžne armature prečnih prerezov na koncu gred in povprečni deleži prečne armature gred po posameznih etažah za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno konstrukcijo. 64
- Slika 4.5: Delež vzdolžne armature in prečne armature v robnih elementih stene ter deleži vzdolžne in prečne armature v stojini stene v obravnavani smeri X 7-etažne mešane konstrukcije. 65
- Slika 4.6: Trilinearni odnos moment–rotacija plastičnega členka. 67
- Slika 4.7: Potisne krivulje pripadajoč idealiziran odnos sila-pomik za 6 variant konstrukcije za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno okvirno konstrukcijo. Rezultati IPP so prikazani le za varianto 1, saj smo strižno porušitev zaznali le pri tej varianti. Diamantni znak na posamezni potisni krivulji označuje mejno stanje blizu porušitve konstrukcije. 69
- Slika 4.8: Razčlenitev prispevka potresnih dejavnikov k nosilnosti konstrukcije F_y , pospešku tal, ki povzroči stanje blizu porušitve a_{gNC} , in povratni dobi stanja blizu porušitve T_{RNC} za 4-, 7-, 8- in 11-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije ter razčlenitev prispevka potresnih dejavnikov k nosilnosti konstrukcije F_y za 7-etažno armiranobetonsko mešano konstrukcijo. 75
- Slika 4.9: Spektri izbranih akceleroگرامov, ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov (elastični spekter po Evrokodu 8) in povprečni spekter izbranih akceleroگرامov za skupini a) GM1 in b) GM2. 76

Slika 4.10: Razčlenitev prispevka projektnih potresnih dejavnikov za mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve konstrukcije a_{gNC} in povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} za 4-, 7-, 8- in 11-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije in 7-etažno armiranobetonsko mešano konstrukcijo.	79
Slika 4.11: Tloris in prerezi ter armaturni vzorci tipičnega stebra in grede za a) 6-etažno okvirno konstrukcijo in b) 2-etažni, c) 5-etažni in d) 8-etažni ravninski okvir.	81
Slika 4.12: Potisne in pripadajoče idealizirane krivulje sila-pomik za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno, e) 11-etažno okvirno in f) 6-etažno okvirno konstrukcijo ter g) 2-, 5-, 8-etažne ravninske okvirje. Diamantni znak na potisni krivulji označuje mejno stanje blizu porušitve konstrukcije.	83
Slika 4.13: Razmerje med količino dejansko izbrane spodnje armature gred, ki večinoma izhaja iz minimalnih zahtev Evrokoda 8, in količino spodnje armature, ki izhaja iz projektnih obremenitev.	85
Slika 4.14: Razmerja med vsoto upogibnih nosilnosti gred (ΣM_{RB}) in vsoto upogibnih nosilnosti stebrov (ΣM_{RC}) v vozliščih 7- in 8-etažne konstrukcije in 8-etažnega ravninskega okvirja. Ker 8-etažna ravninska konstrukcija nima stebrov C5 in C6, namesto razmerij za omenjena vozlišča stebrov prikazujemo razmerja v vozliščih stebrov C1 in C2.	85
Slika 5.1: a) vrednosti parametrov potresnih zahtev EDP, izvrednotenih pri različnih intenzitetah IM, b) funkcija potresne nevarnosti.	87
Slika 5.2: Primer verjetnostne krivulje potresnih zahtev.	88
Slika 6.1: Spektri izbranih akceleroگرامov, ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov (pogojni spekter) in mediana ter 16-ta in 84-ta percentila spektrov izbranih akceleroگرامov za skupine a) CMS475_B_069, b) CMS475_C_123 in c) CMS475_B_167.	93
Slika 6.2: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo	94
Slika 6.3: Krivulje potresne nevarnosti za Ljubljano in spektralni pospešek, ki pripada prvemu nihajnemu času a) 4-etažne konstrukcije in tipu tal B, b) 8-etažne konstrukcije in tipu tal C in c) 11-etažne konstrukcije in tipu tal B.	96
Slika 6.4: Trilinearni odnos moment–rotacija plastičnega člena.	97
Slika 6.5: Odnos med prečno silo V in spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času 8-etažne konstrukcije za stebel C1 v prvi etaži. Z rdečo črto označujemo rezultate pri spektralnem pospešku 0,50 g, z zeleno pa rezultate pri spektralnem pospešku 2,0 g.	101
Slika 6.6: Krivulje ranljivosti, ki prikazujejo verjetnost prekoračitve izbrane prečne sile pri spektralnem pospešku a) 0,50 g in b) 2,0 g.	102
Slika 6.7: Verjetnostna krivulja potresnih zahtev za prečno silo V_{DH} v stebri C1 v prvi etaži 8-etažne konstrukcije.	102
Slika 6.8: Razmerje med prečno silo za povratno dobo $T_R=10^6$ let (V_{DH}) in maksimalno prečno silo iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov (V_{max}) za stebre a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije.	103
Slika 6.9: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo. Pri izračunu odziva smo upoštevali,	

da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila doseže prečno silo V_{DH} , ki ustreza povratni dobi 10^6 let.

104

Slika 6.10: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo. Pri izračunu odziva smo upoštevali, da se stebri in/oziroma gred strižno porušijo, ko prečna sila doseže prečno silo, ki ustreza povratni dobi 10^6 let.

105

Slika 6.11: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih za vse stebre velja, da je ovojnica prečnih sil enaka maksimalni prečni sili iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

107

Slika 6.12: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 98 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

108

Slika 6.13: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 95 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

108

Slika 6.14: IDA krivulje iz SDOF modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 95 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

110

Slika 6.15: Delež do maksimalne prečne sile V_{max} v stebrih, ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo porušitev SDOF modela pri najvišjih maksimalnih pospeških tal. Rezultati so prikazani za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo.

110

Slika 6.16: Spreminjanje prečne sile V in strižne nosilnosti V_R glede na korak dinamične analize v stebru C4 v drugi etaži 8-etažne konstrukcije za akceleroگرام št. 5 in maksimalni pospešek tal 3,09 g. Polna črna črta prikazuje maksimalno prečno silo V_{max} , polna siva črta pa silo V_D , ki smo jo uporabili za dimenzioniranje prereзов. Z rdečo črto je označen korak pri minimalni vrednosti faktorjev rezervne nosilnosti.

113

Slika 6.17: Faktorji dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo.

114

Slika 6.18: Razmerje med projektno prečno silo, izračunano na podlagi prečnih sil iz analiz IDA V_D , in projektno prečno silo po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} za stebre a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije.

116

LIST OF TABLES

Table 4.1: Sequence of variants of a structure based on a gradual consideration of the design factors.	56
Table 4.2: Storey masses and building modes of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey building.	59
Table 4.3: Total mass, first vibration period, peak ground acceleration corresponding to a 475-years return period, soil type and factor, and ratio between the design base shear and the weight of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey building. For comparison purposes, the ratio between ‘first-mode’ base shear F_{d1} and weight W is also presented.	61
Table 4.4: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of a 4-storey frame building.	71
Table 4.5: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of a 7-storey frame building.	71
Table 4.6: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of a 7-storey dual building.	71
Table 4.7: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of an 8-storey frame building.	72
Table 4.8: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of an 11-storey frame building.	72
Table 4.9: Partial and overall impact factors for the seismic structural parameters of variants of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey frame, and 7-storey dual building.	73
Table 4.10: Median values of peak ground acceleration at the near-collapse limit-state and return periods at the near-collapse limit state obtained by using analysis IDA for different variants of the 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey frame building, and 7-storey dual structural system.	77
Table 4.11: Partial and overall impact factors for a_{gNC} and T_{RNC} for all variants of the 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey frame buildings and 7-storey dual structural system building.	78
Table 4.12: Masses of individual storeys of a 6-storey frame building, and 2-storey, 5-storey and 8-storey planar frame.	80
Table 4.13: Fundamental building modes of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey building in Y direction, fundamental building modes in X and Y direction of a 6-storey frame building, and fundamental building modes of a 2-storey, 5-storey and 8-storey planar frame.	81
Table 4.14: Total mass, first vibration period, peak ground acceleration corresponding to a return period of 475 years, soil type and factor, and the design base shear to weight ratio for all inspected buildings. The ‘first-mode’ base shear to weight ratio is also presented for comparison purposes.	82
Table 4.15: Design base shear F_{d1} corresponding to the fundamental period of structure, maximum strength of structure F_y , yield displacement D_y on an idealized pushover curve and near-collapse displacement D_{NC} , overstrength reduction factor r_s , near-	

collapse ductility of structure μ_{NC} , and the product of overstrength reduction factor and ductility for all structures.	84
Table 6.1: Median spectral acceleration corresponding to first vibration mode and collapse of structure S_{ac}^A , and the corresponding standard deviation β_C , combined with probability of collapse P_C for models of 4-, 8- and 11-storey buildings, without simulating possible shear failure.	95
Table 6.2: Comparison of medians of collapse spectral acceleration S_{ac}^A and corresponding standard deviations β_C together with probability of collapse P_C for models where shear failure of columns is presumed to occur at return period T_R . Results without consideration of shear failure are also presented. All results are shown for a 4-, 8- and 11-storey building.	104
Table 6.3: Comparison of medians of collapse spectral acceleration S_{ac}^A and the corresponding standard deviations β_C together with probability of collapse P_C for structural models where it was assumed that shear failure of columns (S) occurs at a return period of 10^6 years, and for structural models where it was assumed that shear failure of column and beams (S in G) occurs at return period 10^6 years. Results are shown for a 4-, 8- and 11- storey building respectively.	105
Table 6.4: The average, maximum and minimum proportion to maximum shear force derived from IDA results V_{max} , taking into account an envelope of IDA results for subsets of ground motions. Individual subsets of ground motions consist of 5 ground motions causing the highest or lowest peak ground acceleration leading to collapse of the SDOF model, and 5 ground motions where peak ground acceleration causing collapse is closest to the median peak ground acceleration causing collapse of SDOF. Results are shown for a 4-, 8- and 11 storey building.	111

LIST OF FIGURES

Figure 2.1: The median risk-targeted capacity spectrum (from the capacity domain), the risk-targeted design spectrum (from the demand domain), and the schematic representation of the gradual transition from the capacity domain to the demand domain.	14
Figure 2.2: a) the acceleration spectrum in acceleration–displacement format and the acceleration-displacement relationship of the elastic and nonlinear SDOF models, and b) the force-displacement relationship for the elastic and nonlinear SDOF models.	18
Figure 2.3: Seismic hazard curve for Ljubljana based on the methodology used in the calculation of seismic hazard maps for Slovenia (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003). The dash line shows the approximate seismic hazard function.	21
Figure 2.4: a) the standard deviation of logarithms β_C for intensity measure a_{gC} depending on the fundamental period of structure. The results are presented for six frames analysed by Lazar and Dolšek (2014), and for 30 frames analysed by Haselton et al. 2007; b) median risk-targeted peak ground acceleration causing collapse of structure a_{gC} for two values of target collapse risk P_t depending on β_C and taking into account the hazard curve for Ljubljana (figure 2.3).	22
Figure 2.5: a) the target median and the 16 th and 84 th percentile spectra for ground-motion selection obtained by the conditional spectrum approach for an earthquake scenario based on a_{gNC} , and the spectra for seismic performance assessment; b) the capacity spectra for an 8-storey reinforced concrete frame building and the corresponding median and 16 th and 84 th percentile spectra; c) comparison between the percentile spectra for seismic performance assessment and percentile capacity spectra normalized to a_{gNC} .	25
Figure 2.6: Risk-targeted peak ground acceleration for the design of structures presented as a function of ductility reduction factor r_μ and overstrength reduction factor r_s for Ljubljana (hazard curve from figure 2.3 was used), assuming $r_{ls} = 1.2$ and $r_{dc} = 1$, for two levels of target collapse risk and two limiting values β_C , resulting in four variants of a_{gC} .	29
Figure 2.7: Elevation and plan views of the investigated 8-storey building	31
Figure 2.8: IDA curves for the non-linear and linear elastic SDOF model.	33
Figure 2.9: a) median risk-targeted spectrum associated with a_{gNC} for a structure located in Ljubljana, in comparison with the elastic acceleration spectra from Eurocode 8; and b) the acceleration spectra corresponding to risk-targeted peak ground accelerations a_{gD} for target probability of collapse $P_t = 1 \cdot 10^{-5}$ and elastic design spectrum according to Eurocode 8 ($q=3,9$).	34
Figure 2.10: Reinforcement of the cross-section at the end of the beams.	35
Figure 2.11: Reinforcement of the cross-section at the end of the columns.	36
Figure 2.12: Pushover curve and idealized base shear – top displacement relationship in direction X for an 8-storey building. The diamond-shaped point on the pushover curve corresponds to the near-collapse displacement.	37

Figure 2.13: IDA curves for a non-linear and linear elastic SDOF model.	38
Figure 3.1: Pushover curve for a linear elastic and non-linear model of an 8-storey reinforced concrete structure.	41
Figure 3.2: Behaviour factor q for three levels of target collapse risk and for a given value of reduction factor $r_{NC} = 12$, limit-state reduction factor $r_{ls} = 1.2$, factor $r_{dc} = 1$, and a return period of $T_R = 475$ years. The q factor is presented as a function of the slope k of the hazard function in the log domain and the standard deviation β_C .	44
Figure 3.3: Relationship between the value of correction factor C_P and standard deviation β_C for three values of target collapse risk P_t for a) Ljubljana and b) Maribor. The a_{gTR} for a return period of $T_R = 475$ was used in calculation of C_P .	45
Figure 3.4: Relationship between (target) probability of collapse and the importance factor for a typical reinforced concrete multi-storey frame building assuming a constant value of behaviour factor $q = 3.9$, a hazard curve parameter for peak ground acceleration $k = 2.8$, a return period of ground acceleration $T_R = 475$, and reduction factors $r_{NC} = r_s \cdot r_\mu = 12$, $r_{ls} = 1.2$ and $r_{dc} = 1.0$.	47
Figure 4.1: Flowchart representing the process of defining the sequence of variants and the calculation of impact and deaggregation factors on the basis of pushover and dynamic analysis.	55
Figure 4.2: Elevations, plan views, and reinforcement patterns in typical columns and beams of the code-compliant variant (variant 5) of a a) 4-storey frame b) 7-storey frame, c) 7-storey dual frame, d) 8-storey frame, and e) 11-storey frame building.	60
Figure 4.3: Average longitudinal and transverse reinforcing ratio of the bottom cross-section of columns in each storey of a a) 4-storey frame building, b) 7-storey frame building, c) 7-storey dual building, d) 8-storey frame building and e) 11-storey frame building.	63
Figure 4.4: Average longitudinal reinforcing ratio for the top ("negative") and bottom ("positive") side of the edge cross-section of beams, and the corresponding transverse reinforcing ratio in each storey of a a) 4-storey frame building, b) 7-storey frame building, c) 7-storey dual building, d) 8-storey frame building, and e) 11-storey frame building.	64
Figure 4.5: Longitudinal and transverse reinforcing ratio in the boundary element of the wall, and the longitudinal and transverse reinforcing ratio of the web in the wall in X direction for a 7-storey dual building.	65
Figure 4.6: Trilinear moment–rotation relationship in the plastic hinge.	67
Figure 4.7: Pushover curves and corresponding idealized force-displacement relationships of the six variants of a a) 4-storey frame, b) 7-storey frame, d) 8-storey frame and e) 11-storey frame building, and c) 7-storey dual structural system. The results of the IPP are only presented for variant 1, i.e. the only case where the consideration of shear failure of columns affected the pushover curve. The diamond-shaped points on each of the pushover curves correspond to near-collapse displacement.	69
Figure 4.8: Deaggregation of the impact of seismic factors on yield strength F_y , ground acceleration causing near-collapse limit state a_{gNC} , and return period at near-collapse limit state T_{RNC} of the investigated 4-storey, 7-storey, 8-storey, and 11-	

storey reinforced concrete frame buildings, and deaggregation of the impact of seismic factors on yield strength F_y for a 7-storey reinforced concrete dual building.	75
Figure 4.9: Acceleration spectra of selected ground motions, target spectrum according to Eurocode 8, and mean value of spectral accelerations of selected ground motions for a) GM1 and b) GM2.	76
Figure 4.10: Deaggregation of the impact of seismic design factors on ground acceleration median at near-collapse limit state a_{gNC} and return period of the near-collapse limit state T_{RNC} of the investigated 4-storey, 7-storey, 8-storey, and 11-storey reinforced concrete frame buildings, and 7-storey reinforced concrete dual building.	79
Figure 4.11: Elevations, plan views, and reinforcement patterns in typical columns and beams of a) 6-storey frame building, b) 2-storey frame, c) 5-storey frame, and d) 8-storey planar frame.	81
Figure 4.12: Pushover curves and corresponding idealized force-displacement relationships of a) 4-storey frame, b) 7-storey frame, c) 7-storey dual frame, e) 8-storey frame, e) 11-storey frame, and f) 6-storey frame building and a g) 2-, 5- and 8-storey planar frame. The diamond-shaped points on each of the pushover curves correspond to near-collapse displacement.	83
Figure 4.13: Ratio between the amount of actual selected bottom reinforcement of beams based on Eurocode 8 and the amount of reinforcement obtained by applying seismic design loads.	85
Figure 4.14: Ratios between the sum of flexural resistance of beams (ΣM_{RB}) and total flexural resistance of columns (ΣM_{RC}) in joints of a 7-storey and 8-storey frame structure and 8-storey planar frame. Since the 8-storey planar frame does not have columns C5 and C6, ratios for joints of columns C1 and C2 are shown in the relevant figures.	85
Figure 5.1: a) values of engineering demand parameters (EDP) calculated for different intensity measures IM, b) seismic hazard curve.	87
Figure 5.2: Example of a seismic demand hazard curve.	88
Figure 6.1: Acceleration spectra of selected ground motions, target spectrum for selected ground motion (conditional spectrum), and the median along with the 16th and 84th percentile of spectrum of selected ground motions for sets a) CMS475_B_069, b) CMS475_C_123 and c) CMS475_B_167.	93
Figure 6.2: IDA curves and median of IDA curves obtained using the intensity-based approach for a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building	94
Figure 6.3: Seismic hazard curves for Ljubljana corresponding to the first fundamental period of a) a 4-storey building and soil type B, b) an 8-storey building and soil type C and c) an 11-storey building and soil type B.	96
Figure 6.4: Trilinear moment–rotation relationship of the plastic hinge.	97
Figure 6.5: Relationship between shear force V and spectral acceleration corresponding to the first vibration period for column C1 in the first storey of an 8-storey building. The	

red and green lines show results at spectral acceleration of 0.50 g and 2.0 g, respectively. 101

Figure 6.6: Fragility curves showing probability of selected shear force being exceeded at spectral acceleration of a) 0.50 g and b) 2.0 g, respectively. 102

Figure 6.7: Demand hazard curve of shear force V_{DH} of column C1 in the first storey of an 8-storey building. 102

Figure 6.8: Ratio between shear force for return period $T_R=10^6$ years (V_{DH}) and maximum shear force based on IDA analysis for the entire set of ground motions (V_{max}) for columns of a) a 4-storey, b) an 8 storey and c) an 11 storey building. 103

Figure 6.9: IDA curves and median of IDA curves obtained using the intensity-based approach for a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Shear failure of column is assumed to occur when the shear force is greater than shear force V_{DH} corresponding to a 10^6 years return period. 104

Figure 6.10: IDA curves and median of IDA curves obtained through the intensity-based approach for a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. It was considered that shear failure of columns and/or beams occurs when shear force is greater than shear force which corresponds to return period 10^6 years. 105

Figure 6.11: IDA curves derived from analyses of the basic case model of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to the maximum shear force for the entire set of ground motions. 107

Figure 6.12: IDA curves derived from analyses of basic case models of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to or higher than 98 % of the maximum shear force for the entire set of ground motions. 108

Figure 6.13: IDA curves derived from analyses of basic case model of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to or higher than 95 % of the maximum shear force for the entire set of ground motions. 108

Figure 6.14: IDA curves derived from analyses of SDOF models of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to or higher than 95 % of the maximum shear force for the entire set of ground motions. 110

Figure 6.15: Proportion to maximum shear force derived from IDA results V_{max} , which is calculated taking into account an envelope of shear forces from IDA analysis for 5 ground motions leading to the highest collapse peak ground acceleration for the SDOF structure model. Results are shown for columns of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. 110

- Figure 6.16: Shear force V and shear resistance V_R depending on the step of dynamic analysis for column C4 in the second storey of an 8-storey building for ground motion no. 5 and peak ground acceleration 3.09 g. The black solid line shows maximum shear force V_{max} , whereas the gray solid line shows shear force V_D which was used for the design of cross sections. The red line marks the minimum value of reserve shear strength factors for this particular column and dynamic analysis. 113
- Figure 6.17: Shear overstrength factors of columns $r_{s,st,V}$ for a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. 114
- Figure 6.18: Ratio between design shear force obtained through non-linear analysis V_D and design shear force obtained using capacity design principles V_{CD} for columns of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. 116

»Ta stran je namenoma prazna.«

SIMBOLI

α	faktor učinkovitosti objekta betonskega prereza
α_{NC}	razmerje med spektralnim pospeškom S_{aNC} in pospeškom tal a_{gNC}
α_D	razmerje med spektralnim pospeškom S_{aD} in pospeškom tal a_{gD}
$\alpha_i(T_1)$	funkcija oblike i -tega spektra
β_C	standardna deviacija logaritemskih vrednosti pospeška pri poružitvi objekta
β_{NC}	standardna deviacija logaritemskih vrednosti pospeška pri stanju blizu poružitve objekta
$\beta_{EDP IM=im}$	standardna deviacija logaritemskih vrednosti potresnih zahtev pri izbrani intenziteti
Γ_1	transformacijski faktor za prvo nihajno obliko (faktor participacije za prvo nihajno obliko)
γ_I	faktor pomembnosti po Evrokodu 8
γ_d	parameter za upoštevanje potresnoodpornih detajlov
γ_{el}	parameter za upoštevanje pomembnosti konstrukcijskih elementov
γ_{Rd}	faktor povečane nosilnosti
$\delta IF_{x,k}$	delni faktor vpliva k -tega projektnega dejavnika
θ_Y	rotacija v plastičnem členku na meji tečenja
θ_M	rotacija v plastičnem členku pri doseženi upogibni nosilnosti
θ_{NC}	rotacija v plastičnem členku pri stanju blizu poružitve
θ_C	rotacija v plastičnem členku pri stanju poružitve elementa
λ	srednja letna frekvenca prekoračitve izbrane intenzitete potresa ($im > im_0$)
λ_C	srednja letna frekvenca poružitve objekta
λ_{EDP}	srednja letna frekvenca prekoračitve parametra potresnih zahtev EDP
μ_{NC}	duktilnost konstrukcije pri stanju blizu poružitve konstrukcije
μ_C	duktilnost konstrukcije pri poružitvi konstrukcije
μ_{Δ}^{pl}	plastični del rotacije v plastičnem členku
v	normirana osna sila v elementu
ρ_d	delež diagonalne armature
ρ_{sx}	delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe x
ρ_{tot}	delež vzdolžne armature
ρ_w	delež prečne armature
$\sum M_{RB,sp(zq)}$	vsota nosilnosti vseh gred v vozlišču pri spodnjem (zgornjem) koncu stebra
$\sum M_{RC,sp(zq)}$	vsota nosilnosti vseh stebrov v vozlišču pri spodnjem (zgornjem) koncu stebra
$\phi_{1,i}$	i -ta komponenta vektorja prve nihajne oblike
ω, ω'	mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni
ω	krožna frekvenca
A_c	površina prečnega prereza elementa
A_s	površina prečnega prereza vzdolžne armature
$A_{s,min}$	minimalna površina armature
$A_{s,tlak}$	površina tlačne (spodnje) armature gred
$A_{s,nateg}$	površina natezne (zgornje) armature gred

a	konstanta v zvezi med mediano $\tilde{EDP}$ in intenziteto im
a_g	pospešek tal
a_{gC}^A	ocenjena mediana maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi
a_{gNC}^A	ocenjena mediana maksimalnih pospeškov tal pri stanju blizu porušitve
$a_{gNC,i}^A$	maksimalni pospešek tal pri stanju blizu porušitve konstrukcije za i -ti akceleroogram
a_{gC}	pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti
a_{gNC}	pospešek tal pri stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti
a_{gPt}	pospešek tal s povratno dobo $1/P_t$
a_{gD0}	projektni pospešek tal z upoštevanjem ciljne zanesljivosti in $r_{dc} = 1$
a_{g475}	projektni pospešek tal s kart potresne nevarnosti, ki ustreza povratni dobi 475 let a_{g475} (tj. referenčni vrednosti maksimalnega pospeška tal za tip tal A, a_{gR} po Evrokodu 8)
a_{gD}	projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti
$a_{gD,ekv,EC8}$	ekvivalentni projektni pospešek tal po Evrokodu 8
a_{gTR}	pospešek tal za povratno dobo T_R
b_w	širina prečnega prereza
b	konstanta v zvezi med mediano $\tilde{EDP}$ in intenziteto im
C_1	faktor nelinearnega odziva konstrukcije
C_P	korekcijski faktor (razmerje med a_{gTR} in a_{gC})
D_y	pomik konstrukcije na meji tečenja
D_{NC}	pomik konstrukcije pri stanju blizu porušitve
$DF_{x,k}$	faktor razčlenitve k -tega projektnega dejavnika
D_{nNC}^*	pomik nelinearnega SDOF modela konstrukcije pri stanju blizu porušitve
D_{eNC}^*	pomik linearno elastičnega SDOF modela konstrukcije pri vrednosti spektralnega pospeška S_{aNC}
E	modul elastičnosti
edp	parameter potresnih zahtev
F_{d1}	projektna prečna sila na konstrukcijo ob upoštevanju prve nihajne oblike
F_d	celotna projektna prečna sila na konstrukcijo
F_D^*	projektna prečna sila SDOF modela
F_y	prečna sila na meji tečenja konstrukcije iz idealiziranega odnosa sila–pomik in tudi maksimalna nosilnost konstrukcije
F_{max}	maksimalna prečna sila pri vpetju konstrukcije
f_c	tlačna trdnost betona
f_{cm}	srednja vrednost tlačne trdnosti betona
f_{ym}	srednja vrednost napetosti na meji tečenja armature
f_{yd}	projektna vrednost napetosti na meji tečenja armature
f_{ywd}	projektna natezna trdnost stremenske armature
f_{yw}	meja tečenja prečne armature
$f_{s,i}$	faktor rezervne strižne nosilnosti stebrov
$f_{s,i,min}$	minimalni faktor rezervne strižne nosilnosti stebrov iz rezultatov analiz IDA za celotno skupino akceleroogramov

$H(im)$	funkcija potresne nevarnosti
h	širina elementa v smeri obremenjevanja
I	vztrajnostni moment prereza
IF_x	celotni faktor vpliva posameznega projektnega dejavnika
im	mera za intenziteto potresa oz. intenziteta potresa
$\tilde{EDP}$	mediana potresnih zahtev
k	naklon premice funkcije potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah
k_0	srednja letna frekvenca prekoračitve enotine vrednosti intenzitete potresa (1 g)
L_0	razdalja med koncem elementa in ničelno momentno točko
L_V	razdalja med obravnavanim prerezom in ničelno momentno točko
l_{cl}	svetla dolžina stebra
M	magnituda
M_y	upogibni moment na meji tečenja elementa
M_M	upogibna nosilnost elementa
M_{NC}	upogibni moment v plastičnem členku pri stanju blizu porušitve elementa
M_C	upogibni moment v plastičnem členku pri stanju porušitve elementa
$M_{RC,sp}, M_{RC,zg}$	projektna upogibna nosilnost armiranobetonskega prereza na spodnjem oziroma zgornjem koncu stebra
$M_{DC,sp}, M_{DC,zg}$	vrednosti upogibnih momentov na spodnjem in zgornjem koncu stebra za izračun V_{CD}
m_i	masa i -te etaže
m^*	masa SDOF modela
n_i	povprečno letno število potresov v i -ti celici
N	osna sila
N_{ED}	projektna osna sila
P_C	verjetnost porušitve objekta
P_{NC}	verjetnost nastopa stanja blizu porušitve objekta
P_t	ciljna verjetnost porušitve
R	oddaljenost potresnega izvora od obravnavane lokacije
r	redukcijski faktor pri projektiranju na ciljno zanesljivost
r^A	dejanska vrednost redukcijskega faktorja
r_{ls}	redukcijski faktor med mejnimi stanji
r_{dc}	faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete
r_{NC}	konvencionalni redukcijski faktor
r_{NC}^A	dejanska vrednost konvencionalnega redukcijskega faktorja
r_s	redukcijski faktor zaradi dodatne nosilnosti
r_s^A	dejanska vrednost redukcijskega faktorja zaradi dodatne nosilnosti
$r_{s,st,V}$	faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov
$r_{s,k}$	redukcijski faktor zaradi dodatne nosilnosti k -te variante konstrukcije
r_μ	redukcijski faktor zaradi duktilnosti
r_μ^A	dejanska vrednost redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti
q	faktor obnašanja

S_a	spektralni pospešek pri prvem nihajnem času
S_{aD}	projektni spektralni pospešek pri prvem nihajnem času na osnovi ciljne zanesljivosti
S_{aNC}	spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije in stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti
S_{aC}	spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije in porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti
S_{aNC}^A	ocenjena mediana spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času konstrukcije
$S_{aNC}^A(T_1)$	ocenjena mediana spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času T_1
$S_{aNC,i}^A(T_1)$	ocenjena vrednost spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času T_1 in stanju blizu porušitve za i -ti akceleroگرام
S_{aC}^A	ocenjena mediana spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije
$S_{aC,i}^A$	ocenjen spektralni pospešek pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije za i -ti akceleroگرام
S_{ay}	spektralni pospešek na meji tečenja nelinearnega SDOF modela konstrukcije
$S_{a,i,agNC}^{akc}(T_1)$	spektralni pospešek pri prvem nihajnem času T_1 za i -ti akceleroagram, normiran na a_{gNC}
$S_{a,agNC}^{akc}(T_1)$	mediana spektralnih pospeškov izbranih akceleroagramov, normiranih na a_{gNC} pri prvem nihajnem času T_1
T_1	osnovni nihajni čas konstrukcije
T_C	nihajni čas na koncu konstantnega dela spektra pospeškov
T^*	nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela
T_R	povratna doba
T_{RNC}	povratna doba stanja blizu porušitve
V_D	projektna prečna sila
$V_{R,i}$	strižna nosilnost prereza v i -tem koraku analize
V_i	prečna sila v i -tem koraku analize
V_{CD}	projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti
V_{DH}	prečna sila za izbrano povratno dobo, izračunana ob uporabi verjetnostne analize potresnih zahtev
V_{max}	maksimalna prečna sila v stebrih iz analiz IDA za celotno skupino akceleroagramov
V_W	prispevek prečne armature k strižni nosilnosti
W	teža konstrukcije
x_k	parameter k -te variante konstrukcije oziroma parameter odziva k -te variante konstrukcije
x	globina tlačene cone elementa
z	ročica notranjih sil

OKRAJŠAVE

C	stanje porušitve, kapaciteta (angl. capacity)
CMS	pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum)
CS	pogojni spekter (angl. conditional spectrum)
D	zahteva (angl. demand)
IDA	inkrementna dinamična analiza (angl. incremental dynamic analysis)
LS	mejno stanje (angl. limit state)
MAF	srednja letna frekvenca (angl. mean annual frequency)
MDOF	več prostostnih stopenj (angl. multiple degree of freedom)
NC	stanje blizu porušitve (angl. near collapse)
RE	robni element stene
SDOF	ena prostostna stopnja (angl. single degree of freedom)
MSŠG	princip močnih stebrov in šibkih gred

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Osnovni namen projektiranja gradbenih konstrukcij je zagotoviti ustrezno mehansko odpornost in stabilnost objekta glede na zunanje vplive, ki se lahko pojavijo v določenem časovnem obdobju. Zavaljo lažje obravnave problema ter različne narave vplivov, le te običajno ločimo na lastne in stalne, začasne (oprema, sneg, veter itd.), nezgodne in potres. Potres je izredno nepredvidljiva obtežba. Sodobna znanost potresa zaenkrat še ne zna natančno napovedati, zelo verjetno ga tudi še precej časa ne bo znala napovedati. Poleg tega ne znamo napovedati niti intenzitete potresa niti trajanja potresa, to pa sta parametra, ki pomembno vplivata na odziv konstrukcij med potresi. Kljub temu, da se močni potresi pojavljajo zelo redko, ne moremo izključiti možnosti, da se tak potres ne bi pojavil v predvideni življenjski dobi objekta. S tega stališča ni pomembno le, kako zagotovimo mehansko odpornost in stabilnost objektov, temveč tudi, kakšna je pravzaprav filozofija potresnoodpornega projektiranja objektov.

Potresnoodporno projektiranje objektov je pri nas postalo aktualno že ob koncu 19. stoletja, predvsem zaradi ljubljanskega potresa, ki je na velikonočno nedeljo 14. aprila 1895 stresel Ljubljano in okolico. Poškodovanih je bilo približno 10 % zgradb, ki so jih kasneje večinoma porušili. Posledice potresa tako niso bile le negativne; med drugim je bila izdelana tudi raziskava o gradbenotehničnih normativih, ki je pripeljala do prvih smernic za gradnjo na potresnih območjih (Vidrih, 2008). Te smernice so se za popotresno obnovo uporabljale vse do konca druge svetovne vojne. Objekti iz tega časovnega obdobja so razmeroma solidno grajeni, saj so večinoma pravilni po tlorisu in višini ter zgrajeni ob upoštevanju predpisanih detajlov in iz skrbno izbranih materialov. Kljub temu pa so zgrajeni tako, da je njihova potresna odpornost še precej manjša od tiste, ki jo predvidevajo predpisi danes (Kilar & Kušar, 2009). V tem času je bil med drugim zgrajen tudi ljubljanski nebotičnik, ki velja za eno prvih zgradb v širši okolici, pri katerih je bila uporabljena t.i. potresna izolacija (Fajfar, 1995).

Po drugi svetovni vojni se je začelo obdobje hitre povojne obnove in širitve mest. Objekti iz tega obdobja so večinoma zgrajeni tako, da precej slabo prenašajo potresne obremenitve. Prva pomembna prelomnica v razvoju predpisov za potresno odporno projektiranje je bil potres v Skopju (Makedonija) leta 1963. Po tem potresu so bili v Jugoslaviji sprejeti tehnični predpisi za ustrezno potresnoodporno projektiranje. Predpisi so nekoliko izboljšali predvsem varnost nizkih zidanih in armiranobetonskih stavb (Kilar & Kušar, 2009). Naslednja pomembna prelomnica je potres v Črni gori leta 1979. Številne pomanjkljivosti v potresnem odzivu konstrukcij, ki so se pokazale med potresom, so prispevale k razvoju novega pravilnika, ki je izšel leta 1981. Pravilnik je izboljšal potresni odziv armiranobetonskih konstrukcij. Leta 2005 je bil v Sloveniji sprejet pravilnik, ki od leta 2008 naprej za potresnoodporno projektiranje predpisuje uporabo standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Omenjen standard je še dodatno izboljšal odziv konstrukcij med potresom.

1.1 Motivacija

Trenutno veljavna filozofija večine standardov za potresnoodporno projektiranje konstrukcij sloni na načelu, da se v primeru močnega potresa dovoljujejo poškodbe objektov. Omenjeno filozofijo privzema tudi standard Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a), ki trenutno ureja potresnoodporno

projektiranje konstrukcij v Sloveniji. Čeprav se med potresom dovoljujejo poškodbe, je postopek projektiranja definiran na način, da se poškodovanost objekta izrecno ne določa. Konstrukcijske elemente se navadno projektira na osnovi linearno elastične analize, alternativno pa tudi z uporabo nelinearne analize, ki pa se zaradi različnih dejavnikov v praksi ne uporablja. Linearno elastična analiza je trenutno najbolj razširjena metoda analize, ki predstavlja osnovo za določitev projektnih obremenitev objekta. Je zelo enostavna za uporabo in je vgrajena v komercialne programe za projektiranje konstrukcij. Pri projektiranju z linearno elastično analizo se upošteva potres s povratno dobo 475 let in korekture, ki so posledica linearne elastične analize ali pomembnosti objekta. Potresni vpliv, ki izhaja iz 475-letne povratne dobe, lahko tako reduciramo s faktorjem obnašanja in na ta način izkoristimo dodatno nosilnost in predpostavljeno razpoložljivo duktilnost objekta. Poleg tega se projektni potresni vplivi za varovane komponente konstrukcije določijo na osnovi metode načrtovanja nosilnosti, da bi preprečili nezaželeno krhko porušitev elementov in zagotovili ustrezno duktilnost objekta kot celote. Opisan postopek se uporablja za vse objekte, pri čemer se pomembnejši objekti projektirajo na pospeške, ki imajo večjo povratno dobo.

Problem projektiranja, kot ga predpisuje standard Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a), je v tem, da ne nudi nobenih informacij končnemu uporabniku glede varnosti (zanesljivosti) pred porušitvijo. Na ta način investor nima vpliva na tveganje za izgube, ki se lahko pojavijo v življenjski dobi objekta. Dejstvo je, da obstaja verjetnost, da se lahko v življenjski dobi konstrukcije pojavijo močnejši ali celo šibkejši potresi od projektnega potresa po Evrokodu 8, ki bodo povzročili porušitev konstrukcije. Zato nas v fazi projektiranja tudi zanima, kakšna je verjetnost, da se konstrukcija poškoduje ali celo poruši. To informacijo dobimo z analizo potresnega tveganja, s katerim določimo verjetnost nastopa izbranega mejnega stanja konstrukcije na letni ravni (Cornell, 1996; Jalayer, 2003; Lazar & Dolšek, 2014). V tej informaciji je namreč zajet odziv konstrukcije na vse potrese, ki se lahko na neki lokaciji pojavijo in ne le odziv na projektni potres. Zato bi bilo smiselno, da cilj pri projektiranju izhaja iz verjetnosti nastopa posledic na objektu oziroma da preverjamo verjetnost nastopa izbranega mejnega stanja že v procesu projektiranja, vendar takšen način v splošnem zahteva projektiranje na osnovi nelinearne analize konstrukcije.

Račun verjetnosti nastopa izbranega mejnega stanja je v splošnem zahteven, saj vključuje analizo potresne nevarnosti in nelinearno analizo odziva stavbe na potresno obremenitev. Poznamo različne pristope k izračunu verjetnosti nastopa izbranega mejnega stanja (Dolšek, 2002; Jalayer, 2003; Bradley & Dhakal, 2008; Lazar & Dolšek, 2014), vsem pa je skupno, da moramo za analizo odziva konstrukcije poznati vse njene lastnosti (geometrija, armatura, material). Kadar konstrukcija izbrane ciljne zanesljivosti ne doseže, smo tako primorani iterativno spreminjati lastnosti konstrukcij (Lazar Sinković, 2015; Sinković et al., 2016), npr. korigirati armaturo oziroma prereze konstrukcije, in ponoviti celoten postopek izračuna potresnega tveganja.

Iterativni postopek projektiranja na ciljno tveganje je trenutno še precej zahteven, še posebej če potresno tveganje za osnovno konstrukcijo bistveno presega ali ne dosega izbrane ciljne zanesljivosti objekta. Posledično to pomeni, da je potrebnih precej iteracij in veliko število nelinearnih analiz, ki so računsko zahtevne. Zato je praktična uporabnost takšnega postopka še na precej nizki stopnji. Tako se poraja vprašanje, ali je možno definirati začetno konstrukcijo na način, da bo njena verjetnost

porušitve blizu ciljni verjetnosti porušitve. Če nam to uspe, postane postopek iterativnega projektiranja precej prijaznejši, saj se izognemo velikemu številu iteracij, v najboljšem primeru pa z nelinearnimi analizami samo preverimo pogoj ciljne zanesljivosti. Začetno konstrukcijo lahko na primer definiramo na podlagi predpisanih priporočil o armiranju elementov, vendar bi to pomenilo, da je treba izdelati priporočila za številne kombinacije geometrij stavb in ciljnih zanesljivosti. Bolj smiselno bi bilo, da že projektno obtežbo definiramo na osnovi ciljne zanesljivosti. Pri tem se postavi vprašanje, ali je možno definirati projektno obtežbo, ki bi izhajala iz ciljne zanesljivosti in bi jo bilo mogoče uporabiti za projektiranje na osnovi linearno elastične analize. In če je odgovor pritrdilen, se lahko nadalje vprašamo, kako definirati projektno potresno obtežbo, da bomo zadostili osnovni zahtevi po neporušitvi objekta. Z omenjenimi dilemami, ki so tudi v osrčju osnovne hipoteze doktorske disertacije, se bomo ukvarjali v prvem delu doktorske disertacije.

Številne študije (npr. Brozovič & Dolšek, 2011; Fardis et al., 2012; Ulrich et al., 2014; Žižmond & Dolšek, 2015) kažejo, da konstrukcije, projektirane po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a), prenesejo bistveno večje pospeške tal, kot je projektni pospešek tal za povratno dobo 475 let. Študije tudi kažejo, da je faktor obnašanja q , ki ga uporabimo pri izračunu projektnih obremenitev, precej manjši od produkta redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti in duktilnosti, ki v konvencionalni definiciji definira faktor obnašanja q . Žižmond in Dolšek (2015) sta na primer ugotovila, da so povratne dobe mediane maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi konstrukcij tudi več desetkrat večje od povratnih dob projektnega pospeška tal, faktor obnašanja pa je tudi trikrat manjši od produkta faktorja dodatne nosilnosti in duktilnosti. Omenjeno dejstvo tako pri projektantih kot tudi razvijalcih predpisov sproži številna vprašanja in pomisleke glede ustreznosti postopka projektiranja oziroma primernosti velikosti faktorja obnašanja q . Tako se velikokrat razpravlja o ustreznosti dejstva, da je mediana maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi nekajkrat višja od pospeška za povratno dobo 475 let. Pogosto se tudi zmotno interpretira razliko v vrednosti faktorja obnašanja in produkta redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti in duktilnosti. Dejstvo, da je nosilnost konstrukcij precej pogosto nekajkrat večja od projektne potresne sile, sproži tudi ugibanja o razlogih in dejavnikih, ki to razliko povzročijo, in vprašanja o razlogih projektiranja na potres s povratno dobo 475 let in dejanskem pomenu projektnega potresa s povratno dobo 475 let. Cilj doktorske disertacije je, da na omenjene dileme odgovorimo z uporabo verjetnostnega pristopa analize konstrukcij.

Za iskanje odgovorov na omenjena dilema so potrebne tudi številne analize odziva konstrukcij, ki jih pogosto vršimo na enostavnih nelinearnih linijskih modelih, s katerimi je mogoče simulirati le upogibno obnašanje konstrukcij. Prednost takšnih modelov je predvsem v njihovi enostavnosti in praktičnosti, saj omogočajo razmeroma hitro modeliranje konstrukcije, kljub temu pa v razmeroma kratkem računskem času dovolj natančno simulirajo nelinearni odziv konstrukcije med potresi. Na takšnih modelih je Lazar Sinković (2015) razvila postopek projektiranja upogibnega odziva konstrukcij na ciljno verjetnost porušitve z uporabo nelinearnega iterativnega postopka. V nelinearnih analizah je simulirala samo upogibni odziv konstrukcij, zato mora biti strižna porušitev elementov preprečena oziroma projektirana tako, da morebitna strižna porušitev elementov ne vpliva na verjetnost porušitve konstrukcije. Projektiranje za preprečitev strižne porušitve lahko seveda izvedemo z uporabo obstoječih postopkov (metoda načrtovanja nosilnosti). Ker pa je nelinearni model konstrukcije že definiran, ga je smiselno uporabiti tudi za projektiranje elementov proti strižni

poružitvi, saj v primerjavi z metodo načrtovanja nosilnosti natančneje določi prečne obremenitve, poleg tega pa tudi bolje opiše odziv konstrukcije med potresom. Pri tem pa se postavi vprašanje, kako na podlagi rezultatov dinamičnih analiz na poenostavljenih modelih določiti projektne prečne sile, ki se jih lahko neposredno uporabi za določitev prečne armature. Tako prečne sile kot strižna nosilnost elementov namreč med dinamično analizo precej variirajo, zato je težko definirati ciljno (zahtevano) strižno nosilnost elementa. Poleg tega se nelinearne analize izvajajo na modelih, ki so definirani na podlagi srednjih (pričakovanih) vrednosti materialnih karakteristik, projektiranje pa navadno vršimo ob uporabi projektnih vrednosti materialnih karakteristik. Na to vprašanje, kot tudi na vprašanje o primernosti/ustreznosti določevanja projektnih prečnih sil z uporabo metode načrtovanja nosilnosti, bomo na podlagi ugotovitev, pridobljenih ob uporabi verjetnostne analize potresnih zahtev, poskušali odgovoriti v doktorski disertaciji.

1.2 Pregled literature

Vrednotenje primernosti objekta na osnovi potresnega tveganja se v zadnjih letih vse bolj razvija. Potresno tveganje najpreprosteje opišemo s srednjo letno frekvenco nastopa izbranega mejnega stanja, ki jo določimo s konvolucijo verjetnosti nastopa izbranega mejnega stanja pri dani intenziteti in verjetnosti prekoračitve intenzitete potresa na celotnem območju intenzitet potresa. Po navedbah McGuireja (2004) je bila zaključena enačba za izračun srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja izpeljana že okoli leta 1990, prvi prispevki pa so datirani nekaj let kasneje (Cornell, 1996). Splošno enačbo za analizo izgub sta podala Cornell in Krawlinker (2000); v posebnem primeru jo lahko ob vpeljavi predpostavk o funkciji potresne nevarnosti in porazdelitveni funkciji mejne intenzitete konstrukcije zapišemo tudi analitično (Jalayer, 2003; Pinto et al., 2004; Aslani & Miranda, 2005; Bradley & Dhakal, 2008; Vamvatsikos, 2013). Raziskovalci so pri integraciji enačbe za izračun potresnega tveganja upoštevali celotno območje intenzitet med nič in neskončno. Dejansko pa obstaja neka spodnja meja intenzitete, pri kateri ni možno, da bi potres objekt porušil, in neka zgornja meja intenzitete potresa, ki ne more biti presežena. Na ta problem sta nedavno opozorila Lazar in Dolšek (2014) in izpeljala enačbo za določitev potresnega tveganja z upoštevanjem zgornje in/ali spodnje meje intenzitet.

Projektiranje na izbrano ciljno zanesljivost postaja vse bolj aktualno, saj je konceptualno pravilnejše od postopkov projektiranja, ki temeljijo na projektnem potresu za izbrano povratno dobo. Potresnoodporno projektiranje konstrukcij v Evropi je še vedno osnovano na potresu za izbrano povratno dobo (SIST EN 1998, 2005a), medtem ko so v ZDA z uporabo standarda ASCE 7-10 (2010) že prešli na projektno potresno obtežbo, ki izhaja iz ciljne zanesljivosti. Projektiranje na ciljno zanesljivost se je začelo razvijati na začetku tega tisočletja, pri čemer je osnove za projektiranje konstrukcije z upoštevanjem tveganja podal Wen (2001). Cornell in sod. (2002) so projektiranje jeklenih okvirjev na ciljno zanesljivost vpeljali ob pomoči tako imenovanih faktorjev zahtev in kapacitete (angl. *demand and capacity factors*). Podroben opis in izpeljavo omenjenih faktorjev na podlagi zaključenega izraza za srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja sta kasneje predstavila Jalayer in Cornell (2003). Tsompanakis in Papadrakakis (2004) sta razvila postopek optimizacije konstrukcije na podlagi minimalne mase in pri tem preverjala napetosti, deformacije in verjetnost poružitve. Franchin in Pinto (2012) sta predlagala iterativno metodo

projektiranja armiranobetonskih stavb, ki temelji na zagotavljanju ciljne verjetnosti prekoračitve dveh izbranih mejnih stanj. Algoritem, ki sta ga predlagala na podlagi elastičnega odziva konstrukcije in ob upoštevanju splošno priznanega pravila enakosti pomikov elastične in neelastične konstrukcije, poišče geometrijo konstrukcije pri pogoju ciljne zanesljivosti za dve mejni stanji. Nedavno so Lazar Sinković in sod. (2015) predlagali postopek za projektiranje na izbrano potresno tveganje, ki glede na pomembnost objekta razlikuje med ravnmi zahtevnosti analiz pri projektiranju. Pri najenostavnejšem nivoju (nivo 0) konstrukcije tako projektiramo samo na podlagi minimalnih zahtev, pri čemer pa je zaradi nizke zanesljivosti metode zaželena (potrebna) kontrola odziva konstrukcije ob uporabi nelinearnih analiz, pri najzahtevnejšem (nivo 3) pa projektiranje konstrukcij postane iterativno, saj zahteva uporabo nelinearnih dinamičnih analiz. Costa in sod. (2010) so v želji, da bi se iterativnemu projektiranju konstrukcij na ciljno zanesljivost izognili, predstavili metodologijo za iterativno določitev faktorja obnašanja na podlagi duktilnosti in zelene ciljne zanesljivosti konstrukcije. Vamvatsikos in sod. (2013) so nedavno predlagali t.i. »yield frequency spectra«, ki predstavlja spektralni pospešek na meji elastičnosti konstrukcije. Določi se ga iz predpostavljene ciljne zanesljivosti in duktilnosti konstrukcije ob predpostavki, da je pomik na meji elastičnosti za podan konstrukcijski sistem konstantna vrednost. Tako dobljeni pospešek se lahko uporabi za neposredno projektiranje konstrukcij na zelen odziv, pri čemer je treba upoštevati še redukcijski faktor zaradi dodatne nosilnosti. Luco in sod. so leta 2007 predlagali iterativen postopek za račun projektnih pospeškov, ki izhajajo iz ciljne zanesljivosti. Predlagani postopek določevanja pospeška na osnovi ciljne zanesljivosti vsekakor predstavlja pomembno prelomnico pri projektiranju na ciljno zanesljivost. Pomanjkljivost metode je po drugi strani predvsem v tem, da je za vsako ciljno zanesljivost treba pripraviti nove karte pospeškov, poleg tega pa ne omogoča vpogleda v parametre, ki so pomembni za določitev projektnega pospeška. Podoben postopek kot Luco in sod. (2007) so uporabili Douglas in sod. (2013) z namenom določitve projektnih pospeškov tal za Francijo.

Praktično vsi postopki projektiranja po kriteriju sil, ki pri določevanju projektnih potresnih obremenitev uporabljajo linearno elastične analize, slonijo na principu redukcije potresnih sil. Z uporabo principa redukcije potresnih sil zapolnimo vrzel med cilji pri projektiranju, ki so navadno vezani na nelinearen odziv konstrukcije, in linearno elastično analizo, ki se uporablja za določitev projektnih potresnih zahtev. Princip redukcije potresnih sil se tako praktično uporablja vse od začetka projektiranja objektov na potresno obtežbo, prvi modeli načina aplikacije principa redukcije potresnih sil so bili objavljeni pred skoraj 40 leti (npr. ATC, 1978). Potresne sile se reducirajo ob uporabi redukcijskih faktorjev, ki so bili v preteklosti tema številnih raziskav in razprav. Fischinger in Fajfar (1990) sta tako redukcijski faktor definirala kot produkt faktorja dodatne nosilnosti in faktorja duktilnosti. Podoben postopek je predlagal Uang (1991). Nekateri avtorji, kot je to navedeno v ATC 19 (1995), so redukcijski faktor razčlenili še natančneje (npr. v faktorju dodatne nosilnosti so eksplicitno upoštevali vpliv sposobnosti konstrukcije za prerazporejanje obremenitev, poleg tega so vrednotili vpliv dušenja na redukcijski faktor in drugo). Kappos (1999), Jain in Navin (1995) ter še nekateri drugi raziskovalci pa so pokazali, da je faktor dodatne nosilnosti v splošnem odvisen od mnogih parametrov (npr. razlikami med dejanskimi in računskimi vrednostmi materialov, razlikami med dejansko izbrano in računsko potrebno armaturo, itd.). Te ugotovitve, kot poročajo Mitchell in sod. (2003), že upošteva kanadski predpis za projektiranje (National building code of Canada, (NRCC, 2005)), kjer je prispevek posameznih parametrov tudi eksplicitno določen. Določanje velikosti faktorja

dodatne nosilnosti glede na tipe konstrukcij je bila tema študij še mnogih drugih raziskovalcev (npr. Fischinger et al., 1994; Elnashai & Mwafy, 2002). Podobno veliko študij je bilo namenjeno tudi odnosu med duktilnostjo in redukcijskim faktorjem zaradi duktilnosti (t.i. odnos $R-\mu-T$). Obširen pregled odnosa $R-\mu-T$, ki povezujejo pomike elastične in neelastične konstrukcije, sta predstavila Miranda in Bertero (1994). Glede na analizirane modele sta sklepala, da je redukcijski faktor zaradi duktilnosti odvisen predvsem od razpoložljive duktilnosti, nihajnega časa konstrukcije in tipa tal, medtem ko je vpliv dušenja in histereznih pravil manj pomemben. Istega leta so raziskovalci na IKPIR-u (FGG) (Vidic et al., 1994) predstavili svoj model odnosa $R-\mu-T$, ki je bil kasneje v poenostavljeni različici uporabljen tudi v evropskem standardu za projektiranje konstrukcij na potresne obremenitve Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Vsi do sedaj omenjeni postopki za določitev faktorja redukcije potresnih sil so bili izpeljani na osnovi determinističnega pristopa reševanja problema. V ZDA se je pri uvedbi projektiranja na osnovi ciljne zanesljivosti (ASCE/SEI 7-10, 2010) pojavila zahteva po ponovnem kalibriranju redukcijskih faktorjev. Zato so izdelali kompleksno in razmeroma komplicirano metodologijo (FEMA P695, 2009) za izračun redukcijskih faktorjev. Redukcijski faktorji se računajo iterativno, na način, da se vrednosti faktorjev spreminjajo dokler konstrukcije ne dosežajo predpisane ciljne zanesljivosti. Omenjen postopek je splošen, rezultati pa približni, saj se redukcijski faktorji računajo za omejen nabor konstrukcij. Poleg tega se iz omenjenega pristopa določanja velikosti redukcijskega faktorja ne da ugotoviti kateri dejavniki in v kolikšni meri vplivajo na velikost redukcijskega faktorja.

Del doktorske disertacije bo namenjen tudi preučevanju vpliva upoštevanja načinov porušitev, ki jih med računom potresnega odziva konstrukcije s poenostavljenimi nelinearnimi modeli običajno ne simuliramo, na odziv konstrukcije. Omejili se bomo na določanje vpliva upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov na odziv celotne konstrukcije. Študija bo v prvi fazi slonela na verjetnostni analizi potresnih zahtev (Shome, 1999; Krawinkler & Miranda, 2004; Victorsson et al., 2011; Bradley, 2012). Pri računu obremenitev z omenjenim postopkom se praktično ne moremo izogniti nelinearnim dinamičnim analizam konstrukcije. Najzahtevnejša – a hkrati tudi časovno najbolj potratna – je inkrementna dinamična analiza (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002), pri kateri za več izbranih akceleroگرامov in več intenzitet računamo odziv konstrukcije. Število upoštevanih akceleroگرامov in s tem računski čas lahko omejimo z uporabo progresivne IDA (Azarbakht & Dolšek, 2011), ki pa je za projektiranje še vedno prezahtevna. Po drugi strani pa lahko čas izračuna skrajšamo tudi s pametno izbiro intenzitet (Bradley, 2013b) v območjih, ki so pomembna za določitev velikosti obremenitev. V disertaciji bomo na podlagi rezultatov dinamičnih analiz na nelinearnih modelih, ki simulirajo samo upogibno obnašanje konstrukcij, poskušali določiti projektne prečne sile v stebrih, ki jih je mogoče neposredno uporabiti za projektiranje stebrov za preprečitev strižne porušitve. Pri določanju projektnih prečnih sil bomo predpostavili, da je konstrukcija že projektirana na upogiben odziv, in posledično projektne prečne sile določili na način, da ima morebitna strižna porušitev majhen oziroma ničel vpliv na odziv konstrukcije. Projektiranje na prečne sile na podlagi dinamičnih analiz z novo verzijo standarda ASCE 7 (2016) vpeljujejo tudi v ZDA. Postopek temelji na izpolnjevanju kriterija glede najmanjšega dovoljenega razmerja med nosilnostjo prereza in povprečno prečno silo iz nelinearnih dinamičnih analiz pri eni intenziteti potresa, pri čemer se vrednost najmanjšega dovoljenega razmerja določi na podlagi sprejemljive verjetnosti strižne porušitve elementa.

1.3 Vsebina doktorske disertacije

V uvodnem poglavju smo opisali probleme potresnoodpornega projektiranja in motivacijo za nadaljnje raziskovanje, kar predstavlja izhodišče za izdelavo doktorske disertacije. Povzeta je tudi literatura s področja projektiranja konstrukcij na ciljno zanesljivost, določanja redukcijskih faktorjev (faktorja obnašanja) in verjetnostne analize potresnih zahtev.

V drugem poglavju prikazujemo izpeljavo pospeška tal pri poružitvi na osnovi ciljne zanesljivosti, ki predstavlja ciljno mediano pospeškov tal pri poružitvi konstrukcije, in projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti, ki se ga uporablja za določanje projektnih obremenitev po kriteriju sil. Podrobno je opisan in razčlenjen redukcijski faktor, ki predstavlja vez med obema pospeškoma. Prikazan je tudi praktični postopek določanja projektnega pospeška tal, s katerim nato okvirno armiranobetonsko konstrukcijo tudi projektiramo. Sledi še izračun odziva konstrukcije, s katerim preverimo predpostavke, ki smo jih uporabili pri določanju projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti. V tretjem poglavju ob uporabi projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti definiramo faktor obnašanja na osnovi ciljne zanesljivosti. V tem poglavju tudi razložimo razliko med vrednostma faktorja obnašanja q in redukcijskega faktorja, ki ga določimo na osnovi potisne analize.

Izvor varnosti pri projektiranju armiranobetonskih konstrukcij, projektiranih na podlagi standardov Evrokod, prikazujemo v četrtem poglavju. Prispevek posameznih projektnih dejavnikov (npr. metode načrtovanja nosilnosti, izbire vzorcev armiranja, upoštevanja dejanskih materialnih karakteristik, minimalnih zahtev standardov, projektne obtežbe) smo vrednotili na podlagi različnih potresnih parametrov konstrukcij (faktor dodatne nosilnosti, duktilnost konstrukcije, pospešek tal, ki konstrukcijo privede v stanje blizu porušitve, povratna doba stanja blizu porušitve). Na koncu poglavja smo določili še faktorje dodane nosilnosti in duktilnosti za izbrane armiranobetonske stavbe.

V petem poglavju predstavimo osnove verjetnostne analize potresnih zahtev, ki se uporabljajo za določitev povratnih dob parametrov potresnih zahtev. V šestem poglavju sledi študija o vplivu upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov na odziv celotne konstrukcije. Najprej z uporabo inkrementne dinamične analize na matematičnih modelih, ki omogočajo simuliranje morebitne strižne porušitve stebrov, izračunamo odzive konstrukcij, za katere smo prečno armaturo določili ob upoštevanju vseh zahtev standardov Evrokod. Na ta način vrednotimo tudi uspešnost Evrokodovega postopka za projektiranje stebrov proti strižni poružitvi. Sledi izračun odziva konstrukcij, pri čemer upoštevamo, da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila v posameznem stebru doseže prečno silo za določeno povratno dobo. V šestem poglavju predstavimo tudi predlog načina določevanja projektnih prečnih sil iz rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz na modelih, ki morebitne strižne porušitve ne upoštevajo, ter vrednotimo postopek metode načrtovanja nosilnosti za določitev projektnih prečnih sil.

Pomembne ugotovitve in prispevki k znanosti so povzeti v sedmem poglavju disertacije. Opisane so možnosti za nadaljnje raziskave na obravnavanem področju. V poglavju Viri je zbrana uporabljena literatura. V Prilogi so definirani akcelerogrami za posamezne skupine akcelerogramov, ki smo jih uporabili v disertaciji. Dodane so tudi slike IDA krivulj in slike razmerij med prečnimi silami za določeno povratno dobo in maksimalnimi prečnimi silami iz analiz IDA ter tudi deleže do maksimalne

prečne sile za prečne sile iz analize IDA za podskupino akcelerogramov. Omenjene slike so rezultat parametričnih študij iz šestega poglavja.

2 DEFINICIJA PROJEKTNEGA POSPEŠKA NA OSNOVI CILJNE ZANESLJIVOSTI

Projektiranje stavb na potresno obtežbo je v Sloveniji urejeno s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Standard predpostavlja, da je zanesljivost običajnih objektov primerna, če se objekte projektira na maksimalni pospešek tal s povratno dobo 475 let, pri čemer se upošteva princip redukcije potresnih sil na osnovi faktorja obnašanja q ter druge zahteve, s katerimi se zagotovi ustrezno duktilnost konstrukcijskih elementov in konstrukcije kot celote. Projektiranje na pospešek tal z določeno povratno dobo konceptualno ni najprimernejša rešitev, saj lahko zaradi raznolikosti potresne obtežbe konstrukcijo porušijo tudi potresi, katerih pospešek tal ustreza manjši povratni dobi. Bolj smiselno bi bilo konstrukcije projektirati na ciljno povratno dobo mejnega stanja (ciljno verjetnost prekoračitve mejnega stanja), saj na takšen način med drugim tudi drugi deli skupine standardov Evrokod (SIST EN 1990, 2004) definirajo izhodišča za določitev projektne obtežbe na konstrukcije. Projektiranje na potres s povratno dobo 475 let verjetno ni najprimernejše tudi zaradi metodologije potresnoodpornega projektiranja konstrukcij. Evrokod 8 namreč v fazi projektiranja konstrukcij poleg projektne potresne obtežbe uvaja še številne dodatne projektne dejavnike (glej poglavje 4), katerih namen je povečati povratno dobo mediane pospeškov, ki porušijo konstrukcijo. Projektni pospešek s povratno dobo 475 let lahko tako razumemo kot enega od projektne dejavnikov.

V tem poglavju predlagamo alternativni postopek za določitev projektne pospeška tal, ki ne temelji na povratni dobi potresa, temveč na ciljni verjetnosti nastopa izbranega mejnega stanja. Tako določen projektni pospešek tal se lahko uporabi za projektiranje konstrukcij po kriteriju sil ali za določitev začetne konstrukcije v postopku nelinearnega iterativnega projektiranja konstrukcij na ciljno zanesljivost, ki je bil pred kratkim razvit na naši katedri (Lazar Sinković, 2015; Sinković et al., 2016). Pri določevanju projektne pospeška tal se bomo omejili na mejno stanje porušitve, čeprav lahko projektni pospešek tal uporabimo tudi za druga mejna stanja.

Najprej bomo predstavili teoretične osnove, pri čemer na osnovi nekaterih predpostavk izpeljemo enačbo za izračun projektne pospeška tal. Zaradi preglednejše in razumljivejše izpeljave projektne pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti bomo intenzitete potresa in pripadajoče spektre, ki jih bomo med izpeljavo definirali, razvrstili v tako imenovano domeno zahtev (angl. *demand domain*) in domeno kapacitete (angl. *capacity domain*). Intenzitete potresa iz domene zahtev se lahko uporabijo za določanje potresnih sil na konstrukcijo oziroma za izbiro akceleroگرامov na podlagi potresne nevarnosti, ki nam služijo za izračun potresnega odziva konstrukcije. V domeno kapacitete pa spadajo intenzitete oziroma spektri, s katerimi opišemo ciljno kapaciteto konstrukcije. V nadaljevanju bomo pokazali, da je projektni pospešek odvisen od ciljne verjetnosti porušitve, razpršenosti mejnih pospeškov v smislu kapacitete, parametrov, s katerimi upoštevamo kontinuum potresne nevarnosti v smislu potresnih zahtev, ter od redukcijskega faktorja. Na koncu poglavja na primeru osemetažne armiranobetonske stavbe ponazorimo izračun projektne pospeška in naredimo kontrolo predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja.

2.1 Definicija pospeška tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti

Izhajamo iz zahteve po neporušitvi objekta, ki je osnovna zahteva Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a) in se nanaša na zaščito človeških življenj. Ker problem obravnavamo s stališča verjetnostne analize, štejemo, da je zahteva po neporušitvi objekta izpolnjena, če zagotovimo, da je verjetnost porušitve objekta P_C manjša od ciljne verjetnosti porušitve P_t :

$$P_C \leq P_t \quad (2.1)$$

Na ta način nedvoumno definiramo pojem varnosti, vendar je treba poudariti, da je ciljna verjetnost porušitve, ki izhaja iz vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve, subjektivne narave.

Verjetnost porušitve objekta v primeru potresne obtežbe se običajno opiše z enačbo potresnega tveganja (npr. Jalayer, 2003; Pinto et al., 2004; Bradley & Dhakal, 2008; Eads et al., 2013; Vamvatsikos, 2013; Lazar & Dolšek, 2014):

$$P_C \approx \lambda_C = \int_0^{\infty} P(C|IM = im) \cdot \left| \frac{dH(im)}{d(im)} \right| \cdot d(im) \quad (2.2)$$

kjer je IM slučajna spremenljivka, s katero definiramo mero za intenziteto potresa (npr. maksimalni pospešek tal), im vrednost slučajne spremenljivke IM , $P(C|IM = im)$ verjetnost porušitve pri pogoju $IM=im$ (t.i. funkcija potresne ranljivosti) in $H(im)$ funkcija potresne nevarnosti, ki predstavlja srednjo letno frekvenco prekoračitve izbrane vrednosti intenzitete potresa. S funkcijo $H(im)$ opišemo kontinuum potresne nevarnosti. Rezultat enačbe potresnega tveganja je pravzaprav srednja letna frekvenca porušitve objekta λ_C . Ker gre za majhne vrednosti, je λ_C praktično enaka verjetnosti porušitve objekta P_C .

Za projektiranje je smiselno, da se enačbo tveganja zapiše v zaključeni obliki (Cornell, 1996; McGuire, 2004), saj lahko tako lažje interpretiramo rezultat in dobimo boljši vpogled v vplivnost parametrov, ki določajo potresno tveganje. Za to je potrebno vpeljati dve predpostavki. Najprej predpostavimo, da je dovolj natančno, če funkcijo potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah opišemo s premico:

$$H(im) = k_0 \cdot im^{-k} \quad (2.3)$$

kjer je k naklon premice v logaritemskih koordinatah, k_0 pa srednja letna frekvenca prekoračitve enotne vrednosti intenzitete potresa (1 g). Nadalje je treba predpostaviti, da je mejna vrednost intenzitete potresa – npr. pospešek, ki povzroči določeno mejno stanje (v našem primeru porušitev konstrukcije) – slučajna spremenljivka IM_C , ki je porazdeljena logaritemsko normalno. Z upoštevanjem te predpostavke se verjetnost porušitve pri pogoju $IM=im$ lahko zapiše na naslednji način:

$$P(IM_C < im) \approx \Phi \left[\frac{\ln(im) - \ln(im_C)}{\beta_C} \right] \quad (2.4)$$

kjer sta im_C in β_C mediana mejne vrednosti intenzitete potresa (t.j. intenzitete pri porušitvi) in pripadajoča standardna deviacija logaritemskih vrednosti mejnega pospeška iz domene kapacitete, $\Phi[\cdot]$ pa je porazdelitvena funkcija standardno normalne porazdelitve. Enačbo (2.2) je mogoče ob upoštevanju enačb (2.3) in (2.4) analitično integrirati (Cornell, 1996; McGuire, 2004):

$$P_C = k_0 \cdot im_C^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} = H(im_C) \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} \quad (2.5)$$

Ker definicija potresne obtežbe po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a) temelji na pospešku tal, bomo mediano mejne vrednosti intenzitete potresa im_C v nadaljevanju označili z a_{gC} . Iz enačbe (2.5) lahko sedaj izračunamo pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} pri čemer upoštevamo, da pri projektiranju izhajamo iz ciljne verjetnosti porušitve ($P_C = P_t$):

$$a_{gC} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{k_0}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_C^2}{2}} = a_{gPt} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_C^2}{2}} \quad (2.6)$$

Smiselno je poudariti, da pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} dejansko predstavlja ciljno mediano pospeškov tal, ki porušijo konstrukcijo, torej je to tisti pospešek, pri katerem obstaja 50 % verjetnosti, da se bo objekt porušil. Iz enačbe (2.6) je razvidno, da je pospešek tal a_{gC} , enak kar produktu a_{gPt} in korekcijskega faktorja, ki je odvisen od naklona funkcije potresne nevarnosti in standardne deviacije logaritemskih vrednosti mejnega pospeška. Pospešek a_{gPt} lahko interpretiramo kot pospešek tal, kateremu ustreza srednja letna frekvenca P_t ali povratna doba $1/P_t$. Pospešek tal a_{gC} bo vedno večji od a_{gPt} . To pomeni, da je ciljna povratna doba za a_{gC} večja od $1/P_t$.

Pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} lahko izračunamo tudi iterativno ob upoštevanju enačbe 2.2 in pogoja $P_C = P_t$. V tem primeru ni treba aproksimirati funkcije potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah, s čimer izločimo eno nenatančnost v izračunu pospeška a_{gC} . Vseeno pa moramo predpostaviti tip porazdelitvene funkcije pospeškov pri porušitvi konstrukcije in njegovo razpršenost β_C . Postopek reševanja je sledeč: najprej predpostavimo določeno vrednost a_{gC} in β_C , kar določa funkcijo potresne ranljivosti (enačba 2.4). Nato enačbo (2.2) numerično integriramo. Če je verjetnost porušitve večja od P_t , se vrednost a_{gC} poveča, sicer pa se zmanjša. Sledi ponovna integracija enačbe (2.2) in tako naprej, vse dokler se ne izkaže, da je verjetnost porušitve enaka P_t . Omenjen način določitve pospeška tal a_{gC} je splošen, vendar nam ne omogoča vpogleda v vpliv parametrov krivulje potresne nevarnosti (k in k_0) in karakteristike konstrukcije (β_C) na vrednost pospeška a_{gC} .

Glede na to, da je simulacija porušitve konstrukcij pri potresni obtežbi izjemno kompleksna, a_{gC} nadomestimo s pospeškom tal pri stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gNC} :

$$a_{gNC} = \frac{a_{gC}}{r_{ls}} \quad (2.7)$$

kjer je r_{ls} redukcijski faktor med mejnimi stanji (LS - angl. *limit state*), in sicer med pospeškom tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti in pospeškom tal pri stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti (NC - angl. *near collapse*). Velja poudariti, da pospešek tal pri stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gNC} dejansko predstavlja ciljno mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve, torej je tisti pospešek, za katerega obstaja 50 % verjetnosti, da bo objekt dosegel stanje blizu porušitve. Redukcijski faktor r_{ls} je treba v fazi projektiranja predpostaviti. Če projektiramo konstrukcijo, ki ima zelo kratek nihajni čas, je dovolj natančno, da za r_{ls} predpostavimo vrednost 1. Takšna predpostavka je smiselna, saj je nelinearen odziv konstrukcij s kratkim nihajnim časom zelo občutljiv na prirastek pospeška. Tako v nelinearnem območju konstrukcije že majhna sprememba pospeška povzroči veliko spremembo duktilnosti (pomika) konstrukcije. Za višje stavbe je takšna predpostavka na varni strani, zato je smiselno predpostaviti nekoliko večjo vrednost redukcijskega faktorja r_{ls} . Že dolgo je namreč znano, da nelinearni odziv višjih stavb (npr. pomik konstrukcije) ni tako občutljiv na prirastek pospeška vse do območja blizu porušitve.

Uvedba redukcijskega faktorja r_{ls} omogoča, da konstrukcijo, ki smo jo projektirali na osnovi linearno elastične analize, preverimo z nelinearnimi metodami, pri čemer nam konstrukcije ni treba obremenjevati do porušitve, kar olajša uporabo nelinearne analize v praksi.

Naj na tem mestu tudi omenimo, da lahko ob uporabi enačbe 2.6 izračunamo tudi intenziteto pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti (ciljne verjetnosti porušitve) za poljubno mero za intenziteto im_C (npr. spektralni pospešek pri prvem nihajnem času S_{aC}), pri čemer pa morajo parametri funkcije potresne nevarnosti k , k_0 in raztros mejnih pospeškov β_C ustrezati izbrani meri za intenziteto.

2.2 Definicija projektnega pospeška tal na osnovni ciljne zanesljivosti

Za določitev projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} , ki ga nato lahko uporabimo za linearno elastično analizo konstrukcij po kriteriju sil, je potrebna dodatna redukcija pospeška tal a_{gC} . Zato vpeljemo redukcijski faktor pri projektiranju na ciljno zanesljivost r , ki je definiran kot:

$$r = \frac{a_{gC}}{a_{gD}} \quad (2.8)$$

Če bi vrednost redukcijskega faktorja r poznali, bi projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} izračunali kot:

$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r} \quad (2.9)$$

Redukcijski faktor r lahko v splošnem določimo iterativno na način, da konstrukcijo projektiramo ob uporabi različnih vrednosti projektnega pospeška a_{gD} , vse dokler z analizo odziva konstrukcije ne

dokažemo, da je verjetnost porušitve objekta P_C manjša ali enaka ciljni verjetnosti porušitve P_t . Takšen pristop k določanju redukcijskega faktorja r je priporočen v FEMA P695 (FEMA P695, 2009).

Čeprav je prej omenjeni pristop splošen, ne omogoča vpogleda v ozadje redukcijskega faktorja r . Zato bomo v nadaljevanju razvili model za določitev redukcijskega faktorja r na podlagi analize konstrukcije s poenostavljenim modelom z eno prostostno stopnjo (SDOF model - angl. *single degree of freedom model*). Redukcijski faktor r je običajno definiran kot produkt redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti in duktilnosti. S pojavom pogojnih spektrov (Baker, 2011; Brozovič, 2013), ki predstavljajo konceptualno pravilnejše ciljne spektre za izbiro akceleroگرامov za račun odziva konstrukcij, se obliki spektrov za projektiranje oziroma izbiro akceleroگرامov navadno razlikujeta. Ker tudi mejno stanje za ciljni odziv konstrukcije včasih ne sovпада z mejnim stanjem, ki se uporablja za račun odziva konstrukcije, postane tradicionalna definicija redukcijskega faktorja v določenih primerih nezadostna. Zato bomo v našem primeru redukcijski faktor r definirali kot produkt treh faktorjev:

$$r = r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC} \quad (2.10)$$

kjer je r_{ls} redukcijski faktor med mejnimi stanji (glej prejšnje podpoglavje), r_{dc} je faktor razmerja med spektralnimi pospeški iz domene obtežbe in kapacitete (angl. *demand-to-capacity spectral acceleration ratio*), r_{NC} pa konvencionalni redukcijski faktor, ki je bil že izpeljan v definiciji redukcijskega faktorja ob uporabi determinističnega pristopa k projektiranju. Projektni pospešek tal iz ciljne zanesljivosti lahko torej ob uporabi enačb 2.9, 2.10 in 2.6 zapišemo kot:

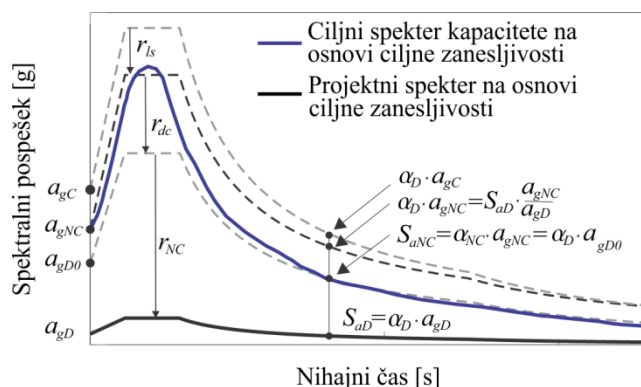
$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC}} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{1}{r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC}}, \quad (2.11)$$

oziroma ob upoštevanju redukcijskega faktorja med mejnimi stanji r_{ls} (enačba 2.7) tudi kot:

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{r_{dc} \cdot r_{NC}} \quad (2.12)$$

Kot smo že omenili, prehod iz a_{gC} na a_{gNC} izvršimo ob uporabi redukcijskega faktorja r_{ls} , katerega mejne vrednosti bomo na kratko obravnavali v poglavju 2.4.4. Nekoliko podrobneje pa je treba razložiti prehod iz a_{gNC} na a_{gD} , ki se opravi ob uporabi redukcijskih faktorjev r_{dc} in r_{NC} . Zavoljo boljšega razumevanja in lažje razlage bomo pospeške najprej uvrstili v pripadajoči domeni (tj. v domeno zahtev in domeno kapacitete). Pospešek a_{gNC} pripada domeni kapacitete (dejansko ciljne kapacitete), pospešek a_{gD} pa domeni zahtev, saj ga uporabljamo za določitev projektnih potresnih zahtev za konstrukcije. Poleg tega vpeljimo še ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti (angl. *median risk-targeted capacity spectrum*), ki ga uvrstimo v domeno kapacitete, in projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti, ki ga uvrstimo v domeno zahtev. Projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti se uporablja za projektiranje konstrukcij po kriteriju sil. Spekter je definiran s

pospeškom a_{gD} in obliko, za katero v nadaljevanju predpostavljamo, da ustreza obliki elastičnega spektra po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a). Ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti je definiran s pospeškom a_{gNC} , medtem ko določitev oblike ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti zahteva nekoliko daljšo in bolj poglobljeno razpravo (glej poglavje 2.4.5). V primeru, da bi končno geometrijo in armaturo konstrukcije poznali, bi lahko obliko ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti določili kot mediano elastičnih spektrov akceleroگرامov, ki so normirani na intenzitete, ki za obravnavane akceleroگرامe privedejo konstrukcijo v stanje blizu porušitve (mediano bomo v nadaljevanju imenovali tudi ocenjena mediana spektrov kapacitete). Končne geometrije in armature konstrukcije v fazi projektiranja pa seveda ne poznamo. Kljub temu pa lahko obliko ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti določimo, še preden konstrukcijo sploh projektiramo (glej poglavje 2.4.5). Velja poudariti, da ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti (slika 2.1) predstavlja želeni odziv konstrukcij, medtem ko lahko projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti neposredno uporabimo za določitev notranjih sil, ki jih uporabimo za dimenzioniranje elementov konstrukcij.



Slika 2.1: Ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti (pripada domeni kapacitete), projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti (pripada domeni zahtev) in shematični prikaz postopnega prehoda iz domene kapacitete v domeno zahtev.

Figure 2.1: The median risk-targeted capacity spectrum (from the capacity domain), the risk-targeted design spectrum (from the demand domain), and the schematic representation of the gradual transition from the capacity domain to the demand domain.

Normirajmo sedaj projektni spekter na pospešek a_{gNC} (črna črtkana črta na sliki 2.1) in ga primerjajmo s ciljnim spektrom kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti (ki je seveda tudi normiran na a_{gNC}). Opazimo lahko (slika 2.1), da obstaja razlika med njima. Razlika med spektralnima pospeškoma pri obravnavanem nihajnem času (navadno osnovnem nihajnem času konstrukcije) določa faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete r_{dc} . Faktor r_{dc} tako definiramo kot razmerje med spektralnim pospeškom iz projektnega spektra na osnovi ciljne zanesljivosti in spektralnim pospeškom iz ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti v primeru, ko sta oba spektra normirana na a_{gNC} :

$$r_{dc} = \frac{S_{aD} \frac{a_{gNC}}{a_{gD}}}{S_{aNC}} \quad (2.13)$$

V enačbi 2.13 je S_{aNC} spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije iz ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti, S_{aD} pa spektralni pospešek pri prvem nihajnem času iz projektnega spektra na osnovi ciljne zanesljivosti. Pospešek S_{aNC} bomo imenovali tudi spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije in stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti, S_{aD} pa projektni spektralni pospešek pri prvem nihajnem času na osnovi ciljne zanesljivosti. Če razmerje med spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času S_a in pospeškom tal a_g za posamezen spekter zapišemo z uporabo transformacijskega faktorja α_{NC} in α_D :

$$\alpha_{NC} = \frac{S_{aNC}}{a_{gNC}}, \alpha_D = \frac{S_{aD}}{a_{gD}} \quad (2.14)$$

lahko potem faktor r_{dc} zapišemo tudi kot:

$$r_{dc} = \frac{\alpha_D}{\alpha_{NC}} \quad (2.15)$$

Reducirajmo sedaj pospešek tal a_{gNC} samo s faktorjem r_{dc} . Dobimo pospešek tal a_{gD0} . Projektni spekter normiran na a_{gD0} bi uporabili za projektiranje konstrukcij v primeru, če konstrukcije ne bi izkazovale dodatne nosilnosti in duktilnosti. Ker pa ni tako, lahko pospešek tal a_{gD0} dodatno reduciramo s konvencionalnim redukcijskim faktorjem r_{NC} , ki je definiran kot razmerje med pospeškoma S_{aNC} in S_{aD} (slika 2.1). V primeru analize odziva s SDOF modeli konstrukcije lahko redukcijski faktor r_{NC} zapišemo tudi kot produkt redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti r_s in redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ (Fischinger & Fajfar, 1990). V poglavju 2.3 bomo pokazali, da redukcijski faktor zaradi duktilnosti r_μ lahko zapišemo tudi kot razmerje med duktilnostjo konstrukcije μ_{NC} (definirana je kot razmerje med pomikom konstrukcije pri stanju blizu porušitve D_{NC} in pomikom konstrukcije na meji tečenja D_y), ki jo moramo zagotoviti v fazi projektiranja, in faktorjem neelastičnega odziva konstrukcije C_1 (angl. *inelastic deformation ratio*) (FEMA 273, 1997; Miranda, 2001; Dolšek & Fajfar, 2004). Faktor C_1 je definiran kot razmerje med pomikom nelinearnega D_{nNC}^* in linearno elastičnega D_{eNC}^* SDOF modela konstrukcije, ko ju obremenimo pospeškom, ki povzroči stanje blizu porušitve na nelinearnem SDOF modelu. Pokazali bomo (poglavje 2.3) tudi, da lahko faktor dodatne nosilnosti r_s interpretiramo kot razmerje med prečno silo na meji tečenja konstrukcije F_y in projektno prečno silo v konstrukciji ob upoštevanju prve nihajne oblike F_{d1} . Redukcijski faktor r_{NC} lahko tako zapišemo kot:

$$r_{NC} = \frac{S_{aNC}}{S_{aD}} = r_\mu \cdot r_s = \frac{\mu_{NC}}{C_1} \cdot \frac{F_y}{F_{d1}} \quad (2.16)$$

Projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} lahko ob uporabi enačb 2.12 in 2.16 tako zapišemo tudi kot:

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{r_{dc} \cdot r_\mu \cdot r_s} = \frac{a_{gNC}}{r_{dc}} \cdot \frac{C_1}{\mu_{NC}} \cdot \frac{1}{r_s} \quad (2.17)$$

oziroma ob upoštevanju enačb 2.11, 2.4 in 2.16 kot:

$$a_{gD} = a_{gP} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_c^2}{2}} \cdot \frac{1}{r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_s} \cdot \frac{C_1}{\mu_{NC}} \quad (2.18)$$

Zapis projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} lahko še nekoliko poenostavimo, če predpostavimo enakost pomika linearno elastičnega in nelinearnega modela konstrukcije ($C_1=1$). V tem primeru lahko projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti zapišemo tudi kot:

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{r_{dc} \cdot \mu_{NC} \cdot r_s} \quad (2.19)$$

Verjetno je jasno, da tako določen projektni pospešek tal a_{gD} ni vezan na neko izbrano povratno dobo potresa, kot je to predvideno z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005a). Zato je zelo malo verjetno, da bo vrednost projektnega pospeška tal enaka pospešku tal s kart potresne nevarnosti, ki ustrezajo povratni dobi 475 let a_{g475} (t.j. referenčni vrednosti maksimalnega pospeška tal za tip tal A, a_{gR}). Poleg tega je v projektnem pospešku tal a_{gD} že upoštevan vpliv tal (npr. s faktorjem S po Evrokodu 8) in vpliv nelinearnega odziva konstrukcije med potresom.

2.3 Odnos med intenzitetami na osnovi ciljne zanesljivosti in konvencionalnim redukcijskim faktorjem

Pri določitvi projektnega pospeška a_{gD} je pomembno, da se konvencionalni redukcijski faktor r_{NC} oceni čim bolj točno. Zato je treba r_{NC} izraziti z lastnostmi konstrukcije in s parametri, ki so vezani na način projektiranja. V tem poglavju bomo tako pokazali, da je redukcijski faktor r_{NC} , kot smo že definirali z enačbo 2.16, enak produktu redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti r_s in redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ . Nadalje bomo pokazali, da lahko redukcijska faktorja r_s in r_μ izrazimo s parametri konstrukcije (tj. silami in pomiki), kot je bilo to narejeno pri izpeljavi redukcije potresnih sil po determinističnem postopku (Fischinger & Fajfar, 1990). Takšna razčlenitev redukcijskega faktorja r_{NC} je možna, če odziv konstrukcije pretvorimo na odziv modela z eno prostostno stopnjo (SDOF). Konvencionalni redukcijski faktor r_{NC} najprej zapišimo s spektralnimi pospeški pri prvem nihajnem času (S_{aNC} , S_{aD}). Če iz enačbe 2.12 najprej izrazimo r_{NC} , v dobljeno enačbo pa nato vstavimo enačbo 2.13, dobimo:

$$r_{NC} = \frac{a_{gNC}}{a_{gD}} \cdot \frac{1}{r_{dc}} = \frac{a_{gNC}}{a_{gD}} \cdot \frac{S_{aNC}}{S_{aD} \frac{a_{gNC}}{a_{gD}}} = \frac{S_{aNC}}{S_{aD}} \quad (2.20)$$

Desno stran zgornje enačbe sedaj množimo in delimo s spektralnim pospeškom, ki povzroči tečenje neelastičnega SDOF modela konstrukcije S_{ay} :

$$r_{NC} = \frac{S_{aNC}}{S_{ay}} \cdot \frac{S_{ay}}{S_{aD}} \quad (2.21)$$

Na ta način smo redukcijski faktor r_{NC} ob upoštevanju spektralnih pospeškov S_{aD} , S_{ay} in S_{aNC} razčlenili na dva faktorja (enačba 2.21). V nadaljevanju bomo faktorja, ki sta trenutno zapisana s spektralnimi pospeški, obravnavali ločeno in ju izrazili s parametri konstrukcije (tj. nosilnost in duktilnost), kot je to zapisano v konvencionalni formulaciji redukcijskega faktorja (Fischinger & Fajfar, 1990; Uang, 1991).

Za potrebe izpeljave bomo na tem mestu vpeljali linearno elastični (e) in nelinearni model (ne) z eno prostostno stopnjo (SDOF), ki imata enak nihajni čas in enako začetno togost. Nadalje definirajmo, da spektralni pospešek S_{aNC} ustreza mediani spektralnih pospeškov akceleroogramov, ki nelinearni SDOF model privedejo do pomika blizu porušitve D_{nNC}^* (slika 2.2). Razpoložljivo duktilnost nelinearnega SDOF modela μ_{NC} definiramo kot:

$$\mu_{NC} = \frac{D_{nNC}^*}{D_y^*} \quad (2.22)$$

kjer je D_y^* pomik na meji tečenja neelastičnega SDOF modela (slika 2.2). Pomik linearno elastičnega modela z eno prostostno stopnjo D_{eNC}^* (pravimo mu tudi spektralni pomik), ki ga na linearno elastičnem modelu povzroči spektralni pospešek S_{aNC} , lahko na podlagi pravil teorije dinamike konstrukcij izrazimo kot razmerje med spektralnim pospeškom S_{aNC} in kvadratom krožne frekvence ω :

$$D_{eNC}^* = \frac{S_{aNC}}{\omega^2} \quad (2.23)$$

Na podoben način lahko pomik na meji tečenja linearno elastičnega SDOF modela D_y^* izrazimo s spektralnim pospeškom na meji tečenja in kvadratom krožne frekvence ω (enačba 2.23).

$$D_y^* = \frac{S_{ay}}{\omega^2} \quad (2.24)$$

Enačba 2.24 velja tudi za nelinearni SDOF model, če predpostavimo, da je odziv nelinearnega modela do meje tečenja linearno elastičen.

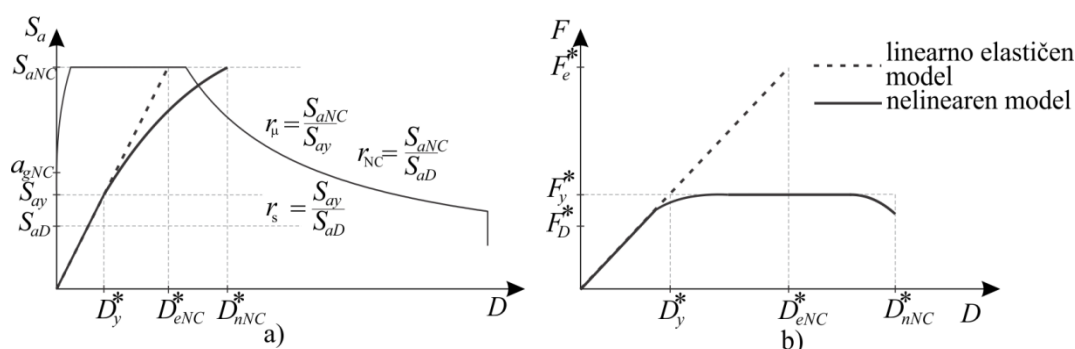
Razmerje med spektralnima pospeškoma S_{aNC} in S_{ay} (prvi faktor v enačbi 2.21) lahko sedaj zapišemo s parametri konstrukcije, če enačbi 2.23 in 2.24 izrazimo s spektralnimi pospeški. Dobimo:

$$\frac{S_{aNC}}{S_{ay}} = \frac{D_{eNC}^* \cdot \omega^2}{D_y^* \cdot \omega^2} \quad (2.25)$$

Sedaj v enačbo 2.25 vstavimo še enačbo 2.22. Dobimo zapis redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ kot je definiran v konvencionalni definiciji redukcijskega faktorja (npr. (Fajfar, 2000)):

$$\frac{D_{eNC}^* \cdot \omega^2}{D_y^* \cdot \omega^2} = \frac{D_{eNC}^* \cdot \mu_{NC}}{D_{nNC}^*} = \frac{\mu_{NC}}{\frac{D_{nNC}^*}{D_{eNC}^*}} = \frac{\mu_{NC}}{C_1} = r_\mu \quad (2.26)$$

kjer je C_1 faktor neelastičnega odziva konstrukcije (angl. *inelastic deformation ratio*) (FEMA 273, 1997; Miranda, 2001; Dolšek & Fajfar, 2004). Enačba 2.26 nam tudi pove, da je redukcijski faktor zaradi duktilnosti r_μ definiran kot produkt duktilnosti konstrukcije in razmerja med pomikom blizu porušitve elastičnega D_{eNC}^* in neelastičnega D_{nNC}^* SDOF modela konstrukcije. V splošnem sta pomika D_{nNC}^* in D_{eNC}^* različna, za konstrukcije z nihajnimi časi večjimi od T_C (to je za nihajne čase večje od nihajnega časa na koncu konstantnega dela spektra pospeškov) pa velja, da je njuno razmerje blizu 1.



Slika 2.2: a) spekter pospeškov v formatu pospešek-pomik in odnos pospešek-pomik za linearno elastičen in nelinearen SDOF model b) odnos sila-pomik za linearno elastičen in nelinearen SDOF model.

Figure 2.2: a) the acceleration spectrum in acceleration–displacement format and the acceleration-displacement relationship of the elastic and nonlinear SDOF models, and b) the force-displacement relationship for the elastic and nonlinear SDOF models.

Drugi člen v enačbi 2.21 (razmerje med spektralnima pospeškoma S_{ay} in S_{aD}) definira redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s . V nadaljevanju bomo pokazali, da lahko faktor r_s zapišemo na način kot je to določeno v definiciji konvencionalnega redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti. Najprej spektralni pospešek S_{ay} , ki povzroči silo na meji tečenja konstrukcije F_y^* in projektni spektralni pospešek S_{aD} , ki definira projektno prečno silo SDOF modela F_D^* , zapišimo s silami na SDOF modelu. To lahko storimo ob uporabi mase m^* SDOF modela:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (2.27)$$

$$S_{aD} = \frac{F_D^*}{m^*} \quad (2.28)$$

Redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s lahko tako zapišemo s silami na SDOF modelu:

$$r_s = \frac{S_{ay}}{S_{aD}} = \frac{F_y^*}{F_D^*} \quad (2.29)$$

Redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s je možno izraziti tudi s parametri celotne konstrukcije (t.j. modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami – MDOF *angl. multi degree of freedom*), če upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike. Pretvorba med silami in pomiki MDOF modela na pripadajoče sile in pomike SDOF modela opravimo preko transformacijskega faktorja Γ_1 , ki ga, če pri potisni analizi upoštevamo razporeditev sil na podlagi prve nihajne oblike, izračunamo kot:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum m_i \cdot \phi_{1,i}^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (2.30)$$

kjer je m_i masa i -te etaže, $\phi_{1,i}$ i -ta komponenta vektorja prve nihajne oblike, m^* pa masa SDOF modela. Tako definiran transformacijski faktor Γ_1 je kar enak faktorju participacije za prvo nihajno obliko. Projektno prečno silo F_D^* in silo na meji tečenja F_y^* SDOF modela lahko tako izrazimo s silo s projektno prečno silo ob upoštevanju prve nihajne oblike F_{d1} MDOF modela konstrukcije in silo na meji tečenja, ki jo dobimo iz idealizirane potisne krivulje F_y MDOF modela:

$$F_D^* = \frac{F_{d1}}{\Gamma_1}, F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma_1} \quad (2.31)$$

Projektno prečno silo ob upoštevanju prve nihajne oblike F_{d1} določimo kot

$$F_{d1} = \left(\frac{\sum m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \right)^2 \cdot S_{aD}(T_1) = m_{eff,1} \cdot S_{aD}(T_1) \quad (2.32)$$

kjer je $m_{eff,1}$ efektivna masa za prvo nihajni obliko, $S_{aD}(T_1)$ pa spektralni pospešek iz projektnega spektra pospeškov pri osnovnem nihajnem času T_1 .

V primeru, da enačbi 2.31 vstavimo v enačbo 2.29, izrazimo redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s kot razmerje med prečno silo na meji tečenja iz potisne krivulje MDOF modela in projektno prečno silo z upoštevanjem samo prve nihajne oblike konstrukcije:

$$r_s = \frac{F_y}{F_{d1}} \quad (2.33)$$

Pokazali smo, da konvencionalni redukcijski faktor r_{NC} , ki smo ga na začetku poglavja definirali s pospeški, dejansko lahko zapišemo tudi parametri konstrukcije (silami in pomiki). V izpeljavi smo tako konvencionalni redukcijski faktor r_{NC} najprej razbili na dva dela. Prvega, ki ga imenujemo redukcijski faktor zaradi duktilnosti smo izrazili z duktilnostjo konstrukcije pri stanju blizu porušitve in faktorjem neelastičnega odziva konstrukcije (enačba 2.26), drugega, ki ga imenujemo redukcijski faktor dodatne nosilnosti pa s prečno silo na meji tečenja in projektno prečno silo ob upoštevanju prve nihajne oblike (enačba 2.33). Velja poudariti, da je predstavljen zapis redukcijskega faktorja r_{NC} , definiran na način, da je vrednost faktorja r_{NC} , če ga zapišemo z parametri konstrukcije (t.j. silami in pomiki), enaka vrednosti redukcijskega faktorja r_{NC} zapisanega z razmerjem spektralnega pospeška

pri stanju blizu porušitve S_{aNC} in projektnega spektralnega pospeška za prvo nihajno obliko S_{aD} . Posledično maksimalno prečno silo pri vpetju F_{max} in celotno projektno prečno silo F_d , ki navadno (v klasični definiciji) definirajo faktor dodatne nosilnosti, nadomeščajo prečna sila na meji tečenja F_y in projektna prečna sila z upoštevanjem prve nihajne oblike konstrukcije F_{dI} . Naj tudi omenimo, da je v primeru elasto-plastične idealizacije brez utrjevanja, prečna sila na meji tečenja F_y kar enaka maksimalni prečni sili F_{max} .

2.4 Opis parametrov, ki vplivajo na velikost projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti

Izračun projektnega pospeška tal na osnovi zanesljivost po predlaganem postopku je razmeroma enostaven. Odvisen je od ciljne verjetnosti porušitve konstrukcije P_t , parametrov nelinearnega odziva konstrukcije in potresne obtežbe β_C , r_{ls} , r_{dc} , r_μ , r_s ter funkcije potresne nevarnosti (oziroma njenih parametrov k in k_0), ki jih v dosedanji praksi določanja projektnih obremenitev konstrukcije za potresnoodporno projektiranje neposredno ne potrebujemo.

Ciljna verjetnost porušitve je parameter, ki ga lahko investitor oziroma lastnik izbere po svoji presoji oziroma na osnovi družbeno sprejemljivega tveganja, medtem ko je funkcija potresne nevarnosti odvisna od seizmičnosti področja. V prikazanem postopku določitve potresnih obremenitev je naloga projektanta, da čim natančneje predpostavi parametre nelinearnega odziva, saj lahko le tako zagotovi, da bo dejanska izračunana verjetnost porušitve v bližini ciljne verjetnosti porušitve. Izbor parametrov nelinearnega odziva konstrukcije vse prej kot trivialen, saj odziva konstrukcije, ki jo šele projektiramo, natančno še ne poznamo. Z namenom čim boljšega razumevanja ozadja določitve projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti, bomo v nadaljevanju vsak parameter, ki vpliva na vrednost projektnega pospeška tal, na kratko opisali ter podali postopek njegove določitve oziroma njegove mejne vrednosti.

2.4.1 Ciljna verjetnost porušitve P_t

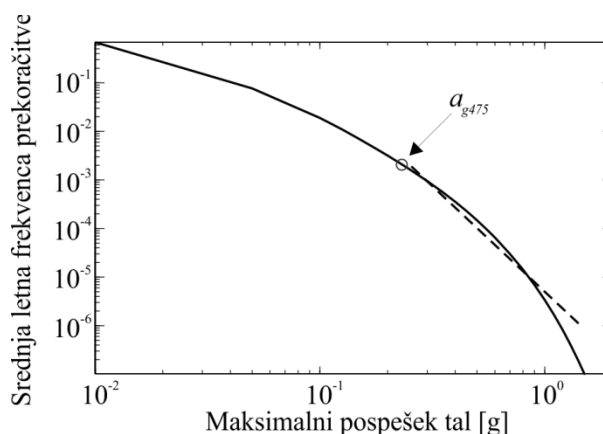
Odločitev glede ciljne verjetnosti porušitve je deloma subjektivne narave. Poleg tega ima investitor ali lastnik drugačno predstavo o tem, koliko je pripravljen tvegati. Zaradi subjektivne narave problema so modeli za določitev ciljne verjetnosti porušitve precej različni, vendar večina modelov ne upošteva potresne obtežbe. Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a) prav tako ne definira, kaj je sprejemljiva oziroma ciljna verjetnost porušitve.

Pred kratkim so bili objavljeni rezultati ankete glede sprejemljive verjetnosti porušitve v Sloveniji (Fajfar et al., 2014). Anketiranci so bili tako inženirji kot tudi laična javnost. Obe skupini sta ocenili, da je sprejemljiva verjetnost porušitve na letni ravni približno $1,1 \cdot 10^{-5}$. Podobno vrednost ($8,3 \cdot 10^{-6}$) sta uporabila tudi Lazar in Dolšek (2012) pri projektiranju 15-etažne stanovanjske stavbe. Za nekatere avtorje je takšna verjetnost porušitve prevelika. Labbé (2010) je predlagal bistveno manjše vrednosti za sprejemljivo verjetnost porušitve ($2 \cdot 10^{-6}$), pri čemer je podobna vrednost za ciljno verjetnost porušitve predvidena v Evrokodu 0 (SIST EN 1990, 2004), vendar ne za primer potresne obtežbe. V ZDA je percepcija o sprejemljivi verjetnosti porušitve drugačna, saj so pripravljeni tvegati več; ciljna

letna verjetnost porušitve po ameriških predpisih (npr. Luco et al., 2007) znaša $2 \cdot 10^{-4}$. Fajfar in Dolšek (2012) sta bila mnenja, da je 1 % verjetnosti porušitve stavbe v obdobju 50 let ($2 \cdot 10^{-4}$ /leto) nesprejemljiv za večino investorjev in lastnikov objektov, po drugi strani pa je težko doseči, da bo verjetnost porušitve zaradi potresov manjša od 0,01 % v 50 letih ($2 \cdot 10^{-6}$ /leto). Pregled modelov za določitev ciljne verjetnosti porušitve lahko bralec najde tudi v doktorski disertaciji Nuše Lazar Sinković (2015). Iz literature torej sledi, da je razpon sprejemljive verjetnosti porušitve precej velik. Zelo točnih in splošnih navodil, kako izbrati ciljno verjetnost porušitve, trenutno še ni. Poleg tega je ciljna verjetnost porušitve odvisna od pomembnosti objekta in posledic porušitve objekta. Zato je najbolje za vsak primer posebej dobro premisliti in šele nato sprejeti odločitev o sprejemljivi stopnji potresnega tveganja. Splošneje pa bi lahko ciljna verjetnost porušitve določili na osnovi tveganja stavbnega fonda (Wang & Ellingwood, 2015).

2.4.2 Funkcija potresne nevarnosti

Za določitev projektnega pospeška tal po prikazanem postopku je treba poznati funkcijo potresne nevarnosti in ne le karte potresne nevarnosti za določeno povratno dobo. V splošnem je funkcija potresne nevarnosti rezultat verjetnostne analize potresne nevarnosti – podobno kot karte potresne nevarnosti. Če ni bolj točnih podatkov, je moč predpostaviti, da je funkcija potresne nevarnosti premica v logaritemskem merilu, medtem ko se parametra premice v logaritemskem merilu (k_0 in k , enačba 2.3) izračunata iz dveh kart potresne nevarnosti, ki ustrezata čim daljšim povratnim dobam. Primer funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano in tip tal A je prikazan na sliki 2.3. Krivulja potresne nevarnosti je bila določena po metodologiji, ki je bila uporabljena pri izračunu kart potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003). Podrobnosti glede računa so podane tudi v poglavju 6.1.1.1. Prikazana krivulja je v logaritemskih koordinatah razmeroma ukrivljena. Posledično lahko z aproksimacijo krivulje s premico (enačba 2.3) naredimo razmeroma veliko napako pri računu verjetnosti porušitve. Zato je pomembno, da parametra k_0 in k skrbno določimo.



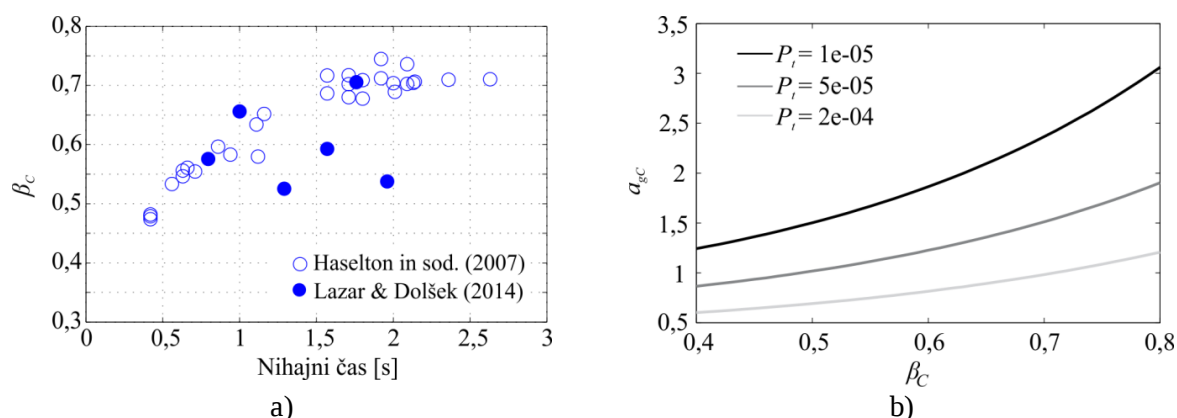
Slika 2.3: Funkcija potresne nevarnosti za Ljubljano, ki smo jo določili po metodologiji, ki je bila uporabljena za izračun karte potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003). S črtkano črto je označena aproksimirana funkcija potresne nevarnosti po enačbi 2.3.

Figure 2.3: Seismic hazard curve for Ljubljana based on the methodology used in the calculation of seismic hazard maps for Slovenia (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003). The dash line shows the approximate seismic hazard function.

2.4.3 Razpršenost mejnih pospeškov

Velikost standardne deviacije logaritmov pospeškov pri porušitvi β_C je v precejšnji meri odvisna od mere za intenziteto, ki jo uporabljamo za določitev intenzitete (pospeška tal) na osnovi ciljne verjetnosti porušitve. Če kot mero za intenziteto uporabimo pospešek tal pri porušitvi, je β_C precej odvisen od nihajnega časa konstrukcije. Lazar in Dolšek (2014) sta na osnovi analiz Haseltona in sod. (2007) ugotovila, da vrednost β_C za nizke stavbe znaša približno 0,4, za visoke objekte pa vrednost naraste do 0,8 (slika 2.4a). Vpliv spreminjanja standardne deviacije β_C na pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} , če ga določamo po predlaganem postopku (glej poglavje 2.1), prikazujemo na sliki 2.4b. Vrednosti pospeškov a_{gC} smo – z upoštevanjem funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano (slika 2.3) – izračunali za tri ciljne verjetnosti porušitve P_i . Za prikazan primer sprememba vrednosti β_C z 0,40 na 0,80 povzroči skoraj dvakratno povečanje pospeška a_{gC} . Če kot mero za intenziteto določimo spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, je β_C razmeroma konstanten, torej je nezanesljivost pri določanju vrednosti intenzitete na osnovi ciljne verjetnosti porušitve manjša. Kosič in sod. (Kosič, 2014; Kosič et al., 2016) ugotavljajo, da za sodobne okvirne konstrukcije in sisteme konzolnih sten vrednosti β_C znašajo med 0,40 in 0,45.

Vrednosti standardne deviacije logaritmov pospeškov pri porušitvi β_C , ki smo jih podali v prejšnjem poglavju, se nanašajo na raztros mejnih pospeškov zaradi negotovosti potresne obtežbe. Na verjetnost porušitve konstrukcije pa vplivajo tudi druge negotovosti, kot so na primer modelne negotovosti. Kosič in sodelavci (Kosič et al., 2016) so ugotovili, da so modelne negotovosti seveda odvisne od samega računskega modela konstrukcije in materiala, v manjši meri pa tudi od skupine akcelrogramov. Za modele, ki jih bomo uporabili, znašajo vrednosti raztrosa spektralnih pospeškov zaradi modelnih negotovosti za primere sodobnih armiranobetonskih okvirnih konstrukcij približno 0,30 in za sisteme konzolnih sten približno 0,45.



Slika 2.4: a) standardna deviacija logaritmov pospeškov tal pri porušitvi β_C v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije. Prikazani so rezultati za šest okvirnih konstrukcij iz Lazar in Dolšek (2014) in trideset okvirjev iz študije Haseltona in sodelavcev (2007); b) prikaz pospeška tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} za dve vrednosti P_i v odvisnosti od β_C ob upoštevanju funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano (slika 2.3).

Figure 2.4: a) the standard deviation of logarithms β_C for intensity measure a_{gC} depending on the fundamental period of structure. The results are presented for six frames analysed by Lazar and Dolšek (2014), and for 30 frames analysed by Haselton et al. 2007; b) median risk-targeted peak ground acceleration causing collapse of structure a_{gC} for two values of target collapse risk P_i depending on β_C and taking into account the hazard curve for Ljubljana (figure 2.3).

2.4.4 Redukcijski faktor med mejnimi stanji r_{ls}

Redukcijski faktor med mejnimi stanji je opcijski faktor. Uporabljamo ga lahko, kadar je na primer, ciljna verjetnost definirana za mejno stanje, ki ga težko dovolj natančno simulirano z matematičnimi modeli. V našem primeru ciljna verjetnost sovпада s stanjem porušitve konstrukcije (C – angl. *collapse*). Ker porušitev konstrukcije z računalniškimi modeli težko simuliramo, smo z uporabo redukcijskega faktorja med mejnimi stanji prešli na stanju blizu porušitve (NC – angl. *near collapse*). To mejno stanje precej lažje simuliramo tako s potisno kot tudi z nelinearno dinamično analizo, saj odziv konstrukcije pri tem mejnem stanju običajno še ne povzroča konvergenčnih težav.

Določitev velikosti redukcijskega faktorja r_{ls} ni enostavna. Mejne vrednosti faktorja r_{ls} določimo z opazovanjem odziva konstrukcije v nelinearnem področju. Za nizke stavbe s kratkimi nihajnimi časi so vrednosti redukcijskega faktorja r_{ls} blizu 1, saj za take konstrukcije velja, da je pomik v nelinearnem področju zelo občutljiv na prirastek intenzitete. Z daljšanjem nihajnega časa se faktor r_{ls} povečuje. Za nihajne čase, večje od T_C (konec veje konstantnih pospeškov), je faktor r_{ls} skoraj neobčutljiv na spremembo nihajnega časa konstrukcije. Vrednosti faktorja r_{ls} so tako najverjetneje med 1 in

$$r_{ls,max} = \frac{\mu_C}{\mu_{NC}} \quad (2.34)$$

pri čemer je μ_C duktilnost konstrukcije pri porušitvi, μ_{NC} pa duktilnost konstrukcije pri stanju blizu porušitve konstrukcije. Duktilnosti μ_C in μ_{NC} sta definirani kot razmerje med pomikom konstrukcije pri porušitvi D_C oziroma pomikom pri stanju blizu porušitve konstrukcije D_{NC} in pomikom konstrukcije na meji tečenja D_y . Omeniti velja, da smo pri določitvi zgornje meje za faktor r_{ls} (enačba 2.34) upoštevali, da je odnos med intenziteto in parametrom potresnih zahtev (tj. npr. pomik na vrhu konstrukcije) linearen, kar je za območje blizu porušitve nekoliko tvegano.

2.4.5 Faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete r_{dc}

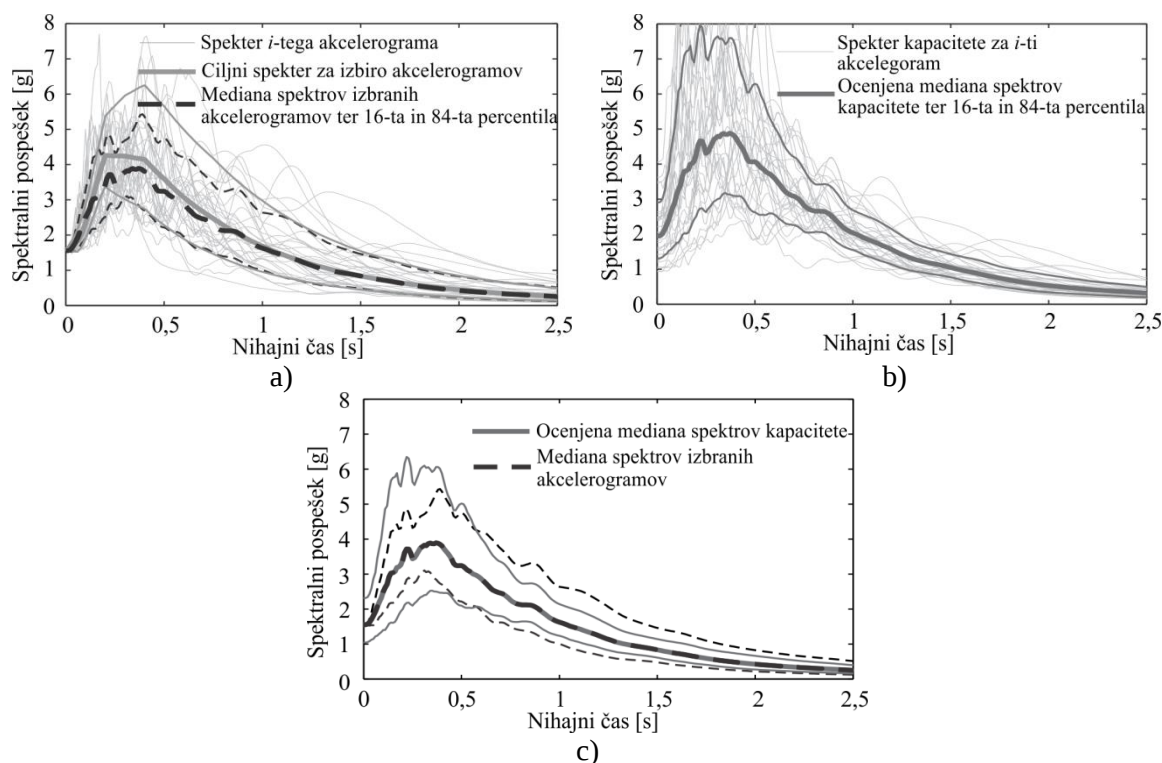
Faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete r_{dc} upošteva možnost, da mera za intenziteto, ki jo uporabimo za določitev ciljne intenzitete pri izbranem mejnem stanju konstrukcije (in tudi za izračun potresnega odziva, izbiro akceleroگرامov, račun krivulje potresne nevarnosti idr.), ni spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije. V primeru, da za mero za intenziteto izberemo spektralni pospešek pri prvem nihajnem času, je faktor r_{dc} po definiciji enak 1. V našem primeru mero za ciljno intenziteto definira pospešek tal pri stanju blizu porušitve konstrukcije. Vrednost faktorja r_{dc} , ki je v splošnem različna od 1, izračunamo ob upoštevanju razlik med ciljnim spektrom kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti in projektnim spektrom na osnovi ciljne zanesljivosti, pri čemer oba normiramo na isti pospešek tal.

Ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti definirata pospešek tal a_{gNC} in oblika mediane elastičnih spektrov akceleroagramov, ki so normirani na pospeške tal, ki za obravnavane akceleroграме

privedejo konstrukcijo v stanje blizu porušitve (imenovali jo bomo oblika ocenjene mediane kapacitete konstrukcije). Ker pa posameznih pospeškov tal pri mejnem stanju blizu porušitve za konstrukcijo, ki jo šele projektiramo, ne poznamo, se pojavi dilema, ali lahko r_{dc} določimo vnaprej, ne da bi poznali lastnosti (končno geometrijo in armaturo) konstrukcije. Izkaže pa se, da ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti in s tem redukcijski faktor r_{dc} lahko definiramo vnaprej, kar bomo v nadaljevanju tudi pokazali na primeru 8-etažne konstrukcije.

Za namene prikaza je treba najprej izbrati skupino akceleroگرامov, ki nam služi za račun potresnega odziva konstrukcije. Akceleroگرامe, ki jih seveda lahko izberemo, ne da bi poznali končne lastnosti konstrukcije, lahko izberemo ob uporabi poljubnega ciljnega spektra. Zaradi enostavnosti najprej predpostavimo, da skupino akceleroagramov izberemo ob uporabi pogojnega srednjega spektra (Baker, 2011; Jayaram et al., 2011; Brozovič, 2013). Pogojni srednji spekter določimo za povprečni potresni scenarij na podlagi rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti za pospešek tal pri stanju blizu porušitve na osnovi a_{gNC} . Naj poudarimo, da je pri izbiri akceleroagramov pomembno, da je pogojni nihajni čas T^* skladen z mero za intenziteto. V našem primeru je $T^* = 0$ s, saj je mera za intenziteto pospešek tal. Na sliki 2.5a prikazujemo spektre izbranih akceleroagramov, mediano spektrov izbranih akceleroagramov in pripadajočo 16-to ter 84-to percentilo. Vidimo, da so akceleroagrami dejansko izbrani na pospešek a_{gNC} , saj pri nihajnem času $T^* = 0$ spektri akceleroagramov nimajo raztrosa. Naj omenimo, da pogojni spekter, ki smo ga uporabili za izbiro akceleroagramov, definirajo srednja magnituda $M = 6,88$, srednja oddaljenost $R = 7,52$ km, pospešek $a_{gNC} = 1,55$ g in atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996). Podrobnosti izračuna a_{gNC} so prikazane v poglavju 2.6.2, srednja magnituda in oddaljenost pa sta bili določeni z razčlenitvijo potresne nevarnosti za pospešek tal a_{gNC} .

Na podlagi izbranih akceleroagramov nato določimo ocenjeno mediano spektrov kapacitete konstrukcije po naslednjem postopku: najprej naredimo analizo IDA do stanja blizu porušitve konstrukcije za vsak akceleroagram iz izbrane skupine akceleroagramov. Za akceleroagram, ki je skaliran do intenzitete, ki povzroči stanje blizu porušitve, izračunamo elastični spekter. Na ta način dobimo spekter kapacitete za i -ti akceleroagram. Postopek ponovimo za celotno skupino akceleroagramov. Ocenjeno mediano spektrov kapacitete nato določimo kot mediano spektrov za celotno skupino akceleroagramov. Za obravnavano 8-etažno konstrukcijo (opis konstrukcije je podan v poglavju 2.6.1) spektre kapacitete, ki jih dobimo na podlagi potresnega odziva za skupino akceleroagramov s slike 2.5a, prikazujemo na sliki 2.5b. Na sliki 2.5b je prikazana tudi ocenjena mediana spektrov kapacitete, katere oblika definira obliko ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti. Pomembno je tudi poudariti, da je oblika i -tega spektra akceleroagrama s slike 2.5b enaka obliki pripadajočega spektra akceleroagrama s slike 2.5a, le da ustrezata različnim pospeškom tal (na sliki 2.5a je spekter skaliran na a_{gNC} , na sliki 2.5b pa na maksimalni pospešek tal, ki povzroči stanje blizu porušitve konstrukcije). Primerjava slik 2.5a in 2.5b jasno kaže, da se pospeški tal, ki povzročijo stanje blizu porušitve konstrukcije, razlikujejo od pospeška tal pri stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gNC} . Vidimo lahko tudi, da je ocenjena mediana pospeškov tal, ki povzroči stanje blizu porušitve konstrukcije (slike 2.5b), nekoliko večja od a_{gNC} (slike 2.5a), iz česar lahko sklepamo, da je konstrukcija dovolj varno projektirana (ciljna verjetnost porušitve je večja od ocenjene verjetnosti porušitve), pri čemer pa to ni cilj tega prikaza.



Slika 2.5: a) mediana in pripadajoči 16-ta in 84-ta percentila spektrov izbranih akceleroگرامov ter ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov, ki izhaja iz potresnega scenarija, ki smo ga dobili na podlagi rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti za a_{gNC} . Prikazani so tudi spektri izbranih akceleroگرامov; b) spektri kapacitete 8-etažne konstrukcije in ocenjene mediana ter 16-ta in 84-ta percentila; c) primerjava med mediano spektrov izbranih akceleroگرامov in ocenjeno mediano spektrov kapacitete, pri čemer smo ocenjeno mediano spektrov kapacitete normirali na a_{gNC} .

Figure 2.5: a) the target median and the 16th and 84th percentile spectra for ground-motion selection obtained by the conditional spectrum approach for an earthquake scenario based on a_{gNC} , and the spectra for seismic performance assessment; b) the capacity spectra for an 8-storey reinforced concrete frame building and the corresponding median and 16th and 84th percentile spectra; c) comparison between the percentile spectra for seismic performance assessment and percentile capacity spectra normalized to a_{gNC} .

Namen celotne diskusije je pokazati, da sta mediani spektrov iz slik 2.5a in 2.5b enaki po obliki. Primerjavo med mediano spektrov izbranih akceleroگرامov in ocenjeno mediano spektrov kapacitete, pri čemer smo ocenjeno mediano spektrov kapacitete normirali a_{gNC} , prikazujemo na sliki 2.5c. Vidimo, da se obliki median spektrov popolnoma ujemata, medtem ko se 16-ta in 84-ta percentila razlikujeta. Ujemanje oblike median spektrov lahko tudi analitično dokažemo, če predpostavimo, da je porazdelitev spektralnih pospeškov lognormalna in da za izračun mediane na osnovi vzorca spektralnih pospeškov uporabimo metodo največjega verjetja. Dokaz, da sta obliki enaki, prikazujemo v poglavju 2.4.5.1. Omenjena ugotovitev nam tako omogoča, da ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti in s tem faktor α_{NC} , ki je edini nepoznani faktor pri določevanju redukcijskega faktorja r_{dc} , določimo, preden poznamo vse lastnosti konstrukcije. Treba je le izbrati skupino akceleroگرامov, ki ustreza pripadajoči potresni nevarnosti, in določiti mediano spektrov izbranih akceleroگرامov. Faktor α_{NC} lahko določimo tudi kar iz ciljnega spektra za izbiro akceleroگرامov (slika 2.5a), pri čemer pa se moramo zavedati, da naredimo manjšo napako, saj se ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov in mediana spektrov izbranih akceleroگرامov navadno ne ujemata popolnoma.

Naj poudarimo, da so lahko vrednosti redukcijskega faktorja razmerja med spektralnimi pospeški iz domene zahtev obtežbe in spektralnimi pospeški iz domene kapacitete r_{dc} večje ali manjše od 1.

2.4.5.1 Dokaz enakosti oblike mediane spektrov izbranih akceleroگرامov in mediane spektrov kapacitete

V tem poglavju bomo dokazali, da sta oblika mediane spektrov akceleroگرامov, ki smo jih izbrali glede na povprečni potresni scenarij za pospešek a_{gNC} (slika 2.5a), in oblika mediane spektrov akceleroگرامov, ki konstrukcijo privedejo v stanje blizu porušitve (oblika ocenjene mediane spektrov kapacitete) (slika 2.5b), enaki. Z drugimi besedami bomo pokazali, da lahko koeficient α_{NC} (enačba 2.14), ki predstavlja razmerje med spektralnim pospeškom S_{aNC} (spektralnim pospeškom pri stanju blizu porušitev in prvem nihajnem času na osnovi ciljne zanesljivosti) in pospeškom tal a_{gNC} (pospeškom tal pri stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti) iz ciljnega spektra kapacitete konstrukcije na osnovi ciljne zanesljivosti, izračunamo kar iz spektrov izbranih akceleroگرامov (slika 2.5a), normiranih na a_{gNC} .

Kot smo že omenili (in v poglavju 2.2 tudi definirali), ima ciljni spekter kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti obliko ocenjene mediane spektrov kapacitete konstrukcije. Zato lahko koeficient α_{NC} , ki predstavlja razmerje med spektralnim pospeškom S_{aNC} in pospeškom tal a_{gNC} , zapišemo tudi kot razmerje med ocenjeno (angl. *assessed*) mediano spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času konstrukcije $S_{aNC}^A(T_1)$ in ocenjeno (angl. *assessed*) mediano pospeškov tal a_{gNC}^A :

$$\alpha_{NC} = \frac{S_{aNC}}{a_{gNC}} = \frac{S_{aNC}^A(T_1)}{a_{gNC}^A} \quad (2.35)$$

Vrednosti ocenjene (angl. *assessed*) mediane spektralnih pospeškov $S_{aNC}^A(T_1)$ pri prvem nihajnem času konstrukcije T_1 lahko ob uporabi metode največjega verjetja in predpostavke, da so spektralni pospeški lognormalno porazdeljeni, izračunamo kot:

$$S_{aNC}^A(T_1) = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \log(S_{aNC,i}^A(T_1))}{n}} = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \log(a_{gNC,i}^A \cdot \alpha_i(T_1))}{n}} \quad (2.36)$$

pri čemer je $S_{aNC,i}^A(T_1)$ spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije T_1 v spektru kapacitete za i -ti akceleroگرام. Spektralni pospešek $S_{aNC,i}^A(T_1)$ lahko zapišemo tudi kot produkt pospeška tal $a_{gNC,i}^A$, ki konstrukcijo za i -ti akceleroagram privede v stanje blizu porušitve (slika 2.5b), in funkcije oblike i -tega spektra $\alpha_i(T_1)$, ki je seveda odvisna od nihajnega časa:

$$S_{aNC,i}^A(T_1) = a_{gNC,i}^A \cdot \alpha_i(T_1) \quad (2.37)$$

Ocenjeno mediano pospeškov tal, ki konstrukcijo privede v stanje blizu porušitve a_{gNC}^A , lahko po analogiji z enačbo 2.36 zapišemo kot:

$$a_{gNC}^A = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A)}{n}} \quad (2.38)$$

Razmerje med ocenjeno mediano spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času $S_{aNC}^A(T_1)$ in ocenjeno mediano pospeškov tal a_{gNC}^A tako izrazimo tudi kot:

$$\begin{aligned} \alpha_{NC} &= \frac{S_{aNC}^A(T_1)}{a_{gNC}^A} = \frac{e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A \cdot \alpha_i(T_1))}{n}}}{e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A)}{n}}} = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A \cdot \alpha_i(T_1))}{n} - \frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A)}{n}} = e^{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A) + \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(\alpha_i(T_1)) - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC,i}^A)} \\ &= e^{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(\alpha_i(T_1))} \end{aligned} \quad (2.39)$$

pri čemer smo pri izpeljavi v zgornji enačbi uporabili naslednji matematični pravili:

$$\frac{e^x}{e^y} = e^{x-y} \quad \text{in} \quad \ln(xy) = \ln(x) + \ln(y) \quad (2.40)$$

Iz enačbe 2.39 lahko že opazimo, da je razmerje med ocenjeno mediano spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času konstrukcije $S_{aNC}^A(T_1)$ in ocenjeno mediano pospeškov tal a_{gNC}^A (in posledično tudi razmerje med spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času na osnovi ciljne zanesljivosti S_{aNC} in pospeškom tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gNC}) odvisno samo od funkcij oblik spektrov $\alpha_i(T_1)$.

Sedaj določimo še razmerje med mediano spektralnih pospeškov izbranih akceleroگرامov pri prvem nihajnem času T_1 $S_{a,agNC}^{akc}(T_1)$ in pospeškom tal a_{gNC} , ki smo ga kot pogojno intenziteto uporabili za izbiro akceleroگرامov. Mediano spektralnih pospeškov izbranih akceleroگرامov pri prvem nihajnem času T_1 $S_{a,agNC}^{akc}(T_1)$ po analogiji z enačbo 2.36 izračunamo kot:

$$S_{a,agNC}^{akc}(T_1) = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \log(S_{a,i,agNC}^{akc}(T_1))}{n}} = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \log(a_{gNC} \cdot \alpha_i(T_1))}{n}} \quad (2.41)$$

kjer je $S_{a,i,agNC}^{akc}(T_1)$ spektralni pospešek pri prvem nihajnem času T_1 za i -ti akceleroگرام, normiran na a_{gNC} . Spektralni pospešek $S_{a,i,agNC}^{akc}(T_1)$ smo po analogiji z enačbo 2.37 zapisali s pospeškom tal a_{gNC} ob uporabi koeficienta oblike i -tega spektra $\alpha_i(T_1)$. Poudariti velja, da je pospešek tal a_{gNC} v tem primeru enak za vse akceleroграме. Razmerje med spektralnim pospeškom $S_{a,agNC}^{akc}(T_1)$ in pospeškom tal a_{gNC} lahko tako izrazimo kot:

$$\frac{S_{a,agNC}^{akc}(T_1)}{a_{gNC}} = \frac{e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC} \cdot \alpha_i(T_1))}{n}}}{a_{gNC}} = \frac{e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC} \cdot \alpha_i(T_1))}{n}}}{e^{\ln(a_{gNC})}} = e^{\frac{\sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC} \cdot \alpha_i(T_1))}{n} - \ln(a_{gNC})} = e^{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(a_{gNC}) + \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(\alpha_i(T_1)) - \ln(a_{gNC})} = e^{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(\alpha_i(T_1))} \quad (2.42)$$

S primerjavo enačb 2.39 in 2.42 opazimo, da sta razmerji med $S_{a,agNC}^{akc}(T_1)$ in a_{gNC} oziroma $S_{aNC}^A(T_1)$ in a_{gNC}^A enaki. Iz omenjenega lahko sklepamo, da moramo za določitev oblike ciljnega spektra kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti poznati le obliko spektrov akceleroگرامov.

2.4.6 Redukcijski faktor r_{NC}

Redukcijski faktor r_{NC} je najpomembnejši parameter pri določitvi redukcijskega faktorja r (enačba 2.10), saj je njegova vrednost navadno bistveno večja od vrednosti faktorjev r_{ls} in r_{dc} ter precej odvisna od konstrukcije, ki jo šele projektiramo. Ključna pri definiciji velikosti redukcijskega faktorja r_{NC} sta deformacijska kapaciteta konstrukcije in dodatna nosilnost, ki sta odvisni od lastnosti konstrukcijskega sistema, materiala konstrukcije, načina projektiranja in kvalitete izvedbe. Redukcijski faktor r_{NC} izračunamo kot produkt redukcijskega faktorja zaradi dodatne nosilnosti r_s in redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ . Za konstrukcije s kratkimi nihajnimi časi znaša vrednost r_μ blizu 1, zato je v takšnih primerih pomembno, da precej natančno določimo r_s . Nasprotno velja za konstrukcije z daljšim nihajnim časom: za konstrukcije z nihajnimi časi, večjimi od T_C , velja, da na velikost redukcijskega faktorja r_{NC} najbolj vpliva duktilnost konstrukcije μ_{NC} , saj je r_s precej manjši od μ_{NC} , C_I pa približno 1 (pravilo/ princip enakosti pomikov elastičnega in neelastičnega sistema (Vidic et al., 1994)). Poudariti je treba, da je parameter C_I odvisen tudi od skupine akceleroگرامov, zato je smiselno vrednost parametra C_I izračunati že v fazi določanja pospeška a_{gD} . Vrednost parametra C_I se tako izračuna na podlagi skupine akceleroagramov, ki jo bomo uporabili za izračun odziva stavbe (npr. slika 2.5a), in predpostavljene vrednosti duktilnosti konstrukcije μ_{NC} .

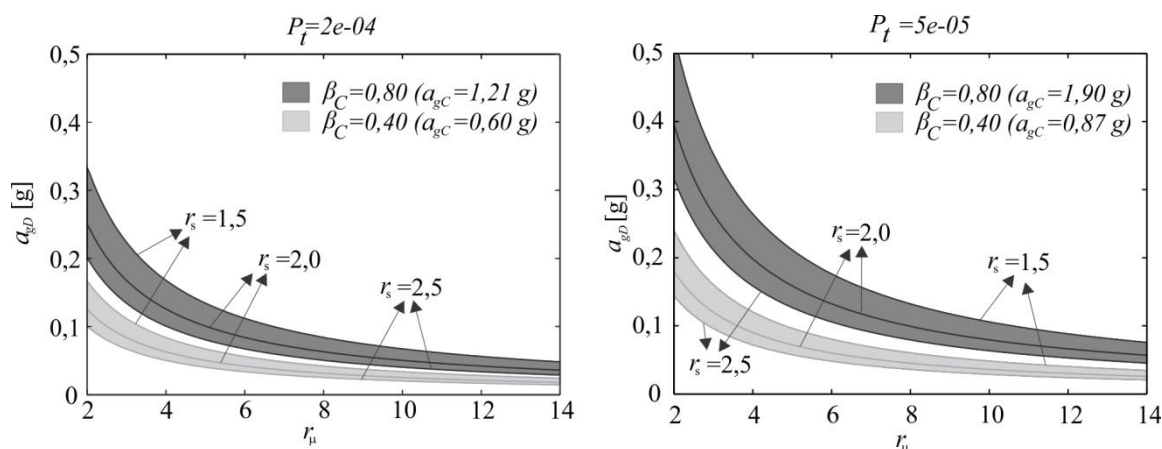
Zmotno je prepričanje, da je redukcijski faktor r_{NC} enak faktorju obnašanja q , ki ga predpisuje Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a) za določitev projektnega spektra pospeškov. Redukcijski faktor r_{NC} je za večino konstrukcij bistveno večji od faktorja obnašanja q , saj se r_{NC} nanaša na dejanske (npr. srednje) vrednosti deformacijske kapacitete konstrukcije in dejansko (npr. srednjo) nosilnost objekta, medtem ko je faktor obnašanja q delno določen izkustveno, in sicer na način, da imajo konstrukcije, projektirane po standardu Evrokod 8, primerno zanesljivost, ki pa s standardom ni številčno določena. Podrobnejša razprava o faktorju obnašanja q sledi v poglavju 3.

Vrednost redukcijskega faktorja r_{NC} lahko ocenimo na podlagi podatkov iz literature. Fajfar in sodelavci (2009) so na primer na osnovi preliminarne analize ocenili, da se vrednost faktorja dodatne nosilnosti za sodobne armiranobetonske stavbe giblje v območju med 2 in 3, duktilnost pa v območju med 4 in 5, pri čemer avtorji ne navajajo, na katero mejno stanje se nanaša duktilnost. Iz podatkov lahko hitro izračunamo, da je redukcijski faktor za sodobne armiranobetonske stavbe v območju med 8 in 15. Te ocene veljajo za stavbe s srednjimi in dolgimi vrednostmi nihajnih časov. Za zidane stavbe,

ki imajo praviloma zelo kratke nihajne čase, so recimo vrednosti redukcijskih faktorjev nižje, saj za to področje nihajnih časov velja, da je redukcijski faktor r_μ manjši od duktilnosti μ_{NC} .

Redukcijski faktor r_{NC} se v splošnem izračuna na osnovi parametričnih študij z upoštevanjem rezultatov eksperimentov. V doktorski disertaciji smo redukcijske faktorje r_{NC} za več različnih konstrukcij določili v poglavju 4, kjer prikazujemo tudi prispevke posameznih projektnih dejavnikov k vrednosti redukcijskega faktorja. Ne glede na to, kako se določi redukcijski faktor v fazi projektiranja, je ta približno določen, saj so dejanske lastnosti konstrukcije predmet projektiranja. Zato je priporočljivo vrednost redukcijskega faktorja r_{NC} preveriti na osnovi nelinearne analize in tako ugotoviti, ali je bila predpostavljena vrednost za redukcijski faktor dovolj natančna.

Za namene prikaza vpliva redukcijskega faktorja r_{NC} na vrednosti projektnih pospeškov tal a_{gD} na sliki 2.6 prikazujemo vrednosti projektnih pospeškov tal za območje Ljubljane v odvisnosti od redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ in predpostavljene vrednosti $r_{ls} = 1,2$, pri čemer upoštevamo še dve ciljni zanesljivosti ($P_t = 10^{-4}$ (0,5 % v 50 letih) in $P_t = 2 \cdot 10^{-5}$ (0,25 % v 50 letih), dve vrednosti razpršenosti mejnih pospeškov ($\beta_C = 0,40$ in $\beta_C = 0,80$) in tri vrednosti redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti ($r_s = 1,5$, $r_s = 2,0$, $r_s = 2,5$). Naj tudi omenimo, da z avtorjevo enostavnostjo upoštevamo, da je r_{dc} enak 1. Jasno je razvidno, da projektni pospešek a_{gD} strmo narašča, če so vrednosti redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ manjše od 6. Razpršenost mejnih pospeškov ima kar precejšen vpliv na a_{gD} , saj je razmerje med $a_{gD}(\beta_C = 0,80)$ in $a_{gD}(\beta_C = 0,40)$ približno enako 2.



Slika 2.6: Projektni pospešek tal za dve ciljni zanesljivosti v odvisnosti od redukcijskega faktorja r_μ ob upoštevanju predpostavljenih vrednosti r_s [1,5; 2; 2,5], β_C [0,4; 0,8], $r_{ls} = 1,2$ in $r_{dc} = 1$ ter ob upoštevanju funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano v skladu s sliko 2.3

Figure 2.6: Risk-targeted peak ground acceleration for the design of structures presented as a function of ductility reduction factor r_μ and overstrength reduction factor r_s for Ljubljana (hazard curve from figure 2.3 was used), assuming $r_{ls} = 1.2$ and $r_{dc} = 1$, for two levels of target collapse risk and two limiting values β_C , resulting in four variants of a_{gC} .

2.5 Določitev projektnega spektralnega pospeška na osnovi ciljne zanesljivosti

V disertaciji smo pri izpeljavi projektne intenzitete potresa na osnovi ciljne zanesljivosti kot mero za intenziteto doslej uporabljali pospešek tal, čeprav se pogosto izkaže, da to ni optimalna mera za intenziteto potresa. Glavni razlog za uporabo pospeška tal kot mero za intenziteto je Evrokod 8 (SIST

EN 1998, 2005a), saj ta z njo definira projektne obremenitve, poleg tega pa pospešek tal omogoča lažjo primerjavo kapacitet med seboj različnih si konstrukcij. Omeniti velja, da bo posodobljena verzija standarda Evrokod 8, ki je trenutno še v pripravi, kot mero za intenziteto najverjetneje uporabljala spektralni pospešek. Spektralni pospešek pri prvem nihajnem času je zaradi manjšega raztrosa mejnih pospeškov vsekakor boljša mera za intenziteto (poleg tega ima nekatere druge prednosti, ki jih na tem mestu ne bomo navajali), zato bomo v nadaljevanju projektno intenziteto na osnovi ciljne zanesljivosti izrazili prav s spektralnim pospeškom. Projektni spektralni pospešek na osnovi ciljne zanesljivosti S_{aD} lahko določimo kar z uporabo enačbe 2.11, pri čemer pospeške tal a_g nadomestimo s spektralnimi pospeški S_a :

$$S_{aD} = \frac{S_{aC}}{r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC}} = \frac{S_{aNC}}{r_{dc} \cdot r_{NC}} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{1}{r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC}} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{C_1}{r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_s \cdot \mu_{NC}} \quad (2.43)$$

Enačba 2.43 je praktično enaka enačbi 2.11, vendar se je treba zavedati, da nekateri parametri, ki nastopajo v omenjenih enačbah, nimajo istih vrednosti. Parametra funkcije potresne nevarnosti k in k_0 morata v primeru enačbe 2.43 ustrezati funkciji potresne nevarnosti za spektralni pospešek pri nihajnem času, za katerega računamo S_{aD} . Prav tako mora biti standardna deviacija β_C določena na osnovi raztrosa spektralnih pospeškov pri porušitvi. Redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s in duktilnost konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve μ_{NC} sta praktično neodvisna od mere za intenziteto, kar pa ne drži za faktor neelastičnega odziva konstrukcije C_1 . Ta je namreč poleg duktilnosti odvisen od tudi skupine akcelrogramov. Seveda je skupina akcelrogramov, izbrana ob upoštevanju spektralnega pospeška kot mere za intenziteto, navadno drugačna od tiste, ki jo izberemo na osnovi pospeška tal. Redukcijski faktor razmerja med spektralnimi pospeški iz domene zahtev in spektralnimi pospeški iz domene kapacitete r_{dc} je ob uporabi spektralnega pospeška kot mere za intenziteto po definiciji enak 1.

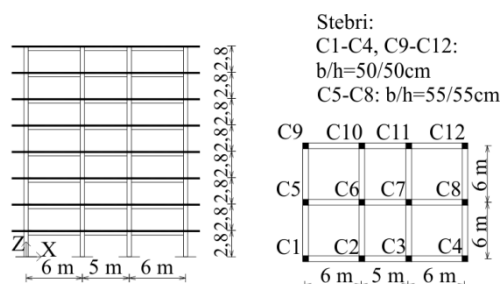
2.6 Primer izračuna projektne pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti

V nadaljevanju tega poglavja bomo po korakih prikazali izračun projektne pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti. Obravnavali bomo 8-etažno armiranobetonsko okvirno konstrukcijo, ki jo bomo tudi dimenzionirali ter izračunali odziv s potisno analizo in inkrementno dinamično analizo (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002) na modelu z eno prostostno stopnjo. Rezultati izračuna odziva konstrukcije nam bodo služili za kontrolo velikosti faktorjev, ki smo jih predpostavili pri določanju projektne pospeška tal.

2.6.1 Opis stavbe

Obravnavamo 8-etažno armiranobetonsko okvirno stavbo na območju Ljubljane. Stavba ima enake zunanje dimenzije in prečne prereze kot osemetažni objekt, opisan v poglavju 4.5, vendar se armatura prečnih prerezov stebrov in gred nekoliko razlikuje, saj konstrukcija v tem primeru stoji na tleh tipa A. Konstrukcijski sistem sestavljajo trije okvirji v smeri X in dva okvirja v smeri Y (glej sliko 2.7). Stebri

notranjega okvirja v smeri X stavbe so dimenzij 55/55 cm, ostali pa 50/50. Širina in višina gred, pri čemer je všteta tudi debelina plošče (20 cm), znaša 55/55 cm (glej sliko 2.7). Pri dimenzioniranju smo uporabili armaturno jeklo B500 kvalitete B in beton C30/37. Masa etaž prvih sedem etaž znaša 291 ton, masa zadnje etaže pa 304 tone, torej skupna masa celotne stavbe znaša 2338 t. Prva nihajna časa konstrukcije v smereh Y in X znašata $T_1 = 1,28$ s oziroma $T_2 = 1,23$ s, pripadajoči nihajni obliki pa $\Phi_1 = [0,12 \ 0,29 \ 0,47 \ 0,63 \ 0,77 \ 0,88 \ 0,95 \ 1]$ oziroma $\Phi_2 = [0,12 \ 0,30 \ 0,47 \ 0,63 \ 0,77 \ 0,88 \ 0,96 \ 1]$.



Slika 2.7: Prerez in tloris 8-etažne konstrukcije.

Figure 2.7: Elevation and plan views of the investigated 8-storey building

2.6.2 Določitev ciljne verjetnosti porušitve in pospeškov tal na osnovi ciljne zanesljivosti

Račun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti poteka v petih korakih: (1) izbira ciljne zanesljivosti P_b , (2) določitev (pridobitev) funkcije potresne nevarnosti, (3) izračun pospeška tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} , (4) ocena redukcijskih faktorjev r_{ls} , r_{dc} in r_{NC} , ter (5) izračun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} .

Korak 1: Izbrali smo vrednost $P_f = 1 \cdot 10^{-5}$. Ciljna verjetnost porušitve v 50 letih tako znaša približno 0,05 %. Takšna ciljna verjetnost je enaka ciljni verjetnosti porušitve iz ankete (Fajfar et al., 2014) in dvajsetkrat manjša od tveganja, ki ga za izračun projektne obtežbe upoštevajo v ZDA (Luco et al., 2007).

Korak 2: Ker trenutno v Sloveniji še nimamo javno dostopnih krivulj potresne nevarnosti za vse lokacije, smo funkcijo potresne nevarnosti določili ob pomoči metodologije, ki je bila uporabljena za izračun kart potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003) (glej sliko 2.3 in poglavje 6.1.1.1). Parametra ($k = 4,3$ in $k_0 = 5,5 \cdot 10^{-6}$) smo nato določili na način, da smo funkcijo potresne nevarnosti (slika 2.3) aproksimirali po metodi najmanjših kvadratov s premico v logaritemskih koordinatah, pri čemer smo upoštevali območje pospeškov tal med 0,25 g in 1,8 g. Pri izbiri območja aproksimacije je pomembno zajeti pospeške, ki znatno prispevajo k verjetnosti porušitve konstrukcije. Če poznamo celotno funkcijo potresne nevarnosti, nam funkcije ni treba aproksimirati, saj lahko a_{gC} izračunamo tudi numerično s pomočjo iterativnega postopka.

Korak 3: Pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} smo izračunali iterativno ob upoštevanju enačbe 2.2, zahteve $P_C = P_t$, neaproksimirane funkcije potresne nevarnosti (slika 2.3) in ob predpostavki lognormalne porazdelitve pospeškov pri porušitvi konstrukcije ter s pomočjo zaključenega izraza (enačba 2.6). Standardno deviacijo logaritemskih vrednosti pospeška tal pri

poružitvi konstrukcije $\beta_C = 0,60$ smo predpostavili iz izkušenj oziroma preteklih študij (Dolšek, 2012; Lazar & Dolšek, 2014). Pospešek tal pri poružitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} , izračunan iterativno iz neapksimirane funkcije potresne nevarnosti, znaša 1,86 g, z upoštevanjem zaključenega izraza pa 1,90 g (glej enačbo spodaj). V nadaljevanju bomo za izračun projektnega pospeška tal a_{gD} uporabili vrednost 1,86 g.

$$a_{gC} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{5,5 \cdot 10^{-6} \cdot e^{\frac{4,3^2 \cdot 0,60^2}{2}}}{10^{-5}} \right)^{\frac{1}{4,3}} = 1,90 \text{ g} \quad (2.44)$$

S projektiranjem je tako treba zagotoviti, da bo ocenjena mediana pospeškov tal pri poružitvi konstrukcije za obravnavani objekt večja ali kvečjemu enaka 1,86 g. Tako visoka vrednost je posledica ciljne verjetnosti poružitve in ocenjene potresne nevarnosti na lokaciji objekta ter dokaj visoke vrednosti standardne deviacije β_C .

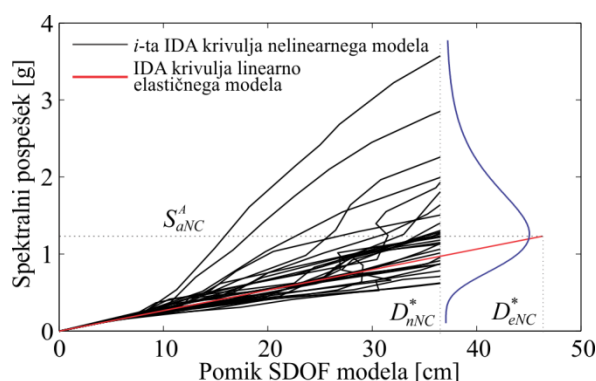
Korak 4: Za obravnavano konstrukcijo smo za redukcijski faktor r_{ls} predpostavili vrednost 1,2, pri čemer smo primerjali vrednosti pospeškov, ki so na konstrukciji povzročili porušitev oziroma stanje blizu poružitve. Uporabili smo rezultate nelinearnih dinamičnih analiz (Brozovič & Dolšek, 2011), v katerih je bila obravnavana podobna konstrukcija, kot jo obravnavamo v tem primeru.

Težje je predpostaviti vrednost redukcijskega faktorja r_s in duktilnosti μ_{NC} . Fajfar in sodelavci (2009) so na podlagi preliminarjih rezultatov analiz pokazali, da znašajo vrednosti redukcijskega faktorja r_s za skrbno konstruirane statično nedoločene armiranobetonske stavbe nekje med 2 in 3, duktilnosti pa med 4 in 5. Vrednosti redukcijskega faktorja in duktilnosti za nekaj tipičnih armiranobetonskih stavb smo določili tudi v poglavju 4.9 te disertacije. Na podlagi teh rezultatov smo redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s predpostavili kot 2, duktilnost konstrukcije pri mejnem stanju blizu poružitve μ_{NC} pa kot 6.

Duktilnosti konstrukcije μ_{NC} moramo še pretvoriti v redukcijski faktor zaradi duktilnosti r_μ . Približno lahko vrednosti r_μ določimo kar kot μ_{NC} , saj za konstrukcije z daljšimi nihajnimi časi velja, da je pomik linearno elastične in nelinearne konstrukcije približno enak. V prikazanem primeru računa projektnega pospeška tal pa bomo redukcijski faktor r_μ določili kot razmerje med duktilnostjo μ_{NC} in koeficientom C_I . Koeficient C_I bomo določili ob uporabi skupine akceleroگرامov, ki jo bomo uporabili tudi za kontrolo odziva konstrukcije, in poenostavljenega nelinearnega SDOF modela. SDOF model bomo definirali na način, da njegov nihajni čas ustreza osnovnemu nihajnemu času konstrukcije, ki jo projektiramo, duktilnost ustreza predpostavljeni vrednosti duktilnosti μ_{NC} (tj. $\mu_{NC} = 6$), nosilnost pa na način, da ocenjena mediana spektralnih pospeškov pri stanju blizu poružitve približno ustreza spektralnemu pospešku pri stanju blizu poružitve na osnovi ciljne zanesljivosti S_{aNC} . Akceleroگرامe smo izbrali glede na pogojni spekter (Baker, 2011; Brozovič, 2013), ki ga definirajo magnituda $M = 6,88$, oddaljenost $R = 7,52$ km, pospešek tal pri stanju blizu poružitve na osnovi ciljne zanesljivosti $a_{gNC} = a_{gC}/r_{ls} = 1,55$ g in atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996). Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7, epicentralne razdalje med 5 in 50 km

ter pripadajočega tipa tal. Magnitudo M in oddaljenost R smo določili z razčlenitvijo potresne nevarnosti za pospešek a_{gNC} . Spektri izbranih akceleroگرامov so prikazani na sliki 2.5a.

Faktor neelastičnega odziva konstrukcije C_1 je definiran kot razmerje med pomikom pri stanju blizu porušitve ekvivalentnega nelinearnega SDOF modela D_{nNC}^* in pomikom ekvivalentnega linearno elastičnega modela D_{eNC}^* , ko oba obremenimo s pospeškom S_{aNC}^A . Za določitev faktorja C_1 moramo tako izvesti analizo IDA na nelinearnem SDOF modelu z akceleroگرامi, ki jih bomo uporabljali za kontrolo odziva konstrukcije. Pospešek S_{aNC}^A nato izračunamo kot mediano spektralnih pospeškov, ki nelinearni SDOF model privedejo do pomika pri mejnem stanju blizu porušitve D_{nNC}^* , pri čemer navadno predpostavimo lognormalno porazdelitev spektralnih pospeškov. Pomik ekvivalentnega linearno elastičnega sistema D_{eNC}^* dobimo z uporabo enačbe 2.23 ali pa z dinamično analizo linearno elastičnega sistema za akceleroگرام, normiran na pospešek S_{aNC} . Za predpostavljeni nelinearni SDOF model in zgoraj opisano skupino akceleroگرامov je pomik pri stanju blizu porušitve ($D_{nNC}^* = 36,5$ cm) manjši od pomika linearno elastičnega modela ($D_{eNC}^* = 46,3$ cm) (slika 2.8), torej je faktor neelastičnega odziva konstrukcije C_1 manjši od 1 ($C_1 = 0,79$, kar je posledica izbire akceleroگرامov na pogojni srednji spekter. Redukcijski faktor r_μ tako znaša $r_\mu = \mu_{NC} / C_1 = 6/0,79 = 7,6$, redukcijski faktor r_{NC} pa $2 \cdot 7,6 = 15,2$).



Slika 2.8: IDA krivulja nelinearnega in linearno elastičnega SDOF modela.

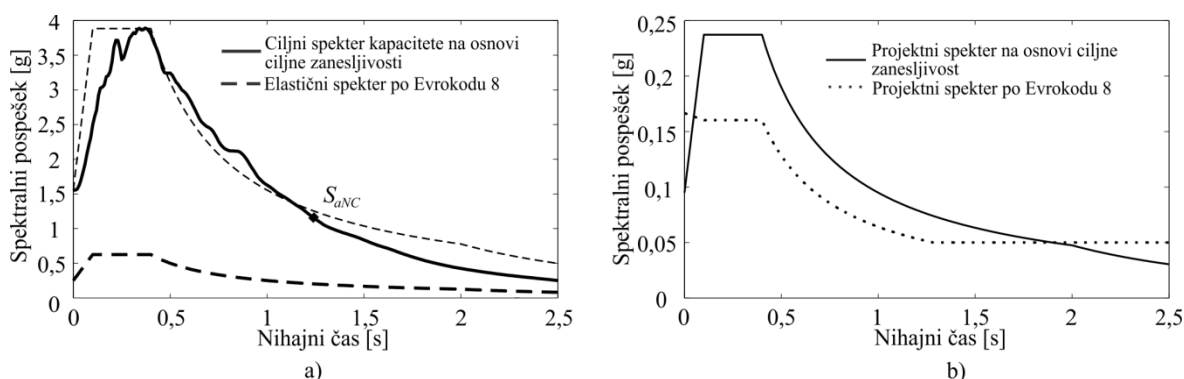
Figure 2.8: IDA curves for the non-linear and linear elastic SDOF model.

Faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev obtežbe in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete $r_{dc} = 1,08$ smo določili kot razmerje koeficientov $\alpha_D = 0,77$ in $\alpha_{NC} = 0,71$ (enačba 2.15 in 2.45). Koeficient α_D je bil izračunan kot razmerje med spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času v smeri X konstrukcije $T_2 = 1,23$ s in pospeškom tal (spektralni pospešek pri nihajnem času $T = 0$ s) elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a). To obliko spektra pospeškov bomo namreč uporabili za dimenzioniranje konstrukcije. Koeficient α_{NC} (enačba 2.14, 2.35, in 2.42) smo določili ob uporabi mediane spektrov akceleroگرامov (slika 2.9a), ki smo jih uporabili že za izračun redukcijskega faktorja r_μ in jih bomo uporabili tudi za kontrolo odziva konstrukcije. Vrednost spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času iz mediane spektrov akceleroگرامov, skaliranih na a_{gNC} (tj. vrednost spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času konstrukcije in stanju blizu porušitve na osnovi ciljne zanesljivosti S_{aNC}), znaša $1,10$ g.

$$r_{dc} = \frac{\alpha_D}{\alpha_{NC}} = \frac{0,77}{0,71} = 1,08 \quad (2.45)$$

Korak 5: Projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti $a_{gD} = 0,095 \text{ g}$ smo izračunali tako, da smo pospešek $a_{gC} = 1,86 \text{ g}$ reducirali s faktorji $r_{ls} = 1,2$, $r_{NC} = 15,2$ in $r_{dc} = 1,08$. Konstrukcijo tako projektiramo ob uporabi pospeška tal a_{gD} in predpostavljene oblike na osnovi elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 (slika 2.9b).

$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r_{ls} \cdot r_{NC} \cdot r_{dc}} = \frac{1,86 \text{ g}}{1,2 \cdot 15,2 \cdot 1,08} = 0,095 \text{ g} \quad (2.46)$$



Slika 2.9: a) primerjava med ciljnim spektrom kapacitete na osnovi ciljne zanesljivosti in elastičnim spektrom po Evrokodu 8 za Ljubljano; b) projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti $P_t = 1 \cdot 10^{-5}$ v primerjavi s projektnim spektrom po Evrokodu 8 ($q=3,9$).

Figure 2.9: a) median risk-targeted spectrum associated with a_{gNC} for a structure located in Ljubljana, in comparison with the elastic acceleration spectra from Eurocode 8; and b) the acceleration spectra corresponding to risk-targeted peak ground accelerations a_{gD} for target probability of collapse $P_t = 1 \cdot 10^{-5}$ and elastic design spectrum according to Eurocode 8 ($q=3,9$).

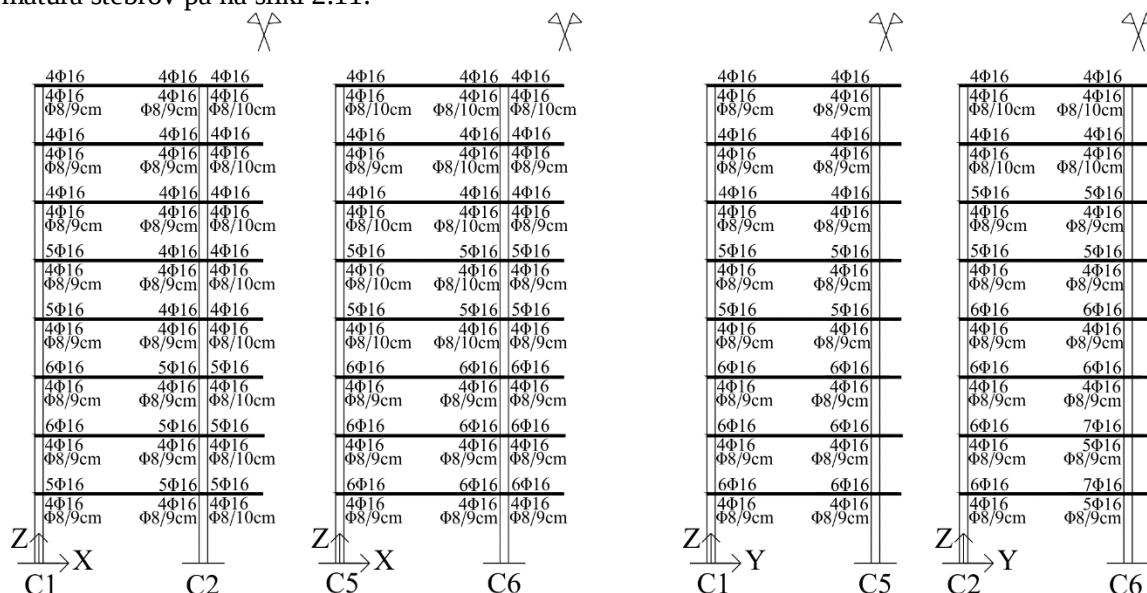
Vrednost projektnega pospeška tal je manjša od pospeška tal za Ljubljano na tleh tipa A, ki ustreza povratni dobi 475 let ($a_{gR} \cdot S = 0,25 \cdot 1 = 0,25 \text{ g}$). Iz te primerjave ne moremo direktno sklepati o vplivih na konstrukcijo, saj se pospeška pri določevanju projektnih obremenitev uporabljata po različnih postopkih. Če želimo iz primerjave projektnih pospeškov tal sklepati o velikosti projektnih potresnih sil, je treba a_{gD} primerjati s t.i. ekvivalentnim projektnim pospeškom tal po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a), ki smo ga definirali kot $a_{gD,ekv,EC8} = a_{gR} \cdot S / q = 0,25/3,9 = 0,064 \text{ g}$. Ker je za obravnavan primer $a_{gD,ekv,EC8} < a_{gD}$, lahko sklepamo, da je treba armiranobetonski okvir projektirati na večje potresne sile, kot to določa Evrokod 8, če želimo zagotoviti, da je ciljna verjetnost porušitve v 50 letih manjša od 0,05 %. Takšna razlika je posledica sorazmerno stroge zahteve po ciljni verjetnosti porušitve. Podobno lahko sklepamo, če primerjamo projektni spekter po Evrokodu 8, ki bi ga uporabili za tak tip stavbe, ter srednjo stopnjo duktilnosti in projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti (slika 2.9b).

2.6.3 Dimenzioniranje konstrukcije

Pri projektiranju smo upoštevali projektni pospešek $a_{gD} = 0,095 \text{ g}$ in pripadajoči spekter na osnovi elastičnega spektra po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a) (slika 2.9b). Upoštevali smo tudi enakomerno zvezno porazdeljeno lastno in stalno obtežbo v skupini velikosti $9,0 \text{ kN/m}^2$ ter spremenljivo zvezno porazdeljeno obtežbo v velikosti $3,0 \text{ kN/m}^2$. Kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo preverili po priporočilih Evrokoda 8. Dodatno povečanje obremenitve zaradi vpliva teorije drugega reda ni bilo potrebno. Celotna projektna potresna sila je znašala 1624 kN v smeri X in 1557 kN v smeri Y, kar predstavlja $7,1 \%$ oziroma $6,8 \%$ celotne teže konstrukcije.

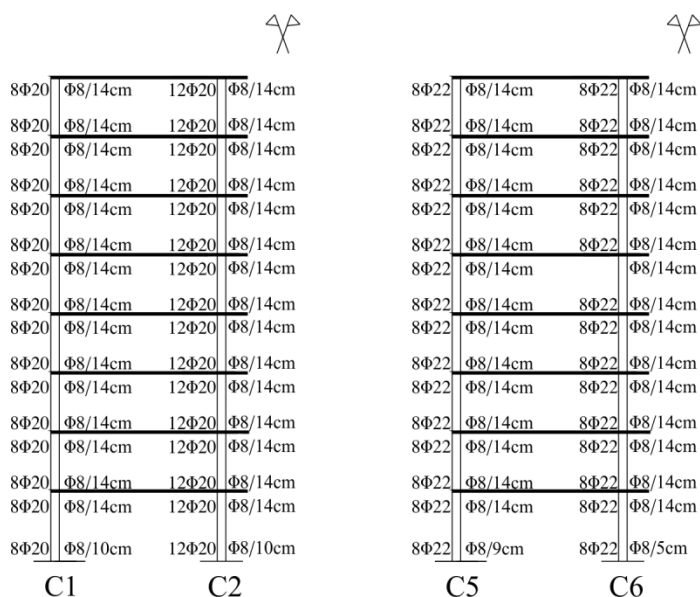
Armatura smo dimenzionirali po metodi načrtovanja nosilnosti, kot določa Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Stavbo smo dimenzionirali za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Upoštevali smo kriterij za minimalno količino vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredeh, kriterij za minimalno razdaljo med armaturnimi palicami vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredeh, kriterij za razmerje med »pozitivno« in »negativno« armaturo v gredeh ter kriterij za doseg globalne duktilnosti okvirne konstrukcije.

»Negativna« armatura na krajiščih gred je bila večinoma določena iz projektnih obremenitev. Samo v zgornji etaži je bil na nekaterih mestih kritičen pogoj minimalnega armiranja. »Pozitivna« armatura na krajiščih gred je bila za večino gred določena iz pogoja Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a), ki zahteva, da je armature v tlačni coni najmanj polovico toliko kot v natezni coni. Strižna armatura gred v celoti izhaja iz metode načrtovanja nosilnosti. Podobno velja za vzdolžno in strižno armaturo stebrov. Izbrana armatura v prerezih gred na koncih elementa je shematično prikazana na sliki 2.10, armatura stebrov pa na sliki 2.11.



Slika 2.10: Shematični prikaz armature gred v prerezih na koncih elementa.

Figure 2.10: Reinforcement of the cross-section at the end of the beams.



Slika 2.11: Shematični prikaz armature stebrov prerezih na koncih elementa.

Figure 2.11: Reinforcement of the cross-section at the end of the columns.

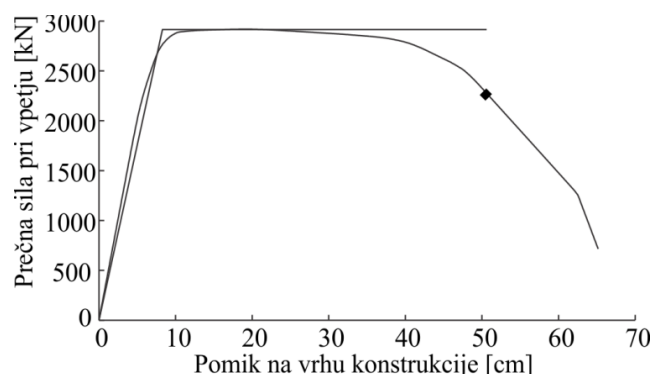
2.6.4 Odziv konstrukcije in kontrola uporabljenih predpostavk pri projektiranju

Projektiranje konstrukcije na osnovi linearno elastične analize v kombinaciji z metodo načrtovanja nosilnosti bomo kontrolirali od uporabi poenostavljenega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo, ki ga bomo definirali na podlagi rezultatov potisne analize. S to kontrolo želimo določiti oceno mediane pospeškov tal a_{gNC}^A , ki povzročijo stanje blizu porušitve, in določiti dejansko (angl. *actual*) »izračunano« vrednost redukcijskega faktorja r_{NC}^A , ki smo ga v fazi projektiranja predpostavili.

Pri izdelavi nelinearnega modela stavbe smo sledili določilom Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a). Elemente konstrukcije smo modelirali z linijskimi elementi, pri čemer smo nelinearnost simulirali v plastičnih členkih na krajiščih elementov. Podrobnosti glede modeliranja konstrukcij s poenostavljenim nelinearnim modelom so podane v poglavju 4.6. Ker gre za simulacijo odziva konstrukcije, smo za trdnost materiala privzeli srednje vrednosti ($f_{cm}=38\text{MPa}$, $f_{ym}=570\text{ MPa}$). Vse analize smo opravili z odprtokodnim programom za potresne analize OpenSees (McKenna & Fenves, 2010) v kombinaciji PBEE toolbox (Dolšek, 2010), ki je bil razvit za lažjo uporabo programa OpenSees.

Potisno analizo smo izvedli samo za glavno smer X konstrukcije z upoštevanjem modalne razporeditve horizontalnih sil po višini. Dobljeno potisno krivuljo (slika 2.12) smo idealizirali. Omeniti velja, da se idealizirana krivulja konča pri pomiku, ki ustreza stanju blizu porušitve. Stanje blizu porušitve smo definirali pri pomiku, ki ustreza 80-odstotnemu padcu nosilnosti v postkritičnem območju. Prečna sila na meji tečenja konstrukcije F_y (ki je enaka maksimalni nosilnosti konstrukcije) znaša 2932 kN, pomika konstrukcije na meji tečenja D_y in pri stanju blizu porušitve D_{NC} pa 7,8 cm in 50,0 cm. Nosilnost konstrukcije je pričakovano bistveno višja od projektne prečne sile, kar je posledica upoštevanja številnih projektnih dejavnikov, ki vplivajo na nosilnost konstrukcije. Prispevke

posameznih projektnih dejavnikov k nosilnosti tipičnih armiranobetonskih konstrukcij smo določevali v poglavjih 4.7 in 4.8.



Slika 2.12: Potisna krivulja in idealizirana potisna krivulja za odziv 8-etažne konstrukcije v smeri X. Diamantni znak na potisni krivulji označuje mejno stanje blizu porušitve konstrukcije.

Figure 2.12: Pushover curve and idealized base shear – top displacement relationship in direction X for an 8-storey building. The diamond-shaped point on the pushover curve corresponds to the near-collapse displacement.

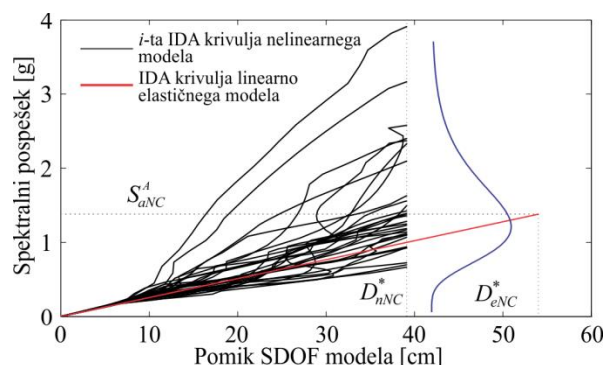
2.6.4.1 Redukcijski faktor r_{NC}

V splošnem je mogoče redukcijski faktor r_{NC} izračunati na osnovi parametričnih analiz v povezavi z eksperimenti. Ne glede na to, kako se določi redukcijski faktor v fazi projektiranja, je določen le približno, saj so dejanske lastnosti konstrukcije predmet projektiranja. Zato je priporočljivo vrednost redukcijskega faktorja preveriti na osnovi nelinearne analize in tako ugotoviti, ali je bila predpostavljena vrednost za redukcijski faktor dovolj natančna. Dejansko »izračunano« vrednost redukcijskega faktorja r_{NC}^A bomo izračunali ob upoštevanju enačbe 2.16. Zato moramo določiti projektno prečno silo z upoštevanjem samo prve nihajne oblike F_{d1} , dejansko vrednost duktilnosti konstrukcije pri stanju blizu porušitve μ_{NC}^A in faktor neelastičnega odziva konstrukcije C_1 .

Projektno prečno silo z upoštevanjem samo prve nihajne oblike $F_{d1} = 1453$ kN smo izračunali ob upoštevanju enačbe 2.32. Efektivna masa za prvo nihajno obliko znaša $m_{eff,1} = 1920$ t, projektni spektralni pospešek pri prvem nihajnem času v smeri X pa $S_a(T_1) = a_{gD} \cdot S \cdot 2,5 \cdot T_C / T_1 = 0,094 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 0,4 / 1,23 = 0,077 g$. Duktilnost konstrukcije μ_{NC}^A smo izračunali kot razmerje pomika pri stanju blizu porušitve in pomika konstrukcije na meji tečenja $\mu_{NC}^A = D_{NC} / D_y = 50,0 / 7,8 = 6,43$.

Faktor neelastičnega odziva konstrukcije C_1 izračunamo po postopku, ki smo ga že podrobno opisali pri določanju redukcijskega faktorja r_μ v fazi projektiranja konstrukcije (glej poglavje 2.6.2). Nelinearni SDOF model za analizo IDA definiramo iz rezultatov potisne analize konstrukcije. Potisno krivuljo naprej idealiziramo z bilinearno ovojnicco. Silo $F_y^* = 2296$ kN in pomik $D_y^* = 6,1$ cm na meji tečenja nelinearnega SDOF modela definiramo z redukcijo prečne sile $F_y = 2932$ kN in $D_y = 7,8$ cm MDOF modela konstrukcije na meji tečenja s transformacijskim faktorjem $\Gamma_1 = 1,28$ (enačba 2.30). Na enak način definiramo tudi pomika nelinearnega SDOF modela pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{nNC}^* = D_{NC} / \Gamma_1 = 50,0 \text{ cm} / 1,28 = 39,2$ cm. Maso nelinearnega SDOF modela $m^* = 1504$ t določimo kot v enačbi 2.30. Na sliki 2.13 lahko opazimo, da je za opisan model in skupino akceleroگرامov s

slike 2.5a pomik linearno elastičnega SDOF modela ($D_{eNC}^* = 54,1$ cm) večji od pomika nelinearnega modela, zato je faktor neelastičnega odziva konstrukcije C_I manjši od 1 ($C_I = 0,73$).



Slika 2.13: IDA krivulja nelinearnega in linearno elastičnega modela.

Figure 2.13: IDA curves for a non-linear and linear elastic SDOF model.

Dejansko vrednost redukcijskega faktorja r_{NC}^A lahko sedaj določimo po enačbi 2.16:

$$r_{NC}^A = r_{\mu}^A \cdot r_s^A = \frac{\mu_{NC}^A}{C_I} \cdot \frac{F_y}{F_{d1}} = \frac{6,43}{0,73} \cdot \frac{2932}{1453} = 8,87 \cdot 2,02 = 17,2 \quad (2.47)$$

kjer sta r_{μ}^A dejanski redukcijski faktor zaradi duktilnosti konstrukcije in r_s^A dejanski redukcijski faktor zaradi dodatne nosilnosti konstrukcije. Dejanski redukcijski faktor r_{NC}^A je nekoliko večji od predpostavljenega, zato je večja tudi ocenjena mediana pospeška tal pri porušitvi konstrukcije, ki jo izračunamo kot:

$$a_{gC}^A = a_{gD} \cdot r_{ls} \cdot r_{NC}^A \cdot r_{dc} = 0,095 \cdot 1,2 \cdot 17,9 \cdot 1,08 = 2,20 \text{ g} \quad (2.48)$$

Ocenjena mediana pospeška tal pri porušitvi konstrukcije $a_{gC}^A = 2,20 \text{ g}$ je bistveno večja od pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti $a_{gC} = 1,86 \text{ g}$, ki izhaja iz ciljne verjetnosti porušitve $P_f = 1 \cdot 10^{-5}$. Razlika med pospeški je posledica nekoliko večje dejanske duktilnosti konstrukcije od predpostavljene. Glede na to, da je ocenjena mediana pospeškov tal pri porušitvi konstrukcije za 15 % večja od ciljnega pospeška, lahko sklepamo, da je verjetnost porušitve, ob upoštevanju vseh ostalih predpostavk, ki jih nismo dokazovali (β_C in r_{ls}), manjša od ciljne verjetnosti porušitve.

3 DEFINICIJA FAKTORJA OBNAŠANJA NA OSNOVI CILJNE ZANESLJIVOSTI

Vpeljava redukcijskega faktorja za določitev projektne potresne obtežbe je pomembno vplivala na razvoj potresnoodporne gradnje, saj je rešila problem nezdružljivosti ciljev pri projektiranju, kjer so običajno dovoljene močne poškodbe objekta, in načinom projektiranja konstrukcij, ki tradicionalno temelji na linearno elastični analizi. Faktor obnašanja q (SIST EN 1998, 2005a) se uporablja zavoljo redukcije t.i. elastičnih potresnih sil na projektne potresne sile, ki jih nato neposredno uporabimo za dimenzioniranje elementov konstrukcije. »Elastične sile« dobimo iz elastičnega spektra pospeškov, ki ga definirata oblika spektra (t.i. Newmark - Hallova oblika spektra) in izbrana vrednost projektne pospeška tal (Evrokod ga označuje a_{gR} , v doktorski disertaciji v izogib zmešnjavi s projektnim pospeškom tal na osnovi ciljne zanesljivosti (a_{gD}) govorimo o pospešku tal a_{g475}), ki običajno ustreza povratni dobi 475 let. Projektne potresne sile pa dobimo z uporabo projektne spektra pospeškov.

Ozadje določanja faktorja obnašanja q lahko najdemo v različnih razlagalnih dokumentih k standardu Evrokod 8 (npr. Fajfar et al., 2009; Fardis et al., 2015). Avtorji faktor obnašanja q definirajo kot produkt redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti r_s in redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti konstrukcij r_μ :

$$q = r_\mu \cdot r_s \quad (3.1)$$

Redukcijski faktor r_s definirajo kot razmerje med maksimalno prečno silo F_{max} in projektno prečno silo F_d , redukcijski faktor r_μ pa po analogiji z enačbo 2.26. Omenjena definicija faktorja obnašanja je skoraj identična definiciji redukcijskega faktorja r_{NC} iz poglavja 2, velja pa poudariti, da avtorji (Fajfar et al., 2009; Fardis et al., 2015) v razlagah ozadja vrednosti faktorja obnašanja q omenjajo, da so vrednosti q faktorja iz Evrokoda 8 določene empirično na podlagi opazovanja obnašanja konstrukcij med potresi. Zato se navadno tudi vrednosti faktorja obnašanja q in redukcijskega faktorja r_{NC} razlikujejo. Razliko med vrednostma bomo v nadaljevanju razložili z uporabo verjetnostnega pristopa, kjer bomo tudi pokazali, da je »empirični« del faktorja obnašanja q povezan predvsem s ciljno zanesljivostjo objekta.

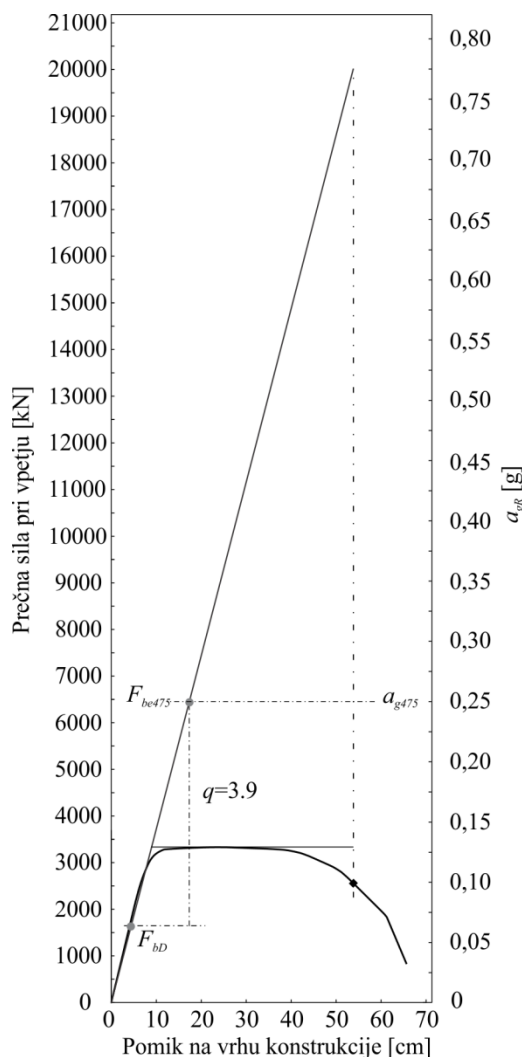
3.1 Primer odziva konstrukcije projektirane po Evrokodu 8

Omenili smo, da je faktor obnašanja q določen empirično na podlagi opazovanja obnašanja konstrukcij med potresi. Posledično se seveda pojavlja razlika med vrednostjo q faktorja, ki jo v fazi projektiranja predpostavimo, in dejansko ocenjeno vrednostjo. Za predstavo o velikosti razlike med obema vrednostma faktorja obnašanja bomo le-to ocenili na primeru 8-etažne armiranobetonske okvirne. Konstrukcijo, ki stoji v Ljubljani na tleh tipa C, smo projektirali ob upoštevanju določil standardov Evrokod (SIST EN 1998, 2005a; SIST EN 1992, 2005) za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM - angl. *ductility class medium*) in faktorja obnašanja $q = 3,9$. Projektni pospešek tal (na skali) znaša $a_{g475} = 0,25$ g. Osnovni nihajni čas v smeri X konstrukcije znaša 1,23 s, projektna potresna sila pri vpetju pa $F_D = 1648$ kN in ustreza približno 7,4 % teže konstrukcije. Podrobnejše podatke o dimenzioniranju konstrukcije lahko bralec najde v poglavju 4.5, na tem mestu pa jih ne bomo podajali.

Na konstrukciji smo nato izvedli potisno analizo (glej poglavje 4.7) ob upoštevanju modalne razporeditve sil po višini za smer X konstrukcije, pri čemer smo nelinearni model konstrukcije definirali ob upoštevanju srednjih vrednosti materialnih karakteristik, saj le-te najverjetneje nastopajo v dejanski konstrukciji. Potisno krivuljo za obravnavano konstrukcijo prikazujemo na sliki 3.1. Dodana je tudi idealizirana potisna krivulja in potisna krivulja linearno elastičnega modela do pomika, ki nelinearni model konstrukcije privede v stanje blizu porušitve. Zaradi lažje razlage smo na vertikalni osi grafa konstrukcije poleg prečne sile pri vpetju zabeležili tudi pospešek tal na skali, ki povzroči pripadajočo prečno silo pri vpetju. Transformacijo iz sil na pospeške tal smo opravili z N2 metodo (Fajfar, 2000). Masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* znaša 1504 t, faktor participacije Γ pa 1,28. Opazimo lahko, da nelinearni model konstrukcije zapusti elastično območje pri prečni sili pri vpetju $F_y = 3332$ kN oziroma pomiku $D_y = 9,0$ cm, kar ustreza pospešku tal približno 0,13 g. Omenjena vrednost je približno enkrat manjša od projektnega pospeška tal, ki smo ga uporabili za projektiranje konstrukcij ($a_{g475} = 0,25$ g). Pospešek tal, ki nelinearni model konstrukcije privede v stanje blizu porušitve, lahko približno določimo ob upoštevanju pravila enakosti pomikov linearno elastične in nelinearne konstrukcije, ki razmeroma dobro velja za konstrukcije z osnovnim nihajnim časom, večjim od T_C . Pomik pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{NC} = 53,8$ cm tako povzroči pospešek tal (na skali) $a_{qNC}^A = 0,78$ g, kar je približno trikrat več od projektnega pospeška tal ($a_{g475} = 0,25$ g).

Faktor dodane nosilnosti konstrukcije r_s , ki ga izračunamo kot razmerje med prečno silo pri vpetju na meji tečenja $F_y = 3332$ kN in projektno prečno silo $F_D = 1648$ kN, znaša 2, duktilnost konstrukcije pa $\mu_{NC} = D_{NC}/D_y = 53,8/9,0 = 6$. Ob upoštevanju pravila enakosti pomikov linearno elastične in nelinearne konstrukcije znaša tudi redukcijski faktor zaradi duktilnosti $r_\mu^A = 6$. Produkt faktorja dodane nosilnosti konstrukcije r_s^A in redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_μ^A torej znaša 12, kar je približno trikrat več od predpostavljene vrednosti faktorja obnašanja $q = 3,9$, ki smo ga uporabili v procesu dimenzioniranja.

Na enostavnem primeru računa odziva 8-etažne okvirne konstrukcije smo pokazali, da je q faktor po Evrokodu 8 ($q = 3,9$) dejansko precej manjši od produkta dejanskih redukcijskih faktorjev duktilnosti in dodatne nosilnosti ($r_{NC}^A = 12$). Podobno velike vrednosti redukcijskega faktorja so na osnovi preliminarne analize ocenili Fajfar in sodelavci (2009). Ugotovili so, da se vrednost faktorja dodatne nosilnosti za sodobne armiranobetonske stavbe giblje v območju med 2 in 3, duktilnost pa v območju med 4 in 5, pri čemer avtorji ne navajajo, na katero mejno stanje se nanaša duktilnost. Iz podatkov lahko hitro izračunamo, da je redukcijski faktor za sodobne armiranobetonske stavbe v območju med 8 in 15. Te ocene veljajo za stavbe s srednjimi in dolgimi vrednostmi nihajnih časov. Vrednosti faktorja obnašanja za armiranobetonske stavbe so bistveno manjše in se gibljejo med 1,5 in 6,75 (SIST EN 1998, 2005a). Zgornja meja faktorja obnašanja se lahko uporabi za armiranobetonske okvire, če bi bili projektirani za visoko stopnjo duktilnosti (DCH – angl. *ductility class high*). Ker pa se večino objektov v Sloveniji gradi za srednjo stopnjo duktilnosti, je zgornja meja faktorja obnašanja nižja in znaša 4,5.



Slika 3.1: Potisna krivulja za linearno elastičen in nelinearen model 8-etažne armiranobetonske konstrukcije.

Figure 3.1: Pushover curve for a linear elastic and non-linear model of an 8-storey reinforced concrete structure.

Predstavljeni primer analize odziva konstrukcije potrjuje trditev, da je q faktor deloma določen empirično z opazovanjem odziva konstrukcij med potresi, tako da konstrukcije dosežejo primerno stopnjo zanesljivosti. Poudariti je treba tudi, da vrednosti redukcijskih faktorjev iz analize odziva konstrukcije (navadno so nekajkrat večje od q faktorja po Evrokodu) pri projektiranju ne smemo uporabiti. To seveda velja le v primeru, da projektne potresne obremenitve določamo ter konstrukcije projektiramo strogo ob upoštevanju vseh določil (minimalnih zahtev, metode načrtovanja nosilnosti, pravil za zagotovitev lokalne duktilnosti elementov) trenutne verzije standarda (SIST EN 1998, 2005a). Jasno je tudi, da je ciljni pospešek pri porušitvi bistveno večji od projektnega pospeška tal, ki ustreza povratni dobi 475 let (a_{g475}). Projektni pospešek tal za povratno dobo 475 let a_{g475} lahko tako razumemo kot neko referenčno vrednost pospeška tal in ne kot na primer ciljno vrednost mediane pospeškov tal za stanje (blizu) porušitve konstrukcije. Tezo lahko podkrepimo s podatkom, da bi bila verjetnost porušitve objekta v 50 letih v primeru, da bi bila mediana pospeška pri porušitvi enaka a_{g475} , tudi večja od 20 % (Žižmond & Dolšek, 2015), kar je nesprejemljivo. Omenjenega dejstva se je treba še kako zavedati pri določanju projektne zahteve za nove tipe konstrukcij.

3.2 Izpeljava faktorja obnašanja q na osnovi ciljne zanesljivosti

V tem poglavju bomo na podlagi verjetnostnega pristopa ovrednotili t.i. empirično komponento faktorja obnašanja q , kot je trenutno definiran v Evrokodu 8. Zaradi enostavnosti razlage najprej predpostavimo, da je projektni spekter (ki nam služi za določanje projektnih obremenitev elementov konstrukcije) enak elastičnemu spektru, le da je zmanjšan za faktor q . Pospešek tal a_{gD} , ki definira projektni spekter, lahko tako zapišemo kot:

$$a_{gD} = \frac{a_{gTR}}{q} \quad (3.2)$$

V zgornji enačbi je a_{gTR} pospešek tal za povratno dobo T_R . Evrokod (SIST EN 1998, 2005a) za objekte običajne pomembnosti uporablja $T_R = 475$ let. Pospešek a_{gD} smo definirali tudi na podlagi verjetnostnega pristopa (enačba 2.11). Če enačbo 2.11 vstavimo v enačbo 3.2 in iz nje izrazimo faktor q , dobimo:

$$q = \frac{a_{gTR}}{a_{gNC}} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC} = \frac{a_{gTR}}{a_{gC}} \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_{NC} = \frac{a_{gTR}}{a_{gC}} \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_s \cdot r_\mu \quad (3.3)$$

Faktor obnašanja q je tako izražen kot produkt razmerja med dvema pospeškoma (a_{gTR} in a_{gC}), redukcijskimi faktorji (r_{ls} , r_s , r_μ) in faktorjem r_{dc} . Razmerje med pospeškom a_{gTR} , ki je navadno podan kar na kartah potresne nevarnosti, in pospeškom tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} definira korekcijski faktor C_P :

$$C_P = \frac{a_{gTR}(H(a_g), T_R)}{a_{gC}(P_t, H(a_g), \beta_C)} \quad (3.4)$$

Korekcijski faktor C_P lahko formulirano v različnih oblikah. Če na primer a_{gC} izrazimo z a_{gPt} , dobimo (enačba 2.6) naslednjo obliko:

$$C_P = \frac{a_{gTR}(H(a_g), T_R)}{a_{gPt}(P_t, H(a_g))} \cdot e^{-\frac{k\beta_C^2}{2}} \quad (3.5)$$

Pospeška tal a_{gTR} in a_{gPt} , ki po definiciji pripadata povratnim dobam $T_R = 1/H(a_{gTR})$ in $T_{Pt} = 1/H(a_{gPt}) = 1/P_t$, lahko ob uporabi približne funkcije potresne nevarnosti $H(a_g) = k_0 a_g^{-k}$ definiramo kot:

$$a_{gTR} = (k_0 T_R)^{\frac{1}{k}}, a_{gPt} = (k_0 / P_t)^{\frac{1}{k}} \quad (3.6)$$

Če vstavimo enačbo 3.6 v enačbo 3.5 in dobljeno enačbo nekoliko okrajšamo, dobimo naslednjo obliko korekcijskega faktorja C_P :

$$C_P = (T_R \cdot P_t)^{\frac{1}{k}} \cdot e^{-\frac{k\beta_C^2}{2}} \quad (3.7)$$

Faktor obnašanja q iz ciljne zanesljivosti lahko torej definiramo kot:

$$q = C_P \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_s \cdot r_\mu \quad (3.8)$$

Iz enačbe 3.8 lahko vidimo, da faktor obnašanja q , definiran na podlagi verjetnostnega pristopa, ni odvisen samo od redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti r_μ in duktilnosti r_s , temveč tudi od povratne dobe T_R , ki jo uporabimo za določitev referenčnega pospeška tal a_{gTR} , ciljne verjetnosti porušitve P_t , funkcije potresne nevarnosti (oziroma v poenostavljeni različici od naklona funkcije potresne nevarnosti k), standardne deviacije logaritmov pospeškov β_C , ki povzročijo porušitev, ter opcijskih redukcijskih faktorjev r_{ls} in r_{dc} . Primerjava enačb 3.1 in 3.8 nam pove, da empirično komponento sestavljajo korekcijski faktor C_P ter opcijska faktorja r_{ls} in r_{dc} . Izkaže se, da je za velikost empirične komponente bistven korekcijski faktor C_P , saj sta vrednosti redukcijskih faktorjev r_{ls} in r_{dc} blizu 1.

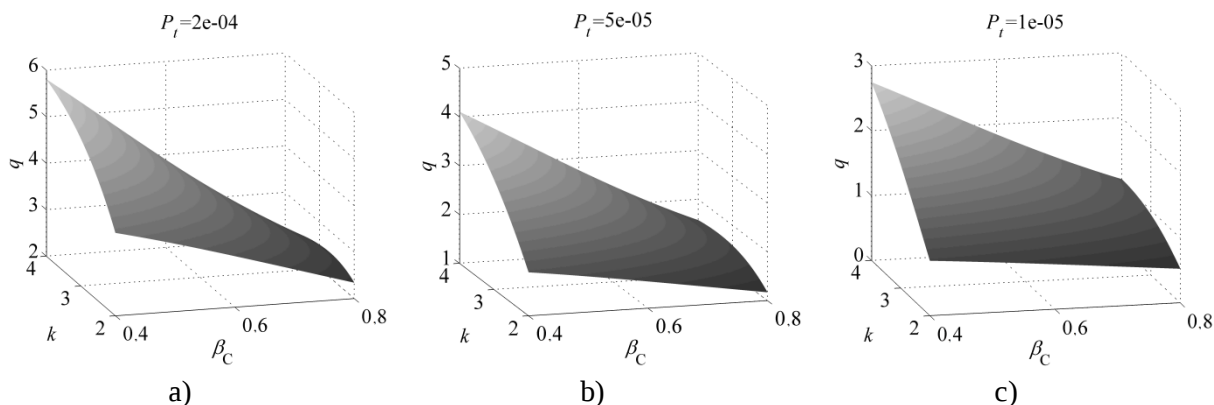
Velja omeniti, da negotovosti pri gradnji in projektiranju, ki lahko pomembno vplivajo na odziv konstrukcije, niso izrecno upoštevane v faktorju obnašanja na osnovi ciljne zanesljivosti. Negotovosti v smislu slabega in nenatančnega projektiranja ter površne, nezadovoljive in nenadzorovane gradnje objektov lahko bistveno zmanjšajo dodatno nosilnost in duktilnost konstrukcij. Negativni učinek negotovosti pri gradnji bi tako lahko upoštevali v manjših vrednostih duktilnosti in/ali redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti, ki jih je treba predpostaviti v fazi določanja faktorja obnašanja q .

3.3 Ocena vpliva parametrov na velikost faktorja obnašanja q na osnovi zanesljivosti

Faktor obnašanja na osnovi ciljne zanesljivosti v splošnem izračunamo z enačbo 3.8. V odvisnosti od natančnosti funkcije potresne nevarnosti lahko pri tem uporabimo različne enačbe za izračun korekcijskega faktorja C_P (tj. enačbe 3.4, 3.5 ali 3.7). Ker funkcije potresne nevarnosti na lokaciji objekta za zelo dolge povratne dobe (t.j. npr. $T_R > 100000$) niso dovolj točno izračunane, je uporaba enačbe 3.7 v zaključeni obliki smiselna in upravičena, čeprav sloni na predpostavki o linearni funkciji potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. Korekcijski faktor C_P lahko seveda v vsakem primeru izračunamo z enačbo 3.4. V takšnih primerih pospešek a_{gTR} enostavno določimo s kart potresne nevarnosti, pri čemer moramo upoštevati tip tal, na katerih stoji konstrukcija, pospešek a_{gC} pa izračunamo z numerično integracijo enačbe 2.2 ob upoštevanju pogoja $P_C = P_t$. Na ta način se tudi izognemo aproksimaciji funkcije potresne nevarnosti.

Videli smo, da je faktor obnašanja q , če ga izpeljemo z uporabo verjetnostnega postopka, odvisen od potresne nevarnosti na lokaciji in negotovosti med potresnim odzivom. Potresno nevarnost na lokaciji lahko na poenostavljen način zajamemo s koeficientom funkcije potresne nevarnosti k , negotovost med potresnim odzivom pa s standardno deviacijo pospeškov pri porušitvi konstrukcije β_C . Na sliki 3.2 prikazujemo vpliv omenjenih parametrov na velikost faktorja obnašanja za tri različne ciljne zanesljivosti $P_t = [2 \cdot 10^{-4}, 5 \cdot 10^{-5}, 10^{-5}]$. Uporabili smo vrednosti naklona funkcije potresne nevarnosti $k \in [2, 4]$ in standardne deviacije $\beta_C \in [0, 4, 0, 8]$. Predpostavili smo tudi, da je redukcijski faktor

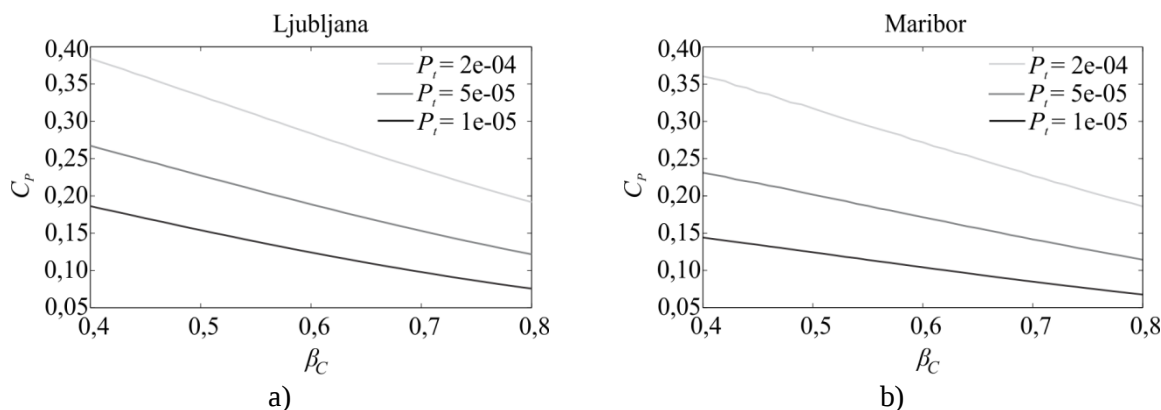
$r_{NC} = r_{\mu} \cdot r_s = 12$ neodvisen od q faktorja, upoštevali $r_{ls} = 1,2$ (Brozovič & Dolšek, 2011) ter zaradi enostavnosti upoštevali $r_{dc} = 1$. Opazimo lahko (slika 3.2), da vrednosti β_C in k precej vplivajo na velikost q faktorja, katerega vrednosti variirajo med 2,2 in 5,8 v primeru $P_t = 2 \cdot 10^{-4}$, med 1,2 in 4,1 v primeru $P_t = 5 \cdot 10^{-5}$ in med 0,5 in 2,8 v primeru $P_t = 10^{-5}$. Jasno je, da se faktor obnašanja q zmanjšuje, ko se ciljna verjetnost porušitve zmanjšuje. Za $k = 3$ in $\beta_C = 0,60$ se npr. faktor obnašanja zmanjša za faktor 2,7, če se ciljna verjetnost porušitve zmanjša s $P_t = 2 \cdot 10^{-4}$ na $P_t = 10^{-5}$. Nadalje se faktor obnašanja q zmanjšuje, če se β_C povečuje, saj večja nezanesljivost v odzivu konstrukcije povečuje projektni pospešek tal iz ciljne zanesljivosti a_{gD} .



Slika 3.2: Faktor obnašanja q za tri ciljne verjetnosti porušitve, izračunan ob upoštevanju redukcijskega faktorja $r_{NC} = 12$, redukcijskega faktorja med mejnimi stanji $r_{ls} = 1,2$, faktorja $r_{dc} = 1$ in povratne dobe $T_R = 475$ let. Faktor obnašanja q je predstavljen kot funkcija naklona k funkcije potresne nevarnosti v logaritemskem merilu in standardne deviacije β_C .

Figure 3.2: Behaviour factor q for three levels of target collapse risk and for a given value of reduction factor $r_{NC} = 12$, limit-state reduction factor $r_{ls} = 1,2$, factor $r_{dc} = 1$, and a return period of $T_R = 475$ years. The q factor is presented as a function of the slope k of the hazard function in the log domain and the standard deviation β_C .

Na sliki 3.3 prikazujemo vrednosti koeficienta C_P za dve lokaciji (Ljubljana in Maribor) in tri ciljne zanesljivosti ($1 \cdot 10^{-5}$, $5 \cdot 10^{-5}$, $2 \cdot 10^{-4}$) v odvisnosti od raztrosa pospeškov pri porušitvi β_C . Koeficient C_P smo določili ob uporabi enačbe 3.4. Pospešek a_{gC} smo izračunali z numerično integracijo enačbe 2.2 ob upoštevanju pogoja $P_C = P_t$. Uporabili smo neapksimirane funkcije potresne nevarnosti, ki smo jih določili na podlagi metodologije, ki je bila uporabljena za izračun kart potresne nevarnosti (Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003) (glej tudi poglavje 6.1.1.1). Koeficient C_P je edini faktor v enačbi za izračun q faktorja, ki je neposredno vezan na potresno nevarnost. Vrednosti koeficienta C_P znašajo med 0,38 (Ljubljano, $\beta_C = 0,40$ in $P_t = 2 \cdot 10^{-4}$) in 0,08 (Maribor, $\beta_C = 0,80$ in $P_t = 1 \cdot 10^{-5}$). Vrednosti koeficienta C_P so za Ljubljano malenkostno manjše kot za Maribor. Na primer za Ljubljano $\beta_C = 0,60$ in $P_t = 1 \cdot 10^{-5}$ znaša vrednost faktorja $C_P = 0,12$, za Maribor in ista parametra β_C in P_t pa $C_P = 0,10$. Vrednost koeficienta C_P se z večanjem raztrosa manjša, pri čemer se vrednost koeficienta C_P manjša hitreje pri manjših verjetnostih porušitve P_t . Razmerje med vrednostjo koeficienta C_P pri $\beta_C = 0,80$ in vrednostjo koeficienta C_P pri $\beta_C = 0,40$ pri isti ciljni zanesljivosti znaša med 1,9 in 2,5. Omenjeno tudi pomeni, da je projektni pospešek tal iz ciljne zanesljivosti a_{gD} v primeru raztrosa $\beta_C = 0,80$ za približno dvakrat večji od pospeška pri raztrosu $\beta_C = 0,40$, če seveda velja, da so redukcijski faktorji (r_{ls} , r_s , r_{μ}) in faktor r_{dc} neodvisni od C_P oziroma a_{gD} .



Slika 3.3: Vrednosti korekcijskega faktorja C_P v odvisnosti od raztrosa mejnih pospeškov β_C za tri vrednosti ciljne zanesljivosti P_t za a) Ljubljano in b) Maribor. Za izračun a_{gTR} je bila uporabljena povratna doba $T_R = 475$ let.

Figure 3.3: Relationship between the value of correction factor C_P and standard deviation β_C for three values of target collapse risk P_t for a) Ljubljana and b) Maribor. The a_{gTR} for a return period of $T_R = 475$ was used in calculation of C_P .

3.4 Faktor pomembnosti

Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a) faktor pomembnosti vpeljuje z namenom razlikovanja med kategorijami pomembnosti objekta. Vrednosti faktorja pomembnosti objektov γ_I znašajo med 0,8 in 1,4 (SIST EN 1998, 2005a). Spodnjo vrednost uporabljamo za stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi (npr. kmetijske objekte), zgornjo vrednost pa za objekte, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito (npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno). Za običajne objekte uporabljamo $\gamma_I = 1$. Faktor pomembnosti se uporablja tako, da se korigira vrednost referenčnega pospeška tal za povratno dobo 475 let. Na ta način se korigira tudi povratna doba pospeška tal, ki ga uporabljamo za projektiranje. Takšen postopek pa nam na žalost ne daje informacij glede spremembe pričakovane zanesljivosti objekta. Zato bomo v nadaljevanju izpeljali izraz, ki nam bo omogočil vpogled v vpliv faktorja pomembnosti na verjetnost porušitve konstrukcije.

Verjetnost porušitve konstrukcije lahko na primer izračunamo ob uporabi enačbe 2.5. Če v enačbi 2.5 intenziteto im_C nadomestimo z ocenjeno mediano pospeškov tal pri porušitvi konstrukcije a_{gC}^A , dobimo:

$$P_C = k_0 \cdot a_{gC}^{A-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} = H(a_{gC}^A) \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} \quad (3.9)$$

Ocenjeno mediano pospeškov tal pri porušitvi konstrukcije a_{gC}^A lahko zapišemo kot produkt projektnega pospeška tal a_{gD} in redukcijskega faktorja r^A , ki je definiran kot produkt dejanskih vrednosti redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti r_s^A in duktilnosti r_μ^A , redukcijskega faktorja med mejnimi stanji r_{ls} in faktorja r_{dc} (glej poglavje 2.6.4.1):

$$a_{gC}^A = a_{gD} \cdot r^A = a_{gD} \cdot r_s^A \cdot r_\mu^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \quad (3.10)$$

Če enačbo 3.10 vstavimo v enačbo 3.9, dobimo enačbo za izračun verjetnosti porušitve, izraženo s projektnim pospeškom tal:

$$P_C = k_0 \cdot (a_{gD} \cdot r_s^A \cdot r_\mu^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc})^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} \quad (3.11)$$

Projektni pospešek tal a_{gD} lahko zapišemo na osnovi enačbe 3.2, pri čemer upoštevamo, da pospešek tal a_{gTR} ustreza povratni dobi $T_R = 475$ let in da faktor pomembnosti γ_I korigira pospešek tal a_{g475} :

$$a_{gD} = \frac{a_{g475} \cdot \gamma_I}{q} \quad (3.12)$$

Enačbo 3.12 sedaj vstavimo v enačbo 3.11. Dobimo izraz za izračun verjetnosti porušitve, ki je že odvisen od faktorja pomembnosti γ_I :

$$P_C = k_0 \cdot \left(\frac{a_{g475} \cdot \gamma_I}{q} \cdot r_s^A \cdot r_\mu^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} = k_0 \cdot a_{g475}^{-k} \left(\frac{q}{\gamma_I \cdot r_s^A \cdot r_\mu^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc}} \right)^k \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}} \quad (3.13)$$

Če upoštevamo še dejstvo, da člen $k_0 a_{g475}^{-k}$ predstavlja obratno vrednost povratne dobe pospeška a_{g475} (tj. $k_0 a_{g475}^{-k} = H(a_{g,475}) = 1/475$), lahko enačbo 3.12 še nekoliko poenostavimo in jo izrazimo kot funkcijo povratne dobe T_R , naklona funkcije potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah k , standardne deviacije logaritmov pospeškov pri porušitvi β_C , faktorja obnašanja q , faktorja pomembnosti γ_I , redukcijskih faktorjev r_{ls} , r_s^A , r_μ^A in faktorja r_{dc} :

$$P_C = \frac{e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{475} \left(\frac{q}{\gamma_I \cdot r_s^A \cdot r_\mu^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc}} \right)^k \quad (3.14)$$

Enačbo 3.14 smo uporabili za prikaz vpliva faktorja pomembnosti γ_I na verjetnost porušitve (slika 3.4). Vpliv faktorja pomembnosti na verjetnost porušitve smo izračunali za dve standardni deviaciji logaritmov pospeškov tal pri porušitvi ($\beta_C = 0,50$ in $\beta_C = 0,60$), pri čemer smo predpostavili, da so $r_{ls} = 1,2$, $r_{dc} = 1,0$ in $r_s^A \cdot r_\mu^A = 12$ neodvisni od faktorja pomembnosti (in posledično od projektne potresne sile). Verjetnosti porušitve (slika 3.4) smo izračunali za $q = 3,9$ (večetažne okvirne armiranobetonske konstrukcije), naklon funkcije potresne nevarnosti pospeška tal v logaritemskih $k = 2,8$ in referenčno povratno dobo pospeška tal $T_R = 475$ let. Precej zanimivo je ugotoviti, da povečanje faktorja pomembnosti z 1,0 na 1,4 zmanjša verjetnost porušitve le za faktor 2,6.

Zvezo med spremembo verjetnosti porušitve in uporabljenjo vrednostjo faktorja pomembnosti γ_I lahko tudi analitično izpeljemo. Za potrebe izpeljave najprej definirajmo, da dve po geometriji enaki konstrukciji projektiramo ob upoštevanju projektnih pospeškov tal $a_{gD1} = a_{g475} \cdot \gamma_{I,1} / q$ oziroma $a_{gD2} = a_{g475} \cdot \gamma_{I,2} / q$. Verjetnosti porušitev obeh konstrukcij ($P_{C,1}$, $P_{C,2}$) lahko izračunamo z uporabo enačbe 3.13 kot:

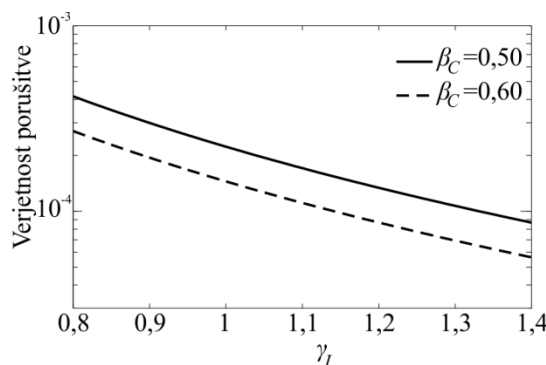
$$P_{C,1} = k_0 \cdot \left(\frac{a_{g475} \cdot \gamma_{I,1}}{q} \cdot r_{s,1}^A \cdot r_{\mu,1}^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_{C,1}^2}{2}} \quad (3.15)$$

$$P_{C,2} = k_0 \cdot \left(\frac{a_{g475} \cdot \gamma_{I,2}}{q} \cdot r_{s,2}^A \cdot r_{\mu,2}^A \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_{C,2}^2}{2}} \quad (3.16)$$

Razmerje med verjetnostmi porušitve obeh konstrukcij dobimo tako, da enačbo 3.15 delimo z enačbo 3.16. Dobljeni izraz se znatno poenostavi, če upoštevamo, da so vrednosti faktorjev, ki so povezani z odzivom konstrukcije ($r_s^A, r_{\mu}^A, \beta_C$), za obe konstrukciji enake (torej so neodvisne od projektnega pospeška tal a_{gD} , ki ga uporabimo za projektiranje). Razmerje med verjetnostmi porušitve konstrukcij, ki jih projektiramo ob upoštevanju faktorjev pomembnosti $\gamma_{I,1}$ in $\gamma_{I,2}$, lahko torej zapišemo kot:

$$\frac{P_{C,1}}{P_{C,2}} = \left(\frac{\gamma_{I,2}}{\gamma_{I,1}} \right)^k \quad (3.17)$$

Enačba 3.17 nam tako na primer pove, da povečanje projektnega pospeška tal za faktor $\gamma_{I,2}/\gamma_{I,1}$ povzroči zmanjšanje verjetnosti porušitve konstrukcije za faktor $(\gamma_{I,2}/\gamma_{I,1})^k$.



Slika 3.4: Odnos med (ciljno) verjetnostjo porušitve in faktorjem pomembnosti objektov za tipično armiranobetonsko večetažno okvirno konstrukcijo. V računu smo predpostavili, da znašajo faktor obnašanja $q = 3,9$, naklon funkcije potresne nevarnosti za pospešek tal $k = 2,8$, povratna doba pospeška tal $T_R = 475$ let in redukcijski faktorji $r_{NC} = r_s \cdot r_{\mu} = 12$, $r_{ls} = 1,2$ in $r_{dc} = 1,0$.

Figure 3.4: Relationship between (target) probability of collapse and the importance factor for a typical reinforced concrete multi-storey frame building assuming a constant value of behaviour factor $q = 3.9$, a hazard curve parameter for peak ground acceleration $k = 2.8$, a return period of ground acceleration $T_R = 475$, and reduction factors $r_{NC} = r_s \cdot r_{\mu} = 12$, $r_{ls} = 1.2$ and $r_{dc} = 1.0$.

3.5 Primer izračuna projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} ob uporabi faktorja obnašanja q na osnovi ciljne zanesljivosti.

V nadaljevanju podpoglavja bomo prikazali izračun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti, pri čemer bomo za razliko od poglavja 2.6 uporabili pristop na podlagi q faktorja. Postopek izračuna projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti je v nekaterih korakih enak postopku iz poglavja 2.6, zato bomo na teh mestih pojasnila o ozadju izračuna izpustili. Račun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti je sestavljen iz petih korakov: (1) izbira ciljne zanesljivosti P_t in referenčne povratne dobe T_R , (2) določitev (pridobitev) funkcije potresne nevarnosti,

(3) izračun pospeška tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} , referenčnega pospeška tal a_{gTR} za povratno dobo T_R , in korekcijskega koeficienta C_P , (4) predpostavitev redukcijskih faktorjev r_{ls} in r_{NC} , faktorja r_{dc} in izračun faktorja obnašanja q ter (5) izračun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} .

Korak 1: Izbrali smo vrednost $P=1 \cdot 10^5$ (glej poglavje 2.6.2) in referenčno povratno dobo $T_R = 475$ let. Omenjena referenčna povratna doba ustreza povratni dobi projektnega pospeška tal po Evrokodu 8.

Korak 2: Uporabili smo isto funkcijo nevarnosti kot v poglavju 2.6.2. Parametra funkcije potresne nevarnosti ($k = 4,3$ in $k_0 = 5,5 \cdot 10^{-6}$) smo nato določili z aproksimacijo funkcije potresne nevarnosti (slika 2.3, glej poglavje 2.6.2).

Korak 3: Korekcijski koeficient C_P smo izračunali iterativno po enačbi 3.4 in ob uporabi zaključene oblike (enačba 3.7). Pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} smo izračunali iterativno ob upoštevanju enačbe 2.2, zahteve $P_C = P$, celotne neaproksimirane funkcije potresne nevarnosti (slika 2.3), predpostavljeni lognormalni porazdelitvi pospeškov pri porušitvi konstrukcije in vrednosti standardne deviacije $\beta_C = 0,60$ (glej poglavje 2.6.2). Pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} znaša 1,86 g. Referenčni pospešek tal a_{gTR} za povratno dobo 475 let smo določili neposredno iz funkcije potresne nevarnosti, pri čemer znaša $a_{g475} = 0,25$ g. Korekcijski faktor C_P tako izračunamo kot:

$$C_P = \frac{a_{gTR}(H(a_g), T_R)}{a_{gC}(P, H(a_g), \beta_C)} = \frac{a_{gTR}(H_{LJ}(a_g), 475)}{a_{gC}(1 \cdot 10^5, H_{LJ}(a_g), 0,60)} = \frac{0,25g}{1,86g} = 0,13 \quad (3.18)$$

Za obravnavani primer z uporabo zaključenega izraza (enačba 3.7) dobimo praktično enako vrednost:

$$C_P = (T_R \cdot P)^{\frac{1}{k}} \cdot e^{-\frac{k\beta_C^2}{2}} = (475 \cdot 1 \cdot 10^5)^{\frac{1}{4,3}} \cdot e^{-\frac{4,3 \cdot 0,60^2}{2}} = 0,13 \quad (3.19)$$

Korak 4: Vrednosti redukcijskega faktorja med mejnimi stanji $r_{ls} = 1,2$ in konvencionalnega redukcijskega faktorja $r_{NC} = r_s \cdot r_\mu = 16$ smo predpostavili na podlagi predhodnih študij (glej poglavje 2.6.2). Redukcijski faktor razmerja med spektralnimi pospeški iz domene obtežbe in kapacitete $r_{dc} = 1,08$ smo določili kot razmerje koeficientov $\alpha_D = 0,77$ in $\alpha_{NC} = 0,71$ (enačba 2.14 in 2.42). Podrobnosti računa redukcijskega faktorja r_{dc} so podane v poglavju 2.6.2. Faktor obnašanja q izračunamo po enačbi 3.8.

$$q = C_P \cdot r_{ls} \cdot r_{dc} \cdot r_s \cdot r_\mu = 0,13 \cdot 1,2 \cdot 1,08 \cdot 15,2 = 2,6 \quad (3.20)$$

Korak 5: Projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} izračunamo tako, da pospešek $a_{g475} = 0,25$ g reduciramo s faktorjem obnašanja $q = 2,6$:

$$a_{gD} = \frac{a_{g475}}{q} = \frac{0,25 \text{ g}}{2,6} = 0,095 \text{ g} \quad (3.21)$$

Konstrukcijo tako projektiramo ob uporabi pospeška $a_{gD} = 0,095 \text{ g}$ in oblike na osnovi elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a) (slika 2.9b). Omeniti velja, da je projektni pospešek tal a_{gD} povsem enak projektnemu pospešku tal a_{gD} , ki smo ga izračunali v poglavju 2.6. Vidimo lahko, da sta postopka določitve projektnega pospeška tal a_{gD} povsem ekvivalentna.

Naj tudi omenimo, da v primeru, da ciljno verjetnost porušitve predpostavimo kot $P_t = 5 \cdot 10^{-5}$, vrednosti ostalih redukcijskih faktorjev (r_{ls} , r_s , r_μ) in faktorja r_{dc} pa ostanejo enake, znaša vrednost faktorja obnašanja na osnovi ciljne zanesljivosti $q=3,5$. Omenjena vrednost je precej podobna vrednosti faktorja obnašanja Evrokoda 8 za večetažne armiranobetonske stavbe, projektirane za srednjo stopnjo duktilnosti ($q=3,9$).

»Ta stran je namenoma prazna.«

4 RAZČLENITEV PRISPEVKA POSAMEZNIH PROJEKTHNIH DEJAVNIKOV PRI PROJEKTIRANJU KONSTRUKCIJ PO EVROKODU 8 K POTRESNIM PARAMETROM KONSTRUKCIJE TER DOLOČITEV TIPIČNIH VREDNOSTI DUKTILNOSTI IN FAKTORJA DODATNE NOSILNOSTI

Večina trenutno veljavnih standardov za potresnoodporno projektiranje konstrukcij (SIST EN 1998, 2005a; IBC, 2006) predpostavlja, da konstrukcije dosežejo ciljni odziv, če ustrezajo vsem zahtevam standardov. Težava je, da standardi ciljnega odziva izrecno ne definirajo, temveč predpisujejo le številne zahteve, ki jih je treba izpolniti za doseg ciljnega odziva. Evrokod 8 na primer določa, da mora biti zahteva o neporušitvi objekta izpolnjena s primerno stopnjo zanesljivosti, pri čemer ciljne zanesljivosti kot tudi kontrole dosega ciljne zanesljivosti ne predpisuje. Standard določa le, da je zahteva o neporušitvi objekta izpolnjena, če konstrukcije projektiramo na projektno potresno obtežbo, pri čemer moramo upoštevati tudi vsa ostala določila skupine standardov Evrokod.

Pri potresnoodpornem projektiranju konstrukcij v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005a) projektna potresna obtežba predstavlja le osnovni projektni dejavnik. Projektne potresne obremenitve elementov navadno določamo ob uporabi linearno elastične analize, pri čemer nelinearni odziv konstrukcije, ki je med potresom dovoljen, upoštevamo prek redukcijskega faktorja, ki ga Evrokod 8 imenuje faktor obnašanja q (Elnashai & Di Sarno, 2008; Fardis et al., 2015). Projektna potresna obtežba pa ni edini projektni dejavnik; Evrokod 8 uvaja še nekatere druge projektne dejavnike, kot so minimalne zahteve glede količine armature, delni materialni varnostni faktorji, metoda načrtovanja nosilnosti in izbira vzorcev armiranja, ki pomembno vplivajo na odziv konstrukcije.

Namen tega poglavja je določiti vpliv posameznih projektnih dejavnikov, ki jih pri projektiranju objektov uvajata Evrokod 2 (SIST EN 1992, 2005) in Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a), na potresne parametre konstrukcij (faktor dodatne nosilnosti, duktilnost konstrukcije, pospešek tal, ki konstrukcijo privede v mejno stanje blizu porušitve, povratna doba mejnega stanja blizu porušitve). Vpliv projektnih dejavnikov bomo določali za nekaj tipičnih armiranobetonskih okvirnih konstrukcij in mešano armiranobetonsko konstrukcijo, ki so projektirane na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in projektni pospešek tal, ki pripada področjem z zmerno seizmičnostjo ($a_{g475} = 0.25-0.30 g$). Potresne parametre konstrukcij smo določili na podlagi šestih variant konstrukcij, ki smo jih definirali na način, da vsaka naslednja varianta konstrukcije vključuje dodaten projektni dejavnik. Duktilnosti in faktorje dodatne nosilnosti smo določili z uporabo potisne analize, pospešek tal konstrukcije pri stanju blizu porušitve in povratno dobo stanja blizu porušitve pa z uporabo N2 metode (Fajfar, 2000) in nelinearne dinamične analize. Vpliv posameznega projektnega dejavnika smo analizirali s faktorji vpliva in faktorji razčlenitve, ki smo jih definirali v nadaljevanju.

Za analizirane armiranobetonske konstrukcije smo določili tudi »dejanske« izračunane vrednosti duktilnosti konstrukcij in faktorjev dodatne nosilnosti. Omenjena parametra sta ključna pri projektiranju na ciljno zanesljivost po kriteriju sil, saj ju je treba v fazi določanja projektnih potresnih obremenitev predpostaviti.

4.1 Projektni dejavniki pri potresnoodpornem projektiranju konstrukcij po Evrokodu 8

Trenutno veljavni standardi za potresnoodporno projektiranje konstrukcij (SIST EN 1998, 2005a) projektiranje konstrukcij definirajo prek t.i. projektnih dejavnikov, ki z različno velikimi prispevki vplivajo na končne dimenzije (armaturo) konstrukcije in s tem na odziv konstrukcije med potresom. V nadaljevanju tega poglavja bomo prispevek projektnih dejavnikov določali glede na odziv konstrukcije pri stanju blizu porušitve in glede na nekatere lastnosti konstrukcij. Predpostavili bomo, da po standardih Evrokod na končno konstrukcijo vpliva šest projektnih dejavnikov. Projektna potresna obtežba je osnovnik projektni dejavnik, ki ga upoštevajo praktično vsi predpisi za potresnoodporno projektiranje konstrukcij. Predpisi navadno prav tako določajo materialne varnostne faktorje in minimalne zahteve glede dimenzij in detajliranja elementov konstrukcij. Dodatni projektni dejavnik je zagotovo zahteva metode načrtovanja za doseg globalne duktilnosti konstrukcije. Po drugi strani so nekateri projektni dejavniki posledica odločitev projektanta konstrukcij, ki recimo običajno izbere armaturo, ki je večja od računsko zahtevne, in na ta način vpliva na stopnjo izkoriščenosti elementov. S povečanjem armature navadno poveča nosilnost elementov, medtem ko se deformacijska kapaciteta konstrukcije spremeni v odvisnosti od stopnje povečanja armature gred oziroma stebrov.

V prikazani študiji smo predpostavili, da na potresni odziv stavb, projektiranih po standardih Evrokod 2 (SIST EN 1992, 2005) in 8 (SIST EN 1998, 2005a), posredno in neposredno vplivajo naslednji projektni potresni dejavniki:

- *Projektna potresna obtežba.* Projektne potresne obremenitve navadno izračunamo z modalno analizo s spektri odziva, pri čemer že upoštevamo redukcijo potresnih sil. Projektni spekter določimo na podlagi faktorja obnašanja q , tipa tal S , faktorja pomembnosti objekta γ_I in vrednosti projektnega pospeška tal, ki ustreza povratni dobi 475 let a_{g475} .
- *Minimalne zahteve Evrokoda 2 za detajliranje in dimenzije elementov konstrukcij.* V nekaterih primerih minimalne zahteve (tj. minimalni zahtevani deleži armature, minimalni premeri palic, maksimalne razdalje med stremenji) lahko določajo večjo količino armature, kot izhaja iz projektnih obremenitev pri potresni obtežni kombinaciji. Posledično je količina armature v elementih večja od armature, izračunane iz projektnih potresnih obremenitev, kar zelo verjetno zmanjša verjetnost porušitve konstrukcije. Na primer minimalne zahteve navadno vplivajo na količino spodnje (pozitivne) armature na koncu gred v zgodnjih etažah večetažnih okvirnih konstrukcij.
- *Minimalne zahteve Evrokoda 8 za detajliranje in dimenzije elementov konstrukcij.* V prikazani študiji smo minimalne zahteve standardov Evrokod 2 in 8 ločili, da bi določili vpliv vsake posamezne zahteve na potresne parametre konstrukcij. Minimalne zahteve Evrokoda 8 so navadno strožje kot zahteve Evrokoda 2. Precej pogosto vplivajo na vzdolžno in prečno armaturo stebrov, kot tudi na spodnjo (pozitivno) armaturo gred, in sicer zaradi določbe, da mora biti v tlačnem območju gred poleg armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja gred pri projektnem potresnem stanju, položena še armatura s prerezom, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature. Ta zahteva je dokaj stroga, zato se pogosto upošteva, da količina tlačne armature znaša vsaj polovico količine natezne armature ($A_{s,tlak} = 0,5 \cdot A_{s,nateq}$).
- *Materialni varnostni faktorji.* Materialni varnostni faktorji so definirani kot razmerje med srednjo in projektno vrednostjo nosilnosti materialov. Srednje vrednosti nosilnosti betona in

armaturnega jekla so večje od pripadajočih projektnih vrednosti nosilnosti materiala, ki so v standardih Evrokod definirane kot razmerje med karakterističnimi vrednostmi in delnimi varnostnimi faktorji na material. Karakteristična vrednost lastnosti materiala se navadno določi kot 5-odstotni kvantil. Srednjo vrednost tlačne trdnosti betona dobimo s povečanjem karakteristične vrednosti za 8 MPa (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a), medtem ko razmerje med srednjo in karakteristično napetost na meji tečenja armaturnega jekla navadno poda proizvajalec armaturnega jekla. Rezultati nateznih testov armaturnih palic (Drobnič, 1997) kažejo, da znaša povprečno razmerje med srednjo in karakteristično vrednostjo napetosti na meji tečenja jekla približno 1,15. Delni materialni varnostni faktorji za beton in jeklo po Evrokodu znašajo 1,5 in 1,15 – te vrednosti smo uporabili tudi v tej študiji.

- *Stopnja izkoriščenosti prerezov elementov konstrukcij.* Vpliv tega projektnega dejavnika je v veliki meri odvisen od projektanta konstrukcij, ki se v fazi projektiranja odloča med poenotenim armiranjem stebrov oziroma gred in čim večjo stopnjo izkoriščenosti elementov konstrukcije. Stoodstotna stopnja izkoriščenosti elementov konstrukcije, ki pomeni, da je količina izbrane armature točno enaka računsko zahtevani armaturi, najverjetneje ni optimalen pristop k armiranju konstrukcije, saj lahko privede do precej raznolikega armiranja podobnih elementov konstrukcije in s tem poveča možnost (človeških) napak pri gradnji. Po drugi strani pa vsaka stopnja izkoriščenosti, ki je manjša od 100 %, povečuje ceno konstrukcije. Stopnja izkoriščenosti večja od 100 % ni dopustna, saj elementi konstrukcije v tem primeru nimajo zadostne nosilnosti. V praksi je stopnja izkoriščenosti vedno manjša od 100 %, saj imamo na voljo le armaturne palice z vnaprej določenim prerezom.
- *Metoda načrtovanja nosilnosti po Evrokodu 8.* Koncept določanja vzdolžne armature stebrov iz upogibne nosilnosti gred, ki ga včasih imenujemo tudi pravilo močni stebri – šibke grede (MSŠG) (angl. *strong column - weak beam* (SCWB)), ter določanje prečne armature stebrov in gred iz upogibne nosilnosti elementov sta dejavnika, ki ju v tej študiji upoštevamo kot vidik, ki predstavlja metodo načrtovanja nosilnosti. Princip metode načrtovanja nosilnosti navadno povečuje vzdolžno armaturo v nizkih stavbah in spodnjih etažah visokih stavb ter prečno armaturo gred in stebrov po celotni konstrukciji.

4.2 Definicija variant konstrukcije na podlagi postopnega upoštevanja projektnih dejavnikov po Evrokodu 8

Namen tega dela doktorske disertacije je določiti vpliv projektnih dejavnikov na potresne parametre konstrukcij (npr. nosilnost in deformacijska kapaciteta konstrukcije, faktor dodatne nosilnosti, duktilnost, potresna intenziteta, ki povzroči izbrano mejno stanje, verjetnost nastopa izbranega mejnega stanja). V splošnem to ni trivialna naloga, saj se projektni potresni dejavniki v fazi projektiranja upoštevajo istočasno. Tako moramo, če želimo določiti vpliv posameznega projektnega dejavnika na potresne parametre konstrukcije, konstrukcije projektirati na način, da projektne dejavnike postopoma upoštevamo pri projektiranju objektov. Rezultat postopnega projektiranja je niz variant konstrukcij. Osnovna varianta (varianta 0) je idealistična varianta, saj upošteva le osnovni projektni dejavnik, tj. projektno potresno obtežbo. Brez variante 0 določitev faktorja dodatne nosilnosti in razčlenitev prispevka posameznega projektnega dejavnika (definirali jih bomo v poglavju 4.4) ne bi bila mogoča. Vsaka naslednja varianta iz niza konstrukcij vključuje projektne dejavnike

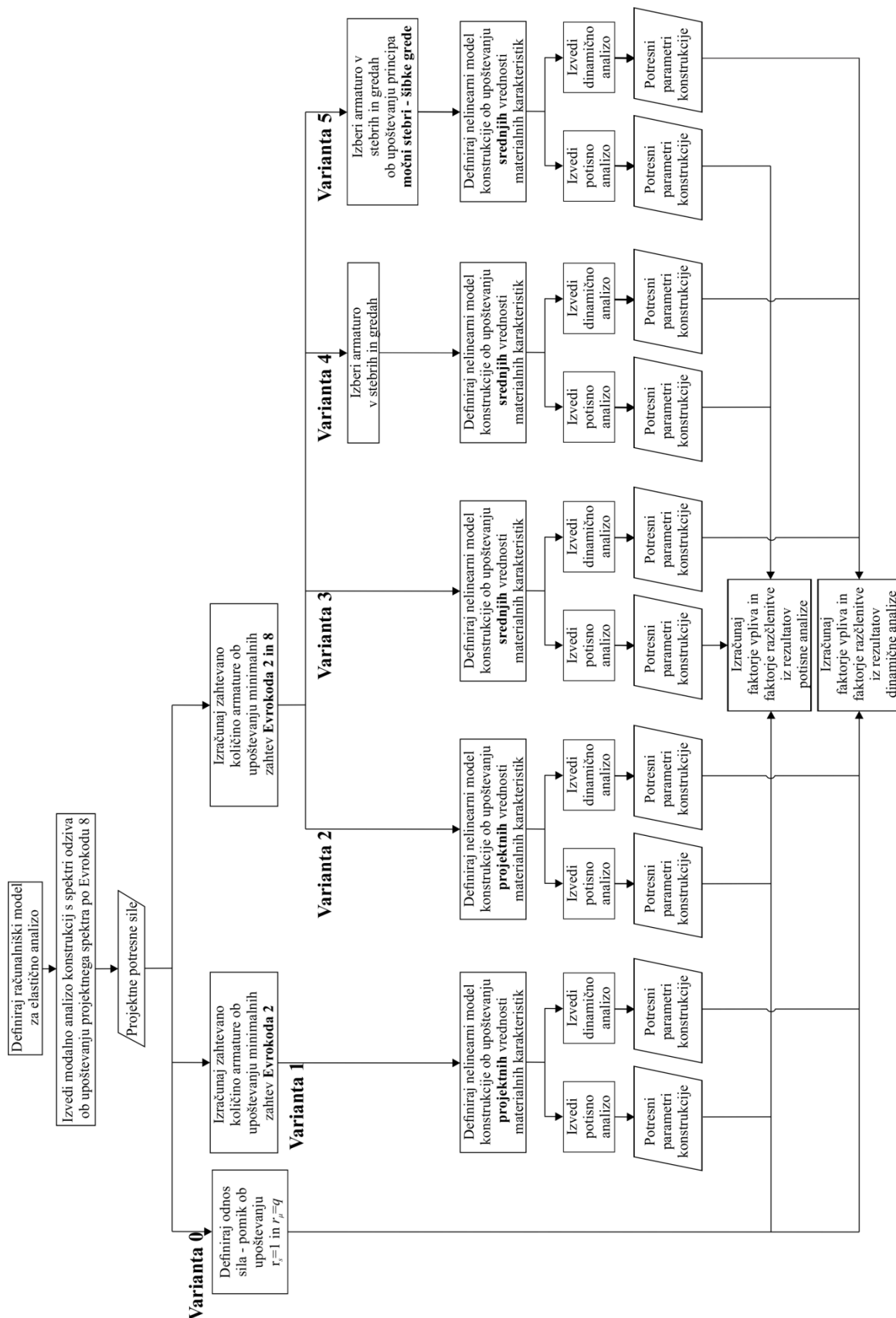
prejšnje variante in dodaten dejavnik. Število variant konstrukcij je tako enako številu projektnih dejavnikov.

Ob upoštevanju projektnih dejavnikov, opisanih v poglavju 4.1, smo definirali šest variant konstrukcije, ki smo jih projektirali in/oziroma modelirali s postopnim upoštevanjem projektnih dejavnikov, kot je prikazano na sliki 4.1 in v preglednici 4.1. Ker Evrokod 2 (SIST EN 1992, 2005) in Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a) predpisujeta uporabo projektnih vrednosti materialnih karakteristik pri dimenzioniranju elementov konstrukcij, smo srednje vrednosti materialnih karakteristik upoštevali samo v računu odziva variant konstrukcij 3, 4 in 5.

Kot smo že omenili, varianta 0 upošteva le osnovni projektni dejavnik, torej projektno potresno obtežbo. Pri definiciji variante 0 smo predpostavili, da konstrukcija nima nikakršne dodatne nosilnosti in prav tako nima sposobnosti prerazporejanja potresnih obremenitev, duktilnost, ki ustreza stanju blizu porušitve, pa je enaka faktorju obnašanja q , kot ga določa Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Stanje blizu porušitve tako v varianti 0 povzroči ravno projektni pospešek po Evrokodu 8 a_{g475} (verjetnost prekoračitve pospeška v 50 letih je 10 %, povratna doba pospeška $T_R = 475$ let).

Pri definiciji variant konstrukcije smo predpostavili, da so prečni prerezi stebrov, gred in sten enaki za vse variante konstrukcije, torej se v variantah konstrukcije spreminja le armatura. Prečni prerezi izhajajo iz zadnje variante, torej so določeni na način, da izpolnjujejo tudi zahtevo po omejitvi poškodb v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Varianto 1 smo projektirali ob upoštevanju projektnih potresnih obremenitev, ki smo jih določili ob upoštevanju projektnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 in minimalnih zahtev standarda Evrokod 2 (SIST EN 1992, 2005), ki definirajo minimalne deleže vzdolžne in prečne armature stebrov, gred in sten, minimalne premere palic in maksimalno razdaljo med vzdolžnimi in prečnimi palicami. Omeniti velja, da sta v odzivu variante 1 upoštevani tudi sposobnost konstrukcije za prerazporejanje obremenitev in osnovna duktilnost konstrukcije.

Varianta 2 poleg zahtev, ki smo jih uporabili pri računu armature variante 1, izpolnjuje tudi minimalne zahteve Evrokoda 8. Dodatne zahteve v primerjavi z varianto 1 se nanašajo na minimalni delež vzdolžne armature gred v tlaku in maksimalno razdaljo med s stremeni objetimi vzdolžnimi palicami v stebrih, pogoj, da mora biti med robnima palicama na vsaki stranici stebra najmanj ena vmesna palica in pogoj o zahtevani minimalni lokalni duktilnosti primarnih potresnih elementov. Omeniti je treba, da bi lahko zadnja kriterija upoštevali tudi kot projektni dejavnik metode načrtovanja nosilnosti. Evrokod 8 v primerjavi z Evrokodom 2 podaja strožje kriterije glede minimalnih in maksimalnih deležev vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredah ter maksimalne dovoljene razdalje med armaturnimi palicami. V stenah minimalne zahteve Evrokoda 8 povečajo le prečno armaturo v robnih elementih zaradi zahteve po minimalni vrednosti faktorja duktilnosti za ukrivljenost (poglavje 5.4.3.4.2 (3) Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a)).



Slika 4.1: Diagram postopka definicije niza variant konstrukcij ter izračun faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve iz rezultatov nelinearne potisne in dinamične analize.

Figure 4.1: Flowchart representing the process of defining the sequence of variants and the calculation of impact and deaggregation factors on the basis of pushover and dynamic analysis.

Količina armature variante 3 je enaka armaturi variante 2; razlikuje se le definicija nelinearnega modela za račun odziva konstrukcij, saj smo pri varianti 3 pri izračunu karakteristik prerezov upoštevali srednje vrednosti materialnih karakteristik, medtem ko smo pri varianti 2 upoštevali projektne vrednosti. Nosilnost in deformacijska kapaciteta variante 3 se na ta način precej povečata, predvsem zaradi velike razlike med srednjo in projektno napetostjo na meji tečenja armaturnih palic.

Naslednja v nizu variant je varianta 4, pri čemer potresni odziv upošteva vpliv izbire armaturnih palic in vzorca armiranja po konstrukciji. Posledično je količina armature variante 4 večja od armature variante 3. Zadnja varianta (varianta 5) predstavlja konstrukcijo, ki v celoti izpolnjuje zahteve standardov Evrokod 2 in Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Pri okvirnih konstrukcijah tako pri določitvi vzdolžne armature stebrov upoštevamo tudi pravilo metode načrtovanja nosilnosti o močnih stebrih in šibkih gredeh (MSŠG), medtem ko prečno armaturo stebrov in gred določimo iz upogibnih nosilnosti elementov. Pri stenah upoštevamo korekcijo in premik diagrama ovojnice momentov ter povečanje prečnih sil iz analize za 50 %.

Preglednica 4.1: Niz variant konstrukcije, definiran na podlagi postopnega upoštevanja projektnih dejavnikov.

Table 4.1: Sequence of variants of a structure based on a gradual consideration of the design factors.

Projektni dejavnik	Varianta konstrukcije					
	0	1	2	3	4	5
a) Projektna potresna obtežba	X	X	X	X	X	X
b) Minimalne zahteve Evrokod 2 skupaj s sposobnostjo prerazporejanja obremenitev in osnovno duktilnostjo		X	X	X	X	X
c) Minimalne zahteve Evrokod 8			X	X	X	X
d) Srednje vrednosti materialnih karakteristik				X	X	X
e) Dejanska izbrana armatura					X	X
f) Metoda načrtovanja nosilnosti (princip močnega stebra – šibke gred)						X

4.3 Opis obravnavanih potresnih parametrov konstrukcije

Nosilnost in deformacijsko kapaciteto konstrukcije smo določali pri stanju blizu porušitve (NC, angl. *near collapse*). Standardi Evrokod (SIST EN 1998, 2005a; SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005b) stanja blizu porušitve na nivoju konstrukcije ne definirajo, zato smo v obravnavani študiji stanje blizu porušitve za okvirne konstrukcije določili pri pomiku, ko vsi stebri v eni etaži dosežejo stanje blizu porušitve na nivoju elementa, za mešane sisteme pa pri pomiku, ko vse stene v obravnavani smeri dosežejo stanje blizu porušitve. Omenjena definicija stanja blizu porušitve je nekoliko na nevarni strani, saj se stanje blizu porušitve namreč običajno definira s pomikom, ko prvi pomembni steber doseže stanje blizu porušitve oziroma pri pomiku, ki ustreza 80 % maksimalne sile v postkritičnem območju. Odziv konstrukcije smo vrednotili ob uporabi dejanskih izračunanih vrednosti redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti r_s^A , redukcijskega faktorja duktilnosti r_μ^A in redukcijskega faktorja r_{NC}^A , ki je definiran kot produkt r_μ^A in r_s^A (glej poglavje 2.3). Določili smo tudi ocenjeno mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve a_{gNC}^A in srednjo letno frekvenco prekoračitve stanja blizu porušitve (verjetnost nastopa stanja blizu porušitve). Slednja parametra smo določili na podlagi N2 metode (Fajfar, 2000), katere del je tudi potisna analiza, in inkrementne dinamične analize (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Pomik na meji tečenja D_y in silo na meji tečenja F_y smo določili iz idealizirane potisne krivulje. Potisno krivuljo smo idealizirali z bilinearnim odnosom sila – pomik tako, kot določa Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a) v dodatku B. Redukcijski faktor dodatne nosilnosti r_s^A smo določili na podlagi enačbe 2.33 (glej poglavje 2.3). Redukcijski faktor duktilnosti r_μ^A smo določili iz duktilnosti konstrukcije μ_{NC} , ki je definirana kot razmerje pomika pri stanju blizu porušitve D_{NC} in pomika na meji tečenja D_y , ob upoštevanju predpostavke o enakosti pomikov elastičnega in neelastičnega sistema za konstrukcije, ki razmeroma dobro velja za konstrukcije z nihajnimi časi, večjimi od T_C . Splošno je zveza med r_μ^A in μ_{NC} po Evrokodu, ki je bil definiran na podlagi predloga Vidica in sodelavcev (1994), zapisana kot:

$$r_\mu^A = \begin{cases} (\mu_{NC} - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1 & \dots & T^* < T_C \\ \mu_{NC} & \dots & T^* \geq T_C \end{cases}, \quad \mu_{NC} = \frac{D_{NC}}{D_y} \quad (4.1)$$

kjer je T^* nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela (Fajfar, 2000), ki se ga določi kot:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y}{F_y}} \quad (4.2)$$

V enačbi 4.2 predstavlja m^* maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, ki smo jo definirali v poglavju 2.3 (enačba 2.30).

Ocenjeno mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve a_{gNC}^A smo v primeru N2 metode določili ob uporabi elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a). V primeru analize IDA je bil a_{gNC}^A , ob uporabi metode največjega verjetja in predpostavljene logaritemsko normalne razporeditve pospeškov, določen kot mediana pospeškov, ki konstrukcijo privedejo v stanje blizu porušitve. Pospeške pri stanju blizu porušitve smo določili za skupino 30 akceleroگرامov, ki so bili izbrani glede na elastični spekter standarda Evrokod za povratno dobo 475 let. Verjetnost nastopa stanja blizu porušitve konstrukcije P_{NC} smo določili z enačbo 2.5 (glej poglavje 2.1). Omeniti velja, da smo na večini mest namesto verjetnosti P_{NC} uporabljali povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} , ki je definirana kot:

$$T_{RNC} \approx \frac{1}{P_{NC}} \quad (4.3)$$

Kadar verjetnost porušitve izračunamo na podlagi metod, ki vključujejo samo potisno analizo (npr. N2 metoda), moramo vrednosti standardne deviacije logaritemskih vrednosti pospeška pri stanju blizu porušitve objekta β_{NC} predpostaviti na podlagi izkušenj iz preteklih analiz. Pri določitvi vrednosti β_{NC} je treba biti previden, saj ima β_{NC} razmeroma velik vpliv na verjetnost porušitve. Vrednosti standardne deviacije β_{NC} so preučevali že številni avtorji (Dolsek, 2009; Fajfar & Dolšek, 2012; Kosič et al., 2014; Kosič, 2014; Lazar & Dolšek, 2014). Iz študij izhaja, da znašajo vrednosti β_{NC} za armiranobetonske okvirne konstrukcije med 0,50 in 0,70, če kot mero za intenziteto upoštevamo maksimalni pospešek tal. Večje vrednosti pripadajo višjim stavbam. Omenimo tudi, da β_{NC} ni odvisna le od konstrukcij,

temveč tudi od mere za intenziteto, ki je uporabljena pri računu verjetnosti porušitve konstrukcije. Če je mera za intenziteto spektralni pospešek pri prvem nihajnem času, so vrednosti β_{NC} manjše kot v primeru, ko je mera za intenziteto maksimalni pospešek tal (Kosič et al., 2014).

4.4 Mere za vrednotenje vpliva projektnih dejavnikov po Evrokodu 8 na potresne parametre konstrukcije

Vpliv k -tega projektnega dejavnika na potresni parameter konstrukcije merimo z uporabo delnega faktorja vpliva, ki ga določimo kot:

$$\delta IF_{x,k} = \frac{x_k}{x_{k-1}} \quad (4.4)$$

kjer x_k predstavlja potresni parameter k -te variante konstrukcije, ki je bila projektirana oziroma modelirana ob upoštevanju prvih k projektnih dejavnikov (preglednica 4.1). Vrednost delnega faktorja vpliva je odvisna od definicije zaporedja upoštevanih projektnih dejavnikov pri projektiranju konstrukcije in seveda od potresnega parametra konstrukcije, ki ga opazujemo. Vrednosti delnega faktorja vpliva so skoraj vedno večje od 1, saj je bil niz variant konstrukcij definirana na način, da se nosilnost in deformacijska kapaciteta konstrukcije povečujeta. V redkih primerih pa zaznamo tudi vrednosti, ki so manjše od 1. Enačbo 4.4 lahko uporabimo za izračun delnega faktorja vpliva poljubnega potresnega parametra konstrukcije. V primeru izračuna delnega faktorja vpliva za redukcijski faktor zaradi dodatne nosilnosti r_s^A se izkaže, da se lahko delni faktor vpliva izračuna kar kot razmerje nosilnosti na meji tečenja F_y dveh zaporednih variant konstrukcije:

$$\delta IF_{rs,k} = \frac{r_{s,k}}{r_{s,k-1}} = \frac{\frac{F_{y,k}}{F_{d1}}}{\frac{F_{y,k-1}}{F_{d1}}} = \frac{F_{y,k}}{F_{y,k-1}} \quad (4.5)$$

Celotni faktor vpliva je definiran kot produkt posameznih delnih faktorjev vpliva:

$$IF_x = \prod_{k=1}^n \delta IF_{x,k} = \prod_{k=1}^n \frac{x_k}{x_{k-1}} = \frac{x_n}{x_0} \quad (4.6)$$

kjer je n število vseh projektnih dejavnikov (variant konstrukcije), x_0 pa potresni parameter konstrukcije, ki pripada varianti 0 (pri definiciji variante 0 smo upoštevali le osnovni projektni dejavnik – projektno potresno obtežbo). Delni faktorji vpliva ne zadoščajo za določitev vpliva posameznega projektnega dejavnika na celotno vrednost potresnega parametra konstrukcije. Težavo lahko rešimo z definicijo tako imenovanih faktorjev razčlenitve, ki jih definiramo kot:

$$DF_{x,k} = \frac{x_k - x_{k-1}}{x_n} \cdot 100\% \quad (4.7)$$

Faktorje razčlenitve najlažje ponazorimo s krožnimi diagrami, ki prikazujejo vpliv posameznega projektnega dejavnika na potresni parameter konstrukcije. Faktorji vpliva in razčlenitve nam služijo, da ugotovimo, kateri projektni dejavniki najbolj vplivajo na nosilnost konstrukcije, deformacijsko kapaciteto konstrukcije, razpoložljivo duktilnost, intenziteto potresa, ki povzroči stanje blizu porušitve konstrukcije in verjetnost nastopa stanja blizu porušitve oziroma povratne dobe stanja blizu porušitve. Zanimivo bo tudi ugotoviti, kako se faktorji vpliva in razčlenitve spreminjajo glede na potresni parameter konstrukcije.

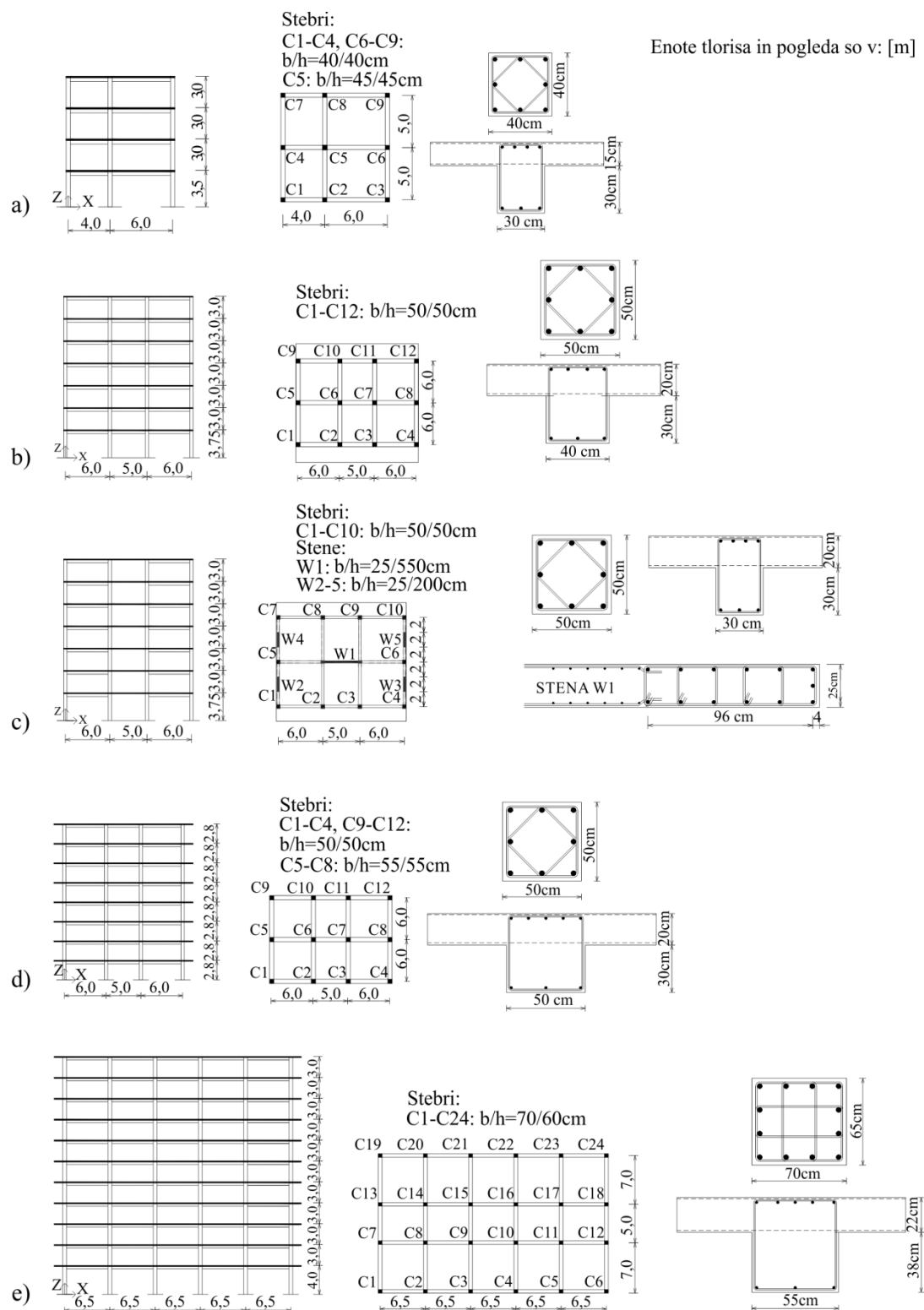
4.5 Opis obravnavanih stavb in kriterijev, ki so vplivali na določitev armature v stebrih in gredah variant konstrukcij

Obravnavali bomo štiri armiranobetonske okvirne stavbe (4, 7, 8 in 11 etaž) in eno armiranobetonsko mešano stavbo (7 etaž) (slika 4.2). Konstrukcije smo dimenzionirali ob upoštevanju obtežnih kombinacij, ki izhajajo iz gravitacijske (Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004)) in potresne obtežbe (Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a)). Projektni pospeški znašajo $a_{g475} = 1,2 \cdot 0,30 \text{ g} = 0,36 \text{ g}$ (4-etažna okvirna konstrukcija), $a_{g475} = 1,15 \cdot 0,25 \text{ g} = 0,29 \text{ g}$ (8-etažna okvirna konstrukcija) in $a_{g475} = 1,2 \cdot 0,25 = 0,30 \text{ g}$ (7-etažna okvirna in mešana ter 11-etažna okvirna konstrukcija). Konstrukcije smo projektirali za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Za okvirne konstrukcije smo upoštevali faktor obnašanja $q = 3,9$, za mešano konstrukcijo pa $q = 3,6$. Uporabili smo jeklo B500 kvalitete B ter beton C30/37 (4-, 7- in 8-etažna konstrukcija) in C35/45 (11-etažna konstrukcija). Mase posameznih etaž in nihajne oblike za vse obravnavane stavbe so prikazane v preglednici 4.2, izbrani globalni parametri konstrukcije pa v preglednici 4.3. Vidimo lahko, da so vsi osnovni nihajni časi konstrukcij večji od T_C . Največje razmerje med prečno silo in težo (15,5 %) pripada 4-etažni okvirni konstrukciji, najmanjše razmerje (5,2 %) pa 11-etažni okvirni konstrukciji.

Preglednica 4.2: Masa posameznih etaž in nihajne oblike za 4-, 7-, 8- in 11-etažne konstrukcije.

Table 4.2: Storey masses and building modes of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey building.

Št. etaž	Mase etaž [t]					Nihajne oblike				
	4-etažna okvirna	7-etažna okvirna	7-etažna mešana	8-etažna okvirna	11-etažna okvirna	4-etažna okvirna	7-etažna okvirna	7-etažna mešana	8-etažna okvirna	11-etažna okvirna
1	86	269	275	291	934	0,34	0,22	0,08	0,12	0,15
2	85	266	269	291	927	0,64	0,41	0,20	0,30	0,28
3	85	266	269	291	927	0,87	0,59	0,36	0,47	0,40
4	82	266	269	291	927	1,00	0,74	0,52	0,63	0,52
5		266	269	291	927		0,86	0,69	0,77	0,63
6		266	269	291	927		0,95	0,85	0,88	0,73
7		279	276	291	927		1,00	1,00	0,96	0,83
8				304	927				1,00	0,88
9					927					0,94
10					927					0,98
11					944					1,00



Slika 4.2: Tloris in prerezi ter armaturni vzorci tipičnega stebra in gred za variantno konstrukcije, ki izpolnjuje vse zahteve standardov Evrokod (varianta 5) za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno okvirno konstrukcijo.

Figure 4.2: Elevations, plan views, and reinforcement patterns in typical columns and beams of the code-compliant variant (variant 5) of a a) 4-storey frame b) 7-storey frame, c) 7-storey dual frame, d) 8-storey frame, and e) 11-storey frame building.

Preglednica 4.3: Masa konstrukcije, osnovni nihajni čas v obravnavani smeri, pospešek tal za povratno dobo 475 let, tip tal, faktor tal ter razmerje med projektno prečno silo in težo za 4-, 7-, 8- in 11-etažne konstrukcije. Za primerjavo prikazujemo tudi razmerje med prečno silo za prvo nihajno obliko F_{d1} in težo konstrukcije W .

Table 4.3: Total mass, first vibration period, peak ground acceleration corresponding to a 475-years return period, soil type and factor, and ratio between the design base shear and the weight of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey building. For comparison purposes, the ratio between 'first-mode' base shear F_{d1} and weight W is also presented.

Stavba	Masa celotne konstrukcije [t]	T_1 [s]	a_{g475} [g]	Tip tal	Faktor tal	F_d/W	F_{d1}/W
4-etažna okvirna	339	0,69	0,30	B	1,2	15,5 %	14,9 %
7-etažna okvirna	1876	1,26	0,25	B	1,2	8,0 %	6,2 %
7-etažna mešana	1896	0,77	0,25	B	1,2	10,7 %	7,7 %
8-etažna okvirna	2338	1,23	0,25	C	1,15	7,7 %	7,4 %
11-etažna okvirna	10221	1,67	0,25	B	1,2	5,2 %	4,9 %

Prečne prereze stebrov smo določili ob upoštevanju zahteve glede omejitve poškodb po standardu Evrokod 8 (poglavje 4.4.3 Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a)) in maksimalne dovoljene normirane prečne sile $v_d \leq 0,65$ (poglavje 5.4.3.2.1 v Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a)). Poleg tega smo dodatno omejili maksimalni delež armiranja stebrov na 2 %, da bi zagotovili čim večjo duktilnost stebrov. Končno geometrijo konstrukcije smo dobili po nekaj iteracijah. Velja tudi omeniti, da smo, kjer je bilo mogoče, prečne prereze gred določili tako, da so ustrezali prečnemu prerezu stebrov. Efektivne širine gred smo izračunali po priporočilih Evrokoda 2 ob upoštevanju ničte momentne točke na sredini elementa, s čimer smo povečali togost konstrukcije, kar se je posledično izrazilo v večjih projektnih obremenitvah. Stene mešane konstrukcije smo določili na podlagi zahtev Evrokoda 8 glede minimalne širine stojine in robnega elementa stene. Projektna obtežba konstrukcij je bila določena ob uporabi modalne analize s spektri odziva.

Varianta 1 je bila prva varianta, ki smo jo dimenzionirali ob upoštevanju projektne potresne obtežbe in minimalnih zahtev Evrokoda 2. Na tem mestu velja že sedaj poudariti, da je v odzivu variante 1 poleg minimalnih zahtev Evrokoda 2 izražena tudi sposobnost konstrukcije za prerazporejanje obremenitev in tudi osnovna duktilnost konstrukcije. Pri dimenzioniranju variante 2 smo poleg projektnih dejavnikov, ki so bili uporabljeni za projektiranje variante 1, upoštevali še minimalne zahteve Evrokoda 8, zato se je armatura v nekaterih elementih konstrukcije povečala. Armatura variante 3 je enaka armaturi variante 2, le da smo pri računu odziva upoštevali srednje vrednosti materialnih karakteristik. Armatura variant 4 in 5 se je v primerjavi z armaturo variante 3 povečala zaradi izbire vzorcev armiranja in metode načrtovanja nosilnosti.

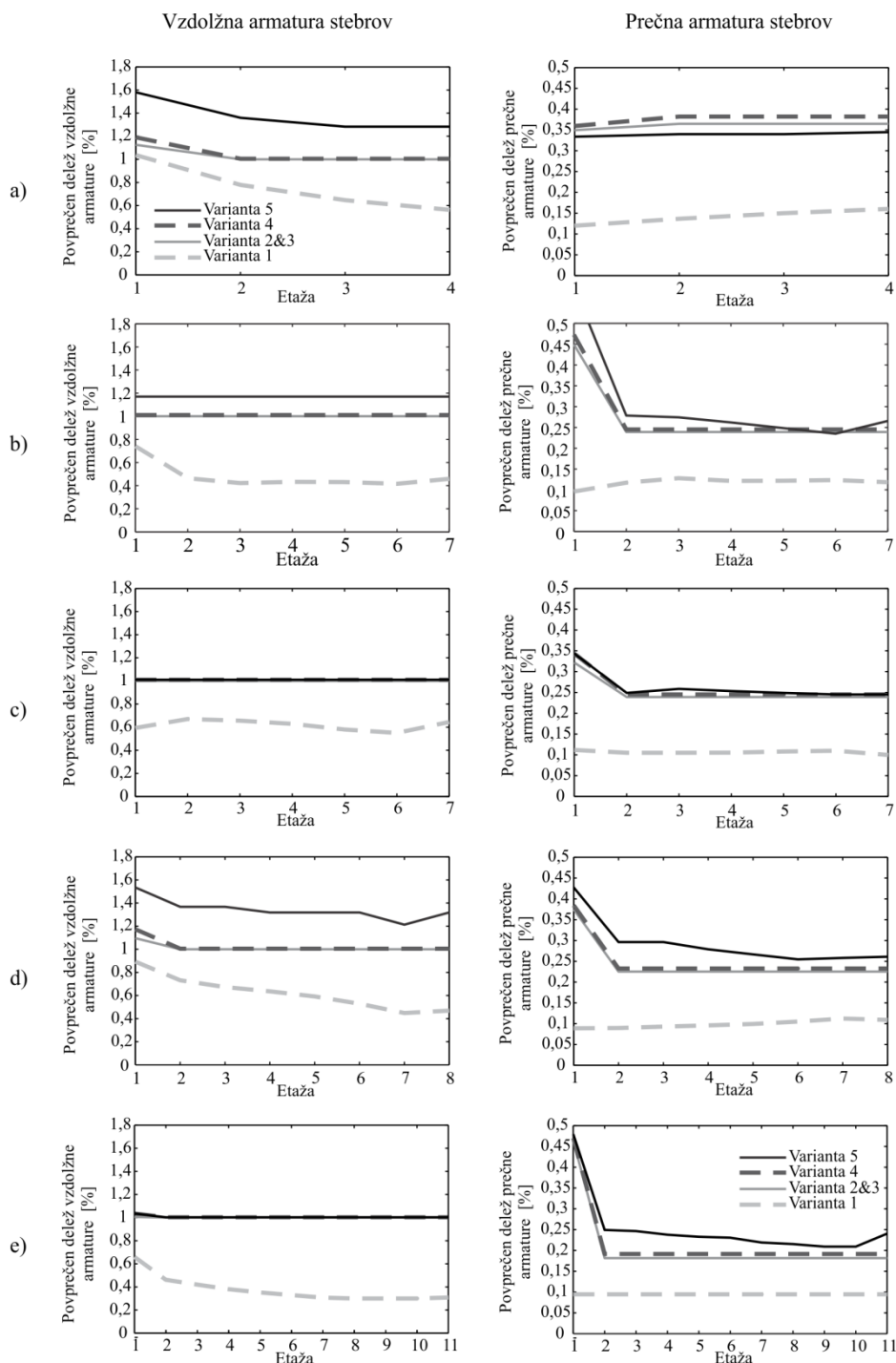
Vpliv projektnih dejavnikov na določitev vzdolžne in prečne armature stebrov in gred se je spreminjal v odvisnosti od variante konstrukcije in lokacije elementa konstrukcije. Minimalne zahteve glede vzdolžne armature Evrokoda 2 ($A_{s,min} = \min \{0,003 \cdot A_c; 0,15 N_{ED} / f_{yd}\}$) so bile za večino stebrov 11-etažne konstrukcije variante 1 odločilen pogoj pri določitvi armature. Minimalna armatura je bila zadostna, čeprav so bile projektne obremenitve stebrov zaradi vplivov teorije drugega reda povečane za faktor 1,2. Posledično so vzdolžno armaturo stebrov variant 2 in 3 11-etažne konstrukcije definirale minimalne zahteve Evrokoda 8 ($A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c$). Na vzdolžno armaturo stebrov 4-etažne okvirne, 7-etažne okvirne ter mešane in 8-etažne okvirne konstrukcije variante 1 so odločilno vplivale projektne obremenitve. Minimalne zahteve Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a) so tako – v primerjavi z 11-

etažno konstrukcijo – v precej manjši meri vplivale na armaturo stebrov po variantah 2 in 3. Izbira vzorcev armiranja (varianta 4) je imela zanemarljivo majhen vpliv na armaturo vseh konstrukcij (armatura se je le malenkostno povečala). Metoda načrtovanja nosilnosti (pravilo močan steber – šibka gred) je imela vpliv le na armaturo 4-, 7- in 8-etažne okvirne konstrukcije. Za 7-etažno mešano konstrukcijo metoda načrtovanja nosilnosti ni imela vpliva na armaturo stebrov, saj za mešane konstrukcije ekvivalentne zahteve o močnih stebrih in šibkih prečkih ni treba preverjati.

Prečna armatura stebrov variant 1, 2 in 3 je bila za vse konstrukcije določena na podlagi minimalnih zahtev Evrokoda 2 oziroma Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a), saj je bila projektna prečna sila v vseh primerih manjša od strižne nosilnosti prereзов brez upoštevanja prečne armature (enačba 6.2 v Evrokodu 2 (SIST EN 1992, 2005)). V primeru variante 1 sta armaturo določila tako pogoj glede minimalnega deleža armiranja kot tudi pogoj maksimalne dovoljene razdalje med stremenji, v primeru variant 2 in 3 pa je na prečno armaturo stebrov večinoma vplival le pogoj maksimalne dovoljene razdalje med stremenji, saj smo pri variantah 2 in 3 uporabili stremena premera $\phi 8$, pri varianti 1 pa stremena premera $\phi 6$. Omeniti velja, da je bila prečna armatura v stebrih prve etaže variant konstrukcij 2 in 3 določena predvsem na podlagi pogoja o minimalnem mehanskem volumskem deležu zaprtih stremen (5.4.3.2.2(8) SIST EN 1998, 2005a). Izbira vzorcev armiranja (zaokroževanja razdalj med stremenji) (varianta 4) je le malenkostno vplivala na količino prečne armature. Metoda načrtovanja nosilnosti (preprečitev nezaželene strižne porušitve) (varianta 5) na prečno armaturo 4-etažne konstrukcije ni imela vpliva, medtem ko se je prečna armatura 7-etažne mešane konstrukcije rahlo povečala, prečna armatura stebrov 7-, 8- in 11-etažne okvirne konstrukcije pa bistveno povečala. Povprečne deleže vzdolžne in prečne armature stebrov po etažah za vse tri konstrukcije prikazujemo tudi na sliki 4.3.

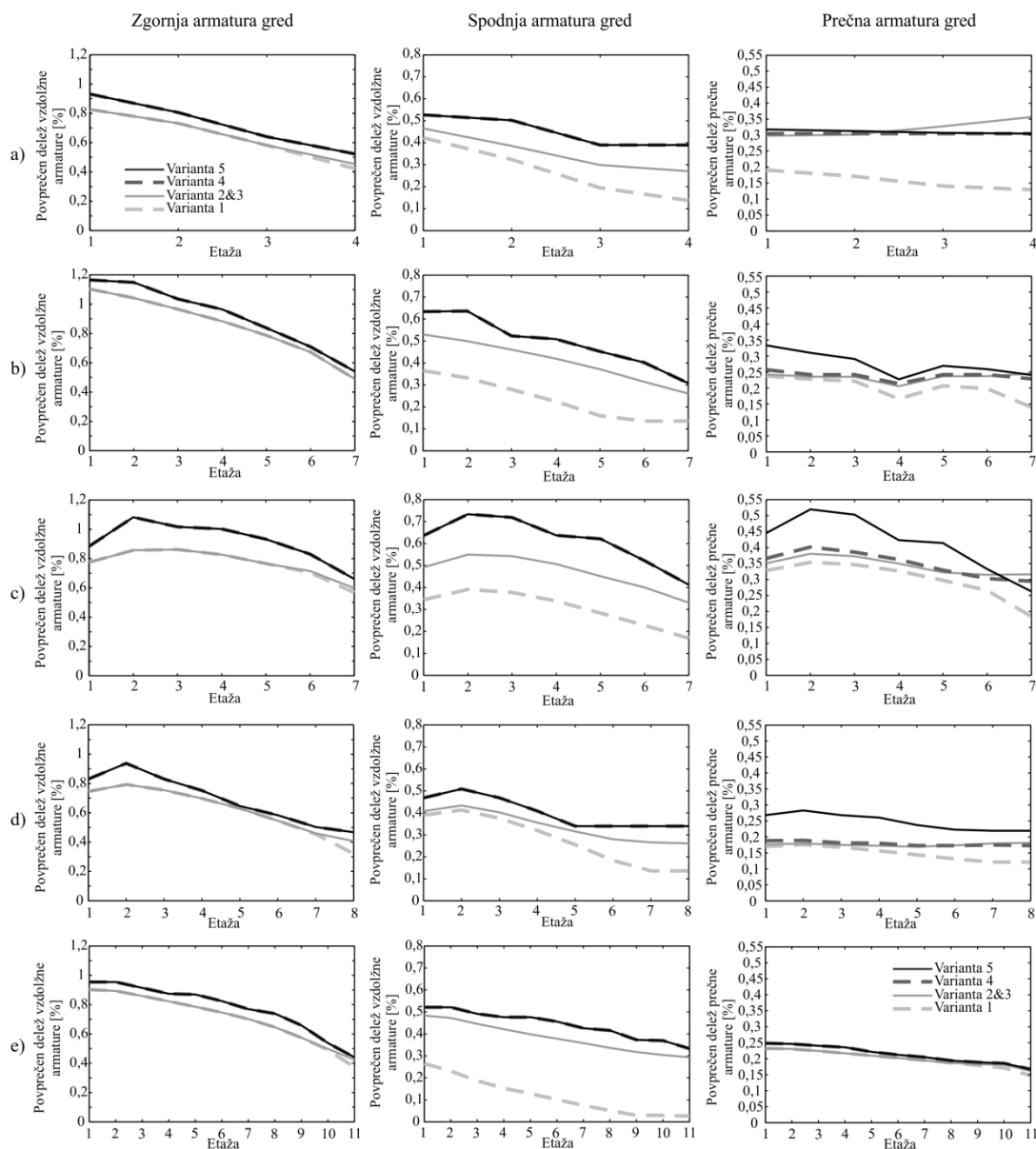
Zgornja (negativna) armatura variante 1 je bila za vse konstrukcije določena iz projektnih obremenitev elementov konstrukcij. Za varianti 2 in 3 velja, da je zgornja armatura večinoma ista kot pri varianti 1, le v nekaterih gredah v zgornjih etažah se je zaradi minimalnih zahtev Evrokoda 8 povečala zgornja armatura. Delež zgornje armature variante 4 se je v primerjavi z armaturo variant 2 in 3 zaradi izbire vzorcev armiranja povečal za faktor med 1,08 in 1,22. Metoda načrtovanja nosilnosti ni imela vpliva na zgornjo in spodnjo armaturo gred variante 5.

Spodnja (pozitivna) armatura variante 1 je bila večinoma določena na podlagi obremenitev, le v zgornjih etažah so na armaturo vplivale minimalne zahteve Evrokoda 2. Po drugi strani so spodnjo armaturo gred variant 2 in 3 večinoma določale minimalne zahteve Evrokoda 8. Delež spodnje armature variante 4 se je v primerjavi z armaturo variant 2 in 3 povečal za faktor med 1,15 in 1,30. Metoda načrtovanja nosilnosti ni imela vpliva na spodnjo armaturo gred.



Slika 4.3: Povprečni delež vzdolžne in prečne armature v prečnih prerezih na spodnjem koncu stebrov po posameznih etažah za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno konstrukcijo.

Figure 4.3: Average longitudinal and transverse reinforcing ratio of the bottom cross-section of columns in each storey of a) 4-storey frame building, b) 7-storey frame building, c) 7-storey dual building, d) 8-storey frame building and e) 11-storey frame building.



Slika 4.4: Povprečni delež zgornje (pozitivne) in spodnje (negativne) vzdolžne armature prečnih prereзов na koncu gred in povprečni deleži prečne armature gred po posameznih etažah za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno konstrukcijo.

Figure 4.4: Average longitudinal reinforcing ratio for the top ("negative") and bottom ("positive") side of the edge cross-section of beams, and the corresponding transverse reinforcing ratio in each storey of a a) 4-storey frame building, b) 7-storey frame building, c) 7-storey dual building, d) 8-storey frame building, and e) 11-storey frame building.

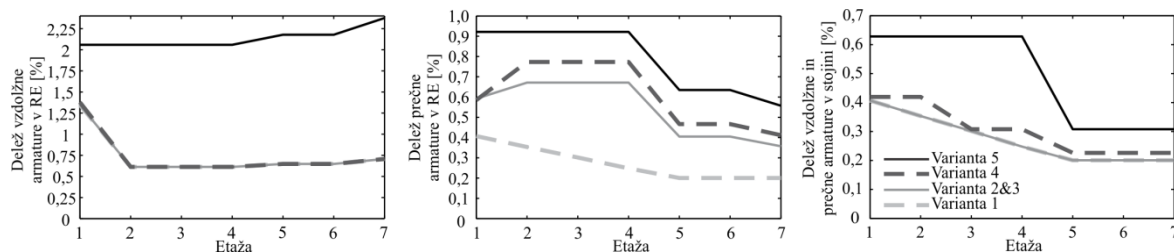
Prečna armatura gred variante 1 je bila za vse konstrukcije določena na podlagi projektnih obremenitev, pri čemer izjemo predstavljajo nekatere gred v zgornjih etažah 7- in 8-etažne konstrukcije, kjer so zahteve Evrokoda 2 narekovale večjo količino armature. Za varianto 2 (in tudi varianto 3, saj je armatura po variantah 2 in 3 enaka) 4-etažne konstrukcije se je zaradi minimalnih zahtev Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a) bistveno povečala količina prečne armature, saj smo namesto armature palice $\phi 6$ uporabili stremena $\phi 8$, zaradi česar se je spremenil pogoj, ki je ključen za določitev prečne armature. Tako je prečna armatura gred namesto iz obremenitev izhajala iz zahteve glede maksimalne dovoljene razdalje med stremeni. Prečna armatura 7- in 8-etažnih konstrukcij se je pri prehodu na varianto 2 (in 3) prav tako povečala, vendar v bistveno manjši meri, medtem ko se

prečna armatura 11-etažne konstrukcije praktično skoraj ni povečala. Izbira razdalje med stremeni (varianta 4) je minimalno vplivala na količino armature, medtem ko se je zaradi pravil metode načrtovanja nosilnosti, katerih namen pri določanju prečne armature je preprečiti nezaželeno krhko strižno porušitev elementov, povečala le armatura 7- in 8-etažnih konstrukcij. Povprečne deleže zgornje (pozitivne) in spodnje (negativne) vzdolžne armature prečnih prereзов na koncu gred in povprečne deleže prečne armature gred po posameznih etažah lahko bralec najde na sliki 4.4. Povprečne deleže vzdolžne armature smo izračunali ob upoštevanju pravokotnega prečnega prereza gred in tudi celotne armature plošče znotraj efektivne širine gred.

Vzdolžna armatura v robnem elementu stene v obravnavani smeri X je za variante 1, 2 in 3 ista, za varianto 4 pa se vzdolžna armatura malenkostno poveča le v prvi etaži (slika 4.5). Omenjeno izhaja iz dejstva, da je dolžina robnega elementa (RE) stene za vse variante konstrukcij enaka, armaturo pa (razen v prvi etaži) določa minimalni premer vzdolžne palice ($\phi 12$). Metoda načrtovanja nosilnosti (varianta 5) bistveno poveča vzdolžno armaturo v robnem elementu (RE) zaradi korekcije in premika momentne linije. Delež vzdolžne armature v robnem elementu se v zadnjih etažah malenkostno poveča zaradi krajše dolžine robnega elementa.

Prečna armatura robnega elementa stene variante 1 je določena na podlagi obremenitev na način, da sledi prečni armaturi stojine. Prečna armatura robnega elementa variant 2 in 3 se v primerjavi s prečno armaturo variante 1 poveča (glej sliko 4.5) zaradi upoštevanja zahteve glede objekta vzdolžnih palic v robnem elementu oziroma zaradi zahteve glede maksimalne dovoljene razdalje med stremeni (razdalja med stremeni je lahko največ 8-kratnik premera vzdolžne palice). Z metodo načrtovanja nosilnosti (varianta 5) se zaradi povečanja projektnih prečnih sil za 50 % poveča prečna armatura.

Vzdolžna in prečna armatura v stojini sta enaki, saj smo predpostavili uporabo Q mrež. Vzdolžna in prečna armatura v stojini po variantah 1, 2 in 3 je enaka in izhaja iz obremenitev (etaže 1 do 4) oziroma minimalnih zahtev Evrokoda 2 (minimalni delež prečne armature je 0,2 %). Izbira dejanske armaturne mreže (varianta 4) malenkostno poveča količino armature (slika 4.5), medtem ko metoda načrtovanja nosilnosti (varianta 5) bistveno poveča količino armature v stojini zaradi povečanja projektnih prečnih obremenitev za 50 %.



Slika 4.5: Delež vzdolžne armature in prečne armature v robnih elementih stene ter deleži vzdolžne in prečne armature v stojini stene v obravnavani smeri X 7-etažne mešane konstrukcije.

Figure 4.5: Longitudinal and transverse reinforcing ratio in the boundary element of the wall, and the longitudinal and transverse reinforcing ratio of the web in the wall in X direction for a 7-storey dual building.

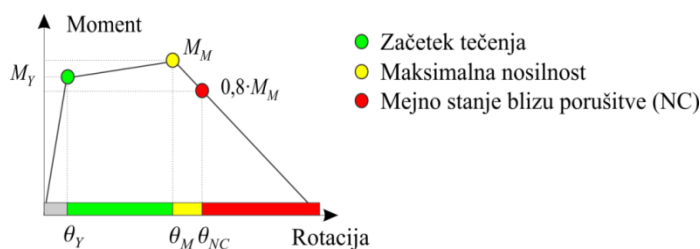
4.6 Model za nelinearno analizo konstrukcij

Vse analize konstrukcij smo opravili z odprtokodnim programom OpenSees (McKenna & Fenves, 2010) v kombinaciji z PBEE toolbox (Dolšek, 2010). PBEE toolbox (angl. *Performance-based earthquake engineering toolbox*) je nabor Matlabovih funkcij (MathWorks, 2012), ki na podlagi geometrije, armature prerezov in drugih karakteristik konstrukcije in njenih elementov pripravi poenostavljen nelinearni model ter omogoča procesiranje rezultatov analiz. Poenostavljen nelinearni model konstrukcij za simulacijo odziva konstrukcij smo izdelali v skladu z zahtevami Evrokoda 8 glede modeliranja nelinearnega odziva stavb. Stebre in grede konstrukcij smo modelirali z linearno elastičnim linijskim elementom s plastičnimi členki na krajiščih elementa, stene pa z plastičnim členkom nad medetažno ploščo. Predpostavili smo polno vpetost stebrov in sten v temelje. Na nivoju etaž smo upoštevali toge diafragme, mase in masne vztrajnostne momente pa smo modelirali v masnem središču posamezne etaže. Na podlagi rezultatov parametrične študije (Žižmond & Dolšek, 2014) smo pri prerezu gred upoštevali sodelujočo širino plošč v skladu s členom 5.3.2.1 Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Omeniti velja, da so bili uporabljeni modeli že večkrat validirani na podlagi rezultatov eksperimentov (Fajfar et al., 2006; Dolšek, 2010; Žižmond & Dolšek, 2014).

Obnašanje členkov smo opisali s trilinearnim odnosom moment–rotacija (slika 4.6). Definicija plastičnih členkov temelji na predpostavki o ničelni momentni točki na sredini elementov. Pri računu odnosa moment–rotacija plastičnih členkov je bila v gredah upoštevana osna sila enaka nič, pri stebrih in stenah pa osna sila zaradi vertikalne obtežbe, ki smo jo podali na gred konstrukcij. Karakteristične točke odnosa moment–rotacija (slika 4.6) približno predstavljajo začetek tečenja armature (Y), upogibno nosilnost prereza (M) in stanje blizu porušitve (NC, angl. *near collapse*), ki ustreza 80 % upogibne nosilnosti prereza. Upogibni moment na meji tečenja M_Y , ki predstavlja upogibni moment, ko prva armaturna palica doseže napetost enako napetosti tečenja jekla f_y , in upogibno nosilnost elementa M_M smo določili na osnovi analize prereza moment–ukrivljenost, pri čemer smo upoštevali mejno deformacijo 10 ‰ za jeklo in -3,5 ‰ za beton, elasto-plastični odnos med napetostjo in deformacijo jekla ter diagram napetost–deformacija betona, ki je v Evrokodu 2 (SIST EN 1992, 2005) predpisan za nelinearno analizo. Rotacijo v plastičnem členku na meji elastičnosti smo izračunali s predpostavljeno linearno ukrivljenostjo vzdolž elementa:

$$\theta_Y = \frac{M_Y L_0}{3EI} \quad (4.8)$$

kjer je EI produkt modula elastičnosti E in vztrajnostnega momenta prereza I in L_0 razdalja med koncem elementa in ničelno momentno točko, ki je predpostavljena na sredini elementa.



Slika 4.6: Trilinearni odnos moment–rotacija plastičnega členka.

Figure 4.6: Trilinear moment–rotation relationship in the plastic hinge.

Rotacijo plastičnega členka pri stanju blizu porušitve (NC) smo določili z enačbo Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998, 2005b):

$$\theta_{NC} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3') \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (4.9)$$

kjer je γ_d parameter, ki za elemente brez detajliranja za potresno obtežbo znaša 0,825, v nasprotnem primeru pa 1,0. Parameter γ_{el} , ki upošteva pomembnost konstrukcijskih elementov, smo za vse variante upoštevali kot 1,0. v je normirana osna sila v elementu $v = N/(A_c \cdot f_c)$, ki za gred znaša 0, ω oz. ω' sta mehanska deleža armiranja v natezni oziroma tlačni coni ($\omega = (A_s \cdot f_y)/(A_c \cdot f_c)$, kjer je f_c tlačna trdnost betona, f_y pa natezna trdnost vzdolžne armature). L_v je razdalja med obravnavanim prerezom in ničelno momentno točko, ki smo jo predpostavili na sredini elementa, torej je L_v enak 0,5. h predstavlja širino elementa v smeri obtežbe, α je faktor učinkovitosti objeta betonskega prereza, ρ_{sx} delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe ($\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_h)$), f_{yw} je natezna trdnost stremenske armature, ρ_d pa delež diagonalne armature.

Rotacija v plastičnem členku pri doseženi upogibni nosilnosti θ_M (enačba 4.10) se izračuna iz podobnih trikotnikov (slika 4.6), pri čemer moramo predpostaviti še, da je rotacija v plastičnem členku pri stanju porušitve elementa θ_C za faktor 3,5 večja od rotacije pri doseženi upogibni nosilnosti θ_M (enačba 4.11) in da se rotacija v plastičnem členku pri mejnem stanju blizu porušitve θ_{NC} zgodi pri momentu M_{NC} , ki ima vrednost 80 % največjega momenta M_M . Moment M_C , ki ustreza rotaciji v plastičnem členku pri stanju porušitve elementa θ_C , smo zaradi numerike predpostavili kot 1.

$$\frac{M_M - M_C}{\theta_C - \theta_M} = \frac{0,8M_M - M_C}{\theta_C - \theta_{NC}} \rightarrow \theta_M = \theta_{NC} \frac{(M_M - M_C)}{(1,4M_M - M_C)} \quad (4.10)$$

$$\theta_C = 3,5\theta_M \quad (4.11)$$

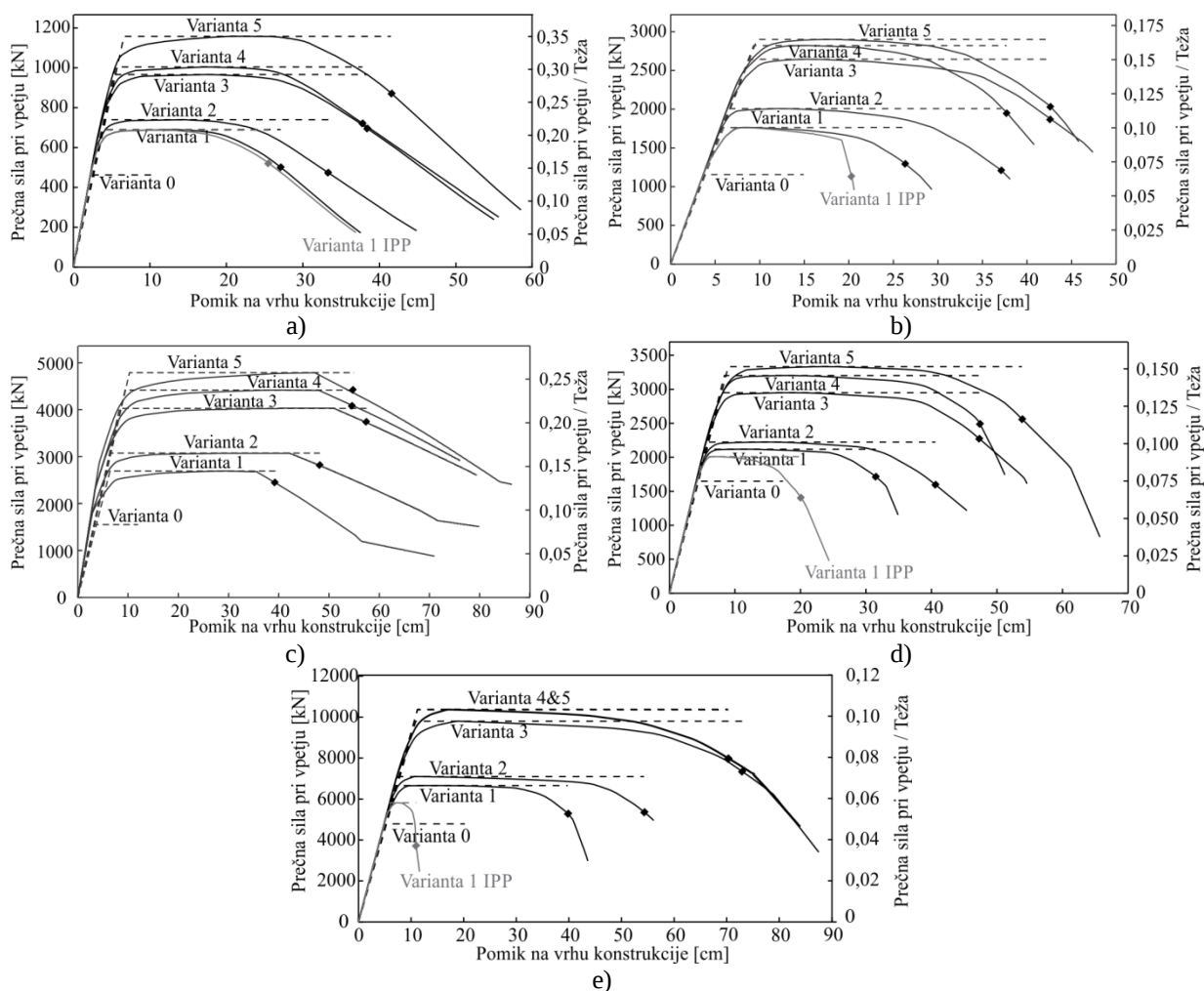
Za varianto 1 upoštevamo vrednosti parametra $\gamma_d = 0,825$, saj so pri tej varianti elementi projektirani po standardu Evrokod 2, ki posebnega detajliranja za potresno obtežbo ne zahteva. Pri ostalih variantah upoštevamo $\gamma_d = 1,0$. Pri variantah 3 – 5, kjer pri definiciji nelinearnega modela upoštevamo srednje vrednosti materialnih karakteristik, za tlačno trdnost betona uporabimo napetost, ki je za 8 MPa večja od karakteristične vrednosti, za napetost armature na meji tečenja pa upoštevamo vrednost 570 MPa, kar je za 14 % več od pripadajoče karakteristične vrednosti. Pri računu lastnosti

plastičnih členkov gred smo upoštevali tudi armaturo plošče znotraj efektivne širine gred. Spodnja (pozitivna) in zgornja (negativna) armatura sta za vse konstrukcije enaki in znašata $4,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ (spodnja) oziroma $2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ (zgornja). Velja tudi poudariti, da nelinearni model neposredno ne omogoča simuliranja strižne porušitve elementov, saj plastični členki zajamejo le upogiben odziv elementa.

4.7 Določitev faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve iz rezultatov potisne analize

Za vse variante konstrukcij smo izvedli potisno analizo z upoštevanjem horizontalne razporeditve sil po višini, ki ustreza produktu mase in prve nihajne oblike. Obravnavali smo samo glavno smer X. Nihajni časi ekvivalentnih SDOF modelov, ki smo jih definirali na podlagi elasto-plastične idealizacije potisnih krivulj, za 4-, 7-, 8- in 11-etažne okvime konstrukcije znašajo 0,74 s, 1,27 s, 1,26 s in 1,71 s, za 7-etažno mešano konstrukcijo pa 0,92 s. Nihajni časi ekvivalentnih SDOF modelov okvirnih konstrukcij so malenkostno večji, nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela mešane konstrukcije pa za približno 20 % večji od osnovnih nihajnih časov elastičnih MDOF modelov iz modalne analize. Omeniti velja, da se nihajni časi SDOF modelov po variantah konstrukcij praktično ne spreminjajo.

Potisne krivulje in pripadajoče idealizirane potisne krivulje sila–pomik so prikazane na sliki 4.7, globalni parametri odziva variant konstrukcij pa v preglednicah 4.4–4.8. Še enkrat je treba poudariti, da je varianta 0 umetna varianta, ki prikazuje le osnovni projektni dejavnik (projektno potresno obtežbo), in je zato nismo modelirali. Stanje blizu porušitve variante 0 tako povzroči prav potres s povratno dobo 475 let. Odnos sila–pomik za varianto 0 smo definirali na podlagi projektne prečne sile pri vpetju, ki predstavlja nosilnost (silo na meji tečenja), in faktorja obnašanja q , ki predstavlja duktilnost konstrukcije. Iz slike 4.7 in preglednic 4.4–4.8 lahko opazimo, da prehod z variante 0 na varianto 1 precej poveča nosilnost konstrukcije F_y in duktilnost konstrukcije μ_{NC} . Odziv variante 1 v primerjavi z varianto 0 zajame tudi vpliv minimalnih zahtev Evrokoda 2, sposobnosti konstrukcije za prerazporejanje obremenitev in osnovne duktilnosti konstrukcije. Podobno povečanje nosilnosti in duktilnosti lahko opazimo pri prehodu z variante 2 na varianto 3 (upoštevanje srednjih vrednosti materialnih karakteristik). Upoštevanje minimalnih zahtev Evrokoda 8 (prehod z variante 1 na varianto 2) in upoštevanje izbire vzorcev armiranja (prehod z variante 3 na varianto 4) prav tako nekoliko povečata nosilnost konstrukcije. Vpliv metode načrtovanja nosilnosti (pravila MSŠG) variira v odvisnosti od konstrukcije. Največji vpliv opazimo pri 4-etažni, najmanjši pa pri 11-etažni konstrukciji, kjer sta potisni krivulji variant 4 in 5 praktično skoraj enaki (slika 4.7e).



Slika 4.7: Potisne krivulje pripadajoč idealiziran odnos sila-pomik za 6 variant konstrukcije za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno in e) 11-etažno okvirno konstrukcijo. Rezultati IPP so prikazani le za varianta 1, saj smo strižno porušitev zaznali le pri tej varianti. Diamantni znak na posamezni potisni krivulji označuje mejno stanje blizu porušitve konstrukcije.

Figure 4.7: Pushover curves and corresponding idealized force-displacement relationships of the six variants of a) a 4-storey frame, b) 7-storey frame, d) 8-storey frame and e) 11-storey frame building, and c) 7-storey dual structural system. The results of the IPP are only presented for variant 1, i.e. the only case where the consideration of shear failure of columns affected the pushover curve. The diamond-shaped points on each of the pushover curves correspond to near-collapse displacement.

Da bi določili vpliv morebitne strižne porušitve stebrov na odziv variant konstrukcij, smo konstrukcije analizirali tudi z uporabo postopka iterativne potisne analize (IPP, angl. *iterative pushover procedure*) (Celarec & Dolšek, 2013; Kosič et al., 2014). Postopek iterativne potisne analize na poenostavljen način upošteva vpliv strižne porušitve stebrov. Postopek je, kot nam že samo ime pove, iterativen; sestavljajo ga potisna analiza, kontrola morebitne strižne porušitve in – v primeru zaznave strižne porušitve – adaptacija odnosa moment–rotacija v plastičnem členku. Strižno nosilnost stebrov izračunamo po enačbah Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998, 2005b) (enačba 6.4 v poglavju 6.1.2.2 doktorata). Plastične členke stebrov popravljamo na način, da v točki na ovojnici moment–rotacija plastičnega členka, kjer je bila zaznana strižna porušitev, definiramo nov začetek padajoče veje. Če se v popravljenem členku deformacija povečuje, se upogibna nosilnost členka zmanjšuje. Naklon padajoče veje plastičnega členka se izračuna iz enačb za mejne rotacije, ki so jih predlagali Zhu in

sodelavci (2007). Potisna analiza in korekcija modela konstrukcije se nato nadaljuje, dokler ni ustrezno simuliran upogibno-strižni odnos stebrov.

Iz rezultatov IPP (slika 4.7) lahko sklepamo, da je le varianta 1 občutljiva na strižno porušitev stebrov, pri čemer pri 4-etažni konstrukciji upoštevanje strižne porušitve praktično ni vplivalo na potisno krivuljo, medtem ko se je deformacijska kapaciteta 7-, 8- in 11-etažnih okvirnih konstrukcij bistveno zmanjšala (slika 4.7). Iterativne potisne analize za mešano konstrukcijo nismo uporabljali, saj potisna analiza, kot jo izvajamo v naši študiji, podceni strižne obremenitve sten (Rejec et al., 2012), torej bi bili rezultati IPP za mešano konstrukcijo premalo verodostojni. Ocenjujemo pa, da bi imelo upoštevanje strižne porušitve sten bistveno večji vpliv na potisno krivuljo variant 1 do 4, saj pri teh variantah nismo upoštevali 50-odstotnega povečanja projektnih prečnih obremenitev. Poudariti velja, da smo pri izračunu faktorjev vpliva in razčlenitve upoštevali rezultate, pri katerih strižne porušitve nismo simulirali, zato moramo vrednosti faktorjev, povezanih z variantama 1 in 2 okvirnih konstrukcij, in faktorje, povezane z mešano konstrukcijo, previdno interpretirati. Prav tako je treba izpostaviti, da so nelinearni modeli, ki jih uporabljamo za račun odziva konstrukcij, relativno neobčutljivi na spremembo prečne armature; navadno v manjši meri vplivajo le na deformacijsko kapaciteto konstrukcije.

Redukcijski faktor r_{NC} in deformacijska kapaciteta D_{NC} se z upoštevanjem dodatnih projektnih dejavnikov (stopnjevanjem variant) večinoma povečujeta (slika 4.7 in preglednice 4.4–4.8), kar pa ne velja za duktilnost konstrukcij μ_{NC} , saj je za nekatere konstrukcije (prehod z variante 2 na 3) povečanje pomika na meji tečenja, ki je posledica povečanja nosilnosti konstrukcije, večje od povečanja deformacijske kapacitete konstrukcije. Duktilnost konstrukcije se zmanjša tudi pri prehodu z variante 3 na varianto 4, saj se zaradi neenakomernega prirastka armature gred v primerjavi z armaturo stebrov zaradi izbire vzorcev armiranja zmanjša deformacijska kapaciteta konstrukcije. Metoda načrtovanja nosilnosti (varianta 5) za okvirne konstrukcije ponovno poveča deformacijsko kapaciteto, medtem ko za mešano konstrukcijo metoda načrtovanja nosilnosti celo malenkostno zmanjša deformacijsko kapaciteto. Razloge za zmanjšanje deformacijske kapacitete gre iskati pri rušnih mehanizmih, ki se zaradi neenakomernega spreminjanja armature sten, gred in stebrov med variantami precej spreminjajo. Vrednost duktilnosti μ_{NC} variante 5 (konstrukcija, ki je projektirana z upoštevanjem vseh določil standardov Evrokod) za okvirne konstrukcije znaša med 4,5 in 6, faktor dodatne nosilnosti r_s pa med 2,0 in 2,5. Za mešano konstrukcijo znaša duktilnost μ_{NC} 5,30, faktor dodatne nosilnosti r_s pa približno 3. Če upoštevamo $r_\mu = \mu_{NC}$, znašajo vrednosti redukcijskega faktorja r_{NC} med 11 in 16.

Potresne parametre konstrukcij a_{gNC} , P_{NC} in T_{RNC} prav tako prikazujemo v preglednicah 4.4–4.8. Vrednosti a_{gNC} variante 5 so za faktor 3 do 4 večje od pospeška, ki ustreza povratni dobi 475 let (projektni pospešek tal po Evrokodu 8 in tudi a_{gNC} variante 0). Povratna doba stanja blizu porušitve T_{RNC} se z upoštevanjem dodatnih projektnih dejavnikov prav tako povečuje. Naj omenimo, da smo za izračun T_{RNC} upoštevali parameter funkcije potresne nevarnosti $k = 2,9$, medtem ko smo logaritemske standardne deviacije β_{NC} določili na podlagi rezultatov študije Lazar in Dolšek (2014) in za 4-, 7-, 8- in 11-etažne okvirne konstrukcije znašajo 0,55, 0,60, 0,62 in 0,68. Za 7-etažno mešano konstrukcijo smo na podlagi ugotovitev Kosiča in sod. (2016) uporabili enako vrednost ($\beta_{NC} = 0,60$) kot pri 7-etažni

okvirni konstrukciji. Poudariti velja, da smo omenjene vrednosti standardnih deviacij uporabili za vse variante posamezne konstrukcije (tudi varianto 0).

Preglednica 4.4: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 4-etažne okvirne konstrukcije.

Table 4.4: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of a 4-storey frame building.

	Varianta					
	0	1	2	3	4	5
F_y [kN]	462	690	739	966	1004	1158
F_y/W	0,14	0,21	0,22	0,29	0,30	0,35
$r_{\cdot, \cdot} = \mu_{\cdot, \cdot}$	3,90	7,23	8,34	7,24	6,86	6,27
$r_{\cdot}$	1,00	1,49	1,60	2,09	2,17	2,50
r_{NC}	3,9	10,8	13,3	15,1	14,9	15,7
a_{aNC} [g]	0,36	0,97	1,20	1,37	1,35	1,45
P_{NC} [10^{-4}]	75,1	4,2	2,3	1,6	1,6	1,3
T_{RNC} [leta]	133	2367	4373	6431	6122	7573

Preglednica 4.5: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 7-etažne okvirne konstrukcije.

Table 4.5: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of a 7-storey frame building.

	Varianta					
	0	1	2	3	4	5
F_y [kN]	1155	1765	2007	2645	2821	2901
F_y/W	0,07	0,10	0,11	0,15	0,16	0,16
$r_{\cdot, \cdot} = \mu_{\cdot, \cdot}$	3,90	4,41	5,65	4,87	4,05	4,44
$r_{\cdot}$	1,00	1,53	1,74	2,29	2,44	2,51
r_{NC}	3,9	6,7	9,8	11,1	9,9	11,1
a_{aNC} [g]	0,30	0,52	0,75	0,86	0,76	0,86
P_{NC} [10^{-4}]	95,7	3,4	1,9	1,3	1,1	1,2
T_{RNC} [leta]	105	2943	5167	7887	9470	8453

Preglednica 4.6: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 7-etažne mešane konstrukcije.

Table 4.6: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of a 7-storey dual building.

	Varianta					
	0	1	2	3	4	5
F_y [kN]	1550	2690	3073	4025	4417	4786
F_y/W	0,08	0,14	0,17	0,22	0,24	0,26
$r_{\cdot, \cdot} = \mu_{\cdot, \cdot}$	3,60	6,24	7,41	6,97	5,86	5,34
$r_{\cdot}$	1,00	1,73	1,98	2,60	2,85	3,09
r_{NC}	3,6	10,8	14,7	18,1	16,7	16,5
a_{aNC} [g]	0,30	0,95	1,21	1,48	1,38	1,37
P_{NC} [10^{-4}]	95,7	3,4	1,7	0,9	1,1	1,2
T_{RNC} [leta]	105	2952	6022	10627	8767	8610

Preglednica 4.7: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 8-etažne okvirne konstrukcije.

Table 4.7: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of an 8-storey frame building.

	Varianta					
	0	1	2	3	4	5
F_y [kN]	1648	2118	2223	2949	3201	3332
F_y/W	0,07	0,09	0,10	0,13	0,14	0,15
$r_s = \mu_r$	3,90	5,72	6,99	6,19	5,66	6,00
r_s	1,00	1,29	1,35	1,79	1,94	2,02
r_{NC}	3,9	7,4	9,4	11,1	11,0	12,1
a_{gNC} [g]	0,29	0,53	0,68	0,81	0,80	0,89
P_{NC} [10^{-4}]	106,0	17,7	8,6	5,3	5,5	3,9
T_{RNC} [leta]	94	565	1168	1886	1829	2534

Preglednica 4.8: Potresni parametri konstrukcij, ki so izračunani iz rezultatov potisne analize za variante konstrukcij 11-etažne okvirne konstrukcije.

Table 4.8: Seismic structural parameters estimated through the pushover-based method for variants of an 11-storey frame building.

	Varianta					
	0	1	2	3	4	5
F_y [kN]	4783	6657	7093	9797	10353	10353
F_y/W	0,05	0,07	0,07	0,10	0,10	0,10
$r_s = \mu_r$	3,90	5,56	7,19	6,77	6,26	6,26
r_s	1,00	1,39	1,48	2,05	2,16	2,16
r_{NC}	3,9	7,7	10,7	13,9	13,5	13,5
a_{gNC} [g]	0,30	0,59	0,81	1,08	1,04	1,04
P_{NC} [10^{-4}]	147,1	20,5	8,2	3,6	4,0	4,0
T_{RNC} [leta]	68	489	1223	2779	2514	2514

Faktorje vpliva prikazujemo v preglednici 4.9. K vrednosti faktorja dodatne nosilnosti r_s največ prispevajo minimalne zahteve Evrokoda 2 v kombinaciji s sposobnostjo konstrukcije za prerazporeditev obremenitev in osnovno duktilnostjo konstrukcije ($\delta IF_{rs,1} \in [1,3 \ 1,7]$) in ob upoštevanju srednjih vrednosti materialnih karakteristik ($\delta IF_{rs,3} \in [1,3 \ 1,4]$). Celotni faktor vpliva za faktor dodatne nosilnosti r_s je kar enak faktorju dodatne nosilnosti ter znaša med 2,0 in 3,1. Delni faktor vpliva za razpoložljivo duktilnost konstrukcije (ki je zaradi upoštevanja pravila enakosti pomikov enaka redukcijskemu faktorju zaradi duktilnosti) $\delta IF_{\mu NC}$ je v nekaterih primerih znašal manj kot 1, saj je, kot smo že omenili, povečanje pomika meji tečenja sorazmerno večje od povečanja deformacijske kapacitete konstrukcije, v nekaterih primerih pa se deformacijska kapaciteta konstrukcije zaradi neenakomernega prirastka armature v gredeh, stebrih in stenah zaradi izbire vzorcev armiranja oziroma metode načrtovanja nosilnosti (pravilo MSŠG) zmanjša. Zanimiva je tudi ugotovitev, da je za varianto 5 v primeru 4-etažne okvirne in 7-etažne mešane konstrukcije delni faktor vpliva za razpoložljivo duktilnost manjši od 1, čeprav je bila vzdolžna armatura stebrov določena na podlagi metode načrtovanja nosilnosti. Celotni faktor vpliva za razpoložljivo duktilnost v odvisnosti od konstrukcije variira med 1,1 in 1,6 ($IF_{\mu NC} \in [1,1 \ 1,6]$).

Celotna faktorja vpliva IF_{rNC} in IF_{agNC} sta praktično enaka, pri čemer najmanjša vrednost pripada 7-etažni okvirni, največja pa 4-etažni konstrukciji. To tudi pomeni, da je a_{gNC} za 3- do 4-krat večji od

projektnega pospeška tal (pospeška s povratno dobo 475 let). Največji delni faktor vpliva za a_{gNC} je posledica upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 2, sposobnosti konstrukcije za prerazporeditev obremenitev in osnovne duktilnosti konstrukcije ($\delta IF_{agNC,1} \in [1,7 \ 2,7]$). Minimalne zahteve Evrokoda 8 tudi pomembno vplivajo na velikost a_{gNC} . ($\delta IF_{agNC,2} \in [1,2 \ 1,4]$). Največje faktorje vpliva smo dobili za povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} ($IF_{TRNC} \in [21 \ 82]$), kar pomeni, da je povratna doba stanja blizu porušitve za konstrukcijo, ki je v celotni projektirana v skladu s standardi Evrokod (varianta 5), za faktor med 21 in 82 večja od T_{RNC} variante 0. Samo prehod z variante 0 na varianto 1 povprečno poveča povratno dobo mejnega stanja blizu porušitve za približno 10-krat ($\delta IF_{TRNC,1} \in [5 \ 28]$). Minimalne zahteve Evrokoda 8 in upoštevanje srednjih vrednosti materialnih karakteristik imajo zmeren vpliv na T_{RNC} ($\delta IF_{TRNC,2\&3} \in [1,5 \ 2,8]$). Ostali projektni dejavniki bistveno ne povečujejo T_{RNC} . Omeniti velja tudi, da je povratna doba stanja blizu porušitve konstrukcije za 5- do 20-krat večja od povratne dobe projektnega pospeška po Evrokodu 8 (475 let).

Preglednica 4.9: Delni in celotni faktorji vpliva za potresne parametre 4-, 7-, 8- in 11-etažne okvirne in 7-etažne mešane konstrukcije.

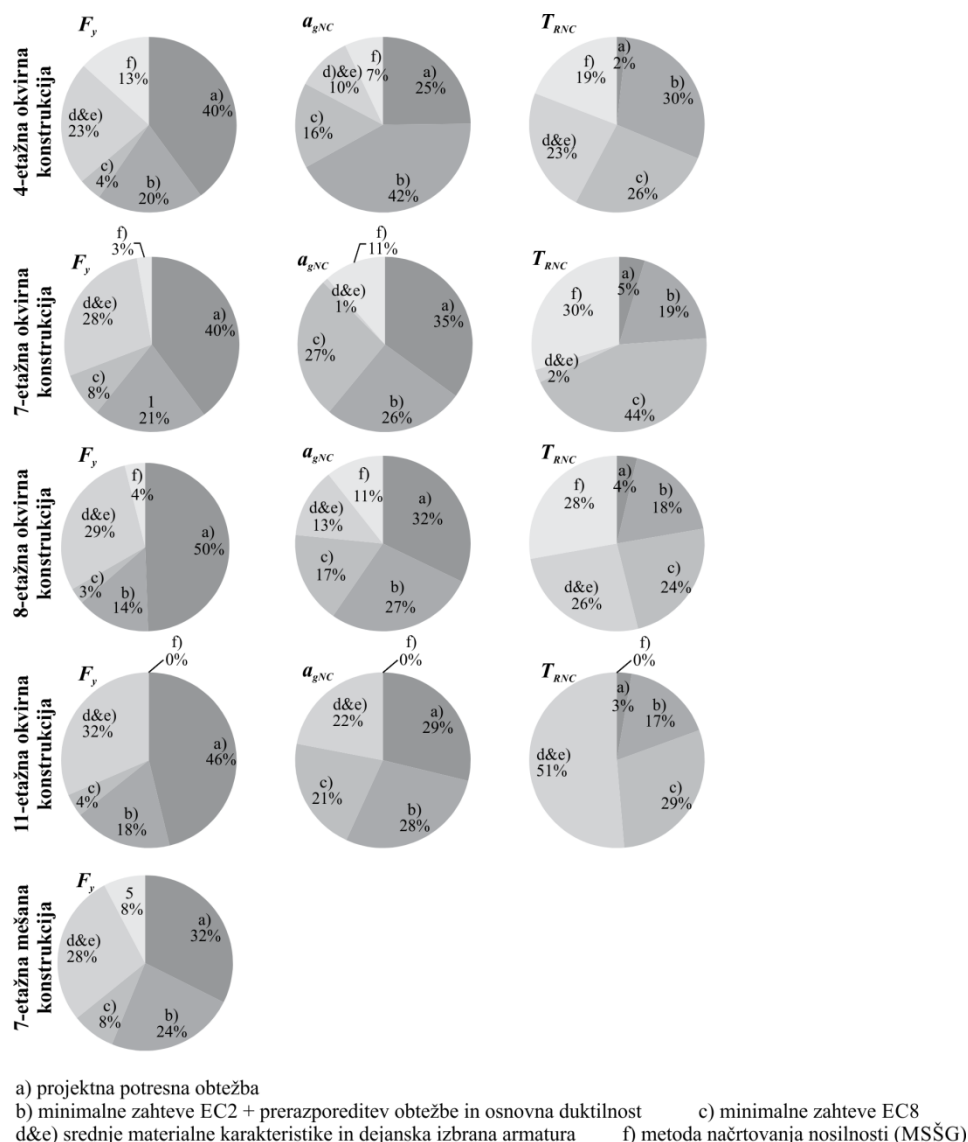
Table 4.9: Partial and overall impact factors for the seismic structural parameters of variants of a 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey frame, and 7-storey dual building.

		δIF_k					IF
		1	2	3	4	5	
r_s	4-etažna okvirna	1,49	1,07	1,31	1,04	1,15	2,51
	7-etažna okvirna	1,53	1,14	1,32	1,07	1,03	2,51
	7-etažna mešana	1,73	1,14	1,31	1,10	1,08	3,09
	8-etažna okvirna	1,29	1,05	1,33	1,09	1,04	2,02
	11-etažna okvirna	1,39	1,07	1,38	1,06	1,00	2,16
$r_{\perp} = \mu_{\perp}$	4-etažna okvirna	1,85	1,15	0,87	0,95	0,91	1,61
	7-etažna okvirna	1,13	1,28	0,86	0,83	1,09	1,14
	7-etažna mešana	1,73	1,19	0,94	0,84	0,91	1,48
	8-etažna okvirna	1,47	1,22	0,89	0,92	1,06	1,54
	11-etažna okvirna	1,42	1,30	0,94	0,92	1,00	1,60
r_{NC}	4-etažna okvirna	2,77	1,24	1,13	0,98	1,05	4,03
	7-etažna okvirna	1,73	1,46	1,13	0,89	1,13	2,86
	7-etažna mešana	3,01	1,36	1,23	0,92	0,99	4,58
	8-etažna okvirna	1,89	1,28	1,17	0,99	1,10	3,11
	11-etažna okvirna	1,98	1,38	1,30	0,98	1,00	3,47
a_{gNC}	4-etažna okvirna	2,70	1,24	1,14	0,98	1,08	4,03
	7-etažna okvirna	1,74	1,43	1,14	0,88	1,13	2,86
	7-etažna mešana	3,16	1,28	1,22	0,94	0,99	4,58
	8-etažna okvirna	1,85	1,29	1,18	0,99	1,12	3,11
	11-etažna okvirna	1,97	1,37	1,33	0,97	1,00	3,47
T_{RNC}	4-etažna okvirna	17,78	1,85	1,47	0,95	1,24	56,9
	7-etažna okvirna	5,01	2,84	1,48	0,70	1,42	21,0
	7-etažna mešana	28,24	2,04	1,76	0,82	0,98	82,4
	8-etažna okvirna	5,98	2,07	1,61	0,97	1,38	26,9
	11-etažna okvirna	7,19	2,50	2,27	0,90	1,00	37,0

Faktorji razčlenitve za nosilnost konstrukcije F_y , ocenjeno mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve a_{gNC} in povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} so prikazani na sliki 4.8. Ker upoštevanje izbire vzorcev armiranja (varianta 4) povzroči zmanjšanje pospeška in povratne dobe pri stanju blizu porušitve, vpliv upoštevanja srednjih vrednosti materialnih karakteristik in izbire vzorcev armiranja prikazujemo skupaj. Na ta način smo se izognili negativnim vrednostim faktorjev razčlenitve. Za 7-

etažno mešano konstrukcijo prikazujemo samo faktorje razčlenitve za nosilnost konstrukcije F_y , saj sta tako mediana a_{gNC} kot tudi povratna doba T_{RNC} za varianto 3 večja kot za varianto 5. S slike 4.8 je moč jasno videti, da je projektna potresna obtežba projektni dejavnik, ki najbolj vpliva na nosilnost konstrukcije F_y . Sledijo upoštevanje srednjih vrednosti materialnih karakteristik in izbire vzorcev armiranja. Omenjeni trije dejavniki skupaj prispevajo 60–80 % k nosilnosti konstrukcije F_y . Metoda načrtovanja nosilnosti oziroma princip močnih stebrov in šibkih gred (MSŠG) pomembno vpliva na nosilnost le v primeru konstrukcij, kjer je bila vzdolžna armatura zaradi omenjenega projektnega dejavnika povečana (tj. 4-etažna okvirna in 7-etažna mešana konstrukcija). Zanimiva je tudi ugotovitev, da projektna potresna obtežba, minimalne zahteve Evrokoda 2 in minimalne zahteve Evrokoda 8 (varianete 0, 1 in 2) za vse tri konstrukcije prispevajo približno 65 % k nosilnosti konstrukcije F_y .

Osnovni projektni dejavnik (projektna potresna obtežba) k pospešku a_{gNC} prispeva bistveno manj (približno 30 %) kot k nosilnosti konstrukcije F_y . Po drugi strani pa upoštevanje projektne potresne obtežbe, minimalnih zahtev Evrokoda 2 in minimalnih zahtev Evrokoda 8 (varianete 0, 1 in 2) skupno prispeva k a_{gNC} za približno 15 % več kot k nosilnosti F_y . Precej drugačne pa so vrednosti faktorjev razčlenitve za povratno dobo T_{RNC} . Na sliki 4.8 lahko vidimo, da projektna potresna obtežba praktično nima vpliva na povratno dobo T_{RNC} in da povratna doba T_{RNC} precej variira v odvisnosti od konstrukcije. Skupni prispevek projektnih dejavnikov brez upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti je precej velik (od 70 % do tudi več kot 90 %), pri čemer največja vrednost pripada 11-etažni konstrukciji, kjer metoda načrtovanja nosilnosti ni pomembno vplivala na armaturo stebrov. Zadnja ugotovitev nas privede do precej zanimivega zaključka, saj projektni dejavniki, ki zahtevajo razmeroma malo dela projektanta oziroma jih med projektiranjem kar privzamemo (upoštevanje minimalnih zahtev standarda, dejstvo, da v konstrukciji nastopajo srednje vrednosti materialnih karakteristik, elemente konstrukcij pa projektiramo z uporabo projektnih vrednosti), prispevajo k povratni dobi T_{RNC} precej več kot projektni dejavniki, ki zahtevajo ogromno dela (npr. metoda načrtovanja nosilnosti). Ob tem je treba poudariti, da tudi metoda načrtovanja nosilnosti precej pomembno vpliva na odziv konstrukcije. Slednje velja predvsem pri konstrukcijah z močnimi horizontalnimi elementi, saj metoda načrtovanja nosilnosti v fazi projektiranja korigira projektne obremenitve elementov na način, da zagotavlja ustrezno lokalno in globalno duktilnost konstrukcije.



Slika 4.8: Razčlenitev prispevka potresnih dejavnikov k nosilnosti konstrukcije F_y , pospešku tal, ki povzroči stanje blizu porušitve a_{gNC} , in povratni dobi stanja blizu porušitve T_{RNC} za 4-, 7-, 8- in 11-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije ter razčlenitev prispevka potresnih dejavnikov k nosilnosti konstrukcije F_y za 7-etažno armiranobetonsko mešano konstrukcijo.

Figure 4.8: Deaggregation of the impact of seismic factors on yield strength F_y , ground acceleration causing near-collapse limit state a_{gNC} , and return period at near-collapse limit state T_{RNC} of the investigated 4-storey, 7-storey, 8-storey, and 11-storey reinforced concrete frame buildings, and deaggregation of the impact of seismic factors on yield strength F_y for a 7-storey reinforced concrete dual building.

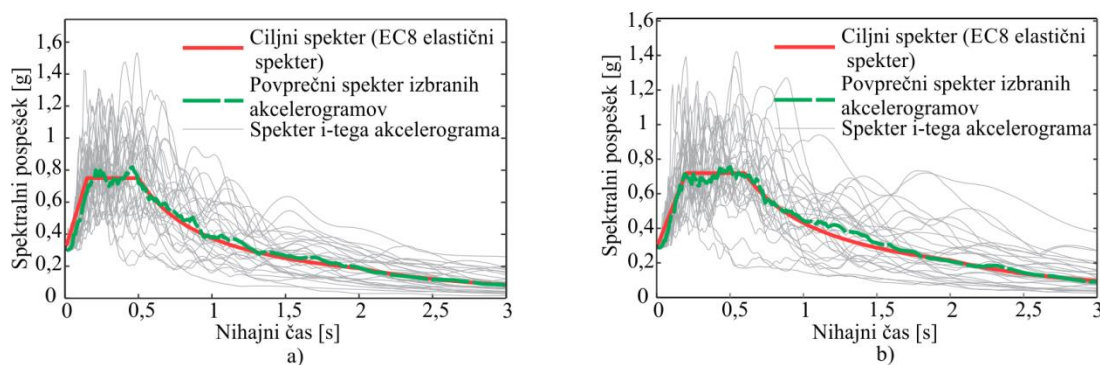
4.8 Določitev faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve iz rezultatov analize IDA

Da bi potrdili zaključke, ki smo jih pridobili iz rezultatov potisne analize, smo faktorje vpliva in razčlenitve za ocenjeno mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve a_{gNC} in povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} določili tudi iz rezultatov analize IDA. Uporabili smo dve skupini s po 30 akceleroگرامi, ki smo jih določili iz PEER-ove baze akceleroگرامov (Chiou & Youngs, 2008; Jayaram et al., 2011). Akceleroگرامe smo izbirali na način, da se povprečni spekter izbranih akceleroگرامov (pri čemer so spektri normirani na pospešek tal) čim bolj ujema z elastičnim spektrom po Evrokodu 8 za tip tal, ki smo ga uporabili pri projektiranju konstrukcij (skupina akceleroگرامov

GM1: tip tal B za 4-, 7- in 11-etažno konstrukcijo, skupina akceleroگرامov GM2: tip tal C za 8-etažno konstrukcijo (slika 4.9)).

Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 5,5 in 7 ter razdalje med epicentrom in lokacijo objekta med 5 in 50 km. V primeru skupine GM1 so bili akceleroگرامi zabeleženi na tleh, za katera strižna hitrost valovanja v zgornjih 30 m znaša 360–800 m/s, v primeru skupine GM2 pa 180–360 m/s. Omeniti velja tudi, da obe skupini akceleroگرامov ustrezata vsem zahtevam Evrokoda 8, vključno z zahtevo, da povprečni spekter spektrov izbranih akceleroگرامov na območju med $0,2T_1$ in $2T_1$ (kjer je T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije (poglavje 3.2.3.1.2(4)c v Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a))) nikjer ne pade pod 90 % vrednosti spektralnih pospeškov elastičnega spektra.

Model za nelinearno analizo konstrukcij smo za potrebe dinamične analize ustrezno dopolnili. Upoštevali smo 5-odstotno dušenje, proporcionalno masi, in histerezna pravila materiala (*unial material Hysteretic*) programa Opensees (McKenna & Fenves, 2010). Koeficient raztežitvene togosti β smo predpostavili kot 0,8.



Slika 4.9: Spektri izbranih akceleroگرامov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (elastični spekter po Evrokodu 8) in povprečni spekter izbranih akceleroagramov za skupini a) GM1 in b) GM2.

Figure 4.9: Acceleration spectra of selected ground motions, target spectrum according to Eurocode 8, and mean value of spectral accelerations of selected ground motions for a) GM1 and b) GM2.

Ocenjeno mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve a_{gNC} in povratne dobe stanja blizu porušitve T_{RNC} so za vse variante vseh petih konstrukcij prikazane v preglednici 4.10. Mediane pospeškov tal po variantah 1–5 smo izračunali iz rezultatov analiz IDA na podlagi metode največjega verjetja, mediano a_{gNC} za varianto 0 pa smo določili kot produkt projektnega pospeška po Evrokodu a_{g475} (pospeška tal, ki ustreza povratni dobi 475 let) in faktorja tal S . Vrednosti median pospeškov tal a_{gNC} , pridobljenih iz rezultatov analize IDA, se za okvirne konstrukcije razlikujejo od median na podlagi rezultatov potisne analize, medtem ko sta za mešano konstrukcijo mediani pospeškov tal a_{gNC} praktično enaki. Na primer za variante konstrukcije, ki izpolnjuje vse zahteve Evrokodov (varianta 5), je mediana a_{gNC} v primeru 4-etažne konstrukcije manjša, v primeru 7- in 8-etažnih konstrukcij rahlo večja in v primeru 11-etažne konstrukcije precej večja od a_{gNC} iz potisne analize. Povratne dobe T_{RNC} so za rezultate analize IDA precej večje od tistih iz potisne analize predvsem zaradi razlike med vrednostma standardne deviacije β_{NC} pri stanju blizu porušitve. Standardne deviacije β_{NC} iz rezultatov analize IDA, ki za 4-, 7-, 8- in 11-etažno okvirno konstrukcijo znašajo 0,43, 0,46, 0,58 in 0,47, za 7-etažno mešano konstrukcijo pa 0,44, so namreč precej manjše od predpostavljenih vrednosti, ki smo jih uporabili za izračun T_{RNC} iz

rezultatov potisne analize. Na razliko med T_{RNC} seveda delno vpliva tudi razlika med pospeški a_{gNC} iz analize IDA in potisne analize. Omenjeno velja predvsem za 11-etažno konstrukcijo.

Preglednica 4.10: Ocenjene mediane pospeškov tal pri stanju blizu porušitve in povratne dobe stanja blizu porušitve, izračunane iz rezultatov analiza IDA za variante 4, 7, 8 in 11-etažne okvirne konstrukcije in 7-etažne mešane konstrukcije.

Table 4.10: Median values of peak ground acceleration at the near-collapse limit-state and return periods at the near-collapse limit state obtained by using analysis IDA for different variants of the 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey frame building, and 7-storey dual structural system.

		Varianta					
		0	1	2	3	4	5
a_{gNC} [g]	4-etažna okvirna	0,36	0,85	0,98	1,13	1,12	1,29
	7-etažna okvirna	0,30	0,68	0,84	0,98	0,91	1,01
	7-etažna mešana	0,30	0,92	1,10	1,33	1,30	1,39
	8-etažna okvirna	0,29	0,59	0,76	0,93	0,92	1,00
	11-etažna okvirna	0,30	0,89	1,18	1,58	1,53	1,53
T_{RNC} [leta]	4-etažna okvirna	221	2677	4021	6037	5888	8930
	7-etažna okvirna	199	2164	3907	6092	4906	6735
	7-etažna mešana	205	5220	8903	15370	14377	17578
	8-etažna okvirna	115	919	1959	3428	3376	4263
	11-etažna okvirna	185	4276	9880	22756	20980	20999

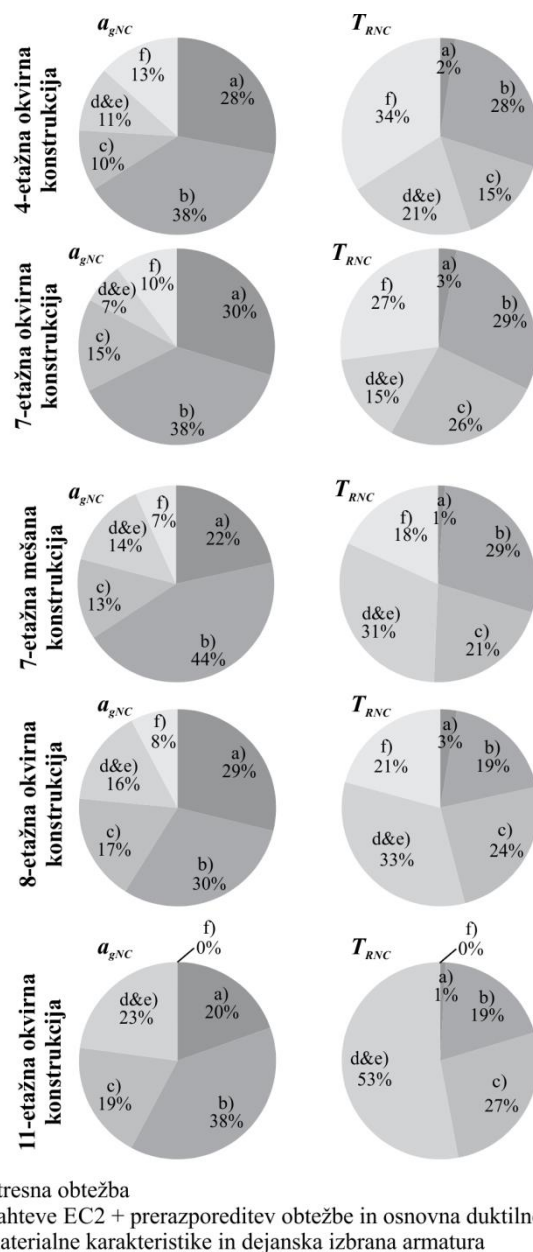
Faktorje vpliva prikazujemo v preglednici 4.11. Celotni faktorji vpliva $IF_{agNC} \in [3,3 \text{ } 3,6]$ in $IF_{TRNC} \in [34 \text{ } 41]$ so za 4-, 7- in 8-etažne okvirne konstrukcije precej podobni celotnim faktorjem vpliva na podlagi potisne analize, kar pa ne velja za 11-etažno okvirno in 7-etažno mešano konstrukcijo, kjer so faktorji vpliva bistveno večji ($IF_{agNC} \approx 5$ in $IF_{TRNC} \approx 100$). Večje vrednosti faktorjev vpliva IF_{agNC} in IF_{TRNC} so posledica večjih vrednosti median a_{gNC} iz analize IDA, kjer mediana a_{gNC} zajema tudi odziv konstrukcije v višjih nihajnih oblikah. Največji delni faktor vpliva za mediano a_{gNC} pripada varianti 1 $\delta IF_{agNC,1} \in [2,0 \text{ } 3,0]$ (vpliv minimalnih zahtev Evrokoda 2, sposobnosti konstrukcije za prerazporeditev obremenitev in osnovne duktilnosti konstrukcije). Sledijo delni faktorji vpliva, ki so posledica minimalnih zahtev Evrokoda 8 in upoštevanja srednjih vrednosti materialnih karakteristik. Te vrednosti so podobno velike in znašajo med $\delta IF_{agNC,2}, \delta IF_{agNC,3} \in [1,1 \text{ } 1,3]$. Delni faktorji vpliva $\delta IF_{agNC,3}$, $\delta IF_{agNC,4}$ in $\delta IF_{agNC,5}$ imajo za okvirne konstrukcije podobne vrednosti kot pri potisni analizi. Velja omeniti, da prehod z variante 3 na varianto 4 (izbira vzorcev armiranja) povzroči zmanjšanje mediane a_{gNC} tudi pri analizi IDA. Za mešano konstrukcijo se izkaže, da izbira vzorcev armiranja (varianta 4) zniža mediano pospeškov tal a_{gNC} v precej manjši meri kot pri potisni analizi, metoda načrtovanja nosilnosti (varianta 5) pa – za razliko od potisne analize – poveča mediano pospeškov tal a_{gNC} na vrednost, ki je večja od mediane pospeškov tal a_{gNC} variante 3.

Preglednica 4.11: Delni in celotni faktorji vpliva za a_{gNC} in T_{RNC} za vse variante 4-, 7-, 8- in 11-etažnih okvirnih konstrukcij in 7-etažne mešane konstrukcije.Table 4.11: Partial and overall impact factors for a_{gNC} and T_{RNC} for all variants of the 4-storey, 7-storey, 8-storey and 11-storey frame buildings and 7-storey dual structural system building.

		δIF_i					IF
		1	2	3	4	5	
$a_{g,NC}$	4-etažna okvirna	2,36	1,15	1,15	0,99	1,15	3,58
	7-etažna okvirna	2,28	1,23	1,17	0,93	1,12	3,37
	7-etažna mešana	3,05	1,20	1,21	0,98	1,07	4,64
	8-etažna okvirna	2,05	1,30	1,21	0,99	1,08	3,33
	11-etažna okvirna	2,95	1,33	1,33	0,97	1,00	5,11
$T_{R,NC}$	4-etažna okvirna	12,13	1,50	1,50	0,98	1,52	40,5
	7-etažna okvirna	10,88	1,81	1,56	0,81	1,37	33,9
	7-etažna mešana	25,45	1,71	1,73	0,94	1,22	85,7
	8-etažna okvirna	7,98	2,13	1,75	0,98	1,26	37,0
	11-etažna okvirna	23,13	2,31	2,30	0,92	1,00	113,6

Faktorje razčlenitve za mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitvi konstrukcije a_{gNC} in povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} prikazujemo na sliki 4.10. Čeprav se absolutne vrednosti median a_{gNC} in povratnih dob T_{RNC} na podlagi analiz IDA razlikujejo od tistih v primeru potisne analize, so si faktorji razčlenitve iz obeh tipov analize precej podobni, pri čemer nekoliko večje odstopanje opazimo le pri 7- in 11-etažnih okvirnih konstrukcijah. Za 7-etažno okvirno konstrukcijo se je prispevek minimalnih zahtev Evrokoda 2, sposobnosti konstrukcije za prerazporeditev obremenitev in osnovne duktilnosti konstrukcije k pospešku a_{gNC} povečal, pri tem pa se je zmanjšal prispevek minimalnih zahtev Evrokoda 8. Po drugi strani se je prispevek projektne potresne obtežbe k pospešku a_{gNC} 11-etažne okvirne konstrukcije zmanjšal (20 %; pri potisni analizi je prispevek znašal 29 %), pri tem pa se je povečal prispevek minimalnih zahtev Evrokoda 2, sposobnosti konstrukcije za prerazporeditev obremenitev in osnovne duktilnosti konstrukcije (38 %, pri potisni analizi je prispevek znašal 28 %; glej sliki 4.8 in 4.10). Za vseh pet konstrukcij velja, da skupni prispevek projektne potresne obtežbe in minimalnih zahtev Evrokoda 2 in 8 k a_{gNC} znaša približno 80 %, kar je približno toliko kot pri potisni analizi.

Faktorji razčlenitve za povratno dobo T_{RNC} so precej podobni faktorjem razčlenitve, ki izhajajo iz rezultatov potisne analize. Manjše odstopanje je opaziti za 4- in 7-etažni okvirni konstrukciji. Za 4-etažno konstrukcijo se prispevek metode načrtovanja nosilnosti (MSŠG) poveča (z 19 na 34 %), medtem ko se prispevek upoštevanje minimalnih zahtev standarda Evrokod 8 zmanjša (s 26 na 15 %). Za 7-etažno okvirno konstrukcijo se prispevek minimalnih zahtev standardov Evrokod 2 in 8 zmanjša na račun skupnega prispevka upoštevanja srednjih vrednosti materialnih karakteristik in izbire vzorcev armiranja.



Slika 4.10: Razčlenitev prispevka projektnih potresnih dejavnikov za mediano pospeškov tal pri stanju blizu porušitve konstrukcije a_{gNC} in povratno dobo stanja blizu porušitve T_{RNC} za 4-, 7-, 8- in 11-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije in 7-etažno armiranobetonsko mešano konstrukcijo.

Figure 4.10: Deaggregation of the impact of seismic design factors on ground acceleration median at near-collapse limit state a_{gNC} and return period of the near-collapse limit state T_{RNC} of the investigated 4-storey, 7-storey, 8-storey, and 11-storey reinforced concrete frame buildings, and 7-storey reinforced concrete dual building.

4.9 Tipične vrednosti duktilnosti in faktorjev dodatne nosilnosti za armiranobetonske stavbe

Natančnost projektiranja na ciljno zanesljivost po postopku, ki je predstavljen v drugem in tretjem poglavju tega doktorata, je močno odvisna od sposobnosti projektanta, da pravilno predpostavi vrednosti duktilnosti in faktorja dodatne nosilnosti konstrukcije. Kadar sta predpostavljene vrednosti duktilnosti in faktorja dodatne nosilnosti enaki izračunanim (ocenjenim) vrednostim ter je predpostavljena vrednost standardne deviacije logaritamskih vrednosti pospeška pri stanju blizu

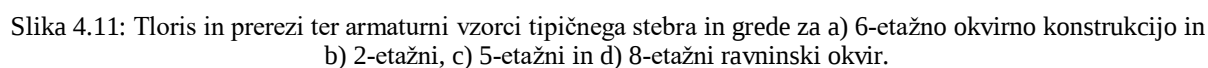
porušitve objekta enaka izračunani vrednosti standardne deviacije logaritemskih vrednosti pospeška pri stanju blizu porušitve objekta, je izračunana verjetnost porušitve enaka ciljni verjetnosti porušitve. V nadaljevanju poglavja bomo za nekaj tipičnih okvirnih armiranobetonskih in eno mešano armiranobetonsko konstrukcijo določili duktilnosti in faktorje dodatne nosilnosti. Obravnavali bomo 4-, 7-, 8- in 11-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije in 7-etažno mešano konstrukcijo, ki smo jih uporabili že pri določanju prispevka posameznih projektnih dejavnikov (glej poglavje 4.5), ter 6-etažno okvirno konstrukcijo in 2-, 5- in 8-etažni ravninski okvir. Omeniti velja, da so vse konstrukcije pravilne po tlorisu in višini ter projektirane ob upoštevanju vseh določil standardov Evrokod (SIST EN 1998, 2005a; SIST EN 1992, 2005). Prostorske konstrukcije bomo ločeno analizirali v smereh X in Y.

Tlorisi in prerezi (slika 4.2) ter projektna izhodišča, ki so bili uporabljeni za projektiranje 4-, 7-, 8- in 11-etažnih okvirnih konstrukcij in 7-etažne mešane konstrukcije, so povzeti v poglavju 4.5, zato jih na tem mestu ne bomo navajali. Mase posameznih etaž in osnovne nihajne oblike za glavno smer X za prej omenjene stavbe so prikazane v preglednici 4.2 (poglavje 4.5), osnovne nihajne oblike za glavno smer Y pa v preglednici 4.13. Šestetažno okvirno konstrukcijo (slika 4.11) smo povzeli po diplomski nalogi (Besednjak, 2012); konstrukcija je locirana v Ljubljani na tleh tipa B, kjer projektni pospešek tal znaša $a_{g475} = 1,2 \cdot 0,25 = 0,30$ g. Pri projektiranju so bila uporabljena pravila za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), faktor obnašanja $q = 3,9$, jeklo B500 kvalitete B in beton C35/45. Ravninski okvirji (slika 4.11) so bili projektirani v sklopu doktorske disertacije (Kosič, 2014). Upoštevano je bilo, da so okvirji na tleh tipa C in področju s projektnim pospeškom $a_{g475} = 1,15 \cdot 0,25 = 0,29$ g. Uporabljena so bila pravila za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), faktor obnašanja $q = 3,9$, jeklo B500 kvalitete B in beton C30/37. Poudariti velja, da so dimenzije prečnih prerezov stebrov in gred ravninskih okvirov pogojevale zahteve glede omejitve poškodb Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a). Mase posameznih etaž 6-etažne konstrukcije ter 2-, 5- in 8-etažnih ravninskih okvirjev so prikazane v preglednici 4.12, nihajne oblike za glavne smeri pa v preglednici 4.13. Globalne parametre konstrukcije smo za vse obravnavane stavbe povzeli v preglednici 4.14.

Preglednica 4.12: Masa posameznih etaž 6-etažne okvirne konstrukcije ter 2-, 5- in 8-etažnih ravninskih okvirjev.

Table 4.12: Masses of individual storeys of a 6-storey frame building, and 2-storey, 5-storey and 8-storey planar frame.

Št. etaž	Mase etaž [t]			
	6-etažna konstrukcija	2-etažni okvir	5-etažni okvir	8-etažni okvir
1	870	143	158	166
2	853	137	157	164
3	853		157	164
4	853		157	164
5	853		150	164
6	911			164
7				164
8				157



Preglednica 4.13: Osnovne nihajne oblike za 4-, 7-, 8- in 11-etažne konstrukcije v glavni smeri Y, osnovni nihajni obliki v smeri X in Y za 6-etažne okvirne konstrukcije ter osnovne nihajne oblike za 2-, 5- in 8-etažne okvirje.

Št. etaž	Nihajne oblike									
	4-etažna okvirna konst. Y	7-etažna okvirna konst. Y	7-etažna mešana konst. Y	8-etažna okvirna konst. Y	11-etažna okvirna konst. Y	6-etažna okvirna konst. X	6-etažna okvirna konst. Y	2-etažni okvir	5-etažni okvir	8-etažni okvir
1	0,34	0,20	0,14	0,12	0,14	0,26	0,24	0,54	0,23	0,16
2	0,64	0,40	0,32	0,29	0,26	0,48	0,46	1,00	0,49	0,33
3	0,87	0,58	0,50	0,47	0,39	0,67	0,66		0,73	0,50
4	1,00	0,73	0,66	0,63	0,51	0,83	0,82		0,90	0,65
5		0,86	0,81	0,76	0,62	0,94	0,93		1,00	0,78
6		0,95	0,92	0,87	0,72	1,00	1,00			0,89
7		1,00	1,00	0,95	0,80					0,96
8				1,00	0,88					1,00
9					0,93					
10					0,98					
11					1,00					

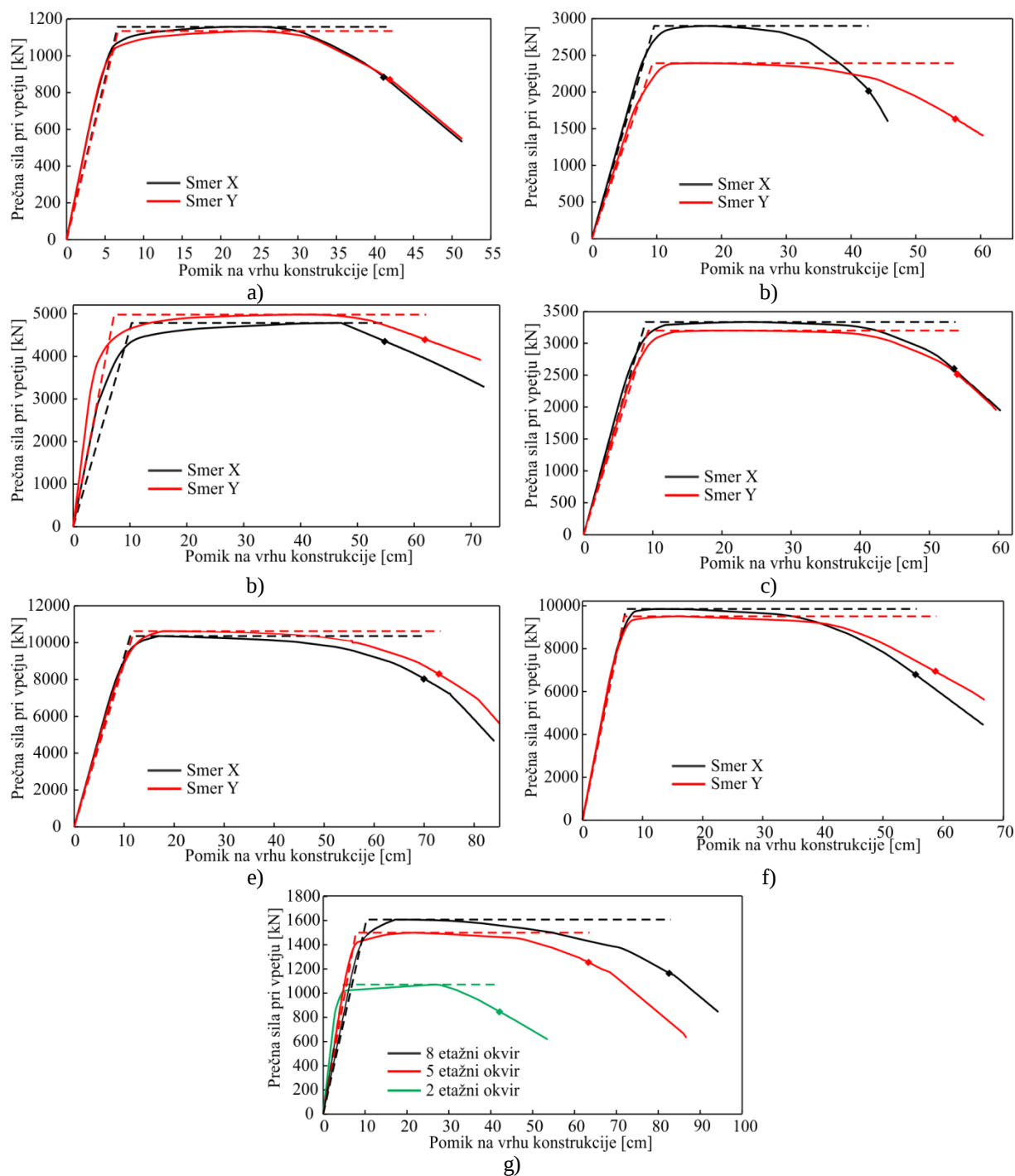
Preglednica 4.14: Masa konstrukcije, osnovni nihajni čas v obravnavani smeri, pospešek tal za povratno dobo 475 let, tip tal, faktor tal ter razmerje med projektno prečno silo in težo za vse obravnavane konstrukcije. Za primerjavo prikazujemo tudi razmerje med prečno silo za prvo nihajno obliko in težo konstrukcije.

Table 4.14: Total mass, first vibration period, peak ground acceleration corresponding to a return period of 475 years, soil type and factor, and the design base shear to weight ratio for all inspected buildings. The 'first-mode' base shear to weight ratio is also presented for comparison purposes.

Stavba	Masa celotne konstrukcije [t]	$T_{1,X}$ [s]	$T_{1,Y}$ [s]	a_{g475} [g]	Tip tal	Faktor tal	F_{dX}/W	F_{dY}/W	$F_{d1,X}/W$	$F_{d1,Y}/W$
4-etažna okvirna	339	0,69	0,69	0,30	B	1,2	15,5 %	15,3 %	13,9 %	13,7 %
7-etažna okvirna	1878	1,26	1,38	0,25	B	1,2	8,0 %	7,4 %	6,4 %	5,9 %
7-etažna mešana	1896	0,77	0,71	0,25	B	1,2	10,7 %	12,6 %	8,3 %	10,4 %
8-etažna okvirna	2338	1,23	1,28	0,25	C	1,15	7,7 %	7,3 %	7,2 %	6,9 %
11-etažna okvirna	10221	1,67	1,69	0,25	B	1,2	5,2 %	5,2 %	4,8 %	4,8 %
6-etažna okvirna	5193	1,07	1,09	0,25	B	1,2	8,2 %	8,2 %	7,6 %	7,7 %
2-etažni okvir	279	0,55		0,25	C	1,15	17,0 %		16,4 %	
5-etažni okvir	778	1,01		0,25	C	1,15	9,5 %		9,1 %	
8-etažni okvir	1306	1,47		0,25	C	1,15	6,6 %		6,3 %	

Duktilnosti in faktor dodatne nosilnosti smo določali na podlagi potisne analize, ki smo jo izvedli z upoštevanjem horizontalne razporeditve sil po višini, ki ustreza produktu mase in prve nihajne oblike. Potisne krivulje in idealizirane potisne krivulje za vse konstrukcije so prikazane na sliki 4.12. Idealizirane potisne krivulje smo določili na podlagi t.i. pogoja enakosti površin, kot to določa Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005a). Idealizirane potisne krivulje se končajo pri pomiku, ki ustreza stanju blizu porušitve (NC). To je za okvirne konstrukcije definirano s pomikom, ko vsi stebri v eni etaži na nivoju elementa dosežejo stanje blizu porušitve, za mešano konstrukcijo pa s pomikom, ko vse stene v eni etaži v obravnavani smeri dosežejo stanje blizu porušitve. Omenjena definicija stanja blizu porušitve je nekoliko na nevarni strani, saj stanje blizu porušitve običajno definiramo pri pomiku, ko prvi pomemben steber doseže stanje blizu porušitve, oziroma pri pomiku, ki ustreza 80 % maksimalne sile v postkritičnem območju. Velja pa omeniti, da so obravnavane konstrukcije razmeroma regularne, zato ni bistvene razlike med pomiki, ki ustrezajo prej omenjenim definicijami stanja blizu porušitve.

V preglednici 4.15 prikazujemo projektno prečno silo za prvo nihajno obliko F_{d1} , nosilnost konstrukcije F_y , pomik na meji tečenja D_y in pomik pri stanju blizu porušitve D_{NC} . Projektno prečno silo F_{d1} smo določili po enačbi 2.32 (glej poglavje 2.3). V preglednici 4.15 so prikazane tudi duktilnosti in faktorji dodatne nosilnosti kot tudi produkt duktilnosti in faktorja dodatne nosilnosti. Duktilnost konstrukcije μ_{NC} smo definirali kot razmerje med pomikom pri stanju blizu porušitve D_{NC} in pomikom na meji tečenja D_y , faktor dodatne nosilnosti r_s pa kot razmerje med nosilnostjo konstrukcije F_y in projektno prečno silo za prvo nihajno obliko F_{d1} (glej poglavje 2.3). Faktorji dodatne nosilnosti konstrukcije r_s se gibljejo med 2,0 in 3,1, pri čemer je vrednost najmanjša za 8-etažni okvir, največja pa za 7-etažno mešano konstrukcijo v smeri X. Srednja vrednost faktorja r_s znaša 2,3. Duktilnosti konstrukcije μ_{NC} se gibljejo med 4,4 in 8,6, srednja vrednost znaša 6,3.



Slika 4.12: Potisne in pripadajoče idealizirane krivulje sila-pomik za a) 4-etažno okvirno, b) 7-etažno okvirno, c) 7-etažno mešano, d) 8-etažno okvirno, e) 11-etažno okvirno in f) 6-etažno okvirno konstrukcijo ter g) 2-, 5-, 8-etažne ravnijske okvirje. Diamantni znak na potisni krivulji označuje mejno stanje blizu porušitve konstrukcije.

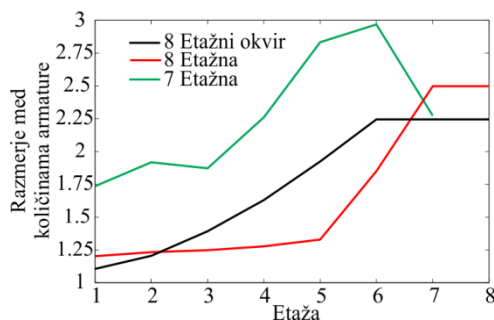
Figure 4.12: Pushover curves and corresponding idealized force-displacement relationships of a) 4-storey frame, b) 7-storey frame, c) 7-storey dual frame, d) 8-storey frame, e) 11-storey frame, and f) 6-storey frame building and a g) 2-, 5- and 8-storey planar frame. The diamond-shaped points on each of the pushover curves correspond to near-collapse displacement.

Preglednica 4.15: Projektna prečna sila za prvo nihajno obliko F_{dl} , nosilnost konstrukcije F_y , pomik na meji tečenja D_y idealizirane potisne krivulje in pomik pri mejnem stanju blizu porušitve D_{NC} , faktor dodatne nosilnosti r_s , duktilnost konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve μ_{NC} ter produkt faktorja dodatne nosilnosti in duktilnosti za vse obravnavane konstrukcije.

Table 4.15: Design base shear F_{dl} corresponding to the fundamental period of structure, maximum strength of structure F_y , yield displacement D_y on an idealized pushover curve and near-collapse displacement D_{NC} , overstrength reduction factor r_s , near-collapse ductility of structure μ_{NC} , and the product of overstrength reduction factor and ductility for all structures.

	4-etažna okvirna konst.		7-etažna okvirna konst.		7-etažna mešana konst.		8-etažna okvirna konst.		11-etažna okvirna konst.		6-etažna okvirna konst.		2- etažni okvir	5- etažni okvir	8- etažni okvir
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y			
F_{dl} [kN]	462	456	1181	1084	1550	1928	1648	1580	4783	4690	4197	4189	448	696	807
F_y [kN]	1158	1135	2901	2394	4786	4982	3332	3199	10353	10624	9849	9509	1071	1500	1608
D_y [cm]	6,6	6,7	9,6	9,4	10,3	7,2	9,0	9,4	11,2	12,0	7,2	7,0	4,9	7,8	10,3
D_{NC} [cm]	41,5	42,3	42,7	56,1	55,0	62,1	53,8	54,3	70,3	73,3	55,6	58,9	42,1	63,6	83,0
r_s	2,51	2,49	2,46	2,21	3,09	2,58	2,02	2,03	2,16	2,27	2,35	2,27	2,39	2,16	1,99
μ_{NC}	6,27	6,36	4,44	5,98	5,34	8,62	6,00	5,81	6,26	6,12	7,70	8,46	8,62	8,16	8,02
$r_s \cdot \mu_{NC}$	15,7	15,8	10,9	13,2	16,5	22,3	12,1	11,8	13,5	13,9	18,1	19,2	20,6	17,6	16,0

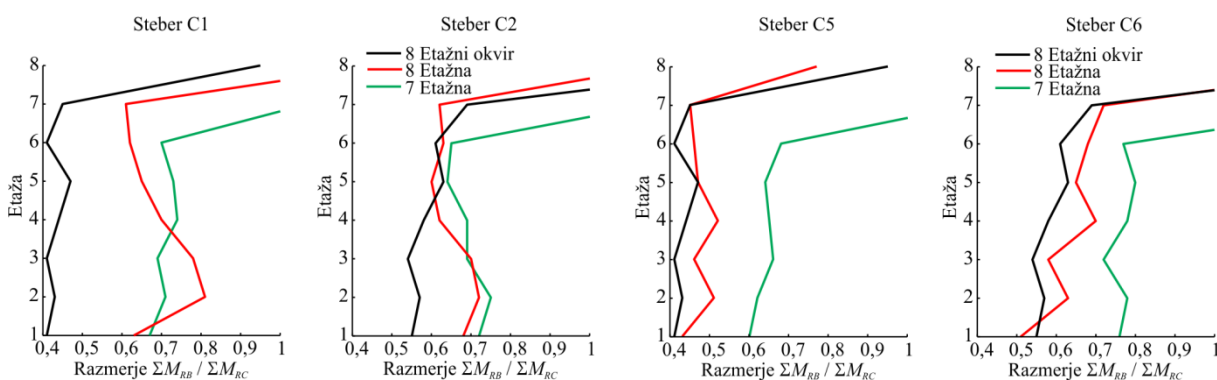
Rezultati v preglednici 4.15 nam pokažejo, da se lahko duktilnosti in faktorji dodatne nosilnosti precej razlikujejo, četudi je geometrija konstrukcij podobna. Tako se na primer duktilnosti in faktorji dodatne nosilnosti 7-etažne konstrukcije v smeri X ($\mu_{NC} = 4,44$, $r_s = 2,46$), 8-etažne konstrukcije v smeri X ($\mu_{NC} = 6,00$, $r_s = 2,02$) in 8-etažnega ravninskega okvirja ($\mu_{NC} = 8,02$, $r_s = 1,99$) precej razlikujejo, čeprav je geometrija omenjenih konstrukcij podobna. Kljub temu je med konstrukcijami nekaj bistvenih razlik, ki pomembno vplivajo na odziv. Kot smo že omenili, geometrija 8-etažnega ravninskega okvirja izhaja iz zahteve glede omejitve poškodb Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005a). Zaradi nekoliko večjih prečnih prereзов stebrov omenjena zahteva povzroči, da je za določitev vzdolžne armature stebrov ključna zahteva glede minimalnega deleža armature po Evrokodu 8 ($A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c$). Po drugi strani pa vzdolžno armaturo večine stebrov 7- in 8-etažne konstrukcije določajo zahteve metode načrtovanja nosilnosti (MSŠG). Zgornja (negativna) armatura gred vseh treh konstrukcij je bila določena na podlagi projektnih obremenitev, spodnja (pozitivna) pa večinoma na podlagi minimalne zahteve Evrokoda 8, ki pravi, da mora delež pozitivne (Evrokod uporablja termin »tlačne«) armature znašati vsaj polovico zgornje (»natezne«). Glede na pogoje, ki vplivajo na določitev vzdolžne armature stebrov (vzdolžno armaturo stebrov 8-etažnega okvirja določajo minimalne zahteve, vzdolžno armaturo stebrov 7- in 8-etažnih konstrukcij pa obremenitve, ki izhajajo iz pravil metode načrtovanja nosilnosti), bi pričakovali, da je faktor dodatne nosilnosti največji pri 8-etažnem okvirju, najmanjši pa pri 7-etažni konstrukciji. Dejansko pa je ravno obratno, saj je faktor dodatne nosilnosti največji za 7-etažno konstrukcijo, najmanjši pa pri 8-etažnem okvirju. Izkaže se, da k večjemu faktorju dodatne nosilnosti 7-etažne konstrukcije odločilno pripomore večje razmerje med količino dejansko izbrane spodnje armature gred in količino spodnje armature gred, ki izhaja iz projektnih obremenitev za projektni potres. Razmerja med količinama spodnje armature so prikazana na sliki 4.13, kjer lahko vidimo, da je razmerje med količinama spodnje armature gred 7-etažne konstrukcije dejansko bistveno večje od razmerja med količinama spodnje armature ostalih dveh konstrukcij.



Slika 4.13: Razmerje med količino dejansko izbrane spodnje armature gred, ki večinoma izhaja iz minimalnih zahtev Evrokoda 8, in količino spodnje armature, ki izhaja iz projektnih obremenitev.

Figure 4.13: Ratio between the amount of actual selected bottom reinforcement of beams based on Eurocode 8 and the amount of reinforcement obtained by applying seismic design loads.

Razliko med duktilnostmi treh prej izpostavljenih konstrukcij najlažje pojasnimo s prikazom razmerij med upogibnimi nosilnostmi gred (ΣM_{RB}) in upogibnimi nosilnostmi stebrov (ΣM_{RC}) v vozliščih stebrov in gred. Na sliki 4.14 prikazujemo maksimalno vrednost razmerja med upogibnimi nosilnostmi gred (ΣM_{RB}) in upogibnimi nosilnostmi stebrov (ΣM_{RC}) v posameznem vozlišču gred in stebrov (upoštevamo samo glavno smer X konstrukcije), pri čemer smo pri računu upogibnih nosilnosti upoštevali dejanske (srednje) vrednosti materialnih karakteristik in osne sile v stebrih, ki izhajajo iz gravitacijskega dela obtežbe za potresne obtežne kombinacije (1,0G+0,3Q). Vidimo lahko (slika 4.14), da je razmerje med upogibnimi nosilnostmi gred (ΣM_{RB}) in upogibnimi nosilnostmi stebrov (ΣM_{RC}) za veliko večino vozlišč največje pri 7-etažni konstrukciji, sledi 8-etažna konstrukcija, najmanjše pa je razmerje pri 8-etažnem ravninskem okvirju. Duktilnosti konstrukcije si sledijo v obratnem vrstnem redu, pri čemer je duktilnost največja pri 8-etažnem ravninskem okvirju, najmanjša pa pri 7-etažni konstrukciji. Iz omenjenega lahko sklepamo, da majhno razmerje med nosilnostjo gred in nosilnostjo stebrov omogoča velike duktilnosti konstrukcij.



Slika 4.14: Razmerja med vsoto upogibnih nosilnosti gred (ΣM_{RB}) in vsoto upogibnih nosilnosti stebrov (ΣM_{RC}) v vozliščih 7- in 8-etažne konstrukcije in 8-etažnega ravninskega okvirja. Ker 8-etažna ravninska konstrukcija nima stebrov C5 in C6, namesto razmerij za omenjena vozlišča stebrov prikazujemo razmerja v vozliščih stebrov C1 in C2.

Figure 4.14: Ratios between the sum of flexural resistance of beams (ΣM_{RB}) and total flexural resistance of columns (ΣM_{RC}) in joints of a 7-storey and 8-storey frame structure and 8-storey planar frame. Since the 8-storey planar frame does not have columns C5 and C6, ratios for joints of columns C1 and C2 are shown in the relevant figures.

»Ta stran je namenoma prazna.«

5 OSNOVE VERJETNOSTNE ANALIZE POTRESNIH ZAHTEV

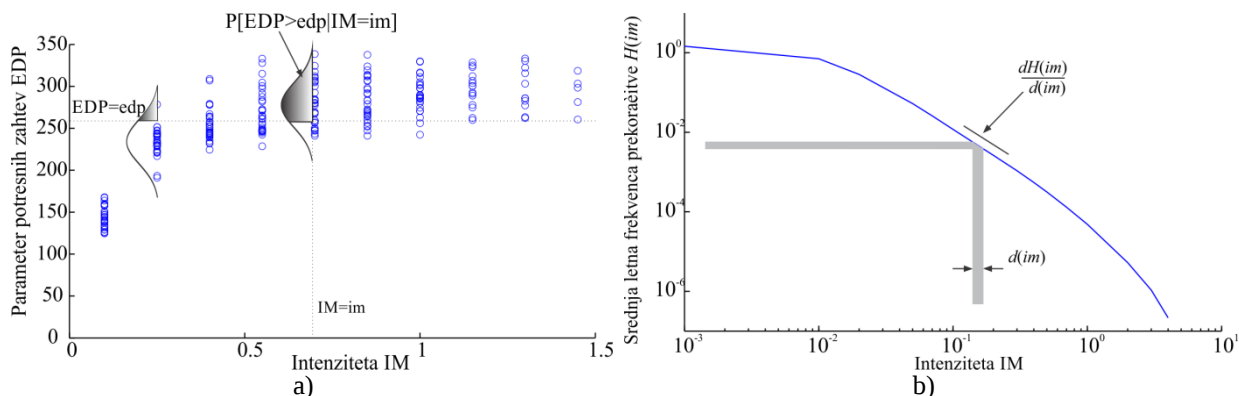
5.1 Definicija

Verjetnostna analiza potresnih zahtev (angl. *Demand Hazard*) (npr. Shome, 1999; Krawinkler & Miranda, 2004; Bradley, 2012) se uporablja za oceno verjetnosti prekoračitve izbrane vrednosti parametra potresnih zahtev (EDP – angl. *Engineering Demand Parameter*) v določenem elementu konstrukcije. Parameter potresnih zahtev je lahko upogibni moment, prečna sila, osna sila, razmerje nosilnosti in kapacitete, etažni zamik in drugo. Izračun potresnih zahtev z uporabo verjetnostne analize je računsko in časovno precej zahteven, saj navadno potrebujemo veliko število nelinearnih dinamičnih analiz za večje število intenzitet in akcelorogramov. V sklopu verjetnostne analize potresnih zahtev je treba uporabljati skupino več akcelorogramov, ki jih nato skaliramo, da dobimo želeno intenziteto. Potrebujemo tudi funkcijo potresne nevarnosti (angl. *Hazard Curve*) za lokacijo obravnavane konstrukcije.

V skladu z definicijo srednjo letno frekvenco prekoračitve določenega parametra potresnih zahtev izračunamo kot:

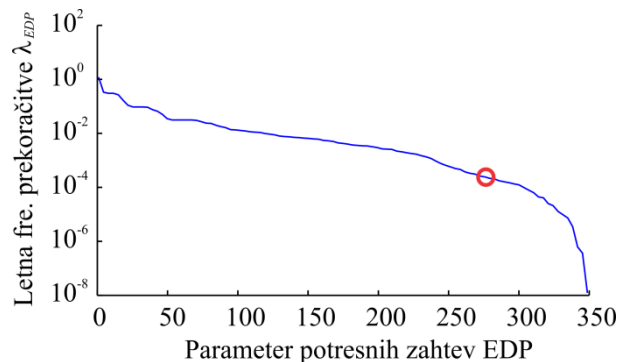
$$\lambda_{EDP}(edp) = \int_0^{\infty} P[EDP > edp | IM = im] \left| \frac{dH(im)}{d(im)} \right| d(im) \quad (5.1)$$

Prvi faktor znotraj integrala v enačbi 5.1 ($P[EDP > edp | IM = im]$) predstavlja verjetnost, da je EDP večji od izbrane vrednosti edp pri izbrani intenziteti im (slika 5.1a), drugi faktor pa prestavlja vrednost odvoda funkcije potresne nevarnosti H pri intenziteti im (slika 5.1b), kar izraža verjetnost nastopa intenzitete im . Z rešitvijo enačbe 5.1 določimo samo eno točko na verjetnostni krivulji potresnih zahtev (npr. na sliki 5.2 je z rdečim krožcem označena vrednost λ_{EDP} pri enem EDP). Za določitev verjetnostne krivulje potresnih zahtev moramo enačbo 5.1 rešiti za več izbranih EDP .



Slika 5.1: a) vrednosti parametrov potresnih zahtev EDP, izvrednotenih pri različnih intenzitetah IM, b) funkcija potresne nevarnosti.

Figure 5.1: a) values of engineering demand parameters (EDP) calculated for different intensity measures IM, b) seismic hazard curve.



Slika 5.2: Primer verjetnostne krivulje potresnih zahtev.

Figure 5.2: Example of a seismic demand hazard curve.

5.2 Analitična izpeljava

Če predpostavimo obliko funkcije potresne nevarnosti in zvezo med potresnimi zahtevami in intenziteto, lahko enačbo 5.1 izpeljemo tudi v analitični obliki. Za takšno rešitev se funkcijo potresne nevarnosti zapiše kot:

$$H(im) = k_0 \cdot im^{-k} \quad (5.2)$$

kjer sta k_0 in k koeficienta funkcije potresne nevarnosti. Koeficient k_0 predstavlja obratno vrednost povratne dobe pospeška 1 g, k pa naklon krivulje, kadar funkcijo potresne nevarnosti zapišemo v logaritemskih koordinatah.

Nadalje predpostavimo lognormalno porazdelitev parametra potresnih zahtev z mediano $\tilde{EDP}$ in standardno deviacijo $\beta_{EDP|IM=im}$ pri izbrani intenziteti. Predpostavimo tudi zvezo med mediano $\tilde{EDP}$ in intenziteto im :

$$\tilde{EDP}(im) = \ln(a \cdot im^{-b}) \quad (5.3)$$

kjer sta a in b konstanti. Ob upoštevanju zvez 5.2 in 5.3 lahko enačbo 5.1 analitično integriramo (Bradley, 2013a). Dobimo naslednjo zvezo:

$$\lambda_{EDP}(edp) = k_0 \cdot \left(\frac{edp}{a} \right)^{-\frac{k}{b}} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_{EDP}^2}{2 \cdot b^2}} \quad (5.4)$$

Poudariti velja, da je v primeru enačbe 5.4 predpostavljeno, da je standardna deviacija $\beta_{EDP|IM=im}$ pri vseh intenzitetah konstantna. Zato namesto $\beta_{EDP|IM=im}$ uporabljamo poenostavljeno oznako β_{EDP} .

5.3 Numerična integracija enačbe potresnih zahtev

Kadar so podatki o vrednostih parametra potresnih zahtev pri določeni intenziteti in vrednosti funkcije potresne nevarnosti podani v diskretnih točkah, je smiselno, da srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega parametra potresnih zahtev določimo z numeričnim integriranjem enačbe 5.1. S tem se namreč izognemo računskim napakam, ki so posledica aproksimiranja zveze med mediano parametra potresnih zahtev in intenziteto ter aproksimiranja funkcije potresne nevarnosti.

Enačbo 5.1 moramo torej preoblikovati v obliko, ki bo ustrezna za numerično integriranje. Zaradi krajšega in lažjega zapisa najprej zapišimo enačbo 5.1 v nekoliko spremenjeni (krajši) obliki:

$$\lambda_{EDP}(edp) = \int_0^{\infty} P(edp, im) |H(im)| d(im) \quad (5.5)$$

V nadaljevanju predpostavimo, da je vrednost funkcije P na območju $[im_i - \Delta im / 2 \quad im_i + \Delta im / 2]$, kjer je i vsako celo število na intervalu $[1 \quad \infty)$, konstantna. Vrednost Δim je definirana kot razlika med im_{i+1} in im_i . Integral lahko tako razbijemo na vsoto več integralov, funkcijo (konstanto) $P(edp, im)$ pa postavimo pred integral:

$$\lambda_{EDP}(edp) \approx \sum_{i=1}^{\infty} P_i(edp, im_i) \int_{im_i - \Delta im / 2}^{im_i + \Delta im / 2} |H'(im)| d(im) \quad (5.6)$$

Zgornji integral lahko približno integriramo z uporabo trapeznega pravila:

$$\lambda_{EDP}(edp) \approx \sum_{i=1}^{\infty} P_i(edp, im_i) \cdot \left| \frac{H'(im_i + \Delta im / 2) + H'(im_i - \Delta im / 2)}{2} \right| \Delta im \quad (5.7)$$

Izračunati je treba še odvod funkcije potresne nevarnosti, za kar uporabimo približno rešitev:

$$f'(x) = \frac{f(x + \Delta x / 2) - f(x - \Delta x / 2)}{\Delta x} \quad (5.8)$$

Izraz 5.8 upoštevajmo v enačbi 5.7, s čimer dobimo:

$$\lambda_{EDP}(edp) \approx \sum_{i=1}^{\infty} P_i(edp, im_i) \cdot \left| \frac{\frac{H\left(im_i + \frac{\Delta im}{2} + \frac{\Delta im}{2}\right) - H\left(im_i + \frac{\Delta im}{2} - \frac{\Delta im}{2}\right)}{\Delta im} + \frac{H\left(im_i - \frac{\Delta im}{2} + \frac{\Delta im}{2}\right) - H\left(im_i - \frac{\Delta im}{2} - \frac{\Delta im}{2}\right)}{\Delta im}}{2} \right| \Delta im \quad (5.9)$$

Če zgornji izraz poenostavimo, dobimo zapis enačbe 5.1, ki se lahko neposredno uporabi za numerični izračun srednje letne frekvence prekoračitve parametra edp :

$$\lambda_{EDP}(edp) \approx \sum_{i=1}^{\infty} P_i(edp, im_i) \cdot \left| \frac{H(im_i + \Delta im) - H(im_i - \Delta im)}{2} \right| \quad (5.10)$$

Vrnimo se k členu $P_i(edp, im_i)$, ki predstavlja verjetnost, da je parameter potresnih zahtev EDP večji od izbranega parametra potresnih zahtev edp pri intenziteti im_i . Za ta člen smo predpostavili, da je na območju $[im_i - \Delta im/2 \quad im_i + \Delta im/2]$ konstanten. Vrednost $P_i(edp, im_i)$ izračunamo iz vrednosti EDP pri izbrani intenziteti. Pri tem lahko uporabimo dva pristopa:

- predpostavimo porazdelitev parametra potresnih zahtev EDP pri izbrani intenziteti. Nato iz vzorca vrednosti EDP za izbrano intenziteto ocenimo momenta porazdelitvene funkcije (mediano in standardno deviacijo) EDP pri izbrani intenziteti. $P_i(edp, im_i)$ določimo iz kumulativne porazdelitvene funkcije.
- pri vsaki intenziteti enostavno preštajemo, koliko vrednosti EDP je nad izbranim edp . Vsoto nato delimo s številom akceleroگرامov.

6 DOLOČITEV PROJEKTHNIH PREČNIH SIL ZA DIMENZIONIRANJE STEBROV IZ REZULTATOV NELINEARNIH DINAMIČNIH ANALIZ

V tem poglavju bomo preučevali načine izračuna projektnih prečnih sil za dimenzioniranje stebrov okvirnih armiranobetonskih konstrukcij za preprečitev strižne porušitve, pri čemer potresne zahteve izračunamo z nelinearnimi dinamičnimi analizami. Uporabljali bomo enostavne matematične modele, katerih elementi so sestavljeni iz elastičnega elementa in neelastičnih plastičnih členkov na obeh koncih elementa, definiranih z odnosom moment–rotacija. Omenjeni matematični modeli lahko simulirajo le upogibno obnašanje konstrukcij. Dobra stran opisanih modelov je predvsem v njihovi enostavnosti in praktičnosti, saj omogočajo razmeroma hitro modeliranje konstrukcije, hkrati pa v razmeroma kratkem računskem času dovolj dobro simulirajo odziv nelinearne konstrukcije med potresom.

Enostavni nelinearni modeli se za simulacijo obnašanja objektov med potresi uporabljajo precej pogosto. V Sloveniji so raziskovalci na inštitutu IKPIR že pred približno 20 leti izdelali programsko opremo za poenostavljeno nelinearno analizo konstrukcij (Kilar & Fajfar, 1997). Izboljšano programsko opremo, ki iz podatkov o geometriji konstrukcije in lastnostih prereзов avtomatsko izdela poenostavljen matematičen model, je leta 2010 predstavil Dolšek. Omenjene enostavne nelinearne modele sta Dolšek in Brozovič (2016) uporabila pri izpeljavi metodologije za izbiro karakterističnih akcelorogramov, ki služijo za razmeroma enostavno kontrolo doseganja ciljne zanesljivosti konstrukcij. Lazar Sinković (2015) je na takšnih modelih razvila postopek projektiranja konstrukcij na ciljno verjetnost porušitve z uporabo nelinearnega iterativnega postopka. Postopek projektiranja po Lazar Sinković (2015) je inovativen, ker vpeljuje več faz projektiranja na ciljno zanesljivost in s tem odpira vrata enostavnim nelinearnim modelom za uporabo v projektantski praksi. Pomanjkljivost uporabe enostavnih nelinearnih modelov za iterativno projektiranje je, da se kontrolira/projektira samo na upogibni odziv konstrukcije. Posledično mora biti strižna porušitev elementov preprečena oziroma projektirana na način, da morebitna strižna porušitev elementov ne vpliva na odziv konstrukcije. Projektiranje za preprečitev strižne porušitve lahko seveda izvedemo z uporabo obstoječih postopkov (metoda načrtovanja nosilnosti). Ker pa imamo nelinearni model že definiran, ga je smiselno uporabiti tudi za projektiranje prečne armature elementov.

V nadaljevanju poglavja bomo zavoljo kontrole obstoječega postopka izračuna projektnih prečnih sil v stebrih izračunali odziv konstrukcij, katerih prečno armaturo smo dimenzionirali v skladu s standardoma Evrokod 2 in 8. Na ta način bomo tudi preverili, ali lahko obstoječi postopek za projektiranje proti strižni porušitvi uspešno uporabljamo pri projektiranju konstrukcij ob uporabi poenostavljenih nelinearnih modelov. Zatem bomo na podlagi rezultatov verjetnostne analize potresnih zahtev poskušali določiti povratno dobo prečne sile stebrov armiranobetonskih okvirnih konstrukcij, ki bo povezana z zahtevano strižno nosilnost stebrov v fazi projektiranja. Velikost prečne sile, ki predstavlja zahtevano strižno nosilnost (v nadaljevanju bomo uporabljali samo izraz zahtevana strižna nosilnost), bomo določili na način, da bi imele morebitne prekoračitve strižne nosilnosti stebrov (in s tem strižna porušitev stebra) majhen oziroma ničlen vpliv na »dejansko« izračunano verjetnost porušitve. Zahtevana strižna nosilnost predstavlja osnovo za izračun projektnih prečnih sil iz rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz, saj je zaradi različnih vzrokov običajno večja od

projektne sil. Omenjeno dejstvo moramo upoštevati pri izračunu projektne prečne sile, zato bomo v disertaciji določili tudi razmerja med zahtevano strižno nosilnostjo in projektno prečno silo ter na ta način tudi definirali projektne prečne sile. Na podlagi tako izračunanih projektne prečne sile bomo tudi vrednotili obstoječi postopek določanja projektne prečne sile, ki temelji na metodi načrtovanja nosilnosti.

6.1 Verjetnosti porušitev konstrukcij z upoštevanjem strižne porušitve stebrov

Uporaba enostavnih nelinearnih modelov, ki simulirajo le upogibno obnašanje konstrukcije, sloni na predpostavki, da je strižna porušitev preprečena oziroma da nima vpliva na odziv konstrukcije. Da bi bili rezultati bolj zanesljivi, je torej smiselno najprej preveriti, ali je omenjena predpostavka utemeljena. V nadaljevanju bomo tako ovrednotili vpliv upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov na potresni odziv 4-, 8- in 11-etažnih konstrukcij, ki smo jih podrobno opisali že v poglavju 4.5. Konstrukcije (tudi prečna armatura) so bile projektirane v skladu z vsemi določili Evrokoda (SIST EN 1998, 2005a). Stojijo na tleh tipa B (4- in 11-etažna) oziroma C (8-etažna konstrukcija). Osnovni nihajni časi za smer, za katero bomo računali odziv (smer X), za 4-etažne konstrukcije znaša 0,69 s, 8-etažne konstrukcije 1,23 s, 11-etažne konstrukcije pa 1,67 s.

Da bi določili osnovne (izhodiščne) vrednosti parametrov odziva konstrukcij, bomo naprej izračunali potresne odzive treh prej omenjenih konstrukcij brez upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov konstrukcije. Sledil bo še izračun potresnega odziva konstrukcij ob upoštevanju morebitne strižne porušitve stebrov, pri čemer bomo strižno nosilnost stebrov izračunali z upoštevanjem karakteristik armiranobetonskih prereзов in enačbe Evrokoda 8-3 za določitev strižne nosilnosti (SIST EN 1998, 2005b). Primerjava med rezultati odziva konstrukcij nam bo – poleg vrednotenja vpliva upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov – omogočala tudi, da ocenimo učinkovitost postopka po standardih Evrokoda za projektiranje stebrov za preprečitev strižne porušitve.

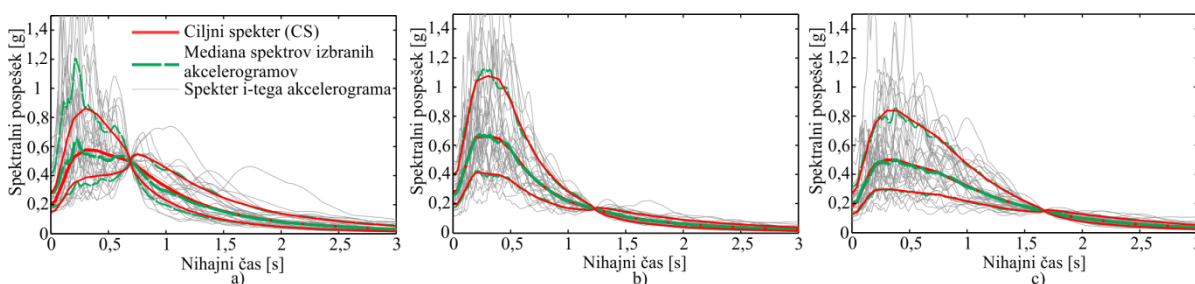
V nadaljevanju bomo izračunali tudi odzive konstrukcij, pri čemer bomo predpostavili, da se strižna porušitev zgodi, ko prečna sila doseže oziroma preseže prečno silo za izbrano povratno dobo. Rezultati analize nam bodo služili za vrednotenje vpliva upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov, za vrednotenje smiselnosti dimenzioniranja elementov konstrukcije na prečne sile, ki ustrezajo točno določeni povratni dobi, in za določitev povratne dobe zahtevane strižne nosilnosti.

Za osnovno analizo potresnega odziva konstrukcij, kjer vpliva morebitne strižne porušitve elementov konstrukcije ne bomo upoštevali, bomo uporabili osnovni matematični model, katerega elementi so sestavljeni iz elastičnega elementa in neelastičnega plastičnega členka na vsakem koncu elementa, definirane z odnosom moment–rotacije. Matematični model smo podrobno opisali že v poglavju 4.6; kot smo že omenili, matematični model simulira samo upogibno obnašanje konstrukcije. Posledično z njegovo uporabo predpostavimo, da je strižna porušitev elementov konstrukcije preprečena, kar pa moramo zagotoviti v fazi projektiranja konstrukcije. Za izračun odziva konstrukcij, kjer bo morebitna strižna porušitev upoštevana, bomo razvili izboljššan matematični model, ki približno upošteva tudi morebitno strižno porušitev zaradi prekoračitve strižne nosilnosti elementa.

6.1.1 Analiza odziva konstrukcij brez upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov

Odziv 4-, 8- in 11-etažnih konstrukcij na potresno obtežbo smo analizirali z uporabo inkrementne dinamične analize (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Odziv smo vrednotili samo za globalno smer X konstrukcij (glej slika 4.2, poglavje 4.5). Obnašanje vsake konstrukcije smo preučevali za pripadajočo skupino tridesetih akceleroگرامov (skupino CMS475_B_069 za 4-etažno konstrukcijo, skupino CMS475_C_123 za 8-etažno konstrukcijo in skupino CMS475_B_167 za 11-etažno konstrukcijo (glej sliko 6.1)), ki so bile izbrane glede na pogojni spekter (Baker, 2011; Brozovič, 2013). Pogojni spekter smo določili za Ljubljano ob upoštevanju pogojnega nihajnega časa, ki ustreza prvemu nihajnemu času konstrukcije in povratno dobo 475 let. Pogojne spektre smo definirali na podlagi atenuacijskega pravila Sabetta & Pugliese (1996) in rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti (magnitude M in oddaljenosti R) za spektralni pospešek pri prvem nihajnem času za povratno dobo 475 let. Pogojni spekter, ki je bil uporabljen za izbiro akceleroگرامov za skupino CMS475_B_069, definirajo magnituda $M = 5,96$, oddaljenost $R = 9,62$ km in $S_a(T = 0,69 \text{ s}) = 0,50$ g, za skupino CMS475_C_123 magnituda $M = 6,03$, oddaljenost $R = 10,23$ km in $S_a(T = 1,23 \text{ s}) = 0,17$ g, za skupino CMS475_B_167 pa magnituda $M = 6,05$, oddaljenost $R = 10,47$ km in $S_a(T = 1,67 \text{ s}) = 0,15$ g.

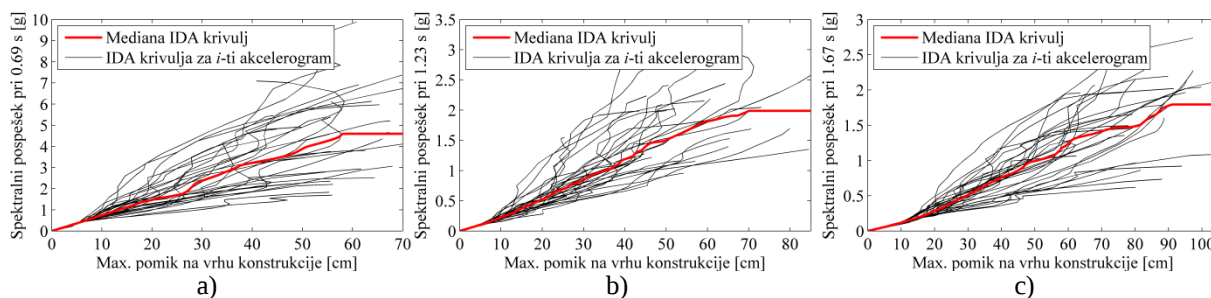
Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju magnitude med 4,5 in 7 ter razdalje med epicentrom potresa in lokacijo objekta med 5 in 50 km. V primeru skupin CMS475_B_069 in CMS475_B_167 so bili akceleroگرامi zabeleženi na tleh, za katera strižna hitrost valovanja v zgornjih 30 m znaša med 360–800 m/s (tla tipa B po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a)), v primeru skupine CMS475_C_123 pa med 180–360 m/s (tla tipa C po Evrokodu 8). Naj omenimo, da ciljni spekter za izbiro akceleroagramov, ki ustreza povratni dobi 475 let, konceptualno ni najustreznejši, saj se sodobne konstrukcije porušijo pri intenzitetah, ki imajo bistveno večjo povratno dobo. Posledično bi bilo primerneje izbirati akceleroگرامe glede na spektre, ki imajo večjo povratno dobo. Kljub vsemu pa je izbira akceleroagramov z upoštevanjem ciljnega spektra s povratno dobo 475 let primerna, saj so vrednosti spektralnih pospeškov relativno večje v primerjavi s spektri, ki ustrezajo višji povratni dobi. Zato je rezultat odziva konstrukcij na varni strani.



Slika 6.1: Spektri izbranih akceleroagramov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (pogojni spekter) in mediana ter 16-ta in 84-ta percentila spektrov izbranih akceleroagramov za skupine a) CMS475_B_069, b) CMS475_C_123 in c) CMS475_B_167.

Figure 6.1: Acceleration spectra of selected ground motions, target spectrum for selected ground motion (conditional spectrum), and the median along with the 16-th and 84-th percentile of spectrum of selected ground motions for sets a) CMS475_B_069, b) CMS475_C_123 and c) CMS475_B_167.

Rezultati inkrementne dinamične analize (t.i. IDA krivulje) so za vse tri konstrukcije prikazani na sliki 6.2, momenta porazdelitve (mediana spektralnih pospeškov pri porušitvi S_{ac}^A in pripadajoča standardna deviacija logaritemskih vrednosti pospeška pri porušitvi objekta β_C) spektralnega pospeška pri porušitvi konstrukcije, ki je definirana z relativnim etažnim zamikom, večjim od 0,1, pa v preglednici 6.1. Mediana spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije (S_{ac}^A) je največja za 4-etažno konstrukcijo ($S_{ac}^A = 4,29$ g), sledita spektralna pospeška pri porušitvi 8- ($S_{ac}^A = 1,82$ g) in 11-etažne ($S_{ac}^A = 1,58$ g) konstrukcije. Standardne deviacije β_C znašajo med 0,32 in 0,46, pri čemer najmanjša vrednost pripada 8-etažni konstrukciji, največja pa 4-etažni konstrukciji. Vrednosti median spektralnih pospeškov pri porušitvi težko primerjamo med seboj, saj pripadajo različnim nihajnim časom. Bolj smiselno je primerjati verjetnosti porušitve konstrukcije P_C (preglednica 6.1). Verjetnost porušitve smo izračunali numerično po enačbi 2.2 (glej poglavje 2.1) ob upoštevanju celotne neapksimirane funkcije potresne nevarnosti za pripadajoči spektralni pospešek (slika 6.3). Verjetnost porušitve P_C je za vse tri konstrukcije zelo podobna in znaša med $8,5 \cdot 10^{-6}$ (8-etažna konstrukcija) in $1,6 \cdot 10^{-5}$ (11-etažna konstrukcija).



Slika 6.2: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo

Figure 6.2: IDA curves and median of IDA curves obtained using the intensity-based approach for a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building

Momenta porazdelitve (S_{ac}^A, β_C) smo iz vzorca spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije določili z uporabo metode največjega verjetja (Turk, 2012), pri čemer smo predpostavili, da je vzorec pospeškov logaritemsko normalno porazdeljen. Mediano spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije S_{ac}^A in pripadajočo standardno deviacijo logaritemskih vrednosti pospeška pri porušitvi objekta β_C smo določili kot:

$$S_{ac}^A = \exp \left(\frac{\sum_{i=1}^n \ln(S_{ac,i}^A)}{n} \right) \quad (6.1)$$

$$\beta_C = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln(S_{ac,i}^A) - \ln(\tilde{S}_{ac}^A))^2}{n}} \quad (6.2)$$

kjer je $S_{aC,i}^A$ spektralni pospešek pri prvem nihajnem času, ki za i -ti akcelorogram povzroči porušitev konstrukcije.

Preglednica 6.1 Mediane spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije S_{aC}^A ter pripadajoče standardne deviacije logaritmskih vrednosti pospeška pri porušitvi objekta β_C in verjetnosti porušitve P_C za modele 4-, 8- in 11-etažnih konstrukcij, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali.

Table 6.1: Median spectral acceleration corresponding to first vibration mode and collapse of structure S_{aC}^A , and the corresponding standard deviation β_C , combined with probability of collapse P_C for models of 4-, 8- and 11-storey buildings, without simulating possible shear failure.

Stavba	4-etažna	8-etažna	11-etažna
S_{aC}^A [g]	4,29	1,82	1,58
β_C	0,46	0,32	0,38
P_C	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$8,5 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$

6.1.1.1 Krivulje potresne nevarnosti

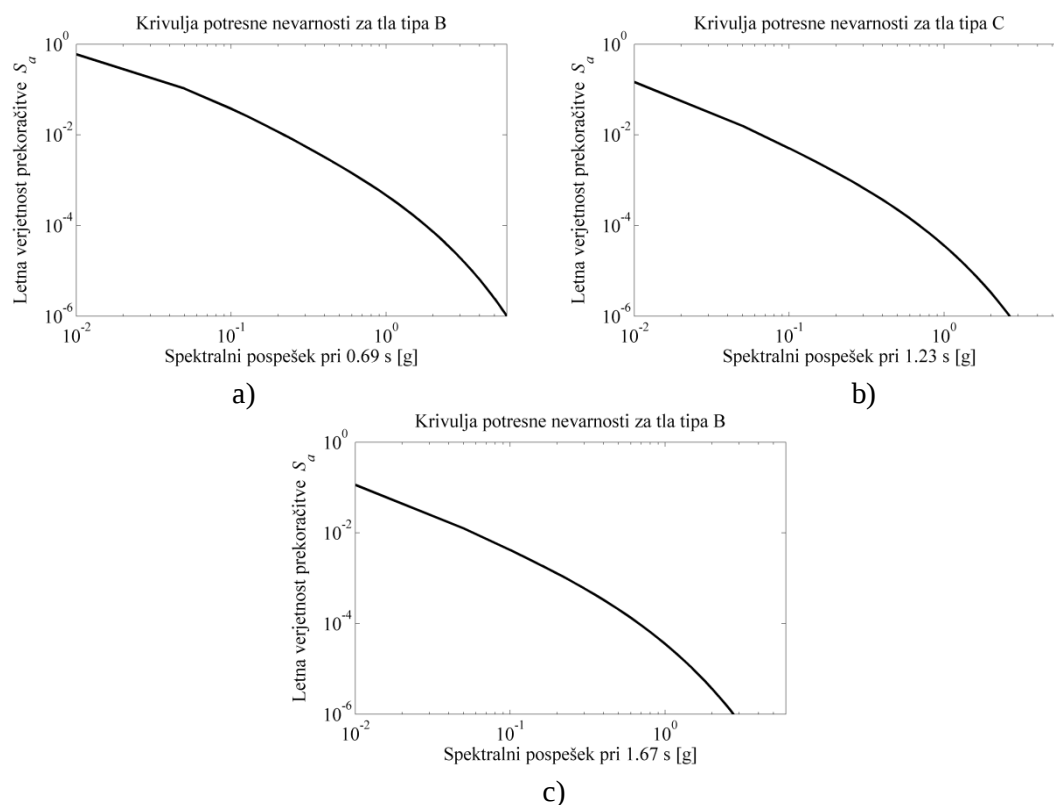
Krivulje potresne nevarnosti smo določili z lastno proceduro, ki temelji na programu OHAZ (Zabukovec, 2000), pri čemer smo uporabili metodologijo in vhodne podatke, ki so bili upoštevani pri izračunu karte potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne & Šket Motnikar, 2000; Lapajne et al., 2001; Lapajne et al., 2003). Za določitev verjetnosti prekoračitve izbrane intenzitete $\lambda(im > im_b)$, ki predstavlja eno točko na krivulji potresne nevarnosti, je bila uporabljena metodologija, ki je primerna za področja, kjer seizmične dejavnosti zaradi nezadostnih in netočnih seizmoloških in geoloških podatkov ne moremo neposredno pripisati specifičnim seizmotektonskim strukturam (prelomom). Metodologija je bila razvita na Geološkem zavodu ZDA (Frankel, 1995), za potrebe izdelave karte potresne nevarnosti za Slovenijo pa so jo priredili in dopolnili Lapajne in sod. (Lapajne et al., 2003). Ker točnih podatkov o seizmotektonskih strukturah ne poznamo, je širša okolica lokacije, za katero računamo verjetnost prekoračitve izbrane intenzitete $\lambda(im > im_b)$, razdeljena v celice določene velikosti (5 x 5 km). Na podlagi kataloga preteklih potresov (Ribarič, 1982, 1992, 1994; Živčič, 1992) se nato celicam pripiše potrese s pripadajočimi magnitudami, ki so se v obravnavanih celicah zgodili. Zaradi nezanesljivosti lokacij nadžarišč potresov je v nadaljevanju na podlagi dvostopenjskega prostorskega glajenja nadžarišč upoštevana možnost, da se je potres zgodil v bližnji okolici nadžarišča (celice). Pri glajenju so upoštevane tudi približne smeri in tipi prelomov, kot so jih v preprostem seizmotektonskem modelu definirali Poljak in sod. (2000). Z opisanim postopkom določimo povprečno letno število potresov v i -ti celici n_i . Verjetnost prekoračitve izbrane intenzitete $\lambda(im > im_b)$ nato izračunamo kot:

$$\lambda(im > im_b) = \sum_i n_i(m_{\min}) \int_{m_{\min}}^{m_b} P[im > im_b | m, r_i] p_i(m) dm \quad (6.3)$$

kjer je $P[im > im_b | m, r_i]$ verjetnost prekoračitve izbrane intenzitete im_b pri pogoju magnitude m in razdalje lokacije, za katero računamo verjetnost prekoračitve izbrane intenzitete od i -te celice r_i , $p_i(m)$ pa funkcija gostote verjetnosti magnitude m v i -ti celici. Za izračun verjetnosti prekoračitve izbrane intenzitete im_b $P[im > im_b | m, r_i]$ smo uporabili atenuacijsko pravilo Sabetta in Puglise (1996).

Ker je tudi potresni katalog pomanjkljiv in nezanesljiv, smo za izračun verjetnost prekoračitve izbrane intenzitete $\lambda(\dot{m} \dot{m}_0)$ uporabili 5 modelov prostorske porazdelitve pretekse seizmičnosti: dva sta bila izdelana na podlagi porazdelitve nadžarišč, trije pa na podlagi sproščene energije. Končne vrednosti verjetnosti nastopa izbrane intenzitete $\lambda(\dot{m} \dot{m}_0)$ smo dobili tako, da smo vrednosti verjetnosti nastopa izbrane intenzitete za posamezen model prostorske porazdelitve pretekse seizmičnosti (ob uporabi ustreznih uteži) sešteli.

Krivulje, ki jih prikazujemo na sliki 6.3, smo določili za Ljubljano ([14.50E 46.05N]) in spektralne pospeške pri prvem nihajnem času obravnavanih konstrukcije ($T_1 = 0,69$ s za 4-etažno, $T_1 = 1,23$ s za 8-etažno in $T_1 = 1,67$ s za 11-etažno konstrukcijo) ob upoštevanju pripadajočega tipa tal (tip tal B za 4- in 11-etažno ter tip tal C za 8-etažno konstrukcijo).



Slika 6.3: Krivulje potresne nevarnosti za Ljubljano in spektralni pospešek, ki pripada prvemu nihajnemu času a) 4-etažne konstrukcije in tipu tal B, b) 8-etažne konstrukcije in tipu tal C in c) 11-etažne konstrukcije in tipu tal B.

Figure 6.3: Seismic hazard curves for Ljubljana corresponding to the first fundamental period of a) a 4-storey building and soil type B, b) an 8-storey building and soil type C and , c) an 11-storey building and soil type B.

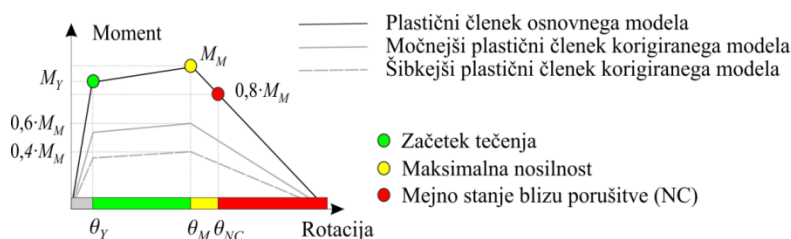
6.1.2 Analiza odziva konstrukcije z upoštevanjem morebitne strižne porušitve stebrov

V tem poglavju bomo preučevali vpliv upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov na verjetnost porušitve celotne konstrukcije. Obravnavali bomo tri že prej opisane konstrukcije, na katerih bomo izvedli inkrementno dinamično analizo (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002) za globalno smer X konstrukcije za skupine akceleroگرامov CMS475_B_069, CMS475_C_123 in CMS475_B_167. V

prvem primeru bomo upoštevali, da se strižna porušitev stebra zgodi, ko prečna sila v stebru preseže strižno nosilnost, izračunano po standardu Evrokod 8-3 (SIST EN 1998, 2005b). Na ta način bomo ovrednotili vpliv upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov in uspešnost trenutnega načina projektiranja prečne armature stebrov. V nadaljevanju bomo izračunali potresni odziv konstrukcij, pri čemer bomo upoštevali, da se strižna porušitev stebra zgodi v primeru, ko prečna sila v stebru doseže prečno silo s povratnimi dobami 10^5 , $2 \cdot 10^5$ oziroma 10^6 let. Prečno silo za izbrano povratno dobo bomo izračunali z uporabo verjetnostne analize potresnih zahtev (glej poglavje 5). Povratne dobe pri strižni porušitvi elementov so približno enake ($T_R = 10^5$ let), 2-krat večje ($T_R = 2 \cdot 10^5$ let) in 10-krat večje ($T_R = 10^6$ let) od povratne dobe porušitve konstrukcij. Rezultate analize bomo lahko uporabili za vrednotenje upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov in tudi za določitev povratne dobe zahtevane strižne nosilnosti (in s tem vrednosti zahtevane strižne nosilnosti). Za izračun odziva konstrukcij bomo uporabili izboljšan matematični model, ki približno upošteva tudi morebitno strižno porušitev zaradi prekoračitve strižne nosilnosti elementa.

6.1.2.1 Matematični model z upoštevanjem strižne porušitve stebrov

Matematični model izhaja iz modela, ki je opisan v poglavju 4.6. Osnovni model smo spremenili in na koncu elementa namesto enega definirali dva upogibna plastična členka. Členka smo vzporedno vezali in definirali tako, da je njun skupni odziv enak odzivu plastičnega členka osnovnega modela. Predpostavljeno je, da močnejši od obeh plastičnih členkov prenese 60 % celotne upogibne obremenitve na koncu elementa, šibkejši pa 40 % (slika 6.4). Močnejši členek tako definirajo karakteristične točke $(\theta_Y, 0,60 \cdot M_Y)$, $(\theta_M, 0,60 \cdot M_M)$ in $(\theta_C, 0,5)$, šibkejšega pa karakteristične točke $(\theta_Y, 0,40 \cdot M_Y)$, $(\theta_M, 0,40 \cdot M_M)$ in $(\theta_C, 0,5)$, kjer je θ_Y rotacija v plastičnem členku na meji tečenja elementa (enačba 4.8), θ_M rotacija v plastičnem členku pri doseženi upogibni nosilnosti (momentu M_M) (enačba 4.11), θ_C rotacija v plastičnem členku pri stanju porušitve elementa (enačba 4.10), M_Y upogibni moment na meji tečenja elementa in M_M upogibna nosilnost elementa.



Slika 6.4: Trilinearni odnos moment–rotacija plastičnega členka.

Figure 6.4: Trilinear moment–rotation relationship of the plastic hinge.

Med analizo se v vsakem koraku preverja pogoj strižne nosilnosti. Če se strižna porušitev elementa zazna (prečna sila je večja od strižne nosilnosti), se v tistem koraku močnejši členek odstrani. Obremenitev elementa se v naslednjih korakih analize prenaša samo preko šibkejšega členka. Poudariti velja, da z uporabo takšnega modela samo približno zajamemo obnašanje elementa ob in po njegovi strižni porušitvi. Armiranobetonski prerezi, ki se strižno porušijo, imajo namreč po porušitvi še neko minimalno duktilnost in postkritično nosilnost, torej upogibna nosilnost po strižni porušitvi ne pade naenkrat, temveč se z večanjem rotacije elementa postopoma zmanjšuje. Naš model takšnega obnašanja ni sposoben simulirati, saj v trenutku, ko je presežena strižna nosilnost, upogibna nosilnost

elementa hipoma pade za 60 %. Naj tudi omenimo, da smo padec upogibne nosilnosti po strižni porušitvi elementa določili na podlagi inženirske presoje. Kljub zgoraj omenjenim pomanjkljivostim pa ocenjujemo, da je takšen model ustrezen za približno oceno vpliva strižne porušitve na obnašanje konstrukcije. Glavna prednost opisanega modela je predvsem v njegovi robustnosti, saj v nasprotju z modeli, ki strižno obnašanje elementa simulirajo s horizontalnimi vzmetmi, ne povzročajo konvergenčnih težav.

6.1.2.2 Potresni odziv konstrukcij ob upoštevanju strižne porušitve na osnovi strižne nosilnosti po Evrokodu 8-3

Za analizo odziva smo uporabili nelinearni linijski model, ki je opisan v poglavju 6.1.2.1. Upoštevali smo samo možnost morebitne strižne porušitve stebrov. Strižno nosilnost stebrov, ki smo jo določili v vsakem koraku nelinearne dinamične analize in jo primerjali s trenutno prečno silo v elementu, smo izračunali po enačbi (A.12) Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998, 2005b):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_C f_c) + \frac{1}{\gamma_{el}} \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_C + V_w \right] \quad (6.4)$$

kjer so:

γ_{el}	faktor, ki smo ga upoštevali, tj. 1,0,
h	dolžina prečnega prereza [m],
x	globina tlačene cone elementa [m],
N	osna sila (pozitivna, nič v primeru natega) [MN],
L_v	= M/V , razmerje med momentom in prečno silo na koncu prereza,
A_C	prečni prerez elementa [m ²],
f_c	tlačna trdnost betona [MPa],
ρ_{tr}	delež vzdolžne armature,
μ_{Δ}^{pl}	plastični del rotacije elementa, ki ga približno določimo kot razmerje med trenutno rotacijo elementa in rotacijo na meji elastičnosti,
V_w	prispevek prečne armature k strižni nosilnosti, ki smo jo upoštevali kot $V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ [MN]. V tej enačbi je ρ_w delež prečne armature, b_w širina prečnega prereza, z ročica notranjih sil, f_{yw} pa meja tečenja prečne armature.

Upoštevana je bila tudi omejitev glede največje strižne nosilnosti stebra V_R , ki izhaja iz možnosti diagonalne porušitve stojine, potem ko steber steče v upogibu. Strižna nosilnosti stebra V_R je tako v primeru, da je L_v/h manjši ali enak 2, omejena z vrednostjo, ki je enaka:

$$V_{R,max} = \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{4}{7} \left(1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_C f_c}\right) (1 + 0,45 \cdot 100\rho_{tot}) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin(2\delta) \quad (6.5)$$

kjer je δ kot med diagonalno in osjo stebra ($\tan \delta = h/2L_v$).

Rezultati inkrementne dinamične analize kažejo, da se noben steber ni strižno porušil. IDA krivulje in verjetnosti porušitve za vse tri konstrukcije so tako enake kot v primeru, kjer morebitna strižna porušitev stebrov ni bila simulirana (glej poglavje 6.1.1, slika 6.2 in preglednica 6.1). Rezervo strižne nosilnosti stebrov smo ovrednotili z minimalnim faktorjem rezervne strižne nosilnosti stebrov $f_{s,i,min}$, ki je določen kot minimalna vrednost faktorjev rezervne strižne nosilnosti $f_{s,i}$ iz rezultatov analiz IDA za celotno skupino akcelorogramov. Faktor $f_{s,i}$ smo definirali kot razmerje med strižno nosilnostjo stebra $V_{R,i}$ in prečno silo v stebri V_i v i -tem koraku dinamične analize:

$$f_{s,i} = \frac{V_{R,i}}{V_i}. \quad (6.6)$$

Strižno nosilnost stebrov $V_{R,i}$ smo izračunali ob uporabi enačb Evrokoda 8-3 (enačbi 6.4 in 6.5). Minimalni faktor rezervne strižne nosilnosti stebrov $f_{s,i,min}$ znaša za 4-etažno konstrukcijo 1,32, za 8-etažno konstrukcijo 1,34, za 11-etažno konstrukcijo pa 1,01. Iz omenjenega lahko sklepamo, da trenutni postopek projektiranja za preprečitev strižne porušitve stebrov zagotavlja razmeroma varne stebre. Z večanjem števila etaž se varnost proti strižni porušitvi stebrov zmanjšuje. Zadnji zaključek seveda temelji na analizi odziva treh obravnavanih stavb in je kot tak omejen; če bi želeli priti do splošnejšega zaključka, bi bilo treba povečati vzorec konstrukcij.

Poudariti velja, da smo prečno armaturo armiranobetonskih konstrukcij določili skladno z vsemi zahtevami standardov Evrokod (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a). Končna izbrana prečna armatura je bila tako določena na podlagi ovojnice prečne armature, ki izhaja iz minimalnih zahtev standardov Evrokod in projektnih prečnih obremenitev iz obeh pravokotnih smeri konstrukcije, pridobljenih na podlagi pravil metode načrtovanja nosilnosti. Evrokod 2 in 8 minimalne zahteve uvajata z namenom zagotavljanja zadostne lokalne duktilnosti stebrov in preprečitve uklona vzdolžnih armaturnih palic, pravila metode načrtovanja nosilnosti pa z namenom preprečitve nezaželene krhke strižne porušitve. Če želimo preveriti ustreznost in uspešnost postopka metode načrtovanja nosilnosti za preprečevanje nezaželene krhke strižne porušitve, je smiselno, da matematične modele za račun odziva konstrukcij definiramo samo na podlagi prečne armature, ki izhaja iz prečnih obremenitev po metodi načrtovanja nosilnosti in le za smer konstrukcije, ki jo upoštevamo v parametrični študiji.

Da bi preverili učinkovitost in ustreznost postopka metode načrtovanja nosilnosti za preprečevanje nezaželene krhke strižne porušitve, smo v nadaljevanju izračunali še odziv konstrukcij v globalni smeri X, pri čemer smo prečno armaturo določili le na podlagi pravil metode načrtovanja nosilnosti za smer X. Prečno armaturo v stebrih smo tako določili le na podlagi prečne sile V_{CD} , ki jo izračunamo kot:

$$V_{CD} = \frac{M_{DC,sp} + M_{DC,zg}}{l_{cl}}. \quad (6.7)$$

kjer je l_{cl} svetla dolžina stebra, $M_{DC,sp}$ in $M_{DC,zg}$ pa vrednosti upogibnih momentov na spodnjem in zgornjem koncu stebrov, ki ju določimo kot:

$$M_{DC,sp(zg)} = \gamma_{Rd} M_{RC,sp(zg)} \min \left(1; \frac{\sum M_{RB,sp(zg)}}{\sum M_{RC,sp(zg)}} \right). \quad (6.8)$$

V enačbi 6.8 je γ_{Rd} faktor povečane nosilnosti, ki za srednjo stopnjo duktilnosti znaša 1,3, $M_{RC,sp(zg)}$ projektna upogibna nosilnost armiranobetonskega prereza na spodnjem oziroma zgornjem koncu stebra, $\sum M_{RB,sp(zg)}$ in $\sum M_{RC,sp(zg)}$ pa vsoti upogibnih nosilnosti vseh gred oziroma vseh stebrov v vozlišču pri obravnavnem koncu stebra. Poudariti velja, da je za večino vozlišč stebrov in gred okvirne konstrukcije zadnji člen v enačbi 6.8 vedno manjši od 1/1,3=0,77, saj se za večino stebrov vzdolžna armatura izračuna na podlagi upogibnih nosilnosti gred, pri čemer se upošteva pogoj, da mora biti vsota nosilnosti stebrov najmanj za 1,3-krat večja od vsote nosilnosti gred.

Kot smo omenili, minimalnih zahtev standardov Evrokod 2 in 8 (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a), ki so bile določene za namen zagotavljanja zadostne lokalne duktilnosti in preprečitve uklona vzdolžne armature, nismo upoštevali, smo pa predpostavili, da se stebri zaradi uklona vzdolžne armature ali zdrobitve betonskega jedra ne morejo porušiti. Razdalje med stremeni nismo izbirali (nismo zaokroževali razdalje med stremeni), saj smo želeli, da izkoriščenost elementov ostane 100 %. Upoštevali smo tudi, da je vzdolžna armatura stebrov ter vzdolžna in prečna armatura gred enaka kot v osnovnem modelu konstrukcije, kjer morebitne strižne porušitve nismo simulirali.

Prečna armatura stebrov se bistveno razlikuje od prečne armature za primer, kjer smo prečno armaturo določili v skladu z vsemi priporočili standardov Evrokod 2 in 8 (prečne armature osnovnega modela konstrukcije). Za 4-etažno konstrukcijo se količina prečne armature v povprečju zmanjša kar za faktor 1,80, saj prečno armaturo osnovnega modela v celoti določajo minimalne zahteve standardov Evrokod 2 in 8. Za 8- in 11-etažno se količina prečne armature v povprečju zmanjša za faktor približno 1,20, saj so prečno armaturo stebrov v prvi in zgornji etaži ter robnih stebrov okvirjev osnovnih modelov določale minimalne zahteve. Za tako definirane konstrukcije strižne porušitve stebrov nismo zaznali le pri 8-etažni konstrukciji. Velja pa omeniti, da minimalni faktor rezervne strižne nosilnosti $f_{s,i,min}$ za 8-etažno konstrukcijo znaša 1,00, torej je količina prečne armature po stebrih ravno zadostna, da v nobenem stebru ne zaznamo strižne porušitve stebrov. Minimalni faktor rezervne strižne nosilnosti $f_{s,i,min}$ znaša za 4-etažno konstrukcijo 0,96, za 11-etažno pa 0,90. Za 4-etažno konstrukcijo strižne porušitve stebrov ne zaznamo pri sedemnajstih akceleroگرامih, za 11-etažno konstrukcijo pa le pri treh. Omeniti velja, da se pri 11-etažni konstrukciji večinoma strižno porušijo robni stebri zunanjih okvirjev (v smeri X). Mediane spektralnih pospeškov pri porušitvi S_{ac}^A se v primerjavi z medianami za odziv modela konstrukcij, kjer morebitne strižne porušitve nismo simulirali, za vse tri konstrukcije malenkostno zmanjšajo, standardne deviacije β_C ostanejo enake, verjetnosti porušitve P_C pa se malenkostno povečajo. Mediane spektralnih pospeškov pri porušitvi S_{ac}^A se za 8- in 11-etažno konstrukcijo zmanjšajo za 1 %, za 4-etažno pa za 3 %. Malenkostna razlika v primeru median S_{ac}^A 8-etažne konstrukcije je posledica manjše spremembe lastnosti konstrukcije, saj se mejne rotacije v plastičnih členkih zaradi manjše količine prečne armature nekoliko spremenijo (zmanjšajo).

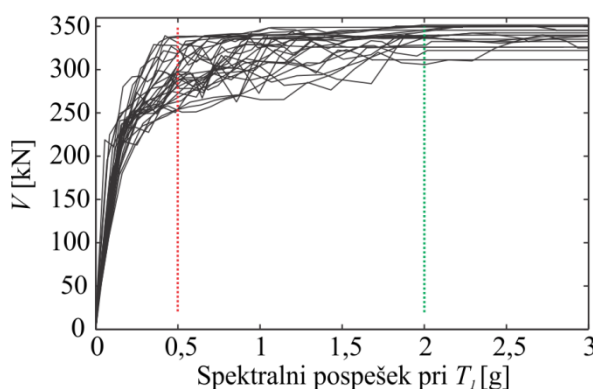
Rezultati analiz kažejo, da pravila za preprečitev strižne porušitve stebrov, ki jih podaja skupina standardov Evrokod (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a), razmeroma dobro varujejo pred strižno porušitvijo stebrov. Velja pa omeniti, da so za preprečitev strižne porušitve ključnega pomena

minimalne zahteve standardov, saj armatura, pridobljena na osnovi projektnih prečnih sil iz metode načrtovanja nosilnosti (enačba 6.7), v nekaterih primerih ne zadošča. Premajhna velikost projektnih prečnih sil je posledica dejstva, da se moment iz gred v stebre prenese drugače, kot je predpostavljeno v fazi določanja projektnih obremenitev. Predpostavka, ki je v enačbo za določitev projektne prečne sile vnesena v zadnjem členu enačbe 6.8 ($\sum M_{RB,sp(zg)} / \sum M_{RC,sp(zg)}$), velja le v posebnih primerih in ni najbolj splošna. Omenjena predpostavka določa premajhne prečne sile predvsem v robnih stebrih okvirjev.

6.1.2.3 Potresni odziv konstrukcij z upoštevanjem strižne porušitve stebrov pri prečni sili z izbrano povratno dobo

Za analizo potresnega odziva smo uporabili nelinearni linijski model, ki na poenostavljen način simulira morebitne strižne porušitve (poglavje 6.1.2.1). Upoštevali smo samo možnost morebitne strižne porušitve v stebrih. Predpostavili smo, da je strižna nosilnost stebrov enaka prečni sili, ki ustreza povratnim dobam 10^5 , $2 \cdot 10^5$ oziroma 10^6 let. Nosilnost upogibnega plastičnega členka tako pade za 60 % v trenutku, ko prečna sila V v stebru doseže mejno prečno silo. Prečne sile za izbrane povratne dobe V_{DH} smo določili na podlagi verjetnostne analize potresnih zahtev. V nadaljevanju po korakih prikazujemo primer določitve prečne sile V_{DH} za povratno dobo 10^6 let za steber C1 v prvi etaži 8-etažne konstrukcije:

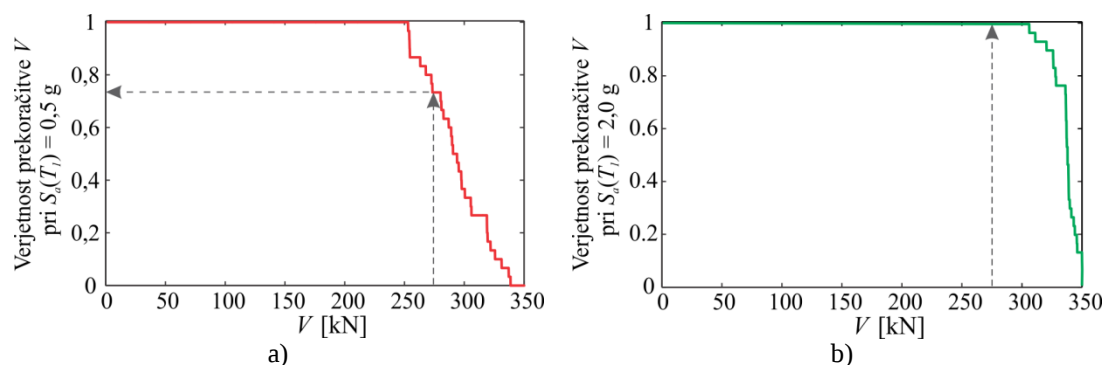
- 1) Iz rezultatov inkrementne dinamične analize (IDA) za osnovni model konstrukcije, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali (poglavje 6.1.1), zberemo odnose intenziteta–obremenitev (tj. spektralni pospešek pri prvem nihajnem času–prečna sila) za obravnavani steber za vse akceleroگرامe (slika 6.5). Za intenzitete, kjer zaradi porušitve konstrukcije pri nižji intenziteti prečne sile niso na voljo, smo predpostavili, da je prečna sila enaka prečni sili pri zadnji razpoložljivi intenziteti (tj. intenziteti pri porušitvi konstrukcije).



Slika 6.5: Odnos med prečno silo V in spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času 8-etažne konstrukcije za steber C1 v prvi etaži. Z rdečo črto označujemo rezultate pri spektralnem pospešku 0,50 g, z zeleno pa rezultate pri spektralnem pospešku 2,0 g.

Figure 6.5: Relationship between shear force V and spectral acceleration corresponding to the first vibration period for column C1 in the first storey of an 8-storey building. The red and green lines show results at spectral acceleration of 0.50 g and 2.0 g, respectively.

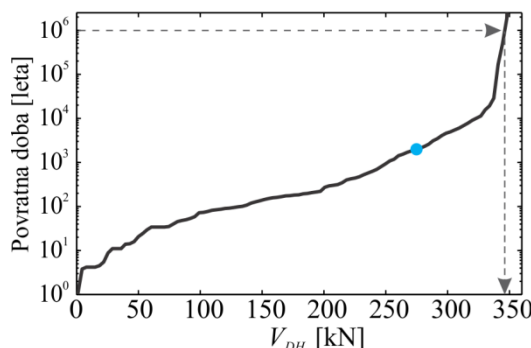
- 2) Za vsak spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije določimo krivuljo ranljivosti, ki prikazuje verjetnost prekoračitve izbrane prečne sile pri izbranem spektralnem pospešku. Krivuljo ranljivosti določimo tako, da (pri izbranem spektralnem pospešku) enostavno preštejemo, pri koliko akceleroگرامih je bila izbrana prečna sila dosežena. Vsoto nato delimo s celotnim številom (30) akceleroagramov. Primer krivulje ranljivosti za spektralni pospešek 0,50 g je prikazan na sliki 6.6a, za spektralni pospešek 2,0 g pa na sliki 6.6b.



Slika 6.6: Krivulje ranljivosti, ki prikazujejo verjetnost prekoračitve izbrane prečne sile pri spektralnem pospešku a) 0,50 g in b) 2,0 g.

Figure 6.6: Fragility curves showing probability of selected shear force being exceeded at spectral acceleration of a) 0.50 g and b) 2.0 g, respectively.

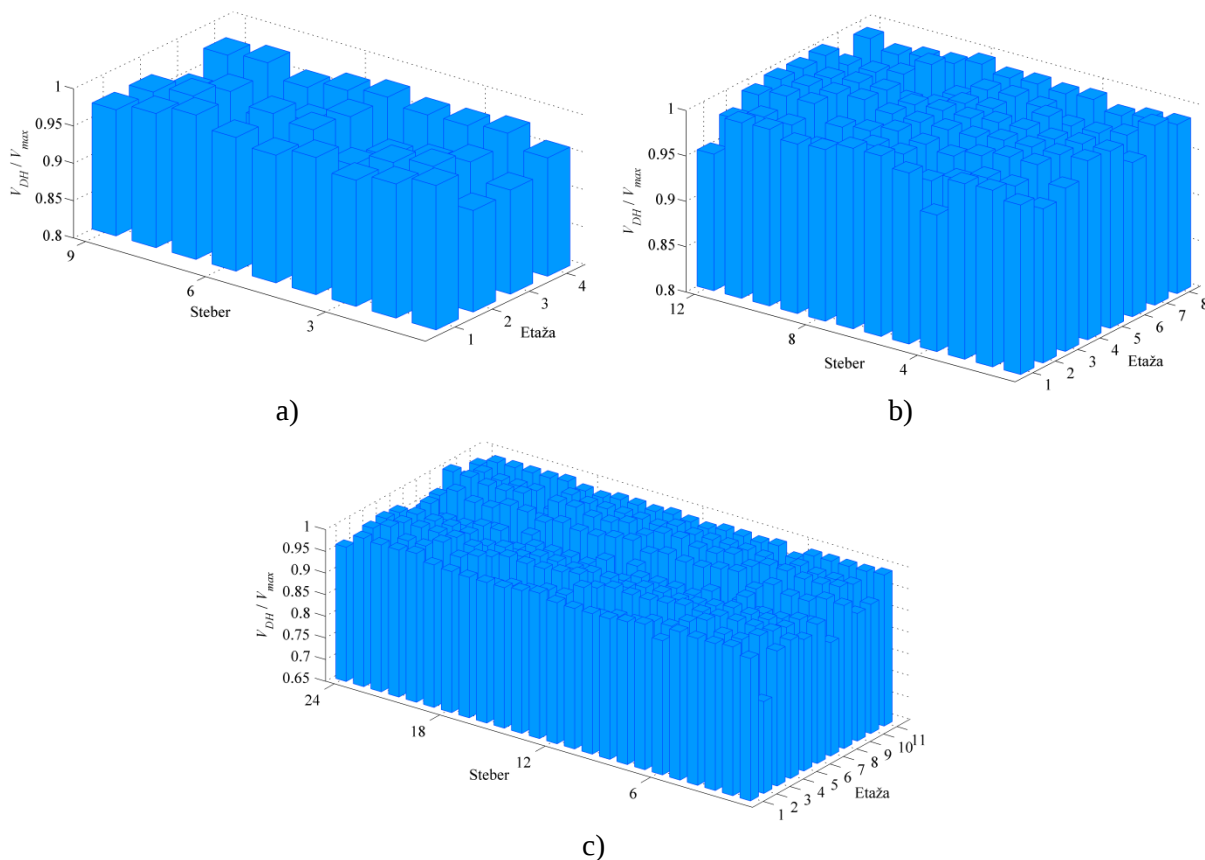
- 3) Izberemo prečno silo (npr. 275 kN) in po enačbi 5.10 izračunamo verjetnost njene prekoračitve oziroma njeno povratno dobo. Verjetnost prekoračitve izbrane prečne sile določimo ob upoštevanju krivulj ranljivosti pri določeni intenziteti (npr. $P(275 \text{ kN}, S_a = 0,50 \text{ g}) = 0,73$, $P(275 \text{ kN}, S_a = 2,0 \text{ g}) = 1,0$). Uporabimo pripadajočo krivuljo potresne nevarnosti (slika 6.3b). Na ta način definiramo eno točko na verjetnostni krivulji potresnih zahtev (modra pika na sliki 6.7). Celotno krivuljo definiramo z izbiro večjega števila prečnih sil.
- 4) Z interpolacijo določimo silo, ki ustreza izbrani povratni dobi 10^6 let (slika 6.7); v našem primeru prečna sila znaša $V_{DH} = 346$ kN.



Slika 6.7: Verjetnostna krivulja potresnih zahtev za prečno silo V_{DH} v stebri C1 v prvi etaži 8-etažne konstrukcije.

Figure 6.7: Demand hazard curve of shear force V_{DH} of column C1 in the first storey of an 8-storey building.

Razmerja med prečno silo iz verjetnostne analize potresnih zahtev V_{DH} za povratno dobo 10^6 let in maksimalno absolutno prečno silo iz analize IDA za vse akceleroگرامe V_{max} so za obravnavane konstrukcije prikazana na sliki 6.8, medtem ko razmerja med V_{DH} in V_{max} za preostali povratni dobi (10^5 , $2 \cdot 10^5$) zaradi preglednosti prikazujemo v prilogi B. Prečne sile V_{DH} so v povprečju za le nekaj odstotkov nižje od maksimalnih prečnih sil V_{max} . Razmerja med V_{DH} in V_{max} v posameznih stebrih so v bližini, vendar manjša od 1, se pa z večanjem povratne dobe povečujejo. Za 4-etažno konstrukcijo za povratne dobe 10^5 , $2 \cdot 10^5$ in 10^6 let znaša največje odstopanje med prečnima silama V_{DH} in V_{max} 13 %, 11 % oziroma 6 %, za 8-etažno konstrukcijo največja odstopanja znašajo 7 % ($T_R=10^5$), 6 % ($T_R=2 \cdot 10^5$) oziroma 5 % ($T_R=10^6$). Za 11-etažno konstrukcijo je odstopanje precej večje, saj znaša 32 % ($T_R=10^5$), 28 % ($T_R=2 \cdot 10^5$) oziroma 19 % ($T_R=10^6$).

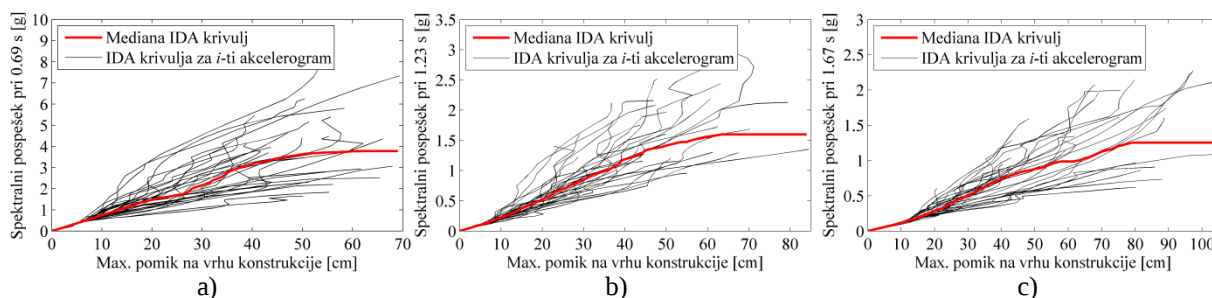


Slika 6.8: Razmerje med prečno silo za povratno dobo $T_R=10^6$ let (V_{DH}) in maksimalno prečno silo iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov (V_{max}) za stebre a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije.

Figure 6.8: Ratio between shear force for return period $T_R=10^6$ years (V_{DH}) and maximum shear force based on IDA analysis for the entire set of ground motions (V_{max}) for columns of a) a 4-storey, b) an 8 storey and c) an 11 storey building.

Rezultati analize IDA (t.i. IDA krivulje) za model konstrukcije, kjer smo predpostavili, da se stebri strižno porušijo v trenutku, ko prečna sila v stebri doseže prečno silo V_{DH} za povratno dobo $T_R=10^6$ let, so prikazani na sliki 6.9, za preostali povratni dobi pa v prilogi B (sliki B2 in B4). Mediane spektralnih pospeškov pri prvem nihajnem času in porušitvi konstrukcije S_{ac}^A , pripadajoče standardne deviacije β_C in verjetnosti porušitve P_C so za vse tri povratne dobe povzete v preglednici 6.2. Mediane S_{ac}^A so pričakovano nižje od median za modele konstrukcij, kjer morebitne strižne porušitve nismo

simulirali, medtem ko so standardne deviacije β_C podobne. V primeru, da smo prečne sile V_{DH} določili za povratno dobo $T_R=10^6$ let, so mediane S_{ac}^A nižje za 12–18 %, v primeru povratne dobe $T_R=2 \cdot 10^5$ so mediane S_{ac}^A nižje za 28–35 %, v primeru povratne dobe $T_R=10^5$, ki približno ustreza povratnim dobam porušitve konstrukcij, kjer morebitne strižne porušitve stebrov nismo upoštevali, pa so mediane S_{ac}^A nižje za 35–46 %. Verjetnosti porušitve konstrukcije P_C se povečajo, pri čemer se najmanj povečajo za 4-etažno konstrukcijo (faktor 1,2–2,6), sledita pa 8-etažna konstrukcija (faktor 1,7–6,2) in 11-etažna konstrukcija (faktor 1,8–5,5).



Slika 6.9: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo. Pri izračunu odziva smo upoštevali, da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila doseže prečno silo V_{DH} , ki ustreza povratni dobi 10^6 let.

Figure 6.9: IDA curves and median of IDA curves obtained using the intensity-based approach for a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Shear failure of column is assumed to occur when the shear force is greater than shear force V_{DH} corresponding to a 10^6 years period.

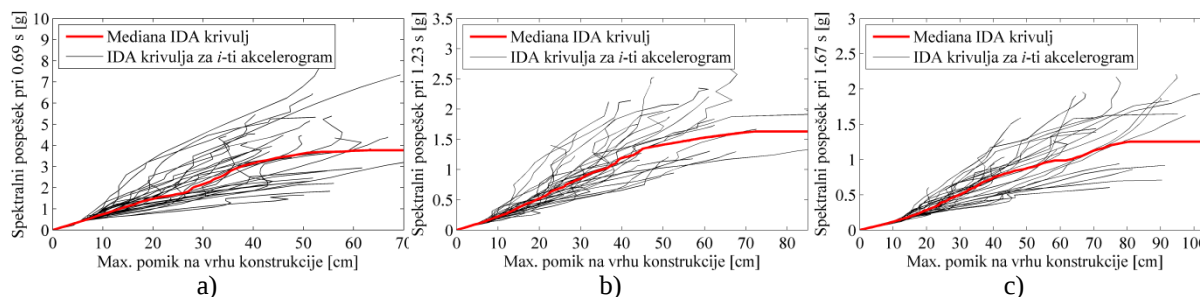
Preglednica 6.2: Primerjava med medianami spektralnega pospeška pri porušitvi S_{ac}^A in pripadajočimi standardnimi deviacijami β_C ter verjetnostmi porušitve P_C za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila doseže povratno dobo T_R . Dodani so še parametri odziva za primer, kjer strižne porušitve nismo simulirali (ni SP). Rezultate prikazujemo za 4-, 8- in 11-etažne konstrukcije

Table 6.2: Comparison of medians of collapse spectral acceleration S_{ac}^A and corresponding standard deviations β_C together with probability of collapse P_C for models where shear failure of columns is presumed to occur at return period T_R . Results without consideration of shear failure are also presented. All results are shown for a 4-, 8- and 11-storey building.

Stavba	4-etažna				8etažna				11-etažna			
T_R	ni SP	10^6	$2 \cdot 10^5$	10^5	ni SP	10^6	$2 \cdot 10^5$	10^5	ni SP	10^6	$2 \cdot 10^5$	10^5
S_{ac}^A [g]	4,29	3,77	3,09	2,77	1,82	1,61	1,25	1,07	1,58	1,29	1,02	0,85
β_C	0,46	0,40	0,34	0,34	0,32	0,36	0,35	0,41	0,38	0,39	0,41	0,41
P_C [$\cdot 10^{-5}$]	1,7	2,1	3,1	4,4	0,85	1,4	3,0	5,3	1,6	2,9	5,7	8,8

Za primerjavo smo odzive konstrukcij izračunali tudi ob uporabi modela, kjer smo upoštevali, da se tako stebri kot grede strižno porušijo v trenutku, ko prečna sila v posameznem elementu doseže prečno silo s povratno dobo 10^6 let. Rezultati analize IDA (slika 6.10, preglednica 6.3) kažejo, da se strižna porušitev posameznih gred pojavi pri skoraj vseh akceleroگرامih (pri 24 od 30 akceleroagramov pri 4-etažni, pri vseh akceleroagramih pri 8-etažni in pri 29 akceleroagramov od 30 pri 11-etažni konstrukciji). Kljub temu pa so globalni parametri odziva (mediana spektralnega pospeška pri porušitvi S_{ac}^A in pripadajoča standardna deviacija β_C ter verjetnost porušitve P_C) za primer, kjer smo upoštevali možnost strižne porušitve gred in stebrov, praktično enaki globalnim parametrom odziva za primer, kjer smo upoštevali samo možnost morebitne strižne porušitve stebrov pri povratni dobi 10^6 let (glej

preglednico 6.3). Upoštevanje strižne porušitve gred za nekatere akceleroگرامe celo poveča ocenjeno vrednost spektralnega pospeška S_{ac}^A , saj se v konstrukciji tvori optimalnejši plastični mehanizem.



Slika 6.10: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo. Pri izračunu odziva smo upoštevali, da se stebri in/oziroma gred strižno porušijo, ko prečna sila doseže prečno silo, ki ustreza povratni dobi 10^6 let.

Figure 6.10: IDA curves and median of IDA curves obtained through the intensity-based approach for a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. It was considered that shear failure of columns and/or beams occurs when shear force is greater than shear force which corresponds to return period 10^6 years.

Preglednica 6.3: Primerjava med medianami spektralnega pospeška pri porušitvi S_{ac}^A , pripadajočimi standardnimi deviacijami β_C in verjetnostmi porušitve P_C za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se samo stebri porušijo pri prečni sili 10^6 let (S), in za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se tako stebri kot gred porušijo pri prečni sili 10^6 let (S in G). Rezultati so prikazani za 4-, 8- in 11-etažno konstrukcijo.

Table 6.3: Comparison of medians of collapse spectral acceleration S_{ac}^A and the corresponding standard deviations β_C together with probability of collapse P_C for structural models where it was assumed that shear failure of columns (S) occurs at a return period of 10^6 years, and for structural models where it was assumed that shear failure of column and beams (S in G) occurs at return period 10^6 years. Results are shown for a 4-, 8- and 11- storey building respectively.

	4-etažna		8-etažna		11-etažna	
Stavba	S	S in G	S	S in G	S	S in G
S_{ac}^A [g]	3,77	3,78	1,61	1,62	1,29	1,26
β_C	0,40	0,40	0,36	0,35	0,39	0,38
P_C [$\cdot 10^{-5}$]	2,1	2,1	1,4	1,4	2,9	3,0

6.1.3 Zaključki in sklep

Na poenostavljenih nelinearnih modelih smo preučevali vpliv upoštevanja morebitne strižne porušitve stebrov na odziv treh armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. V prvem primeru smo izračunali odzive konstrukcij, za katere smo prečno armaturo dimenzionirali v skladu s standardoma Evrokod 2 in 8 (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a). Strižno nosilnost stebrov smo določali v skladu s standardom Evrokod 8-3 (SIST EN 1998, 2005b). Za obravnavane konstrukcije strižne porušitve stebrov nismo zaznali, zato so rezultati odziva konstrukcij identični kot v primeru, kjer morebitne strižne porušitve stebrov nismo upoštevali. Iz omenjenega lahko tudi sklepamo, da postopek za določanje prečne armature stebrov po Evrokodu, ki sloni na zahtevi glede maksimalne dovoljene razdalje med stremeni, zahtevi glede minimalnega deleža armiranja in projektnih prečnih silah, pridobljenih na osnovi pravil metode načrtovanja nosilnosti, razmeroma uspešno varuje stebre pred strižno porušitvijo. Preverili smo tudi odzive konstrukcij, pri čemer smo prečno armaturo določili le ob upoštevanju projektnih prečnih sil v skladu z metodo načrtovanja nosilnosti. Izkaže se, da v nekaterih

primerih (predvsem v robnih stebrih okvirjev) metoda načrtovanja nosilnosti daje premajhne projektne prečne sile, saj strižne porušitve stebrov zaznamo. Projektne prečne sile so premajhne zato, ker se moment iz gred prenese v stebre drugače, kot se to predpostavi v fazi določanja projektnih prečnih obremenitev.

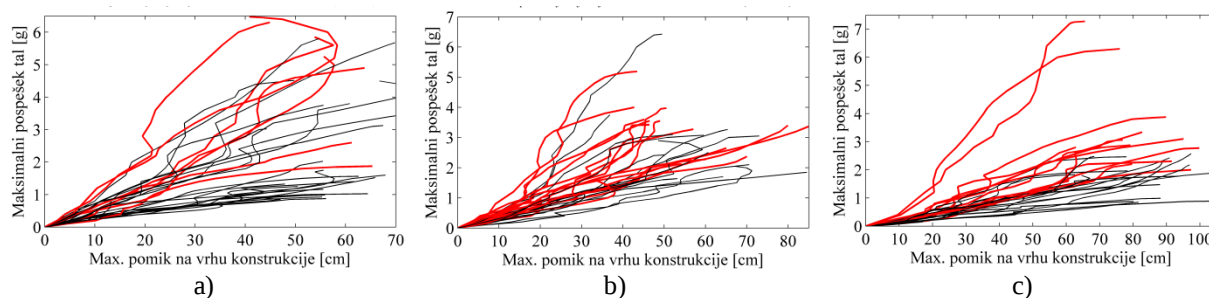
V nadaljevanju smo izračunali še odziv za konstrukcije ob predpostavki, da se strižna porušitev stebrov zgodi, ko prečna sila v posameznem stebru doseže prečno silo s povratno dobo 10^5 , $2 \cdot 10^5$ oziroma 10^6 let. Prečno silo za izbrano povratno dobo smo izračunali ob uporabi verjetnostne analize potresnih zahtev in rezultatov analize IDA za model konstrukcije, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali. Izkaže se, da so prečne sile za povratno dobo 10^5 , $2 \cdot 10^5$ oziroma 10^6 let v povprečju le nekaj odstotkov nižje od maksimalne prečne sile iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov. Kljub temu pa se mediane spektralnih pospeškov pri porušitvi konstrukcije bistveno zmanjšajo, saj nekateri akceleroگرامi povzročijo velike prečne sile že pri razmeroma nizkih intenzitetah. Tako so na primer za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se steber strižno poruši pri prečni sili s povratno dobo 10^5 let (približno takšna je tudi povratna doba porušitve konstrukcij), mediane pospeškov pri porušitvi za 35–46 % manjše, verjetnosti porušitve pa za faktor 2,6–6,2 večje od median oziroma verjetnosti porušitev osnovnega modela, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali. Ker je razlika med prečnimi silami za izbrane povratne dobe in maksimalnimi prečnimi silami iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov majhna, razlika v verjetnosti porušitve pa razmeroma velika, ocenjujemo, da je za določanje zahtevane strižne nosilnosti stebrov uporaba prečnih sil na podlagi rezultatov verjetnostne analize potresnih zahtev nesmiselna. Verjetnostna analiza potresnih zahtev je namreč precej kompleksna, saj poleg velikega števila nelinearnih dinamičnih analiz za veliko intenzitet in akceleroگرامov zahteva še rezultatsko analizo. Zato ocenjujemo, da je bolj smiselno poiskati maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov in le-te uporabiti za ciljne strižne nosilnosti pri projektiranju.

6.2 Določitev projektnih prečnih sil z upoštevanjem majhnega števila akceleroگرامov

V prejšnjem poglavju smo ugotovili, da je razlika med maksimalno prečno silo na podlagi rezultatov analize IDA za vse akceleroگرامe V_{max} in prečno silo (V_{DH}) za neko veliko povratno dobo (npr. 10^6 let) majhna. Posledično je bolj smiselno zahtevano strižno nosilnost definirati kar z uporabo maksimalnih prečnih sil V_{max} , saj se s tem izognemo verjetnostni analizi potresnih zahtev. Maksimalno silo v vsakem stebru V_{max} lahko določimo le, kadar poznamo rezultate analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov. V nadaljevanju pa bomo pokazali, da lahko silo, ki je precej blizu oziroma kar enaka maksimalni sili V_{max} , določimo že ob upoštevanju manjšega števila skrbno izbranih akceleroگرامov iz posamezne skupine akceleroگرامov.

Da bi našli akceleroگرامe, ki povzročajo maksimalne prečne sile V_{max} , ponovno prikažimo (slika 6.11) IDA krivulje iz analize osnovnih modelov 4-, 8- in 11-etažnih konstrukcij za skupine akceleroگرامov CMS475_B_069, CMS475_C_123 in CMS475_B_167 (glej poglavje 6.1.1 in slike 6.2), pri čemer pa kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Na sliki 6.11 smo rdeče obarvali IDA krivulje, v primeru katerih za vse stebre velja, da je ovojnica prečnih sil iz analiz IDA enaka maksimalni prečni sili iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Vidimo, da je za 4-

etažno konstrukcijo za določitev maksimalne sile V_{max} v vseh stebrih dovolj, da izračunamo analizo IDA za 7 skrbno izbranih akceleroگرامov, medtem ko za 8- in 11-etažno konstrukcijo zadostuje 15 oziroma 11 skrbno izbranih akceleroگرامov. Poleg tega je tudi smiselno poudariti, da so maksimalni pospeški tal pri porušitvi konstrukcij za rdeče obarvane IDA krivulje v zgornji polovici maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi za celotno skupino akceleroگرامov.



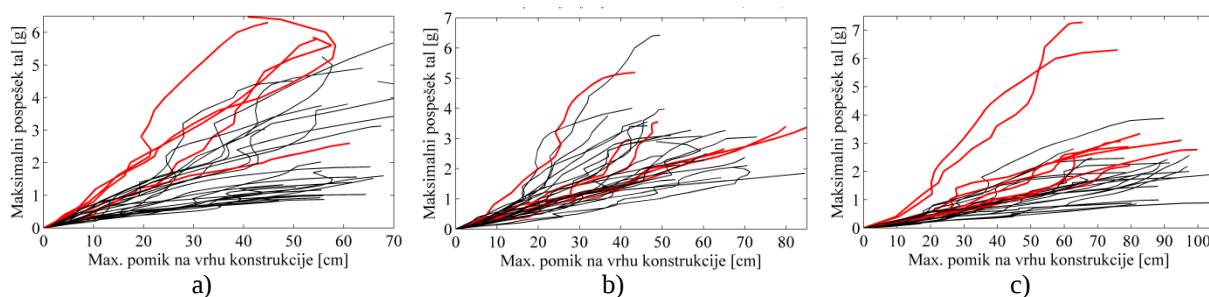
Slika 6.11: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih za vse stebre velja, da je ovojnica prečnih sil enaka maksimalni prečni sili iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

Figure 6.11: IDA curves derived from analyses of the basic case model of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to the maximum shear force for the entire set of ground motions.

Število analiz IDA, ki jih moramo izvesti za določitev maksimalne sile V_{max} v vsakem stebri, lahko z ustreznim izborom akceleroگرامov zmanjšamo. Kljub temu pa moramo na primer za 8-etažno konstrukcijo določiti odziv za polovico skupine akceleroگرامov (tj. 15 od 30 akceleroگرامov). Število analiz IDA lahko še zmanjšamo, če zahtevamo, da je ovojnica prečnih sil v vsakem stebri za izbrano podskupino akceleroگرامov enaka ali večja določenemu deležu (npr. 98 %, 95 %) maksimalne prečne sile v vsakem stebri, izračunane iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Za 4-etažno konstrukcijo lahko najdemo 1 podskupino s po 5 akceleroگرامi, za 8-etažno konstrukcijo 4 podskupine s po 6 akceleroگرامi in za 11-etažno konstrukcijo 1 podskupino s po 8 akceleroگرامi, za katere je ovojnica prečnih sil iz rezultatov analize IDA večja ali enaka 98 % maksimalne sile iz rezultatov analize IDA za vse akceleroگرامe V_{max} . IDA krivulje za eno podskupino so prikazane na sliki 6.12. Na sliki so z rdečo barvo označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil iz analize IDA večja ali enaka 98 % maksimalne sile V_{max} . Poudariti velja, da so rdeče IDA krivulje spet v zgornji polovici IDA krivulj.

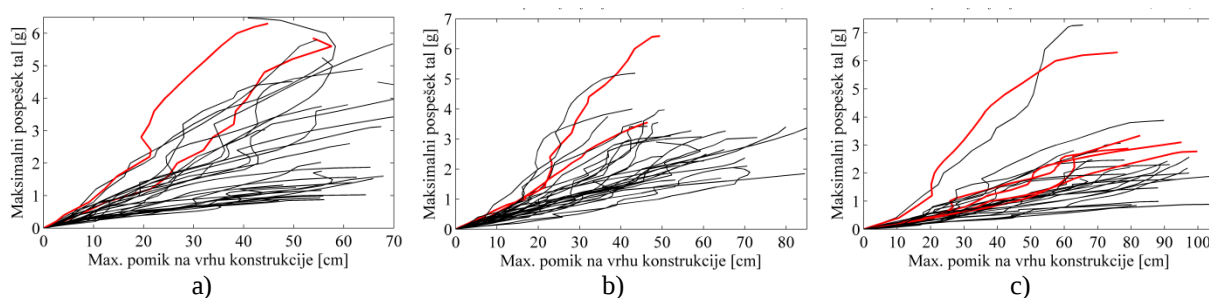
V primeru, da pogoj še nekoliko omilimo in zahtevamo, da je ovojnica prečnih sil iz analize IDA za izbrano podskupino akceleroگرامov večja ali enaka 95 % maksimalne sile iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} , se število potrebnih analiz IDA še nekoliko zmanjša. Za 4- oziroma 8-etažno konstrukcijo tako lahko najdemo 2 oziroma 7 podskupin s po dvema akceleroگرامoma, za 11-etažno pa 1 podskupino s po petimi akceleroگرامi (slika 6.13). Rezultati, ki smo jih prikazali v tem poglavju, kažejo, da že zelo majhno število analiz IDA za skrbno izbrane akceleroگرامe zadostuje za določitev prečnih sil v stebrih, ki le za nekaj odstotkov odstopajo od maksimalnih prečnih sil v stebrih iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Toda takšne akceleroگرامe lahko določimo le, kadar poznamo odziv konstrukcije za celotno skupino akceleroگرامov. Ker pa že poznamo odziv

konstrukcije za celotno skupino akceleroگرامov, postane iskanje akceleroگرامov, za katere je ovojnica prečnih sil iz analiz IDA blizu maksimalni sili V_{max} , nesmiselno. Dejstvo, da so maksimalni pospeški tal pri poružitvi konstrukcij za akceleroگرامe, za katere ovojnica prečnih sil iz analiz IDA zadostuje za določitev maksimalnih sil V_{max} , v zgornji polovici (v nekaterih primerih celo v zgornji tretjini) maksimalnih pospeškov tal pri poružitvi za celotno skupino akceleroگرامov in da razmeroma majhno število analiz IDA za skrbno izbrane akceleroگرامe že zadostuje za določitev sile V_{max} , lahko izkoristimo in akceleroگرامe, za katere ovojnica prečnih sil iz analiz IDA le za nekaj odstotkov odstopa od maksimalne sile V_{max} , poskušamo napovedati na podlagi analiz IDA na poenostavljenih modelih z eno prostostno stopnjo (t.i. SDOF modelih).



Slika 6.12: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 98 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

Figure 6.12: IDA curves derived from analyses of basic case models of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to or higher than 98 % of the maximum shear force for the entire set of ground motions.



Slika 6.13: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 95 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

Figure 6.13: IDA curves derived from analyses of basic case model of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to or higher than 95 % of the maximum shear force for the entire set of ground motions.

6.2.1 Potresni odziv SDOF modela konstrukcij in postopek določitve podskupine akceleroگرامov za izračun prečnih sil

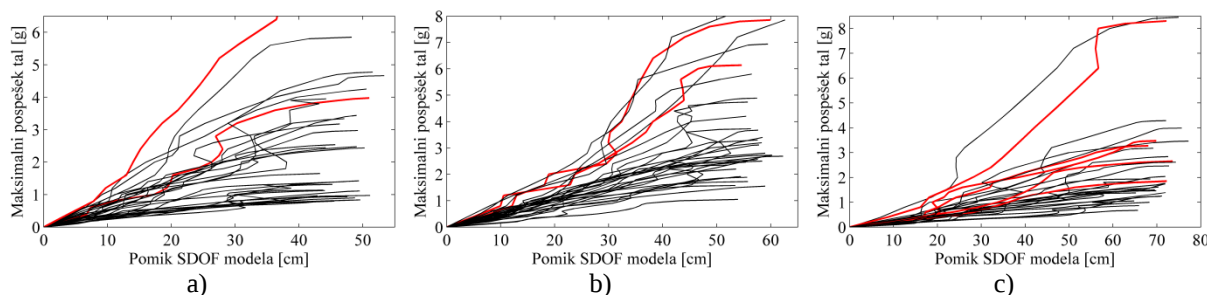
V prejšnjem poglavju smo ugotovili, da so pospeški pri porušitvi konstrukcije za akceleroگرامe, ki zadostujejo za določitev maksimalne sile V_{max} , v zgornji polovici (v nekaterih primerih celo v zgornji tretjini) pospeškov pri porušitvi celotne skupine akceleroگرامov, če kot mero za intenziteto pri porušitvi upoštevamo maksimalni pospešek tal (slike 6.11–6.13). Omenjeno ugotovitev smo potrdili tudi na podlagi rezultatov analize IDA za skupine akceleroگرامov, ki so bili izbrani glede na pogojni spekter za Ljubljano in povratno dobo 10000 let (tj. skupine CMS10000_B_069, CMS10000_C_123 in CMS10000_B_167). Rezultatov te študije kot tudi ciljnih spektrov in spektrov izbranih akceleroگرامov zaradi preglednosti na tem mestu ne prikazujemo; bralec jih lahko najde v prilogi A (ciljne spektre in spektre izbranih akceleroگرامov) in prilogi C (IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 95 % oziroma 98 % maksimalne prečne sile V_{max}).

Za skupine akceleroگرامov, ki smo jih uporabljali v prejšnjih podpoglavjih, smo preverili tudi odziv na poenostavljenih modelih konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF modelih). SDOF modele smo definirali z elasto-plastično idealizacijo potisne krivulje. Za potisno analizo smo uporabili razpored sil po konstrukciji, ki ustreza produktu pomikov pri prvi nihajni obliki in mas konstrukcije v posameznih etažah. Rezultate analize SDOF IDA za skupine akceleroگرامov, izbranih za povratno dobo 475 let (CMS475_B_069, CMS475_C_123 in CMS475_B_167), lahko vidimo na sliki 6.14, kjer smo z rdečo barvo označili akceleroگرامe, za katere je ovojnica prečnih sil iz analiz IDA na MDOF modelu konstrukcij večja od ali enaka 95 % maksimalne prečne sile iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Iz slik lahko opazimo, da so maksimalni pospeški tal pri porušitvi konstrukcije za omenjene akceleroگرامe v zgornji polovici maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi za celotno skupino akceleroگرامov. Podobna ugotovitev velja tudi za odziv SDOF modelov konstrukcij za skupine akceleroگرامov, izbrane glede na pogojni spekter s povratno dobo 10000 let (glej sliko C.4 v prilogi C).

Na podlagi omenjene ugotovitve razvijemo metodološki pristop, v skladu s katerim na podlagi analize SDOF IDA določimo akceleroگرامe, za katere je ovojnica prečnih sil iz analize IDA na MDOF modelu v vsakem stebru skoraj identična maksimalni prečni sili v vsakem stebru iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Kot bomo prikazali v nadaljevanju, lahko precej majhno odstopanje od maksimalne prečne sile V_{max} dobimo, če izvedemo analizo IDA na MDOF modelu konstrukcije za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo pet najvišjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije.

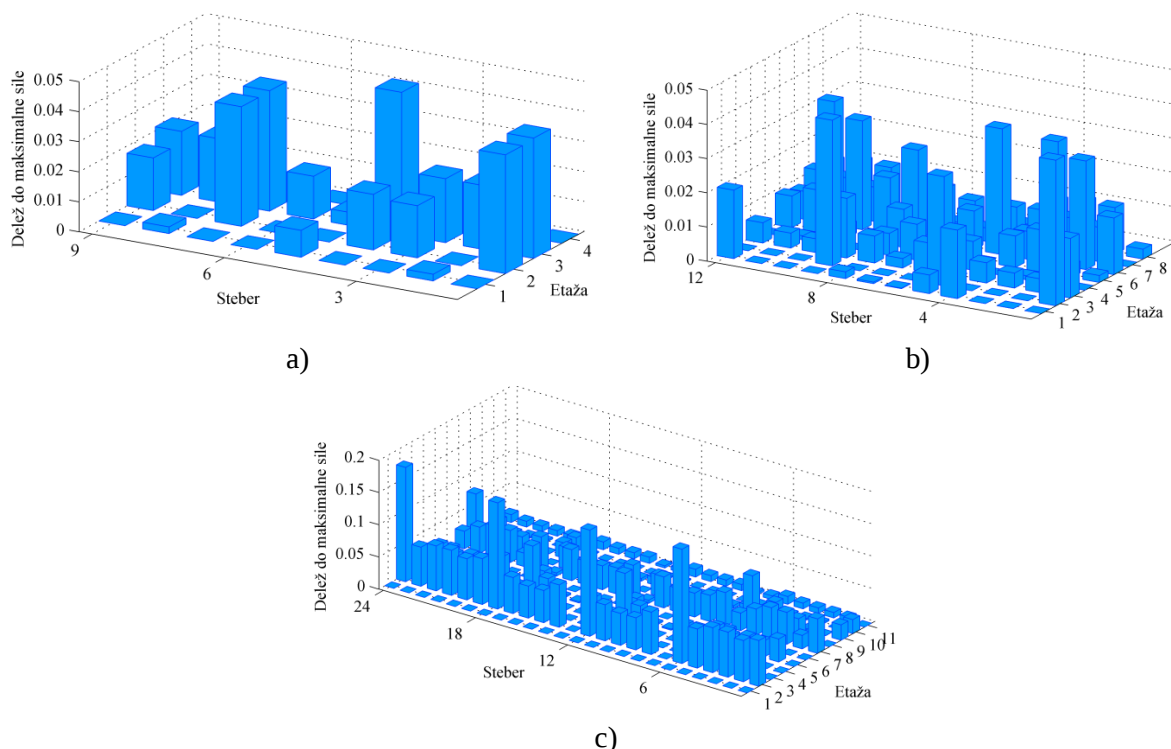
Na sliki 6.15 prikazujemo delež do maksimalne prečne sile V_{max} v stebrih obravnavani konstrukcij, ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo porušitev SDOF modela pri najvišjih maksimalnih pospeških tal. Za 4- in 8-etažno konstrukcijo opazimo, da je največji delež do maksimalne sile V_{max} manjši od 5 % (glej preglednico 6.4). Za 11-etažno konstrukcijo je največji delež do maksimalne sile V_{max} bistveno večji. Največje odstopanje od maksimalne sile V_{max} (18 %) opazimo v drugi etaži. Odstopanje povzročajo maksimalne prečne sile iz

analize IDA za akcelrogram št. 18 (skupina CMS475_B_167), za katerega je maksimalni pospešek tal pri porušitvi blizu mediane maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi za celotno skupino akcelrogramov. Akcelrogram št. 18 povzroča prečne sile, ki so bistveno večje od maksimalnih prečnih sil iz analize IDA za ostale akceleroگرامe. Kot zanimivost velja omeniti, da če pri izračunu maksimalnih prečnih sil V_{max} ne bi upoštevali prečnih sil iz analize IDA za akcelrogram št. 18, bi največje odstopanje od V_{max} za ovojnice prečnih sil iz analize IDA za akceleroگرامe, ki povzročijo 5 najvišjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, znašalo okoli 7 %.



Slika 6.14: IDA krivulje iz SDOF modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, v primeru katerih je ovojnica prečnih sil v vsakem stebri enaka ali večja od 95 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

Figure 6.14: IDA curves derived from analyses of SDOF models of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building. Peak ground acceleration was used as the intensity measure. The envelope of shear forces in columns derived from results for IDA curves (marked in red) is equal to or higher than 95 % of the maximum shear force for the entire set of ground motions.



Slika 6.15: Delež do maksimalne prečne sile V_{max} v stebrih, ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo porušitev SDOF modela pri najvišjih maksimalnih pospeških tal. Rezultati so prikazani za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo.

Figure 6.15: Proportion to maximum shear force derived from IDA results V_{max} , which is calculated taking into account an envelope of shear forces from IDA analysis for 5 ground motions leading to the highest collapse peak ground acceleration for the SDOF structure model. Results are shown for columns of a a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building.

Izračunali smo tudi deleže do maksimalne prečne sile v stebrih V_{max} , in sicer z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela, ter deleže do maksimalne prečne sile V_{max} v stebrih, ki jih izračunamo z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo porušitev SDOF modela pri najnižjih maksimalnih pospeških tal. Slike prikazov deležev zaradi preglednosti prikazujemo na slikah D.1, D.2 in D.3 v prilogi D. Izkaže se, da je v obeh primerih odstopanje večje (preglednica 6.4). Za akceleroграme, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi blizu mediane maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi, se za 4- in 8-etažno konstrukcijo največje odstopanje poveča za dober odstotek, za 11-etažno pa se odstopanje poveča za 7 % (na 25 %). Za akceleroграme, ki povzročijo pet najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi, pa se odstopanje bistveno poveča predvsem za 4- in 11-etažno konstrukcijo (glej preglednico 6.4).

Opisane ugotovitve smo preverili tudi z analizo IDA za skupine akceleroگرامov, ki so bili izbrani glede na pogojni spekter za Ljubljano in povratno dobo 10000 let (t.j. skupine CMS10000_B_069, CMS10000_C_123 in CMS10000_B_167). Slike prikazov deležev odstopanja zaradi preglednosti prikazujemo na slikah E.1, E.2 in E.3 (priloga E), povprečne, največje in najmanjše deleže do maksimalne prečne sile pa v preglednici E.1 (priloga E). Izkaže se, da ugotovitve, ki smo jih navedli v prejšnjih odstavkih, v dobršni meri veljajo tudi za te skupine akceleroگرامov. Omeniti tudi velja, da je za 11-etažno konstrukcijo za skupino akceleroگرامov CMS10000_B_167 največji delež do maksimalne sile V_{max} , ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo porušitev SDOF modela pri najvišjih maksimalnih pospeških tal, precej manjši (4 %) kot v primeru skupine CMS475_B_167.

Preglednica 6.4: Povprečni, največji in najmanjši delež do maksimalne prečne sile V_{max} , ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analize IDA za podskupino akceleroگرامov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroграmi, ki povzročijo 5 najvišjih in 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter 5 akceleroگرامov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela. Rezultate prikazujemo za 4-, 8- in 11-etažno konstrukcijo.

Table 6.4: The average, maximum and minimum proportion to maximum shear force derived from IDA results V_{max} , taking into account an envelope of IDA results for subsets of ground motions. Individual subsets of ground motions consist of 5 ground motions causing the highest or lowest peak ground acceleration leading to collapse of the SDOF model, and 5 ground motions where peak ground acceleration causing collapse is closest to the median peak ground acceleration causing collapse of SDOF. Results are shown for a 4-, 8- and 11 storey building.

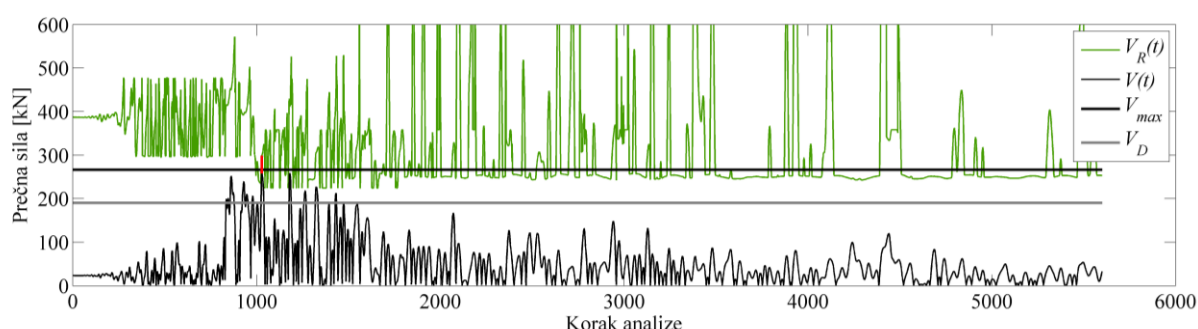
Konstrukcija	4-etažna			8-etažna			11-etažna		
	5 najvišjih int.	5 int. okoli mediane	5 najnižjih int.	5 najvišjih int.	5 int. okoli mediane	5 najnižjih int.	5 najvišjih int.	5 int. okoli mediane	5 najnižjih int.
Povprečni delež do V_{max}	1 %	3 %	12 %	1 %	2 %	3 %	2 %	6 %	15 %
Največji delež do V_{max}	5 %	6 %	28 %	4 %	5 %	8 %	18 %	25 %	30 %
Najmanjši delež do V_{max}	0 %	0 %	2 %	0 %	0 %	1 %	0 %	0 %	1 %

Ugotovili smo, da lahko prečne sile v posameznih stebrih, ki so precej blizu maksimalnim silam v posameznih stebrih iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} , določimo z upoštevanjem ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za manjše število akceleroگرامov. Te akceleroگرامe lahko izberemo na podlagi rezultatov analiz IDA na poenostavljenem SDOF modelu konstrukcije. Rezultati študije so pokazali, da dovolj dobre približke maksimalnim silam V_{max} dobimo že z analizami IDA MDOF modela konstrukcije za 5 akceleroگرامov, ki povzročijo porušitev SDOF modela pri najvišjih maksimalnih pospeških tal. Zavedati pa se moramo, da so ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za manjše število akceleroگرامov zelo verjetno nekoliko manjše od maksimalnih prečnih sil V_{max} . Zato je smiselno, da zahtevano strižno nosilnost določimo na način, da se ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za manjše število akceleroگرامov nekoliko poveča. Še pomembneje pa se je zavedati, da zahtevane strižne nosilnosti ne moremo neposredno uporabiti za dimenzioniranje konstrukcij po obstoječih postopkih Evrokoda 2 in 8 (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a). Prečne sile, ki smo jih uporabili za opredelitev zahtevane strižne nosilnosti stebrov, so namreč izračunane so na modelih, ki smo jih definirali z upoštevanjem srednjih vrednosti materialnih karakteristik, medtem ko elemente konstrukcije navadno projektiramo z uporabo projektnih vrednosti materialnih karakteristik. Zahtevano strižno nosilnost je torej treba zmanjšati ob upoštevanju faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov, katerega velikost bomo določali v naslednjem podglavju.

6.2.2 Določitev faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov

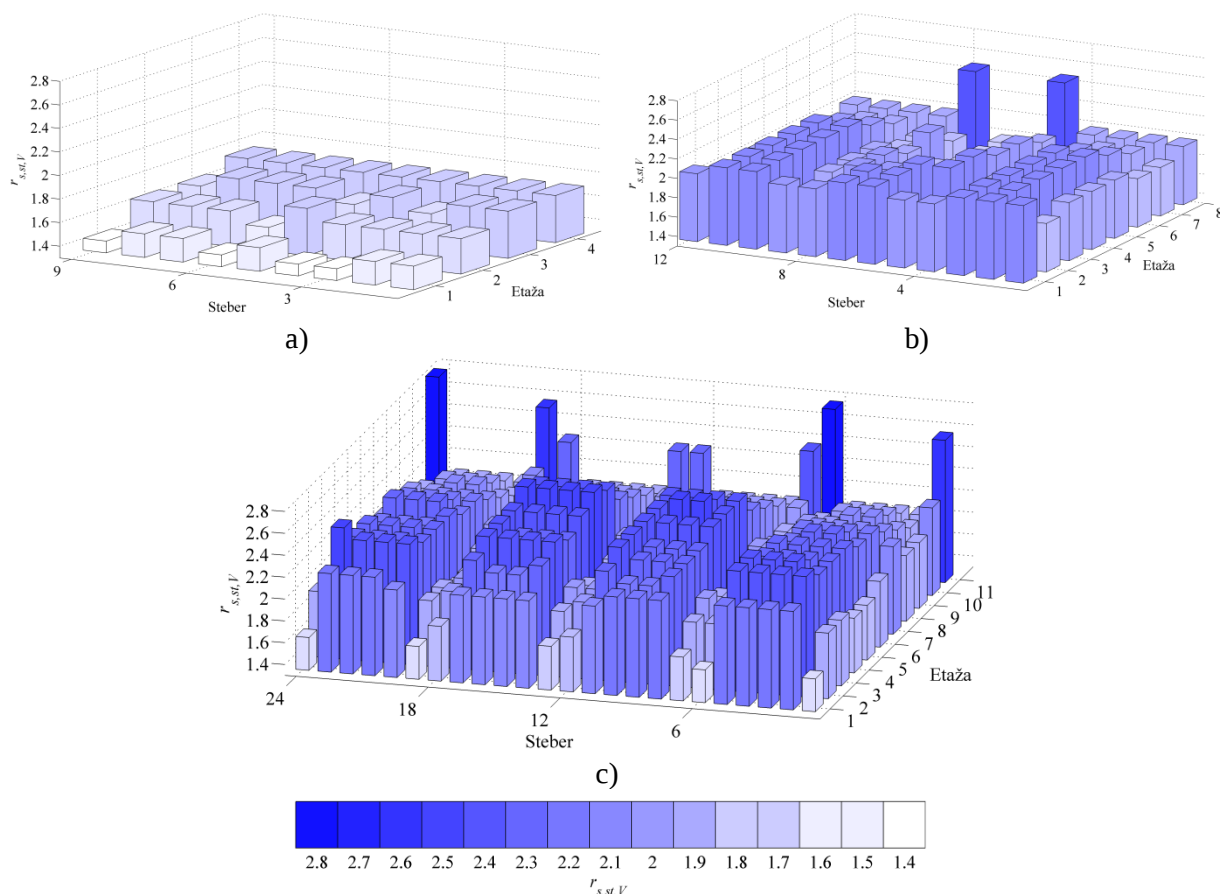
V tem poglavju bomo na podlagi analize potresnega odziva 4-, 8- in 11-etažnih konstrukcij za skupine akceleroگرامov, izbranih glede na pogojni spekter za Ljubljano in povratno dobo 475 let (CMS475_B_069, CMS475_C_123 in CMS475_B_167), določili približno velikost faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$. Faktor $r_{s,st,V}$ je definiran kot razmerje med maksimalno prečno silo iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} in projektno prečno silo V_D , ki jo uporabimo za projektiranje prečne armature z namenom preprečitve strižne porušitve stebrov. Postopek določitve faktorja dodatne strižne nosilnosti $r_{s,st,V}$ je iterativen. V prvem koraku za vsak steber določimo maksimalno prečno silo V_{max} za osnovni model konstrukcije, kjer vpliva morebitne strižne porušitve nismo upoštevali. Prečno silo nato reduciramo s predpostavljeno vrednostjo faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$. V prvi iteraciji predpostavimo, da ima $r_{s,st,V}$ vrednost 1,40. Reducirano silo, ki jo imenujemo projektna prečna sila (V_D), uporabimo za določitev prečne armature stebrov, pri čemer zahtev standardov Evrokod 2 in 8 (SIST EN 1992, 2005; SIST EN 1998, 2005a) glede maksimalne dovoljene razdalje med stremeni in pogojev objeta betonskega jedra ne upoštevamo. Vzdolžna armatura stebrov ter vzdolžna in prečna armatura gred so enake kot v osnovnem modelu. Na konstrukcijah nato izvedemo analizo IDA in izračunamo faktor rezervne strižne nosilnosti $f_{s,i}$ (enačba 6.6) za vse stebre za vsak korak analize IDA, ki nam služi kot osnova za določitev minimalnega faktorja rezervne strižne nosilnosti $f_{s,i,min}$. Če je minimalni faktor rezervne strižne nosilnosti $f_{s,i,min}$ blizu 1 (med 1 in 1,05), predpostavljeno vrednost faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ štejemo za dejansko vrednost faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov. Če je faktor rezervne strižne nosilnosti stebrov večji od 1,05, za vsak steber posebej predpostavimo novo (večjo) vrednost faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ ter postopek določitve prečne armature in izračun faktorja dodatne strižne nosilnosti ponovimo. Faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ določamo na desetinko natančno.

V prvi iteraciji smo torej predpostavili, da znaša vrednost faktorja dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V} = 1,4$. Projektna prečna sila V_D je torej za faktor 1,4 manjša od maksimalne sile iz rezultatov analize IDA celotne skupine akceleroگرامov V_{max} . Primer spreminjanja prečne sile V in strižne nosilnosti V_R v odvisnosti od koraka analize za steber C4 v drugi etaži 8-etažne konstrukcije za akceleroگرام št. 5 (skupina CMS475_C_123) in maksimalni pospešek tal $a_g=3,09$ g prikazujemo na sliki 6.16. Projektna prečna sila V_D je bila izračunana ob uporabi $r_{s,st,V} = 1,4$. Za točno ta akceleroگرام in to intenziteto znaša minimalna vrednost faktorjev rezervne strižne nosilnosti stebrov $\min(f_{s,i})=1,16$. Zanimivo je tudi dejstvo, da je strižna nosilnost V_R v veliko korakih analize manjša od maksimalne sile V_{max} (debela polna črna črta na sliki 6.16). Kljub temu pa je faktor rezervne strižne nosilnosti stebrov $f_{s,i}$ v vseh korakih večji od 1. Po nekaj iteracijah smo za obravnavani steber določili faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V} = 1,7$. Za ostale stebre so vrednosti faktorjev dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ prikazane na sliki 6.17, kjer prikazujemo $r_{s,st,V}$ tudi za 4- in 11-etažno konstrukcijo. Za 4-etažno konstrukcijo znašajo vrednosti $r_{s,st,V}$ med 1,4 in 1,7 (povprečje 1,6), za 8-etažno konstrukcijo med 1,7 in 2,4 (povprečje 1,9), za 11-etažno konstrukcijo pa med 1,6 in 2,8 (povprečje 2,1). Pri 4-etažni konstrukciji lahko opazimo, da se $r_{s,st,V}$ v višjih etažah povečuje, pri čemer pa posebnega odstopanja glede na lokacijo stebra v posamezni etaži ne opazimo. Za 8- in 11-etažno konstrukcijo velja, da je $r_{s,st,V}$ za robne stebre manjši od $r_{s,st,V}$ notranjih stebrov okvirov. Splošno gledano so vrednosti faktorjev dodatne strižne nosilnosti stebrov razmeroma konstantne, nekoliko večje odstopanje opazimo le v stebrih zgornje etaže 8- in 11-etažne konstrukcije.



Slika 6.16: Spreminjanje prečne sile V in strižne nosilnosti V_R glede na korak dinamične analize v stebru C4 v drugi etaži 8-etažne konstrukcije za akceleroگرام št. 5 in maksimalni pospešek tal 3,09 g. Polna črna črta prikazuje maksimalno prečno silo V_{max} , polna siva črta pa silo V_D , ki smo jo uporabili za dimenzioniranje prereзов. Z rdečo črto je označen korak pri minimalni vrednosti faktorjev rezervne nosilnosti.

Figure 6.16: Shear force V and shear resistance V_R depending on the step of dynamic analysis for column C4 in the second storey of an 8-storey building for ground motion no. 5 and peak ground acceleration 3.09 g. The black solid line shows maximum shear force V_{max} , whereas the gray solid line shows shear force V_D which was used for the design of cross sections. The red line marks the minimum value of reserve shear strength factors for this particular column and dynamic analysis.



Slika 6.17: Faktorji dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo.

Figure 6.17: Shear overstrength factors of columns $r_{s,st,V}$ for a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building.

6.2.3 Zaključki in sklep

V obravnavanem podpoglavju smo na podlagi rezultatov analiz SDOF IDA preučevali vpliv števila akceleroگرامov in možne načine izbora majhnega števila akceleroagramov za določitev maksimalne prečne sile na podlagi rezultatov analiz IDA za celotno skupino akceleroagramov. Ugotovili smo, da je možno izbrati le 5 akceleroagramov, na osnovi katerih se določi prečne sile, ki so le za nekaj odstotkov manjše od maksimalne prečne sile za celotno skupino 30 akceleroagramov.

Omenjeni postopek lahko uporabimo za določanje zahtevane strižne nosilnosti stebrov, kar nam lahko v nadaljevanju služi za opredelitev projektnih prečnih sil. Ker je možno manjše odstopanje med maksimalno prečno silo iz analiz IDA za celotno skupino akceleroagramov in prečno silo iz analiz IDA za manjše število skrbno izbranih akceleroagramov, je smiselno prečne sile iz analiz IDA za manjše število skrbno izbranih akceleroagramov nekoliko povečati. Iz rezultatov parametričnih študij ocenjujemo, da bi bilo smiselno prečne sile povečati za faktor približno 1,05.

Prečnih sil, ki določajo zahtevano strižno nosilnost, ne moremo direktno uporabiti za dimenzioniranje konstrukcij, saj so izračunane na modelih konstrukcije, ki so bili definirani z upoštevanjem srednjih vrednosti materialnih karakteristik, medtem ko elemente konstrukcije navadno projektiramo z uporabo

projektne vrednosti. Prečne sile moramo torej zmanjšati za faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov. Rezultati kažejo, da znaša faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov med 1,4 in 2,8. Nedvomno smo na varni strani, če za celotno konstrukcijo uporabimo manjšo vrednost faktorja dodane strižne nosilnosti. Posledično bi bila v takem primeru povečava prečnih sil zaradi metodologije določanja maksimalnih prečnih sil nesmiselna, saj je malo verjetno, da bo delež do maksimalne sile za celotno skupino akceleroگرامov večji od 1,05, dejanska dodatna nosilnost elementa pa ravno 1,4.

6.3 Primerjava med velikostmi projektne prečne sile iz nelinearnih dinamičnih analiz in projektne prečne sile iz metode načrtovanja nosilnosti

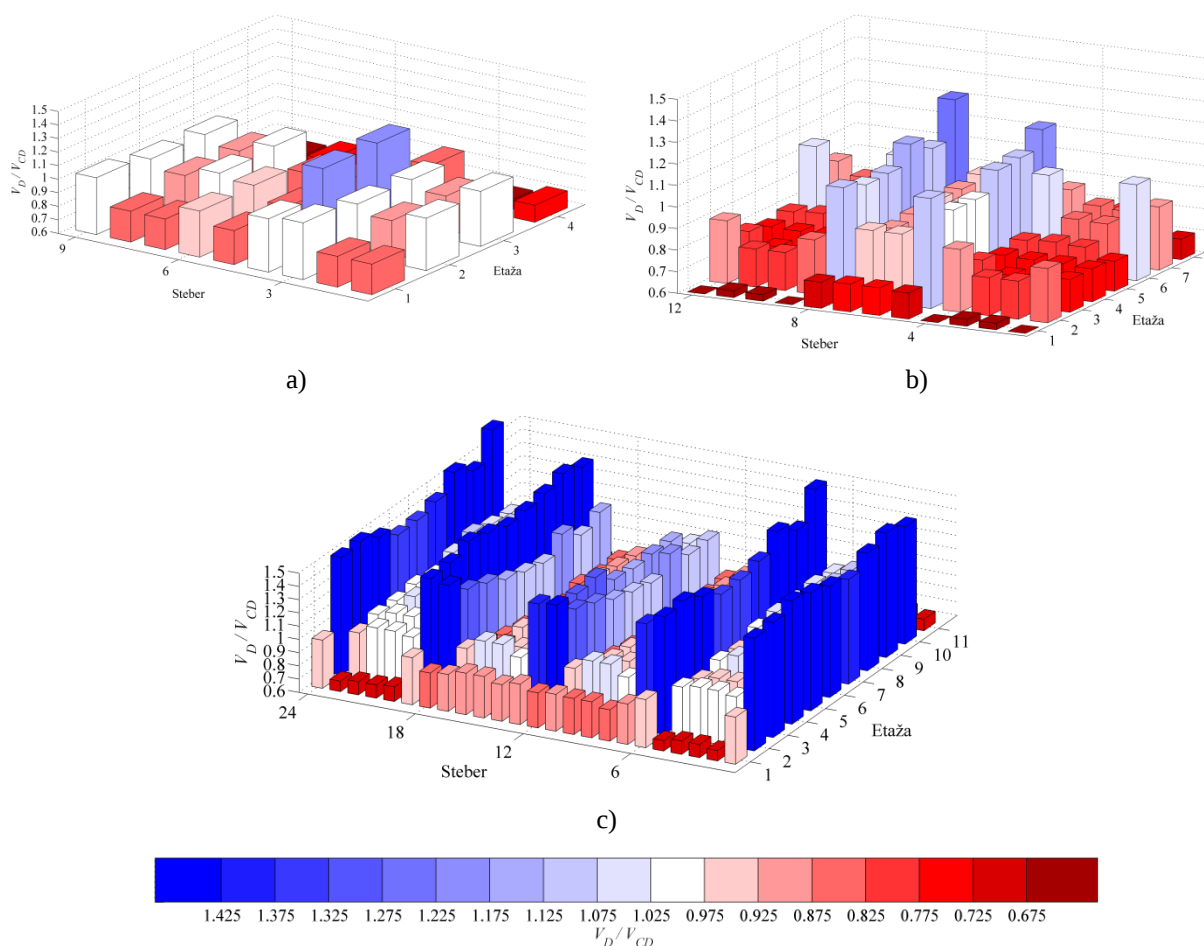
V tem poglavju bomo primerjali velikosti projektne prečne sile stebrov V_{CD} , ki smo jih izračunali z upoštevanjem pravil metode načrtovanja nosilnosti po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a), in velikosti prečnih sil stebrov V_D , ki smo jih določili iz maksimalnih prečnih sil iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} in nato zmanjšali za faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$. Primerjava nam omogoča, da preverimo, ali so projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} ustrezno velike. Reducirane prečne sile iz dinamične analize V_D , ki jih bomo uporabili za kontrolo, namreč predstavljajo točno tiste projektne prečne sile, ki ob projektiranju prečne armature stebrov z upoštevanjem projektne vrednosti materialnih karakteristik in enačbe za določitev zahtevane armature po Evrokodu 2 (SIST EN 1992, 2005) v stebrih po celotni konstrukciji določijo ravno takšno količino prečne armature, da v stebrih še ne zaznamo strižne porušitve.

Na sliki 6.18 prikazujemo razmerje med prečno silo V_D in prečno silo po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} za stebre 4-, 8- in 11-etažne konstrukcije. Prečne sile V_{CD} smo določili z uporabo metode načrtovanja nosilnosti za smer X konstrukcije (enačba 6.7), medtem ko smo prečne sile V_D določili kot razmerje med maksimalnimi silami V_{max} iz analiz IDA za skupine akceleroگرامov CMS475_B_069, CMS475_C_123 oziroma CMS475_B_167 in pripadajočim redukcijskim faktorjem, prikazanim na sliki 6.17. Za vse tri konstrukcije opazimo, da so projektne prečne sile V_D večinoma manjše od sil po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} , pri čemer je razmerje med V_D in V_{CD} najmanjše v stebrih prve in zadnje etaže. Izjema so robni stebri okvirjev, za katere velja, da so projektne prečne sile V_D večje od projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} . Za 4-etažno konstrukcijo največje razmerje med V_D in V_{CD} znaša 1,20, za 8-etažno konstrukcijo 1,27, za 11-etažno konstrukcijo pa 1,64.

Rezultati študije kažejo, da so projektne prečne sile V_{CD} po metodi načrtovanja nosilnosti v stebrih v prvi in zadnji etaži večje, v robnih stebrih okvirjev pa manjše od projektne prečne sile, ki določijo ravno zadostno količino prečne armature za preprečitev strižne porušitve stebrov. Posledično lahko sklepamo, da sama metoda načrtovanja nosilnosti za nekatere stebre ne določa dovolj velikih projektne prečnih sil. Kljub temu – kot smo tudi ugotovili na primeru odziva konstrukcij, projektiranih po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005a) (glej poglavje 4 in poglavje 6.1.2.2) – pa stebri, projektirani po Evrokodu, navadno niso kritični z vidika strižne porušitve. Konstrukcije namreč projektiramo za obe glavni smeri konstrukcije, torej moramo metodo načrtovanja nosilnosti za določitev projektne prečne sile izvesti tudi v drugi pravokotni smeri (smeri Y za naše konstrukcije) konstrukcije, kar navadno povzroči povečanje prečne armature v vogalnih stebrih notranjih okvirjev v prvi pravokotni smeri konstrukcije (smeri X). Poleg tega pa Evrokod 8 predpisuje tudi minimalne

zahteve glede prečne armature, ki v določenih primerih zahtevajo večjo količino prečne armature od tiste, ki izhaja iz projektnih prečnih obremenitev. Zahteve za minimalno količino prečne armature sicer navadno izhajajo iz zahteve glede preprečitve uklona armaturnih palic oziroma zahteve glede objetja betonskega jedra zaradi povečanja duktilnosti prereza, vendar v nekaterih primerih preprečujejo tudi strižno porušitev stebra.

Čprav v konstrukcijah, projektiranih po Evrokodu, nismo zaznali strižne porušitve stebrov, menimo, da predpostavke metode načrtovanja nosilnosti za posamezne stebre ne dajejo dovolj velikih projektnih prečnih sil. Kot možno alternativo za projektiranje proti strižni porušitvi lahko zato uporabimo projektne prečne sile po dinamični analizi za manjše število akceleroگرامov. Tako določene prečne sile so konceptualno pravilneje določene, saj ne slonijo na predpostavki, da se moment iz gred prenese v stebre v razmerju upogibnih nosilnosti stebrov.



Slika 6.18: Razmerje med projektno prečno silo, izračunano na podlagi prečnih sil iz analiz IDA V_D , in projektno prečno silo po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} za stebre a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije.

Figure 6.18: Ratio between design shear force obtained through non-linear analysis V_D and design shear force obtained using capacity design principles V_{CD} for columns of a) 4-storey, b) 8-storey and c) 11-storey building.

7 ZAKLJUČKI

7.1 Glavne ugotovitve

Potresnoodporno projektiranje konstrukcij je v Sloveniji regulirano s standardom Evrokod 8. Standard predpostavlja, da je zanesljivost objektov običajne pomembnosti primerna, če se jih projektira na pospešek tal s povratno dobo 475 let, pri čemer se upošteva princip redukcije potresnih sil na osnovi faktorja obnašanja q in druge zahteve za zagotavljanje ustrezne duktilnosti konstrukcijskih elementov in konstrukcije kot celote. Projektiranje na potres s točno določeno povratno dobo konceptualno ni najprimernejša rešitev, saj je cilj standarda vezan na posledice potresa ne glede na to, kakšen potres jih povzroči. Zato smo v doktorski disertaciji razvili nov postopek za določanje projektne potresne obtežbe, ki je osnovan na ciljni verjetnosti posledice potresa, pri čemer smo se omejili na porušitev konstrukcije. V prvem koraku smo definirali pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} . Pospešek a_{gC} dejansko predstavlja ciljno mediano pospeškov tal, ki porušijo konstrukcijo. Če se tak pospešek tal pojavi, je sprejemljivo, da obstaja 50 % verjetnosti za porušitev objekta. Pospešek a_{gC} je odvisen od ciljne verjetnosti porušitve, funkcije potresne nevarnosti za lokacijo objekta in predpostavljene standardne deviacije logaritmskih vrednosti pospeška pri porušitvi konstrukcije zaradi raznolikosti potresne obtežbe oziroma modelnih negotovosti. Pospešek a_{gC} je precej večji od pospeška tal za povratno dobo 475 let. Če želimo izračunati projektne obremenitev elementov na osnovi linearno elastične analize, je treba pospešek a_{gC} reducirati z upoštevanjem redukcijskega faktorja r . Na ta način definiramo projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gD} , ki ga je mogoče ob upoštevanju ustrezne oblike spektra neposredno uporabiti za določanje projektnih obremenitev v elementih konstrukcije. Redukcijski faktor smo v doktorski disertaciji definirali kot produkt redukcijskih faktorjev zaradi duktilnosti r_{μ} in dodatne nosilnosti r_s ter redukcijskega faktorja med mejnimi stanji r_{ls} in faktorja razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete r_{dc} . Redukcijski faktor med mejnimi stanji r_{ls} je opcijski faktor; uporabljamo ga lahko, kadar je na primer ciljna verjetnost definirana za mejno stanje, ki je drugačno od mejnega stanja, ki ga simuliramo z matematičnimi modeli. Faktor razmerja med spektralnim pospeškom iz domene zahtev in spektralnim pospeškom iz domene kapacitete r_{dc} omogoča, da se za mero za intenziteto potresa, ki se uporabi za normiranje akceleroگرامov in izračun zanesljivosti objekta, uporabi spektralni pospešek pri poljubnem nihajnem času in ne le spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije. Vpeljava faktorja r_{dc} tako omogoča določitev poljubne oblike ciljnega spektra za izbiro akceleroگرامov, kljub temu pa lahko redukcijski faktor še vedno zapišemo s parametri konstrukcije (duktilnostjo in dodatno nosilnostjo). Za izračun faktorja r_{dc} moramo poleg oblike spektra, ki smo ga uporabili za projektiranje, poznati tudi obliko mediane spektrov pospeškov kapacitete konstrukcije, torej spektre tistih akceleroگرامov, ki privedejo v stanje blizu porušitve. V fazi projektiranja takšnih akceleroگرامov še ne poznamo, vendar smo pokazali, da je oblika mediane spektrov kapacitete konstrukcije pravzaprav enaka obliki mediane spektrov akceleroگرامov, ki jih uporabimo za izračun potresnega odziva konstrukcije in jih lahko izberemo pred projektiranjem konstrukcije, pri čemer predpostavljamo, da manjše skaliranje akceleroگرامov ne vodi v pristransko oceno potresnega odziva konstrukcije. Na ta način smo pokazali, da je mogoče r_{dc} določiti že v fazi projektiranja.

Postopek določanja projektnega pospeška tal smo demonstrirali na primeru 8-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije. Uporabili smo ciljno verjetnost porušitve 10^{-5} . Pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti je za več kot 7-krat večji od pospeška tal z povratno dobo 475 let. Po drugi strani pa so projektne obremenitve elementov, ki smo jih dobili ob uporabi projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti in oblike elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8, za približno 50 % višje, kot če bi jih določili v skladu z Evrokodom 8. Velja omeniti, da bi bile projektne obremenitve elementov, ki bi jih dobili ob uporabi projektnega pospeška tal, izračunanega z upoštevanjem istih vrednosti redukcijskih faktorjev in ciljne zanesljivosti $5 \cdot 10^{-5}$, precej podobne projektnim obremenitvam, ki so določene v skladu z Evrokodom 8. Ciljna verjetnost porušitve $5 \cdot 10^{-5}$ je za približno 5-krat večja od ciljne verjetnosti porušitve, ki so jo gradbeni strokovnjaki in laiki v Sloveniji ocenili kot sprejemljivo, in približno 4-krat manjša od ciljne verjetnosti porušitve, ki ga za račun projektne obtežbe uporabljajo v ZDA.

Vrednost produkta redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti in duktilnosti sodobnih armiranobetonskih konstrukcij, projektiranih v skladu z Evrokodom 8, je navadno precej večja od vrednosti faktorja obnašanja q , ki ga predpostavimo v fazi projektiranja. Razliko med obema vrednostma raziskovalci pogosto razlagajo z dejstvom, da je Evrokodov faktor obnašanja q določen empirično na podlagi opazovanj obnašanja konstrukcij med potresi. V disertaciji smo na podlagi verjetnostnega pristopa določanja projektnih obremenitev pojasnili t.i. »empirično komponento« faktorja obnašanja, pri čemer pa smo vpliv negotovosti pri projektiranju in gradnji zanemarili; zaradi tega ni nova definicija faktorja obnašanja nič manj uporabna, saj je mogoče vpliv negotovosti pri projektiranju in gradnji upoštevati pri vrednosti faktorja r_μ ali/in r_s . Faktor obnašanja q na osnovi ciljne zanesljivosti smo tako definirali kot produkt redukcijskega faktorja r in korekcijskega faktorja C_P . Korekcijski faktor C_P je v splošnem definiran kot razmerje med pospeškom za izbrano povratno dobo (npr. 475 let) a_{gTR} in pospeškom tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti a_{gC} . Če pospeška a_{gC} in a_{gTR} definiramo ob upoštevanju linearne funkcije potresne nevarnosti v logaritemskem merilu, lahko korekcijski faktor C_P zapišemo kot funkcijo ciljne verjetnosti porušitve P_t , povratne dobe T_R za izračun pospeška a_{gTR} , koeficienta naklona funkcije potresne nevarnosti k in standardne deviacije logaritemskih vrednosti pospeška pri porušitvi konstrukcije β_C . Vrednost koeficienta C_P je torej med drugim odvisna tudi od lokacije objekta. Tako na primer za Ljubljano pri ciljni zanesljivosti $P_t = 10^{-5}$, povratni dobi 475 let in $\beta_C = 0,60$ ta vrednost znaša $C_P = 0,12$, medtem ko je za Maribor koeficient C_P za približno 20 % manjši. Za ciljno zanesljivost $P_t = 5 \cdot 10^{-5}$ so vrednosti koeficienta C_P približno 1,5-krat večje.

Izračun faktorja obnašanja na osnovi ciljne zanesljivosti smo prikazali za 8-etažno armiranobetonsko konstrukcijo v Ljubljani. Za ciljno verjetnost porušitve $P_t = 10^{-5}$ znaša faktor obnašanja na osnovi ciljne zanesljivosti 2,2. V primeru upoštevanja $P_t = 5 \cdot 10^{-5}$ se vrednost faktorja obnašanja poveča na približno 3,5, ta vrednost pa je precej podobna vrednosti faktorja obnašanja po Evrokodu 8 (3,9) za omenjeni tip konstrukcije in srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). V disertaciji smo tako pokazali, da faktor obnašanja q ni samo produkt redukcijskih faktorjev duktilnosti in dodatne nosilnosti, ampak je v njem tudi empirična komponenta, ki omogoča, da konstrukcije, projektirane po Evrokodu 8, dosežejo primerno stopnjo zanesljivosti, da človeška življenja niso ogrožena. Glede na dejstvo, da je q faktor določen na način, da konstrukcije dosežejo primerno stopnjo zanesljivosti, lahko tudi sklepamo, da

pospešek za povratno dobo 475 let predstavlja samo neko referenčno vrednost pospeška tal, ki jo uporabljamo pri projektiranju. Pospeška za povratno dobo 475 let tako nikakor ne smemo razumeti kot pospešek, ki konstrukcijo privede v stanje blizu porušitve. Omenjene ugotovitve kot tudi ozadja velikosti faktorja obnašanja q se je treba še kako zavedati pri določanju projektnih zahtev za nove tipe konstrukcij.

Trenutno veljavni standard za potresnoodporno projektiranje konstrukcij (Evrokod 8) ne določa projektnih zahtev v smislu sprejemljivega potresnega tveganja. Namesto tega predpisuje številne druge zahteve (projektne dejavnike), ki jih je treba pri projektiranju upoštevati. Evrokod 8 uvaja projektne dejavnike v proces projektiranja na način, da se nekaterih njihovih vplivov v fazi projektiranja včasih sploh ne zavedamo, čeprav se izkaže, da je lahko vpliv nekaterih projektnih dejavnikov precejšen, čeprav jih enostavno predpostavimo. Da bi bolje razumeli metodologijo projektiranja po standardih Evrokod, je zato smiselno ovrednotiti prispevke posameznih projektnih dejavnikov k potresnemu odzivu konstrukcij. V disertaciji smo tako definirali šest projektnih dejavnikov, ki vplivajo na potresne parametre konstrukcij: projektna potresna obtežba, minimalne zahteve standarda Evrokod 2, minimalne zahteve standarda Evrokod 8, upoštevanje dejanskih (srednjih) vrednosti materialnih karakteristik, izbira vzorcev armiranja in metoda načrtovanja nosilnosti. Vpliv posameznega projektnega dejavnika na potresne parametre konstrukcije smo ovrednotili ob uporabi faktorjev vpliva in faktorjev razčlenitve. Obravnavali smo štiri okvirne in eno mešano armiranobetonsko stavbo, ki so locirane na območjih zmerne seizmičnosti in so bile projektirane ob upoštevanju vseh določil standardov Evrokod za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Faktorje vpliva in razčlenitve potresnih parametrov konstrukcije smo določali na podlagi rezultatov potresne analize in jih nato tudi validirali z inkrementno dinamično analizo. Rezultati potresne analize kažejo, da je nosilnost na meji tečenja konstrukcij za 2- do 3-krat večja od projektne prečne sile pri vpetju, maksimalni pospešek tal pri stanju blizu porušitve 3- do 5-krat večji od pospeška za povratno dobo 475 let, povratna doba stanja blizu porušitve konstrukcije pa tudi za približno 20-krat večja od povratne dobe projektnega pospeška tal po Evrokodu 8 (475 let). Poudariti velja tudi, da je za obravnavane konstrukcije produkt redukcijskih faktorjev zaradi duktilnosti in dodatne nosilnosti za 3- do 5-krat večji od faktorja obnašanja q , kar zopet potrjuje tezo, da je Evrokodov faktor obnašanja q določen empirično, tako da konstrukcije dosegajo primerno zanesljivost.

Ugotovili smo tudi, da ima metoda načrtovanja nosilnosti, ki navadno zahteva precej dela projektanta, relativno majhen vpliv na potresne parametre konstrukcije, saj na primer poveča nosilnost konstrukcije v smislu pospeška tal pri stanju blizu porušitve le za do približno 10 %. Po drugi strani upoštevanje dejanskih (srednjih) vrednosti materialnih karakteristik poveča pospešek tal pri porušitvi za do 30 %. Velja poudariti, da se vpliva omenjenega projektnega dejavnika v fazi projektiranja včasih sploh ne zavedamo, saj navadno kar privzamemo, da so projektne vrednosti materialnih karakteristik za določen faktor manjše od dejanskih (pričakovanih, srednjih) vrednosti materialnih karakteristik. Naj opozorimo, da bi bil vpliv metode načrtovanja nosilnosti verjetno večji, če bi obravnavali konstrukcije, ki stojijo na visoko seizmičnih območjih, oziroma precej večji (ključen za dober potresni odziv) za konstrukcije, kjer bi se zaradi izbire vzorcev armiranja armatura gred povečala nesorazmerno veliko v primerjavi z armaturo stebrov. Izbira vzorcev armiranja, s čimer projektant nekoliko poenostavi vgradnjo armature, precej pogosto negativno vpliva na globalni odziv konstrukcij. Projektanti pri izbiri

vzorcev armiranja precej pogosto povečajo armaturo gred nesorazmerno z armaturo stebrov. Razmerje med nosilnostmi gred in stebrov se tako poveča, kar navadno privede do manjše deformacijske kapacitete konstrukcije (in duktilnosti) in posledično manjšega pospeška tal pri stanju blizu porušitve konstrukcije. Po drugi strani pa izbira vzorcev armiranja navadno poveča nosilnost konstrukcij na meji tečenja in s tem tudi faktor dodatne nosilnosti. Za obravnavane konstrukcije se je na primer zaradi izbire vzorcev armiranja pospešek tal pri stanju blizu porušitve zmanjšal tudi do 10 %, medtem ko se je nosilnost konstrukcij na meji tečenja povečala za približno isti odstotek. Največje povečanje pospeška tal pri stanju blizu porušitve je posledica upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8 in minimalnih zahtev Evrokoda 2: minimalne zahteve Evrokoda 8 povečajo pospešek tal pri stanju blizu porušitve za faktor do 1,43, minimalne zahteve Evrokoda 2 v kombinaciji s sposobnostjo konstrukcij za prerazporeditev obremenitev in osnovno duktilnostjo konstrukcij pa za faktor, ki je tudi večji od 3.

Skupno minimalne zahteve standarda Evrokod 2 v kombinaciji s sposobnostjo konstrukcij za prerazporeditev obremenitev in osnovno duktilnostjo konstrukcij, minimalne zahteve standarda Evrokod 8, upoštevanje dejanskih vrednosti materialnih karakteristik in izbira vzorcev armiranja k vrednosti prečne sile na meji tečenja konstrukcij prispevajo približno 55 %. Po drugi strani skupni prispevek omenjenih parametrov k pospešku tal pri stanju blizu porušitve konstrukcij znaša približno 60 %, k povratni dobi stanja blizu porušitve konstrukcij pa približno 70 %. Tudi na podlagi teh ugotovitev lahko zaključimo, da imajo projektni dejavniki, ki zahtevajo relativno malo dela oziroma jih v fazi projektiranja enostavno predpostavimo, precejšen vpliv na končno konstrukcijo oziroma njen odziv, medtem ko imajo drugi dejavniki (metoda načrtovanja nosilnosti, določanje armature iz projektnih obremenitev), ki zahtevajo precej več dela, relativno majhen vpliv.

Izračun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti zahteva, da že v fazi projektiranja konstrukcije ocenimo njeno duktilnost in dodatno nosilnost. V disertaciji smo zato določili tudi tipične vrednosti duktilnosti pri stanju blizu porušitve μ_{NC} in faktorjev dodatne nosilnosti r_s za okvirne oziroma mešane armiranobetonске konstrukcije, projektirane v skladu s standardi Evrokod za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in območja zmerne seizmičnosti. Vrednosti duktilnosti μ_{NC} obravnavanih konstrukcij variirajo med 4,4 in 8,6, pri čemer srednja vrednost znaša 6,3. Faktorji dodatne nosilnosti konstrukcije r_s se gibljejo med 2,0 in 3,1, pri čemer srednja vrednost faktorja r_s znaša 2,3. Vrednosti duktilnosti so močno odvisne od razmerja nosilnosti gred in stebrov. Načeloma velja pravilo, da se z manjšanjem razmerja med nosilnostmi gred in stebrov povečuje duktilnost konstrukcije. Visoko duktilnost navadno izkazujejo konstrukcije, katerih geometrijo pogojuje zahteva po omejitvi poškodb Evrokoda 8. Za določitev armature stebrov takih konstrukcij so navadno bolj kot metoda načrtovanja nosilnosti relevantne minimalne zahteve Evrokoda 8, zato je razmerje med nosilnostmi gred in stebrov manjše, kot če bi armatura stebrov izhajala iz metode načrtovanja nosilnosti. Visoko vrednost faktorja dodatne nosilnosti izkazujejo konstrukcije, za katere velja, da je razmerje med količino dejanske izbrane armature in količino armature, ki izhaja iz projektnih obremenitev, veliko. Študija tudi kaže, da na velikost faktorja dodatne nosilnosti pomembno vpliva prirastek količine spodnje armature gred.

Del doktorske disertacije je bil namenjen tudi preučevanju možnosti dimenzioniranja stebrov okvirnih armiranobetonskih konstrukcij z namenom preprečitve strižne porušitve. Najprej smo vrednotili učinkovitost obstoječega postopka po standardu Evrokod 8 za preprečevanje strižne porušitve stebrov.

Konstrukcije, katerih prečno armaturo smo dimenzionirali v skladu s standardoma Evrokod 2 in 8, smo analizirali z analizo IDA, pri čemer smo upoštevali možnost strižne porušitve stebrov. Za namen potresne analize smo zato razvili izboljššan matematični model, ki lahko na poenostavljen način simulira strižno porušitev stebrov. Za obravnavane 4-, 8- in 11-etažne okvirne armiranobetonske konstrukcije strižne porušitve stebrov nismo zaznali. Iz omenjenega lahko sklepamo, da prečna armatura, ki izhaja iz projektčnih prečnih sil, izračunanih z upoštevanjem metode načrtovanja nosilnosti, in iz minimalnih zahtev standardov Evrokod 2 in 8, razmeroma dobro varuje stebre pred strižno porušitvijo. Preverili smo tudi odzive konstrukcij, za katere smo prečno armaturo določili le ob upoštevanju prečne armature, ki izhaja iz projektčnih prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti. Izkaže se, da v nekaterih primerih metoda načrtovanja nosilnosti daje premajhne projektne prečne sile, saj smo zaznali strižne porušitve stebrov. Projektne prečne sile so premajhne zato, ker se moment iz gred prenese v stebre drugače, kot je to predpostavljeno pri projektiranju.

Preučevali smo tudi možnosti dimenzioniranja prečne armature stebrov na osnovi prečnih sil iz nelinearnih dinamičnih analiz na enostavnih nelinearnih linijskih modelih. Projektne prečne sile smo poskušali določiti na podlagi verjetnostne analize potresnih zahtev. V prvi fazi smo iskali povratno dobo prečne sile stebrov armiranobetonskih okvirnih konstrukcij, ki bi predstavljala zahtevano strižno nosilnost stebrov v fazi projektiranja in bi posledično definirala ciljno strižno nosilnost stebra. Velikost zahtevane strižne nosilnosti smo poskušali določiti na način, da je imela morebitna prekoračitev strižne nosilnosti stebrov (in s tem strižna porušitev stebra) majhen oziroma ničen vpliv na »dejansko« izračunano verjetnost porušitve. Potresni odziv konstrukcij smo izračunali za primere, kjer smo predpostavili, da se strižna porušitev stebrov zgodi, ko prečna sila v posameznem stebri doseže prečno silo s povratno dobo 10^5 , $2 \cdot 10^5$ oziroma 10^6 let. Izkaže se, da so prečne sile za povratno dobo 10^5 , $2 \cdot 10^5$ oziroma 10^6 let v povprečju le nekaj odstotkov nižje od maksimalnih prečnih sil iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Kljub temu pa so mediane spektralnih pospeškov pri porušitvi konstrukcije bistveno manjše od median za modele, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali. Tako so na primer za modele konstrukcij, kjer smo upoštevali, da se stebri strižno porušijo pri prečni sili s povratno dobo 10^5 let (približno takšna je tudi povratna doba porušitve konstrukcij), mediane pospeškov pri porušitvi za 35–46 % manjše, verjetnosti porušitve pa za faktor 2,6–6,2 večje od median oziroma verjetnosti porušitve modelov konstrukcij, kjer morebitne strižne porušitve nismo upoštevali. Ker je razlika med prečnimi silami za izbrane povratne dobe in maksimalnimi prečnimi silami V_{max} majhna, razlika v verjetnosti porušitve pa razmeroma velika, smo ocenili, da je za določevanje zahtevane strižne nosilnosti uporaba prečnih sil na podlagi verjetnostne analize potresnih zahtev (prečnih sil za izbrano povratno dobo) nesmiselna. Verjetnostna analiza potresnih zahtev je namreč precej kompleksna, saj poleg velikega števila nelinearnih dinamičnih analiz za veliko intenzitet in akceleroگرامov terja še rezultatsko analizo.

Določanje povratne dobe za zahtevano strižno nosilnost z uporabo rezultatov verjetnostne analize potresnih zahtev smo zato opustili. Namesto tega smo poskušali razviti metodologijo za določanje maksimalnih prečnih sil v stebrih iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} na podlagi analiz IDA za manjše število skrbno izbranih akceleroگرامov. Izkaže se, da lahko maksimalne prečne sile v stebrih V_{max} določimo že z analizo IDA manj kot polovice akceleroگرامov iz celotne skupine akceleroگرامov. Tako je na primer za skupine tridesetih akceleroگرامov, ki so izbrane glede na

pogojni spekter za povratno dobo 475 let, dovolj, da za določitev maksimalne sile V_{max} za obravnavano 4-etažno konstrukcijo izračunamo analizo IDA za 7 akceleroگرامov, medtem ko za 8- in 11-etažno konstrukcijo zadostuje analiza IDA za 15 oziroma 11 akceleroگرامov.

Rezultati študije so tudi pokazali, da že zelo majhno število analiz IDA za skrbno izbrane akceleroگرامe zadostuje za določitev prečnih sil v stebrih, ki le za nekaj odstotkov odstopajo od maksimalnih prečnih sile v stebrih iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} . Tako v primeru, da zahtevamo, da je ovojnica prečnih sil iz analiz IDA za izbrane akceleroگرامe večja ali enaka 95 % maksimalne sile V_{max} , za 4- in 8-etažno konstrukcijo, zadostujeta analizi IDA za 2 akceleroگرامa, za 11-etažno pa zadostujejo analize IDA za 5 akceleroگرامov. Poleg tega velja poudariti, da so maksimalni pospeški tal pri porušitvi konstrukcij omenjenih akceleroگرامov v zgornji polovici, v nekaterih primerih celo v zgornji tretjini maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi za celotno skupino akceleroگرامov.

Za potrebe projektiranja konstrukcij so zgoraj opisane ugotovitve razmeroma nerelevantne, saj lahko akceleroگرامe, ki zadoščajo za določitev maksimalne prečne sile V_{max} oziroma določenega deleža maksimalne prečne sile V_{max} , določimo le, ko poznamo odzive konstrukcij za celotno skupino akceleroگرامov. Ker pa velja, da so maksimalni pospeški tal pri porušitvi konstrukcij za akceleroگرامe, za katere prečne sile iz analiz IDA zadoščajo za določitev maksimalnih sil V_{max} , v zgornji polovici (v nekaterih primerih celo v zgornji tretjini) maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi za celotno skupino akceleroگرامov, in ker za določitev maksimalne sile V_{max} zadostuje že razmeroma majhno število analiz IDA za skrbno izbrane akceleroگرامe, smo izračunali še ovojnico prečnih sil iz analiz IDA za 5 akceleroگرامov, ki imajo pet najvišjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcij. Za obravnavane 4-, 8- in 11-etažne konstrukcije se je izkazalo, da je ovojnica prečnih sil iz analiz IDA za pet akceleroگرامov, ki imajo pet najvišjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, povprečno le za do 2 % manjša od maksimalne prečne sile V_{max} .

Ugotovili smo, da maksimalne prečne sile v stebrih V_{max} oziroma prečne sile, ki so le nekaj odstotkov nižje od V_{max} , lahko določimo iz analiz IDA za manjše število skrbno izbranih akceleroگرامov. Omenjene prečne sile tako določijo zahtevane strižne nosilnosti stebrov, ki pa jih še ne moremo neposredno uporabiti za dimenzioniranje konstrukcij po obstoječih postopkih Evrokoda 2 in 8. Izračunane so namreč na modelih, ki smo jih definirali z upoštevanjem srednjih vrednosti materialnih karakteristik, medtem ko elemente konstrukcije navadno projektiramo z uporabo projektnih vrednosti materialnih karakteristik. Zahtevano strižno nosilnost je zato treba zmanjšati za faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$.

Faktorje dodatne strižne nosilnosti stebrov $r_{s,st,V}$ smo določali iterativno, saj je strižna nosilnost med drugim odvisna tudi od obremenitev elementa. Maksimalno prečno silo V_{max} smo v vsakem stebru posebej reducirali s predpostavljeno vrednostjo $r_{s,st,V}$, reducirano prečno silo (imenovali smo jo projektna prečna sila V_D) pa uporabili za določitev prečne armature v stebru. Sledil je izračun odziva konstrukcije z uporabo analize IDA, med katerim smo v vsakem koraku izračunali razmerje med trenutno strižno nosilnostjo in trenutno prečno silo. Če je to razmerje znašalo blizu 1, smo vrednost $r_{s,st,V}$, ki smo jo uporabili pri projektiranju, šteli za končno vrednost faktorja $r_{s,st,V}$, v nasprotnem

primeru pa smo celotni postopek ponovili, pri čemer smo za izračun V_D uporabili večjo vrednost faktorja $r_{s,st,V}$. Rezultati študije kažejo, da znaša faktor dodatne strižne nosilnosti stebrov med 1,4 in 2,8. Za 4-etažno konstrukcijo znaša povprečna vrednost faktorja $r_{s,st,V}$ stebrov 1,6, za 8- in 11-etažno konstrukcijo pa 1,9 oziroma 2,1.

Projektne prečne sile V_D , ki smo jih pri izračunu faktorja $r_{s,st,V}$ uporabili v zadnji iteraciji, smo uporabili tudi za kontrolo ustreznosti velikosti projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti V_{CD} . Projektne prečne sile V_D , namreč predstavljajo točno tiste projektne prečne sile, ki v stebrih po celotni konstrukciji določijo ravno takšno količino prečne armature, da v stebrih še ne zaznamo strižne porušitve. Primerjava med projektima prečnima silama V_D in V_{CD} kaže, da metoda načrtovanja nosilnosti v stebrih prve in zgornje etaže definira projektne prečne sile V_{CD} , ki so večje, v robnih stebrih okvirov pa projektne prečne sile V_{CD} , ki so manjše od projektne prečne sile V_D . Premajhne projektne prečne sile v robnih stebrih so posledica dejstva, da se moment iz gred prenese v stebre drugače, kot se to predpostavi v fazi določanja velikosti projektne prečne sile. Iz prikazanih rezultatov lahko sklepamo, da sama metoda načrtovanja nosilnosti za nekatere stebre ne določa dovolj velikih projektne prečnih sil, da bi bila strižna porušitev preprečena. Kljub temu stebri obravnavanih armiranobetonskih konstrukcij, ki smo jih projektirali po Evrokodu, navadno niso občutljivi na strižno porušitev. Prečna armatura stebrov je namreč določena kot ovojnica prečne armature, ki izhaja iz minimalnih zahtev standardov Evrokod 2 in 8 in ovojnice prečne armature, ki izhaja iz metode načrtovanja nosilnosti za obe pravokotni smeri konstrukcije. Čeprav v konstrukcijah, projektiranih po Evrokodu, nismo zaznali strižne porušitve stebrov, menimo, da predpostavke metode načrtovanja nosilnosti v posameznih stebrih ne dajejo dovolj velikih projektne prečnih sil. Zato lahko kot možno alternativo za projektiranje prečne armature uporabimo projektne prečne sile iz dinamične analize za manjše število akceleroگرامov. Tako določene prečne sile so konceptualno pravilneje določene, saj ne slonijo na predpostavki, da se moment iz gred prenese v stebre v razmerju upogibnih nosilnosti stebrov.

7.2 Izvirni prispevki k znanosti

Z doktorsko disertacijo smo prispevali predvsem k boljšemu razumevanju obstoječega postopka projektiranja konstrukcij z uporabo standardov Evrokod in k razvoju projektiranja konstrukcij na ciljno zanesljivost ob uporabi linearno-elastične analize in kriterija sil. Del rezultatov, ki so bili pridobljeni na podlagi raziskovalnega dela v okviru doktorske disertacije, je bil že objavljen v člankih v slovenski in mednarodni reviji. V nadaljevanju podajamo nekaj izvirnih prispevkov doktorske disertacije:

- Razvili smo metodologijo za projektiranje konstrukcij na potresno obtežbo po kriteriju sil z upoštevanjem ciljne zanesljivosti.
- Izboljšali smo razumevanje projektiranja objektov na potresnih območjih.
- Definirali smo pospešek tal pri porušitvi konstrukcije na osnovi ciljne zanesljivosti.
- Razvili smo postopek izračuna projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti.
- Definirali smo faktor obnašanja q z upoštevanjem ciljne zanesljivosti.

- Na podlagi verjetnostnega pristopa smo ocenili velikost t.i. »empirične komponente« faktorja obnašanja q .
- Za izbrane stavbe smo izračunali prispevke posameznih projektnih faktorjev k parametrom potresnega odziva konstrukcije.
- Razvili smo matematični model, ki približno zajame strižno porušitev stebrov in ga je mogoče uporabiti v dinamičnih analizah.
- Ovrednotili smo ustreznost velikosti projektnih prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti.
- Ovrednotili smo ustreznost pravil Evrokoda 8 za projektiranje stebrov za preprečitev strižne porušitve stebrov.
- Predlagali smo postopek določanja projektnih prečnih sil iz rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz.

7.3 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

V disertaciji smo na podlagi potresne analize izračunali duktilnosti in faktorje dodatne nosilnosti za nekaj regularnih armiranobetonskih okvirnih stavb. Za splošno uporabo predlaganega postopka določanja projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti bi bilo smiselno določiti vrednosti duktilnosti in faktorja dodatne nosilnosti za širok nabor konstrukcij. Upoštevati bi morali konstrukcije, ki se razlikujejo po številu etaž, regularnosti, tipu konstrukcijskega sistema in uporabljenega materiala. Tako bi lahko določili tudi vpliv nepravilnosti po višini in torzijske podajnosti stavb na duktilnosti in faktor dodatne nosilnosti konstrukcije. Verjetno bi bilo smiselno določiti tudi vpliv višjih nihajnih oblik na vrednost redukcijskega faktorja, saj smo duktilnost in faktor dodatne nosilnosti določili na podlagi sistemov z eno prostostno stopnjo. Ker postopek določanja projektnega pospeška tal omogoča izbiro poljubne ciljne zanesljivosti, bi bilo smiselno tudi preveriti, ali sta duktilnost in faktor dodatne nosilnosti odvisna od ciljne verjetnost porušitve.

Pri opredelitvi projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti nismo upoštevali vpliva negotovosti pri projektiranju in gradnji. Negotovosti v smislu slabega in nenatančnega projektiranja ter površne, nezadovoljive in nenadzorovane gradnje objektov lahko bistveno zmanjšajo dodatno nosilnost in duktilnost konstrukcij. Negativni učinek negotovosti pri gradnji bi tako lahko upoštevali v manjših vrednostih duktilnosti in/ali faktorjev dodatne nosilnosti, zato bi bilo treba vpliv negotovosti pri gradnji oceniti tako, da bi se ta odražal na duktilnosti in faktorju dodatne nosilnosti.

Standardi Evrokod projektiranje konstrukcij na potresno obtežbo določajo prek projektnih dejavnikov, ki jih v fazi projektiranja postopno upoštevamo in na ta način določimo končno konstrukcijo. Vplive šestih projektnih dejavnikov na končne dimenzije (armaturo) konstrukcij in s tem posledično na potresne parametre konstrukcij smo določali za štiri armiranobetonske okvime in eno mešano konstrukcijo, ki so bile projektirane za srednjo stopnjo duktilnosti in območja z zmerno seizmičnostjo. Ker smo vplive projektnih dejavnikov določali samo za manjši nabor konstrukcij, obstaja možnost, da so rezultati študije in s tem zaključki nekoliko pristransko ocenjeni. Za bolj splošne zaključke o vplivu posameznih projektnih dejavnikov na konstrukcije in njihove potresne parametre bi bilo smiselno vzorec konstrukcij razširiti na način, da bi vključeval tudi neregularne konstrukcije, večje število

mešanih in stenastih konstrukcij ter tudi konstrukcije, projektirane na območjih visoke in nizke seizmičnosti.

V doktorski disertaciji smo ugotovili, da maksimalne prečne sile v stebrih na podlagi analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov V_{max} oziroma za prečne sile, ki so le nekaj odstotkov nižje od V_{max} , lahko določimo iz analize IDA za podskupino skrbno izbranih akceleroگرامov. Smiselno bi bilo preveriti, če lahko z analizo IDA za isto podskupino akceleroگرامov določimo tudi maksimalne prečne sile oziroma prečne sile, ki so blizu maksimalnim prečnim silam v gredah armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. Na ta način bi lahko z minimalnim številom analiz IDA določili maksimalne prečne sile po celotni konstrukcije, s čimer bi tak način določanja prečnih obremenitev nekoliko približali projektantski praksi. Na podlagi maksimalnih prečnih sil V_{max} oziroma prečnih sil, ki so le nekaj odstotkov nižje od V_{max} , smo razvili postopek za določanje projektnih prečnih sil v stebrih armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. Čeprav postopek zahteva analizo IDA le za manjše število skrbno izbranih akceleroگرامov (tj. 5 od 30), je postopek za uporabo v vsakdanji projektantski praksi še nekoliko prezahteven, saj so analize IDA zaenkrat časovno in računsko še precej zahtevne. Zato bi bilo smiselno postopek za določevanje približkov sil V_{max} še nekoliko poenostaviti in razviti, kot na primer postopek za določevanje približkov sil V_{max} na podlagi ene dinamične analize pri skrbno izbrani intenziteti za omejeno število akceleroگرامov. Smiselno bi bilo tudi razviti postopek za določanje projektnih prečnih sil za stenaste in mešane tipe konstrukcij.

»Ta stran je namenoma prazna.«

8 POVZETEK

Potresnoodporno projektiranje v Sloveniji ureja standard Evrokod 8. Standard predpostavlja, da je zanesljivost običajnih objektov primerna, če objekte običajne pomembnosti projektiramo na potres s povratno dobo 475 let, pri čemer upoštevamo načelo redukcije potresnih sil na osnovi faktorja obnašanja q ter druge zahteve, s katerimi zagotovimo ustrezno duktilnost konstrukcijskih elementov in konstrukcije kot celote. Potresnoodporno projektiranje na ciljno verjetnost projektnega potresa konceptualno ni najprimernejša rešitev, saj lahko zaradi raznolikosti potresne obtežbe konstrukcijo porušijo tudi potresi, katerih pospešek tal ustreza krajši povratni dobi potresa. Projektiranje na potres s povratno dobo 475 let verjetno ni najprimernejše tudi zato, ker ga je mogoče obravnavati kot potres, za katerega so dovoljene poškodbe, ki konstrukcijo privedejo v stanje blizu porušitve. Zato bi bilo bolj smiselno razviti koncept projektiranja na ciljno povratno dobo mejnega stanja (ciljno verjetnost prekoračitve mejnega stanja).

Zaradi pomanjkljivosti pri potresnoodpornem projektiranju smo v doktorski disertaciji predlagali postopek za določanje projektnega pospeška tal, ki izhaja iz ciljne verjetnosti porušitve stavbe in temelji na redukciji pospeška tal pri porušitvi konstrukcije na osnovi ciljne zanesljivosti. Pospešek pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti, ki ga lahko izračunamo iterativno ali z uporabo zaključenega izraza, je odvisen od ciljne verjetnosti porušitve, funkcije potresne nevarnosti na lokaciji objekta in standardne deviacije logaritemskih vrednosti pospeška tal pri porušitvi konstrukcije, kar je posledica slučajnosti potresne obtežbe in/ali modelnih negotovosti. Pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti je definiran kot pospešek tal, za katerega šteje, da je sprejemljiva 50-odstotna verjetnost, da se bo objekt pri taki potresni obtežbi porušil. Ta pospešek predstavlja mediano ciljne funkcije potresne ranljivosti za porušitev objekta. S konvolucijo ciljne funkcije potresne ranljivosti in funkcije potresne nevarnosti dobimo ciljno verjetnost porušitve objekta, s čimer je določen jasen kriterij za varnost pri projektiranju na potresno obtežbo. Ker projektiranje po kriteriju sil temelji na linearno-elastični analizi, je treba pospešek tal pri porušitvi konstrukcije dodatno zmanjšati z redukcijskim faktorjem. Na ta način definiramo projektni pospešek tal na osnovi ciljne zanesljivosti, ki ga je mogoče ob upoštevanju ustrezne oblike spektra neposredno uporabiti kot osnovo za določitev projektnih obremenitev v elementih konstrukcije.

Predlagani postopek izračuna projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti smo prikazali na primeru 8-etažne okvirne armiranobetonske stavbe, ki stoji v Ljubljani, pri čemer smo za ciljno verjetnost porušitve za dobo enega leta izbrali vrednost 10^{-5} . Za ta primer smo pokazali, da je pospešek tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti za več kot 7-krat večji od pospeška tal za povratno dobo 475 let. Po drugi strani pa so projektne obremenitve elementov, ki smo jih dobili ob uporabi projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti in oblike elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8, za približno 50 % višje, kot če bi jih določili v skladu z Evrokodom 8. Omeniti velja, da bi bile projektne obremenitve elementov, ki bi jih dobili ob uporabi projektnega pospeška tal na osnovi ciljne verjetnosti porušitve $5 \cdot 10^{-5}$, precej podobne projektnim obremenitvam, določenim v skladu z Evrokodom 8. Ciljna verjetnost porušitve $5 \cdot 10^{-5}$ je za približno 5-krat večja od ciljne verjetnosti porušitve, ki so jo gradbeni strokovnjaki in laiki v Sloveniji ocenili kot sprejemljivo, in

približno 4-krat manjša od ciljne verjetnosti porušitve, ki jo za izračun projektne obtežbe uporabljajo v ZDA.

Predlagane rešitve iz doktorske disertacije lahko ponudijo tudi odgovor na vprašanje, zakaj mora biti vrednost produkta redukcijskih faktorjev dodatne nosilnosti in duktilnosti za primer sodobnih armiranobetonskih konstrukcij, ki so projektirane v skladu z Evrokodom 8, precej večja od vrednosti faktorja obnašanja q , ki ga predpostavimo v fazi projektiranja. Razliko med obema vrednostma raziskovalci pogosto razlagajo z dejstvom, da je Evrokodov faktor obnašanja q določen empirično na podlagi opazovanj obnašanja konstrukcij med potresi. V disertaciji smo na podlagi verjetnostnega pristopa določanja potresne obtežbe to »empirično komponento« analitično definirali, pri čemer pa smo zanemarili vpliv negotovosti pri projektiranju in gradnji. Faktor obnašanja q na osnovi ciljne zanesljivosti smo tako definirali kot produkt redukcijskega faktorja in korekcijskega faktorja. Korekcijski faktor je v splošnem definiran kot razmerje med pospeškom tal za izbrano povratno dobo (npr. 475 let) in pospeškom tal pri porušitvi na osnovi ciljne zanesljivosti. V primeru, da pospeška definiramo ob upoštevanju aproksimirane funkcije potresne nevarnosti v zaključeni obliki, lahko korekcijski faktor zapišemo kot funkcijo ciljne verjetnosti porušitve, povratne dobe izbranega pospeška, koeficienta naklona funkcije potresne nevarnosti in standardne deviacije logaritemskih vrednosti pospeška tal pri porušitvi konstrukcije. V disertaciji smo pokazali, da je vrednost faktorja obnašanja, izračunanega na osnovi ciljne verjetnosti porušitve $5 \cdot 10^{-5}$, za tipično večetažno armiranobetonsko okvirno konstrukcijo ($q = 3,5$) precej podobna vrednosti faktorja obnašanja po Evrokodu 8 (3,9) za omenjeni tip konstrukcije in srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Poleg projektne potresne obtežbe se pri potresnoodpornem projektiranju po standardu Evrokod 8 upoštevajo še nekateri drugi t.i. projektni dejavniki, ki v različni meri vplivajo na končne dimenzije (armaturo) konstrukcij in s tem na odziv konstrukcij med potresom. Evrokod 8 projektne dejavnike v proces projektiranja uvaja na način, da se nekaterih dejavnikov v fazi projektiranja včasih sploh ne zavedamo, čeprav se izkaže, da je lahko njihov vpliv na potresni odziv konstrukcij relativno velik. Po drugi strani pa je vpliv nekaterih dejavnikov, za katere včasih mislimo, da bistveno pripomorejo k boljšemu potresnemu odzivu konstrukcij, relativno majhen. Zavoljo boljšega razumevanja metodologije projektiranja konstrukcij po standardih Evrokod je zato smiselno vplive posameznih projektnih dejavnikov na potresni odziv konstrukcij ovrednotiti. V disertaciji smo tako predpostavili, da na končne dimenzije konstrukcije vpliva šest projektnih dejavnikov. Za obravnavane konstrukcije se je izkazalo, da ima metoda načrtovanja nosilnosti, ki navadno zahteva precej dela projektanta, relativno majhen vpliv na potresne parametre konstrukcij, saj na primer poveča nosilnost konstrukcij v smislu maksimalnega pospeška tal pri stanju blizu porušitve le za do približno 10 %. Po drugi strani upoštevanje dejanskih (srednjih) vrednosti materialnih karakteristik poveča maksimalni pospešek tal pri stanju blizu porušitve za do 30 %. Vpliva tega projektnega dejavnika se v fazi projektiranja včasih sploh ne zavedamo, saj navadno kar privzamemo, da so projektne vrednosti materialnih karakteristik za določen faktor manjše od dejanskih (pričakovanih, srednjih) vrednosti materialnih karakteristik. Izbira vzorcev armiranja, s čimer projektant nekoliko poenostavi vgradnjo armature, precej pogosto negativno vpliva na globalni odziv konstrukcij, čeprav navadno poveča njihovo nosilnost na meji tečenja. Za obravnavane konstrukcije se je na primer zaradi izbire vzorcev armiranja zmanjšal maksimalni pospešek tal pri stanju blizu porušitve za do približno 10 %, medtem ko se je nosilnost

konstrukcije na meji tečenja povečala za približno isti odstotek. Največje povečanje pospeška tal pri stanju blizu porušitve je posledica upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8 in minimalnih zahtev Evrokoda 2. Ob upoštevanju minimalnih zahtev Evrokoda 8 se pospešek tal poveča za faktor do 1,43, skupni prispevek minimalnih zahtev Evrokoda 2, sposobnosti konstrukcij za prerazporejanje obremenitev in osnovne duktilnosti konstrukcij pa vodi v tudi več kot 3-krat večji pospešek tal.

Izračun projektnega pospeška tal na osnovi ciljne zanesljivosti zahteva, da že v fazi projektiranja konstrukcije ocenimo njeno duktilnost in dodatno nosilnost. V disertaciji smo zato določili vrednosti duktilnosti pri stanju blizu porušitve in faktorjev dodatne nosilnosti za nekaj tipičnih okvirnih oziroma mešanih armiranobetonskih konstrukcij, ki so bile projektirane v skladu s standardi Evrokod za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in območja zmerne seizmičnosti (npr. Ljubljana). Za obravnavane objekte smo ugotovili, da vrednosti duktilnosti konstrukcije za stanje blizu porušitve variirajo med 4,4 in 8,6, pri čemer srednja vrednost znaša 6,3. Faktorji dodatne nosilnosti konstrukcije se gibljejo med 2,0 in 3,1; srednja vrednost faktorja znaša 2,3. Vrednosti duktilnosti so močno odvisne od razmerja nosilnosti gred in stebrov: manjše kot je razmerje, večja je duktilnost. Visoko vrednost faktorja dodatne nosilnosti izkazujejo konstrukcije, za katere je razmerje med količino dejanske izbrane armature in količino armature, ki izhaja iz projektnih obremenitev, veliko.

Preučevali smo tudi načine dimenzioniranja stebrov okvirnih armiranobetonskih konstrukcij za preprečitev strižne porušitve. Najprej smo vrednotili učinkovitost postopka standarda Evrokod 8 za projektiranje stebrov za preprečitev strižne porušitve. V ta namen smo razvili poenostavljen matematični model, ki omogoča simulacijo strižne porušitve stebrov, in ga uporabili za izračun potresnega odziva konstrukcij, za katere je bila prečna armatura določena v skladu z vsemi zahtevami standardov Evrokod. Rezultati študije kažejo, da minimalne zahteve standardov Evrokod 2 in 8 ter pravila metode načrtovanja nosilnosti razmeroma dobro varujejo stebre pred strižno porušitvijo, saj za obravnavane stavbe strižne porušitve stebrov nismo zaznali. Preverili smo tudi odzive konstrukcij, za katere smo prečno armaturo določili le ob upoštevanju metode načrtovanja nosilnosti. Izkaže se, da v nekaterih primerih metoda načrtovanja nosilnosti daje premajhne projektne prečne sile, saj strižne porušitve stebrov zaznamo. Projektne prečne sile so premajhne zato, ker se moment iz gred prenese v stebre drugače, kot je to predpostavljeno pri projektiranju.

V nadaljevanju smo ugotavljali, v kolikšni meri morebitne strižne porušitve stebrov prispevajo k verjetnosti porušitve objekta. Poleg tega smo preučevali razliko med projektnimi prečnimi silami po Evrokodu 8 in projektnimi prečnimi silami, pridobljenimi na podlagi nelinearnih dinamičnih analiz na poenostavljenih nelinearnih linijskih modelih. Ugotovili smo, da moramo strižno porušitev praktično preprečiti, če želimo, da morebitne strižne porušitve stebrov nimajo vpliva na odziv konstrukcij. Tako mora biti dejanska strižna nosilnost stebrov praktično enaka maksimalnim prečnim silam iz analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov. Toda določanje maksimalnih prečnih sil iz analize IDA je nepraktično, saj je treba analizo IDA izvesti za celotno skupino akceleroگرامov. Na osnovi parametričnih študij smo ugotovili, da lahko maksimalne prečne sile iz nelinearne dinamične analize zelo dobro ocenimo že na osnovi analize IDA za le pet akceleroگرامov, za katere se izkaže, da privedejo do porušitve SDOF modela konstrukcij pri največjih pospeških.

»Ta stran je namenoma prazna.«

9 SUMMARY

In Slovenia, the seismic resistance design of structures is regulated by Eurocode 8. The latter assumes that structures have been designed with a sufficient degree of reliability against collapse if they take into account seismic design loads which are based on the design seismic action for a return period of 475 years and a behaviour factor q , as well as other design factors which provide adequate local and global ductility of the structure. However, seismic resistant design using a seismic design intensity for a certain return period may not be the optimal solution since – due to the diversity of seismic action – structures may collapse in the case of a seismic action with an even shorter return period. Seismic resistant design for a seismic action with a return period of 475 years is therefore probably inappropriate since the seismic action could be understood as a seismic action which corresponds to the near collapse limit state of the structure. Consequently, the development of a framework for the risk-targeted design of structures is justified.

In order to resolve this issue, a methodology has been proposed in this dissertation for the calculation of a risk-targeted design peak ground acceleration which explicitly takes into account the target probability of collapse of the structure. The proposed procedure for the determination of such a risk-targeted design peak ground acceleration is based on the reduction of the risk-targeted peak ground acceleration causing collapse of the structure with the use of a reduction factor. The risk-targeted peak ground acceleration causing collapse, which could be assessed iteratively or by using a closed form solution, depends on the target probability of collapse, the seismic hazard function for the site of the structure, and the standard deviation of collapse intensities which are due to aleatory and/or epistemic uncertainties. The risk-targeted peak ground acceleration causing collapse is defined as the peak ground acceleration for which a 50-percent probability of collapse of the structure is acceptable. Consequently, the risk-targeted peak ground acceleration causing collapse represents the median of the target fragility curve and thereby also clearly defines the performance object in the design. Since the force-based design of structures is based on linear elastic analysis, the risk-targeted peak ground acceleration causing collapse has to be reduced by means of a reduction factor. The risk-targeted design peak ground acceleration is thus defined which – in conjunction with an appropriate spectrum shape – could be used to define the seismic design forces in the elements of the structure.

The proposed approach for the estimation of the risk-targeted design peak ground acceleration was demonstrated by means of an example of an 8-storey reinforced concrete building located in Ljubljana. A target probability of collapse of 10^{-5} was used. It was found that the risk-targeted peak ground acceleration causing collapse for the analysed structure is more than 7 times greater than the peak ground acceleration corresponding to a return period of 475 years. However, the seismic design forces derived through the use of risk-targeted design peak ground acceleration and the shape of the Eurocode 8 elastic spectrum are approximately 50 % greater in comparison with the seismic design forces obtained by using Eurocode 8. Note that if the target probability of collapse is set to $5 \cdot 10^{-5}$, then the seismic design forces will be very similar to the seismic design forces calculated by using Eurocode 8. Also note that the target probability of collapse $5 \cdot 10^{-5}$ is 4 times smaller than that defined by the US building code, but around 5 times larger than that estimated on the basis of a survey about the tolerable collapse risk for ordinary structures in Slovenia.

The proposed framework for the determination of risk-based design intensities should also be used to explain why the product of the overstrength and the ductility reduction factor for structures designed according Eurocode 8 has to be several times higher than the value of the behaviour factor q , which is used in the design of structures. The difference between these two values is usually explained by the origin of the definition of the q factor since it is usually claimed that the value behaviour factor is determined empirically based on observation of a structure's seismic response. However, this so-called empirical component of the behaviour factor was analytically defined in this dissertation by using a probabilistic approach and neglecting the effect of uncertainty in the quality of design and of construction of the structures. The risk-targeted behaviour factor was defined as a product of the reduction factor and the correction factor. The latter is generally defined as the ratio between the peak ground acceleration for a selected return period (e.g. 475 years) and the risk-targeted peak ground acceleration causing collapse. If two accelerations are defined by taking into account the seismic hazard curve in closed form, then the correction factor could be determined as a function of the target probability of collapse, the return period of the selected peak ground acceleration, the slope of the hazard function in the log-log domain and the standard deviation of the peak ground acceleration causing collapse. The presented case-study has shown that the value of the risk-targeted behaviour factor calculated for a typical multi-storey reinforced concrete frame building and a target probability of collapse equal to $5 \cdot 10^{-5}$ ($q=3,5$) is very similar to the value of Eurocode 8 behaviour factor ($q=3,9$) for the corresponding structural type and ductility class medium.

In addition to the design seismic action, Eurocode 8 also prescribes other design factors which can affect the structure (e.g. reinforcement) and its seismic performance. Eurocode 8 introduces design factors into the design process in such a way that sometimes the designer is not even aware of some of them, even if their influence on the seismic performance is relatively significant. On the other hand, other design factors which require detailed analysis of the structure and a lot of labour, often have a lesser impact on the structure. In order to better understand the concept of design of structures according to Eurocode 8, the impact of the design factors on the seismic performance parameters of the structure was studied. It was assumed that six design factors have a direct or indirect impact on the seismic parameters of the structure. It was shown for the analysed structures that capacity design principles, which usually require a lot of labour, often only affect the seismic performance of structure marginally since their application increases the peak ground acceleration causing the near collapse limit state of the structure by up to 10 %. On the other hand, the application of mean values of the material characteristics can increase the peak ground acceleration causing a near collapse limit state of the structure by up to 30 %, without the designer even being aware of this design factor. Furthermore, it is interesting that a slightly negative impact on the global performance of the structure can be caused by the engineer when selecting the reinforcing bars for the beams and columns. The thesis has shown that the selection of reinforcing bars can lead to an increase in yield strength of the structure of up to 10 %, whereas the peak ground acceleration causing the near collapse limit state decreases by that same percentage. The greatest increase in the peak ground acceleration causing a near collapse limit state was the consequence of the application of the minimum requirements of Eurocodes 2 and 8. The minimum requirements of Eurocode 8 lead to an increase of peak ground acceleration causing a near collapse limit state by a factor of up to 1.43, whereas the minimum requirements of Eurocode 2 in

conjunction with the available redundancy and inherent ductility, result in an increase of peak ground acceleration causing a near collapse limit state by a factor of more than 3.

The risk-targeted design peak ground acceleration is determined based on a reduction in the seismic force by means of a reduction factor. Consequently, the ductility and overstrength reduction factor, i.e. the two parameters with the greatest impact on the reduction factor, have to be assumed in the design process. In order to facilitate the estimate of both parameters in this process, values for both parameters were assessed for a set of reinforced concrete frame and dual buildings which were designed according to the Eurocodes for ductility class medium and moderate seismicity zones (e.g. Ljubljana). It was found that ductility corresponding to a near collapse limit state varies between 4.4 and 8.6 (with an average value of 6.3), whereas the overstrength reduction factor varies between 2.0 and 3.1 (with an average value of 2.3). Structures with a high ductility capacity usually have a low ratio between the flexural resistance of beams and columns in beam-to-column joints. On the other hand, high values of the overstrength reduction factor usually occur in structures with a high ratio between the amount of actual selected reinforcement and the amount of reinforcement calculated by taking into account the seismic design load.

Another objective of the dissertation was to examine methods for the design of columns of reinforced concrete frame buildings against shear failure. The effectiveness of the methodology of Eurocode 8 for the design of columns against shear failure was first evaluated. For this purpose, buildings which had been designed by taking into account all the requirements of Eurocode 8 were analysed by applying incremental dynamic analysis to mathematical models of structures which can simulate possible shear failure of columns. Based on the results of this analysis, it can be concluded that the capacity design principles in conjunction with minimum requirements of Eurocodes 2 and 8, sufficiently protect such columns against shear failure since no cases of shear failure of the columns were. In next step the buildings in which the amount of transverse reinforcement was obtained by using capacity design shear forces only were examined. The results of analyses showed that in some cases the capacity design shear forces are not adequate and shear failure of columns had thus occurred. The inadequacy of the capacity design shear force is caused by the fact that the flexural moment is transferred from the beams to the columns differently to what is assumed in the design process.

The dissertation also explores how taking into account possible shear failure of columns affects the probability of collapse of structures, as well as the difference between the size of the capacity design shear force and the size of the design shear force derived from non-linear dynamic analysis of simplified nonlinear models. It was established that shear failure must practically be prevented if any impact of potential shear failure of columns on the seismic response of structure is to be avoided. Consequently, the shear resistance of columns has to be at least equal to the maximum shear force obtained from IDA analysis for the entire set of ground motions. The determination of such maximum shear forces is impractical for engineering purposes since the IDA analyses have to be performed for the entire set of ground motions. However, the results of a complex parametric study showed that performing such an analysis for five ground motions with the highest peak ground acceleration causing collapse of the structure SDOF model allows for good estimation of the maximum shear force.

»Ta stran je namenoma prazna.«

VIRI

- ATC (Applied Technology Council). 1978. ATC 3-06: Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, Redwood City, California.
- ATC (Applied Technology Council). 1995. ATC-19: Structural response modification factors. ATC report, Redwood City, California.
- ASCE/SEI 7-10. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers.
- Aslani, H., Miranda, E. 2005. Probability-based seismic response analysis. *Engineering Structures* 27, 8: 1151–1163.
- 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. 2011. Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering* 137, 3: 322–331.
- Besednjak, D. 2012. Uporaba programa SAP2000 za projektiranje armiranobetonskih okvirov po standardu Evrokod 8. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Dolšek, M.)
- Bradley, B.A. 2013a. A comparison of intensity-based demand distributions and the seismic demand hazard for seismic performance assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42, 15: 2235–2253.
- Bradley, B.A. 2013b. Practice-oriented estimation of the seismic demand hazard using ground motions at few intensity levels. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42, 14: 2167–2185.
- Bradley, B.A. 2012. The seismic demand hazard and importance of the conditioning intensity measure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41, 11: 1417–1437.
- Bradley, B.A., Dhakal, R.P. 2008. Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 37, 15: 1721–1737.
- Brozovič, M. 2013. Izbira akceleroگرامov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 154f.

- Brozovič, M., Dolšek, M. 2011. Computational efficiency of progressive incremental dynamic analysis. V: COMPDYN 2011, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece, 25.5. – 28.5. 2011. Corfu: Institute of Structural Analysis & Seismic Research: National Technical University: European Community on Computational Methods in Applied Sciences, 2011, str. 1-12.
- Celarec, D., Dolšek, M. 2013. Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42, 9: 1339–1360.
- Chiou, B.S.-J., Youngs, R.R. 2008. An NGA Model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra* 24, 1: 173–215.
- Cornell, C.A. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms. V: Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering – Paper No. 2122, Mexico City, Mexico, 23.6.–28.6.1996. Mexico City, Sociedad Mexicana De Ingenieria Sismica, 1996.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal Of Structural Engineering* 128, 4: 526–533.
- Cornell, C.A., Krawinkler, H. 2000. Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, Vol. 3, No. 2.
- Costa, A., Romão, X., Oliveira, C.S. 2010. A methodology for the probabilistic assessment of behaviour factors. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 1: 47–64.
- Dolsek, 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.
- Dolsek, M. 2009. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 38, 6: 805–825.
- Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (mentor P. Fajfar): 220f.
- Dolšek, M. 2012. Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. *Structure and Infrastructure Engineering* 8, 10: 939–953.

- Dolšek, M., Brozovič, M. 2016. Seismic response analysis using characteristic ground motion records for risk-based decision-making (3R method). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45, 3: 401–420.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 33, 15: 1395–1416.
- Douglas, J., Ulrich, T., Negulescu, C. 2013. Risk-targeted seismic design maps for mainland France. *Natural Hazards* 65, 3: 1999–2013.
- Drobnič, D. 1997. Nelinearna seizmična analiza štirietažne armiranobetonske okvirne stavbe. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- 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 & Structural Dynamics* 42, 1: 25–41.
- Elnashai, A.S., Mwafy, A.M. 2002. Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *Structural Design of Tall Buildings* 11, 5: 329–351.
- Elnashai, A.S., Di Sarno, L. 2008. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. 1. izdaja. Chichester, U.K., Wiley.
- Haselton, C.B., Deierlein, G.G. 2007. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings. PEER report 2007/08. Berkeley, University of California, College of Engineering, Pacific Earthquake Engineering Center: 295 f.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra* 16, 3: 573–592.
- Fajfar, P. 1995. Ljubljanski nebotičnik : skrb za potresno varnost v tridesetih letih. *Gradbeni vestnik* 44, 4/5/6: 119–122.
- Fajfar, P., Dolšek, M. 2012. A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41, 3: 531–547.
- 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 & Structural Dynamics* 35, 11: 1359–1379.

- Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D., Dolšek, M., Isaković, T., Kreslin, M., Rozman, M., Vidrih, Z., Čermelj, B. 2009. Evrokod 8 – projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. V: Beg, D. (ur.) & Pogačnik, A. (ur.), Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R. 2014. Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih. Gradbeni vestnik 63, 5: 111–118.
- Fardis, M.N., Carvalho, E.C., Fajfar, P., Pecker, A. 2015. Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8. 1. izdaja. Boca Raton, CRC Press.
- Fardis, M.N., Papailia, A., Tsionis, G. 2012. Seismic fragility of RC framed and wall-frame buildings designed to the EN-Eurocodes. Bulletin Of Earthquake Engineering 10, 6: 1767–1793.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). 1997. FEMA 273. NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC, Federal Emergency Management Agency.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) 2009. FEMA Publication P695. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Prepared by the Applied Technology Council. Washington, D.C.: 421 str.
- Fischinger, M., Fajfar, P. 1990. On the response modification factors for reinforced concrete buildings. V: Proceedings of Fourth US National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, California, USA, 20.5. – 24.5. 1990. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 1990.
- Fischinger, M., Fajfar, P., Vidic, T. 1994. Factors contributing to the response reduction. V: Proceedings of Fifth US National Conference on Earthquake Engineering. Chicago, Illinois, USA, 10.7. – 14.7. 1994. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 1994.
- Franchin, P., Pinto, P.E. 2012. Method for Probabilistic Displacement-Based Design of RC Structures. Journal of Structural Engineering 138, 5: 585–591.
- Frankel, A. 1995. Mapping Seismic Hazard in the Central and Eastern United States. Seismological Research Letters 66, 4: 8–21.
- International Code Council (ICC). 2006. International building code.
- Jain, S.K., Navin, R. 1995. Seismic overstrength in reinforced concrete frames. Journal of Structural Engineering 121, 3: 580–585.
- Jalayer, F. 2003. Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessment. Doctoral dissertation. Stanford, Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering: 250f.

- Jalayer, F., Cornell, C.A. 2003. A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats. PEER Report 2003/08.
- 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.
- Kappos, A.J. 1999. Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies. *Engineering Structures* 21, 9: 823–835.
- Kilar, V., Kušar, D. 2009. Assessment of the earthquake vulnerability of multi-residential buildings in Slovenia. *Acta Geographica Slovenica* 49, 1: 89–118.
- Kilar, V., Fajfar, P. 1997. Simple push-over analysis of asymmetric buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 26, 2: 233–249.
- Kosič, M. 2014. Določanje raztrosa potresnega odziva armiranobetonskih stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Fajfar, P., somentor Dolšek, M.): 153f
- Kosič, M., Dolšek, M., Fajfar, P. 2016. Dispersions for the pushover-based risk assessment of reinforced concrete frames and cantilever walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41, 11: 1549–1568.
- Kosič, M., Fajfar, P., Dolšek, M. 2014. Approximate seismic risk assessment of building structures with explicit consideration of uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43, 10: 1483–1502.
- Krawinkler, H., Miranda, E. 2004. Performance-based earthquake engineering. V: Bozorgnia, Y. (ur.), & Bertero, V. V. (ur.), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, 1. izdaja. Boca Raton, Florida, CRC Press.
- Labbé, P.B. 2010. PSHA Outputs Versus Historical Seismicity Example of France. V: *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*. Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8 - 3.9. 2010. Macedonian Association for Earthquake Engineering (MAEE), 2010.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B. 2000. Jalovišče Boršt - verjetnostna ocena vršnega pospeška tal. *Gradbeni vestnik* 49, 8: 171–184.
- 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 Sinković, N. 2015. Projektiranje armiranobetonskih okvirnih stavb na osnovi potresnega tveganja in poenostavljenih nelinearnih modelov. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (.mentor Dolšek, M.): 142f
- Lazar Sinković, N., Brozovič, M., Dolšek, M. 2016. Risk-based seismic design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45, 9: 1451–1471.
- Lazar, N., Dolšek, M. 2014. Incorporating intensity bounds for assessing the seismic safety of structures: Does it matter? *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43, 5: 717–738.
- Lazar, N., Dolšek, M. 2012. Risk-based seismic design – An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings. V: *Proceedings of the 15h World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa, Portugal, 24.9 – 28.9. 2012. Lisbon, Sociedade Portuguesa do Engenharia Sismica, International Association for Earthquake Engineering, 2012, str: 1-10.
- Luco, N., Ellingwood, B.R., Hamburger, R.O., Hooper, J.D., Kimball, J.K., Kircher, C.A. 2007. Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States. V: *SEAOC 2007 Convention proceedings*. Squaw Creek, California, USA, 27.9. – 28.9. 2007.
- MathWorks. 2012. *MATLAB the Language of Technical Computing*.
- McGuire, R.K. 2004. *Seismic hazard and risk analysis*. Earthquake Engineering Research Institute.
- McKenna, F., Fenves, G.L. 2010. *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. Dostopno na naslovu: <http://opensees.berkeley.edu>
- Miranda, E. 2001. Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems. *Journal of Structural Engineering* 127, 9: 1005–1012.
- Miranda, E., Bertero, V. V. 1994. Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra* 10, 2: 357–379.
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., Anderson, D.L. 2003. Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering* 30, 2: 308–327.
- NRCC. 2005. *National Building Code of Canada*, Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, ON.

- Pinto, P.E., Giannini, R., Franchin, P. 2004. Seismic reliability analysis of structures. 1. izdaja. Pavia, IUSS Press.
- Poljak, J., Zupančič, P., Lapajne, J., Šket Motnikar, B. 2000. Seismotectonic input for spatially smoothed seismicity approach. V: Lapajne, J. (ur.), Seismicity modeling in seismic hazard mapping: workshop proceedings. Poljče, Slovenia, Ministry of the Environment and Spatial Planning, Geophysical Survey.
- Rejec, K., Isaković, T., Fischinger, M. 2012. Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. Bulletin of Earthquake Engineering 10, 2: 567–586.
- Ribarič, V. 1982. Seizmičnost Slovenije – Katalog potresov. Seizmološki zavod SR Slovenije, Ljubljana: 649 str.
- Ribarič, V. 1992. Seizmičnost Slovenije – Katalog potresov, Dodatek 1. Seizmološki zavod SR Slovenije, Ljubljana: 145 str.
- Ribarič, V. 1994. Seizmičnost Slovenije – Katalog potresov, Dodatek 2. Seizmološki zavod SR Slovenije, Ljubljana: 91 str.
- 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.
- Shome, N. 1999. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structure. Doctoral dissertation. Stanford, California, Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering.
- SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.
- SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.
- Tsompanakis, Y., Papadrakakis, M. 2004. Large-scale reliability-based structural optimization. Structural and Multidisciplinary Optimization 26, 6: 429–440.
- Turk, G. 2012. Verjetnostni račun in statistika. 1. izdaja. Ljubljana, Slovenija, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

- Uang, C.M. 1991. Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering* 117, 1: 19–28.
- Ulrich, T., Negulescu, C., Douglas, J. 2014. Fragility curves for risk-targeted seismic design maps. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12, 4: 1479–1491.
- Vamvatsikos, D. 2013. Derivation of new SAC / FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42, 8: 1171–1188.
- Vamvatsikos, D., Aschheim, M., Kazantzi, A.K. 2013. Direct performance-based seismic design using yield frequency spectra. V: Adam, C. (ur.), Heuer, R. (ur.), Lenhardt, W. (ur.), & Schranz, C. (ur.), *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013)*. Vienna, Austria, 28.8. – 30.8. 2013.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31, 3: 491–514.
- Victorsson, V.K., Baker, J.W., Deierlein, G.G. 2011. Reliability Consideration in the seismic Capacity Design Requirements for Force-Controlled Components. V: *Prispevek za delavnico Bled 2011*. Bled, Slovenija, 24.6. – 27.6. 2011.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. 1994. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 23, 5: 507–521.
- Vidrih, R. 2008. Potresna dejavnost zgornjega Posočja. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo in geologijo.
- Wang, N., Ellingwood, B.R. 2015. Disaggregating Community Resilience Objectives to Achieve Building Performance Goals. V: *Proceedings of 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. Vancouver, Canada, 12.7. – 15.7. 2015.
- Wen, Y.K. 2001. Reliability and performance-based design. *Structural Safety* 23, 4: 407–428.
- Zabukovec, B. 2000. OHAZ: A computer program for spatially smoothed seismicity approach. V: Lapajne, J. (ur.), *Seismicity modeling in seismic hazard mapping: workshop proceedings*. Poljče, Slovenia, Ministry of the Environment and Spatial Planning, Geophysical Survey.
- Zhu, L., Elwood, K.J., Haukaas, T. 2007. Classification and Seismic Safety Evaluation of Existing Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 133, 9: 1316–1330.
- Živčić, M. 1992. Katalog potresov, Projekt NEK-PSHA92, Univerza v Ljubljani, FAGG-IKPIR.

Žižmond, J., Dolšek, M. 2015. Evaluation of factors influencing the earthquake-resistant design of reinforced concrete frames according to Eurocode 8. *Structure and Infrastructure Engineering*.

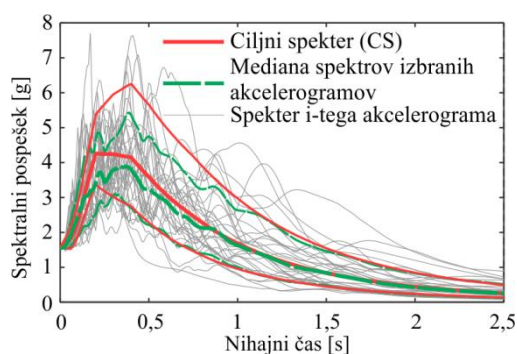
Žižmond, J., Dolšek, M. 2014. Modeliranje efektivne širine pasnice gred za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe. *Gradbeni vestnik*, 63, 2: 26–39.

»Ta stran je namenoma prazna.«

PRILOGA A: Skupine akceleroگرامov

Preglednica A.1: Skupina akceleroگرامov izbranih glede na pospešek tal a_{gNC} .

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s	i_gmdb št.	i_gmdb smer
1	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU071	5,9	21	625	15,36	2385	2
2	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	6,7	20	740	6,89	989	1
3	Kozani (Aftershock)	1995	Karpero-Town Hall	5,3	15	665	8,23	3891	2
4	Coalinga-01	1983	Parkfield-Vineyard Cany 2E	6,4	24	713	9,67	361	1
5	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	6,7	20	740	8,39	989	2
6	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU076	5,9	29	615	26,74	2389	1
7	Whittier Narrows-01	1987	Mill Creek, Angeles Nat For	6,0	37	685	17,40	661	1
8	Kalamata	1997	Koroni-Public Library	6,4	43	1530	12,95	6672	1
9	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU138	6,2	22	653	11,71	2661	2
10	Coalinga-01	1983	Slack Canyon	6,4	27	685	9,35	369	1
11	Lefkada	2003	Preveza-Town Hall	6,2	11	665	10,03	8304	1
12	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	HWA038	6,2	41	643	29,14	3025	1
13	Lefkada	2003	Preveza-Town Hall	6,2	11	665	10,87	8304	2
14	Whittier Narrows-01	1987	Pasadena - CIT Kresge Lab	6,0	18	969	13,82	680	1
15	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU076	5,9	29	615	21,63	2389	2
16	Northridge-01	1994	LA-Griffith Park Observatory	6,7	24	1016	5,37	994	1
17	Loma Prieta	1989	Los Gatos-Lexington Dam	6,9	5	1070	3,70	3548	1
18	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU138	6,2	22	653	12,15	2661	1
19	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #6	6,2	10	663	5,32	459	2
20	Northridge-01	1994	LA - Griffith Park Observatory	6,7	24	1016	9,50	994	2
21	Coalinga-01	1983	Slack Canyon	6,4	27	685	10,17	369	2
22	Northridge-01	1994	LA 00	6,7	19	706	5,94	1012	1
23	Morgan Hill	1984	UCSC Lick Observatory	6,2	45	714	20,49	476	2
24	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU076	6,2	15	615	9,93	2627	1
25	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU071	5,9	21	625	26,64	2385	1
26	Northridge-01	1994	LA - Wonderland Ave	6,7	20	1223	9,03	1011	2
27	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU076	6,2	15	615	2,96	2627	2
28	Little Skull Mtn,NV	1992	Station#2-NTS Control Pt.1	5,7	25	660	17,15	1741	2
29	Northridge-01	1994	Sandberg - Bald Mtn	6,7	42	822	17,09	1074	1
30	Loma Prieta	1989	San Jose - Santa Teresa Hills	6,9	15	672	6,82	801	2



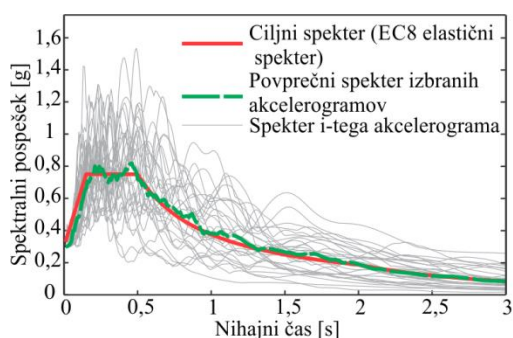
Slika A.1: Spektri izbranih akceleroگرامov, mediana spektrov izbranih akceleroگرامov in ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov, izbranih glede na pospešek tal a_{gNC} .

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 475 let in pogojni nihajni čas $T_1=0,00$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla A; povprečna magnituda $M = 6,88$; povprečna oddaljenost $R = 7,52$ km; pogojni spektralni pospešek $a_{gNC} = 1,55$ g.

Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m nad 600 m/s.

Preglednica A.2: Skupina akceleroگرامov GM1.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s
1	Chichi aftershock	1999	CHY024	E	6,3	31	428	2,29
2	Irpinia eq	1980	Calitri	000	6,9	18	600	2,27
3	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 7	000	6,4	31	371	2,45
4	Irpinia eq	1980	Calitri	270	6,2	9	600	1,82
5	Chichi aftershock	1999	CHY074	N	6,2	6	553	0,86
6	Loma Prieta	1989	Hollister south & pine	090	6,9	28	371	1,69
7	Morgan hill	1984	Gilroy array #6	090	6,2	10	663	1,03
8	Northridge eq	1994	LA - Chalon rd	160	6,7	20	740	1,62
9	Northridge	1994	Sylmar-converter STA-east	288	6,7	5	371	0,61
10	Northridge eq	1994	Sunland - mt Gleason	170	6,7	13	446	2,37
11	Imperial valley	1979	Cerro Prieto	237	6,5	15	660	1,91
12	Northridge earthquake	1994	Wadsworth VA, n gnd	235	6,7	24	392	1,18
13	Chichi aftershock	1999	CHY028	N	6,2	18	543	2,43
14	Loma Prieta	1989	Bran	000	6,9	11	376	0,62
15	Northridge	1994	LA-Temple & hope	090	6,7	31	376	2,38
16	Chichi aftershock	1999	CHY029	E	6,3	41	545	1,24
17	Northridge earthquake	1994	Brentwood va, gnd	285	6,7	23	417	1,83
18	Morgan hill	1984	Gilroy array #6	000	6,2	10	663	1,35
19	Imperial valley	1979	Cerro Prieto	147	6,5	15	660	1,77
20	Whittier	1987	LA-n. Figueroa st.	328	6,0	17	405	1,81
21	Loma Prieta	1989	Saratoga W valley coll	000	6,9	9	371	1,18
22	Coalinga	1983	Parkfield - vineYard cany 2e	065	6,4	24	713	1,87
23	Whittier Narrows	1987	Pasadena bridge lab	360	6,0	17	371	2,05
24	San Fernando	1971	Palmdale fire station	120	6,6	29	453	2,49
25	Chichi aftershock	1999	TCU138	N	6,2	22	653	2,35
26	Chichi aftershock	1999	CHY041	N	6,3	47	492	1,68
27	Loma Prieta	1989	Gilroy Gavilan coll	337	6,9	10	730	0,92
28	Northridge	1994	Santitasana etec	90	6,7	17	715	1,04
29	Northridge eq	1994	N Hollywood - coldwater canyon	270	6,7	13	446	1,11
30	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 3	000	6,4	37	371	2,15

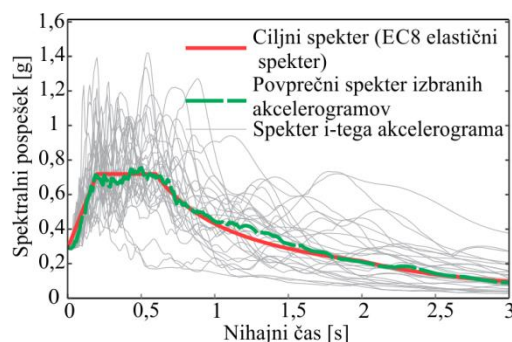


Slika A.3: Spektri izbranih akceleroagramov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (Evrokodov spekter) in povprečni spekter izbranih akceleroagramov za skupino GM1.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: Evrokodov spekter za maksimalni pospešek tal 0,25 g in tip tal B. Akceleroagrami so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 5,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 360 in 800 m/s.

Preglednica A.3: Skupina akceleroگرامov GM2.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s
1	Superstition Hills	1987	Wildlife liquefaction array	360	6,5	24	208	1,39
2	Santa Cruz mtns (Loma Prieta)	1989	San Francisco bay-Dumbarton bridge	3	6,9	36	275	2,26
3	Chichi aftershock	1999	TCU125	E	6,3	26	273	1,82
4	Coalinga	1983	Parkfield - Cantua Creek school	360	6,4	24	271	1,02
5	Loma Prieta	1989	Gilroy array #4	090	6,9	14	222	1,35
6	Loma Prieta	1989	Hollister city hall	180	6,9	28	199	1,34
7	Imperial valley	1979	Victoria	075	6,5	32	275	2,36
8	Loma Prieta	1989	Coyote lake dam downst	285	6,9	21	295	1,61
9	Superstition hills	1987	Krn	270	6,5	18	208	2,37
10	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 16	090	6,4	28	339	2,37
11	Imperial valley	1979	EC CO center ff	002	6,5	7	192	1,35
12	Northridge	1994	Newhall	360	6,7	6	269	0,49
13	Northridge,	1994	Rinaldi receiving sta	318	6,7	7	282	0,59
14	Northridge	1994	Camarillo	180	6,7	40	235	2,31
15	Northridge eq	1994	Northridge - Saticoy	180	6,7	12	281	0,60
16	Northridge eq	1994	Beverly Hills - 14145 MULH	279	6,7	17	356	0,56
17	Northridge eq	1994	Hollywood - Willoughby	090	6,7	23	235	2,11
18	Chichi aftershock	1999	TCU141	N	6,3	46	215	1,90
19	Chichi aftershock	1999	CHY101	E	6,3	36	259	2,26
20	Northridge eq	1994	Canoga park - Topanga canyon	106	6,7	15	268	0,81
21	Westmoreland	1981	Parachute facility	315	5,9	17	349	1,85
22	Superstition hills	1987	Westmoreland fire station	090	6,5	13	194	1,67
23	Chichi aftershock	1999	CHY101	N	6,2	25	259	2,35
24	Northridge eq	1994	Beverly Hills - 14145 Mulh	009	6,7	17	356	0,69
25	Chalfant valley	1986	Zack brothers ranch	360	6,2	8	271	0,72
26	Chalfant valley	1986	Zack brothers ranch	270	6,2	8	271	0,64
27	Palm Springs	1986	Morongo valley	135	6,1	12	345	1,40
28	Palm Springs	1986	Morongo valley	045	6,1	12	345	1,32
29	Victoria, Mexico	1980	Chihuahua	102	6,3	19	275	1,92
30	Coyote lake	1979	Gilroy array #2	050	5,7	9	271	1,36

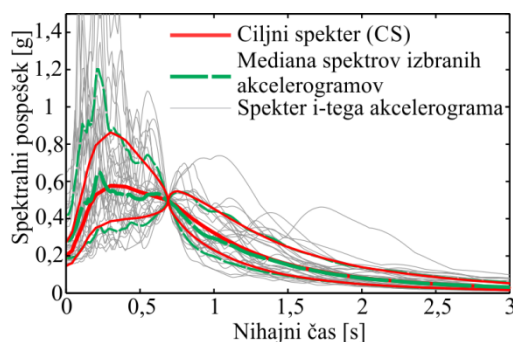


Slika A.3: Spektri izbranih akceleroagramov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (Evrokodov spekter) in povprečni spekter izbranih akceleroagramov za skupino GM2.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: Evrokodov spekter za maksimalni pospešek tal 0,25 g in tip tal C. Akceleroagrami so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 5,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 180 in 360 m/s.

Preglednica A.4: Skupina akceleroگرامov CMS475_B_069.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s
1	chichi aftershock	1999	CHY080	E	6,2	22	553	0,53
2	Northridge Eq	1994	Leona valley #5	90	6,7	38	446	3,16
3	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 8	90	6,4	30	376	1,89
4	Chichi aftershock	1999	TCU107	E	6,3	41	474	2,33
5	Chichi aftershock	1999	TCU075	E	6,2	20	573	1,16
6	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 7	90	6,4	31	371	1,7
7	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 15	90	6,4	29	376	1,74
8	Superstition hills	1987	SSM	135	6,5	6	362	0,4
9	Morgan hill	1984	Gilroy array #6	90	6,2	10	663	0,81
10	Loma Prieta	1989	Sago south surface	261	6,9	34	685	2,47
11	Chichi aftershock	1999	CHY035	N	6,3	42	474	1,79
12	Whittier Narrows	1987	Altadena Eaton	0	6	20	371	1,79
13	Santa Cruz Mtns (Loma Prieta)	1989	San Jose-Santa Teresa Hills	225	6,9	15	672	1,09
14	Chichi aftershock	1999	HWA059	N	6,2	43	474	3,06
15	Whittier Narrows	1987	Alhambra Fremont	180	6	15	550	1,28
16	Chichi aftershock	1999	CHY035	E	6,2	35	474	0,89
17	Palm Springs	1986	Cranston forest STA	225	6,1	28	371	2,51
18	Loma Prieta	1989	Anderson Dam Downstream	340	6,9	20	489	0,78
19	Whittier Narrows	1987	Brea Dam L Abuttm	130	6	24	371	3,06
20	Chichi aftershock	1999	TCU084	N	6,2	27	553	3,5
21	Whittier Narrows	1987	Pasadena Keck LAB	360	6	17	371	1,02
22	Northridge	1994	La Crescenta - New York	180	6,7	19	446	2,5
23	Chichi aftershock	1999	TCU067	E	6,2	42	434	2,95
24	Chichi aftershock	1999	CHY086	N	6,2	34	553	1,37
25	Whittier Narrows	1987	Pasadena Keck LAB	270	6	17	371	2,98
26	Victoria, Mexico	1980	Cerro Prieto	45	6,3	14	660	0,77
27	Northridge	1994	Beverly Hills - 12520 mulh	125	6,7	18	546	1,11
28	Chichi aftershock	1999	CHY028	N	6,3	34	543	1,74
29	Chichi aftershock	1999	TCU079	N	6,2	8	364	2,48
30	Chichi aftershock	1999	CHY028	E	6,2	24	543	1,04



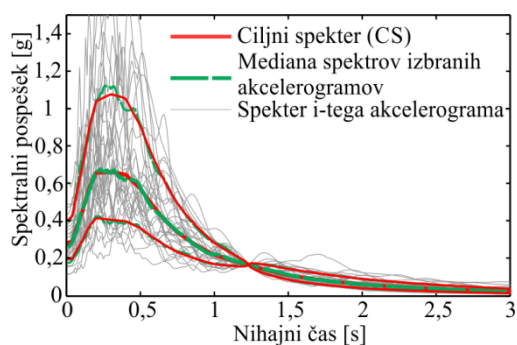
Slika A.4: Spektri izbranih akceleroگرامov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (pogojni spekter) in mediana spektrov izbranih akceleroagramov za skupino CMS475_B_069.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 475 let in pogojni nihajni čas $T_1=0,69$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla B; povprečna magnituda $M = 5,96$; povprečna oddaljenost $R = 9,62$ km; pogojni spektralni pospešek $S_a(T = 0,69 \text{ s}) = 0,50$ g.

Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 360 in 800 m/s.

Preglednica A.5: Skupina akceleroگرامov CMS475_C_123.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s
1	Palm Springs	1986	Sunnymead	315	6,1	38	271	2,99
2	Coalinga	1983	parkfield - Cholame 5W	270	6,4	49	290	2,7
3	Chichi aftershock	1999	HWA005	W	6,2	34	273	1,96
4	Northridge	1994	LA - S GRAND	90	6,7	34	309	1,64
5	Whittier Narrows	1987	CENT. CITY CC NORTH	90	6	30	278	2,32
6	Northridge	1994	LA - S VERMONT	0	6,7	32	270	1,52
7	Northridge	1994	Downey - Birchdale	90	6,7	49	245	2,03
8	Chalfant Valley	1986	Zack brothers ranch	270	6,2	8	271	0,49
9	Superstition Hills	1987	POE	270	6,5	11	208	0,53
10	Chichi aftershock	1999	TCU110	E	5,9	41	213	1,94
11	Whittier	1987	Santa fe springs-e joslin	48	6	18	309	0,95
12	Whittier	1987	Burbank-N. Buena Vista	340	6	26	271	2,57
13	Whittier Narrows	1987	La Baldwin hills	90	6	26	297	2,74
14	Imperial Valley	1979	Calexico fire sta	225	6,5	10	231	1,35
15	Whittier	1987	Downey-Birchdale	180	6	21	245	0,69
16	Northridge	1994	La - Saturn	110	6,7	27	309	0,72
17	Whittier Narrows	1987	Arleta Nordhoff	270	6	37	298	3,13
18	Northridge	1994	Downey - Birchdale	180	6,7	49	245	2,08
19	Whittier	1987	Lb-Orange ave	280	6	25	270	1,37
20	Whittier Narrows	1987	LA BALDWIN HILLS	0	6	26	297	1,94
21	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 16	90	6,4	28	339	1,29
22	Chichi aftershock	1999	TCU056	N	6,3	36	273	2,41
23	N. Palm Springs	1986	Palm Springs Airport	0	6,1	11	208	1,32
24	Whittier	1987	Studio City - Coldwater Can	182	6	31	294	2,62
25	Northridge	1994	Elizabeth Lake	180	6,7	37	235	1,83
26	Loma Prieta	1989	Fremont Emerson Court	180	6,9	40	285	1,63
27	Whittier	1987	Beverly Hill-14145 Mulhol	279	6	33	356	2,14
28	Whittier	1987	LA-W 70TH ST	0	6	22	294	0,97
29	Whittier	1987	Lakewood-Del Amo Blvd	0	6	27	235	0,75
30	Loma Prieta	1989	Capitola	90	6,9	15	289	0,54

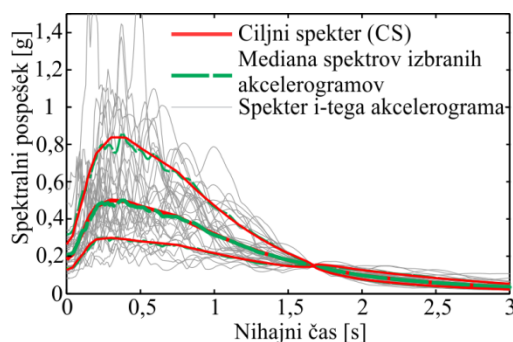


Slika A.5: Spektri izbranih akceleroگرامov, ciljni spekter za izbiro akceleroگرامov (pogojni spekter) in mediana spektrov izbranih akceleroگرامov za skupino CMS475_C_123.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 475 let in pogojni nihajni čas $T_1=1,23$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla C; povprečna magnituda $M = 6,03$; povprečna oddaljenost $R = 10,23$ km; pogojni spektralni pospešek $S_a(T = 1,23 \text{ s}) = 0,17$ g. Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 180 in 360 m/s.

Preglednica A.6: Skupina akceleroگرامov CMS475_B_167.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s
1	Northridge	1994	Palmdale - hwy 14	0	6,7	42	552	2,12
2	Northridge	1994	Simi Valley - Katherine	0	6,7	13	557	0,64
3	San Fernando	1971	Lake Hughes #1	21	6,6	27	425	1,4
4	Chichi aftershock	1999	TCU107	E	6,3	41	474	2,48
5	Northridge	1994	Whittier - S Alta	0	6,7	49	376	2,99
6	San Fernando	1971	Palmdale fire station	120	6,6	29	453	0,91
7	Northridge	1994	Alhambra - Fremont school	90	6,7	37	550	1,28
8	Coalinga	1983	Parkfield - Vineyard cany 1w	90	6,4	29	376	1,69
9	Chichi aftershock	1999	CHY035	E	6,2	25	474	1,85
10	Coalinga	1983	Parkfield - fault zone 9	90	6,4	32	438	2,95
11	Northridge	1994	La-Temple & Hope	180	6,7	31	376	1,43
12	Northridge	1994	Brentwood VA	195	6,7	23	417	1,15
13	Northridge	1994	LA 00	0	6,7	19	706	1,3
14	Chichi aftershock	1999	CHY074	E	6,3	29	553	1,56
15	Coalinga	1983	Parkfield - Vineyard Cany 2e	65	6,4	24	713	1,06
16	Whittier	1987	La-Fletcher Dr	234	6	19	446	2,27
17	Northridge	1994	Manhattan Beach	90	6,7	39	405	2,38
18	Coalinga	1983	Slack Canyon	45	6,4	27	685	1,24
19	Coalinga	1983	Parkfield - Fault Zone 8	90	6,4	30	376	2,22
20	San Fernando	1971	Pasadena cit Athenaeum	0	6,6	25	415	2,7
21	Chichi aftershock	1999	TCU072	E	6,3	13	468	1,69
22	Northridge	1994	Lake Hughes #1 - fire station #78	0	6,7	36	425	3,36
23	Loma Prieta	1989	Belmont Envirotech	345	6,9	44	628	2,49
24	Chichi aftershock	1999	CHY028	N	6,2	24	543	0,87
25	Santa Barbara	1978	Cachuma Dam Toe	250	5,9	27	438	3,06
26	Coalinga	1983	Parkfield - Vineyard Cany 6w	0	6,4	41	438	1,56
27	Imperial Valley	1979	Cerro Prieto	237	6,5	15	660	1,36
28	Chichi aftershock	1999	TCU107	N	6,3	41	474	2,41
29	Coalinga	1983	Parkfield - Stone Corral 4e	90	6,4	32	376	2,51
30	Whittier	1987	LA-N. Figueroa ST.	328	6	17	405	1,94

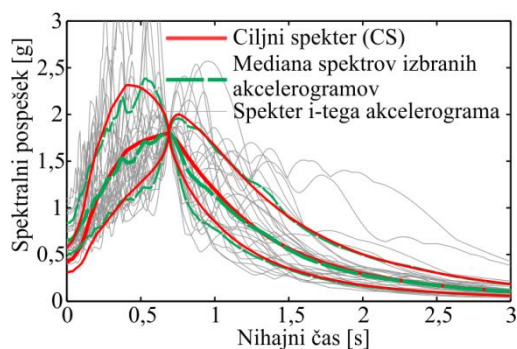


Slika A.6: Spektri izbranih akceleroagramov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (pogojni spekter) in mediana spektrov izbranih akceleroagramov za skupino CMS475_B_167.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 475 let in pogojni nihajni čas $T_1=1,67$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla B; povprečna magnituda $M = 6,05$; povprečna oddaljenost $R = 10,47$ km; pogojni spektralni pospešek $S_a(T=1,67 \text{ s}) = 0,15$ g. Akceleroگرامi so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 360 in 800 m/s.

Preglednica A.7: Skupina akceleroگرامov CMS10000_B_069.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s	i_{gmdb} št.	i_{gmdb} smer
1	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	6,7	20	740	2,55	989	2
2	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 3	6,4	37	371	3,29	342	2
3	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine Rd	6,7	13	557	1,19	1080	1
4	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY074	6,3	29	553	4,66	3300	2
5	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU082	6,2	36	473	12,96	2631	1
6	Montenegro (Aftershock)	1979	Budva-Ptt	6,2	12	464	3,41	6007	1
7	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	CHY080	5,9	43	553	19,45	2195	2
8	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU054	6,2	37	461	12,68	2610	1
9	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY086	6,2	34	553	4,95	2742	1
10	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY035	6,3	42	474	3,74	3274	2
11	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 8	6,4	30	376	6,84	346	2
12	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU084	5,9	9	553	6,41	2395	2
13	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU074	5,9	8	549	4,71	2387	2
14	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY080	6,2	22	553	2,72	2495	1
15	Whittier Narrows-01	1987	Pasadena - Brown Gym	6,0	17	371	3,97	674	1
16	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY035	6,2	25	474	5,89	2709	2
17	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY034	6,2	37	379	9,01	2465	1
18	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU070	6,2	46	401	15,01	2621	1
19	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU063	5,9	43	476	13,95	2381	2
20	Montenegro (Aftershock)	1979	Budva-Ptt	6,2	12	464	2,42	6007	2
21	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU107	6,3	41	474	8,44	3493	2
22	San Fernando	1971	Lake Hughes #1	6,6	27	425	4,60	70	1
23	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY035	6,2	35	474	3,22	2466	2
24	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY074	6,3	29	553	6,22	3300	1
25	Whittier Narrows-01	1987	San Gabriel - E Grand Ave	6,0	15	401	2,09	690	1
26	Northridge-01	1994	Lake Hughes #1	6,7	36	425	6,77	1019	2
27	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 3	6,4	37	371	3,29	342	1
28	Whittier Narrows-01	1987	LA - N Figueroa St	6,0	17	405	4,63	637	2
29	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY035	6,2	35	474	6,10	2466	1
30	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU120	5,9	37	459	17,74	2419	2

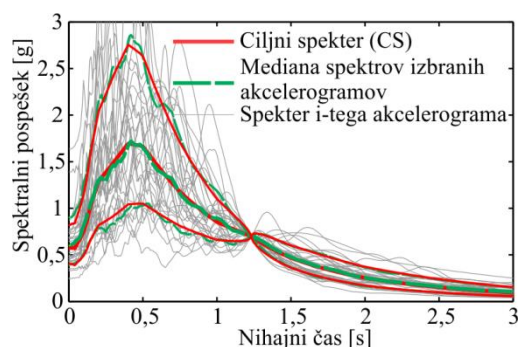


Slika A.7: Spektri izbranih akceleroagramov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (pogojni spekter) in mediana spektrov izbranih akceleroagramov za skupino CMS10000_B_069.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 10000 let in pogojni nihajni čas $T_1=0,69$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla B; povprečna magnituda $M = 6,36$; povprečna oddaljenost $R = 6,44$ km; pogojni spektralni pospešek $S_a(T = 0,69 \text{ s}) = 1,80$ g. Akceleroagrami so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 360 in 800 m/s.

Preglednica A.8: Skupina akceleroگرامov CMS10000_C_123.

Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s	i_gmdb št.	i_gmdb smer
1	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 3W	6,4	32	297	3,50	363	2
2	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU123	5,9	45	273	6,42	2421	2
3	Chalfant Valley-02	1986	Zack Brothers Ranch	6,2	8	271	1,94	558	2
4	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU050	6,3	37	273	10,13	3457	2
5	Whittier Narrows-01	1987	Downey - Co Maint Bldg	6,0	21	272	3,09	615	1
6	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU110	5,9	41	213	8,03	2410	2
7	Kobe, Japan	1995	Shin-Osaka	6,9	19	256	1,78	1116	1
8	Northridge-01	1994	Hollywood - Willoughby Ave	6,7	23	235	1,78	978	2
9	San Salvador	1986	National Geografical Inst	5,8	7	350	1,34	569	2
10	Izmir Bornova Ege	2005	Universitesi Ziraat Fakultesi	5,8	48	270	21,82	5615	1
11	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU125	6,3	26	273	8,27	3505	1
12	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 12	6,4	29	339	3,20	337	1
13	Mouzakaiika	1993	Lefkada-Hospital	5,4	46	258	27,19	3845	1
14	Coalinga-01	1983	Parkfield-Vineyard Cany 3W	6,4	32	297	5,01	363	1
15	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 2WA	6,4	45	185	5,09	326	1
16	Lazio Abruzzo	1984	Garigliano - Free Field 2	5,9	49	192	14,72	3763	2
17	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	HWA049	5,9	47	273	13,65	2253	2
18	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 5W	6,4	49	290	11,19	331	1
19	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 16	6,4	28	339	5,33	340	2
20	Chalfant Valley-02	1986	Zack Brothers Ranch	6,2	8	271	2,03	558	1
21	Northridge-01	1994	Downey - Birchdale	6,7	49	245	8,43	967	1
22	Van	2011	Van Muradiye Meteoroloji Mudurlugu	7,1	20	293	3,99	7897	1
23	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU110	5,9	41	213	8,61	2410	1
24	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #2	6,2	6	185	1,45	29	1
25	Kobe, Japan	1995	Yae	6,9	28	256	2,10	1121	1
26	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	HWA048	5,9	48	273	16,67	2252	1
27	Double Springs	1994	Woodfords	5,9	13	345	4,91	1099	2
28	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 3W	6,4	46	339	8,02	328	2
29	Superstition Hills-02	1987	Plaster City	6,5	22	345	4,78	724	1
30	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU061	5,9	50	273	12,33	2380	2

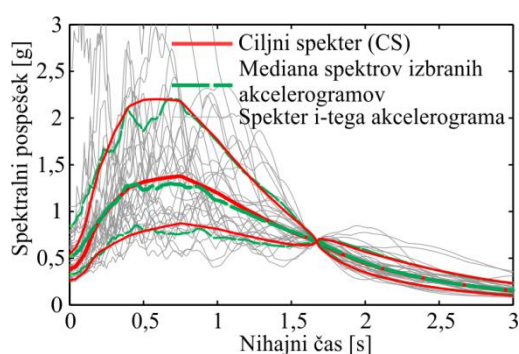


Slika A.8: Spektri izbranih akceleroagramov, ciljni spekter za izbiro akceleroagramov (pogojni spekter) in mediana spektrov izbranih akceleroagramov za skupino CMS10000_C_123.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 10000 let in pogojni nihajni čas $T_1=1,23$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla C; povprečna magnituda $M = 6,39$; povprečna oddaljenost $R = 6,40$ km; pogojni spektralni pospešek $S_a(T = 1,23 \text{ s}) = 0,17 \text{ g}$. Akceleroagrami so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 180 in 360 m/s.

Preglednica A.9: Skupina akcelrogramov CMS10000_B_167.

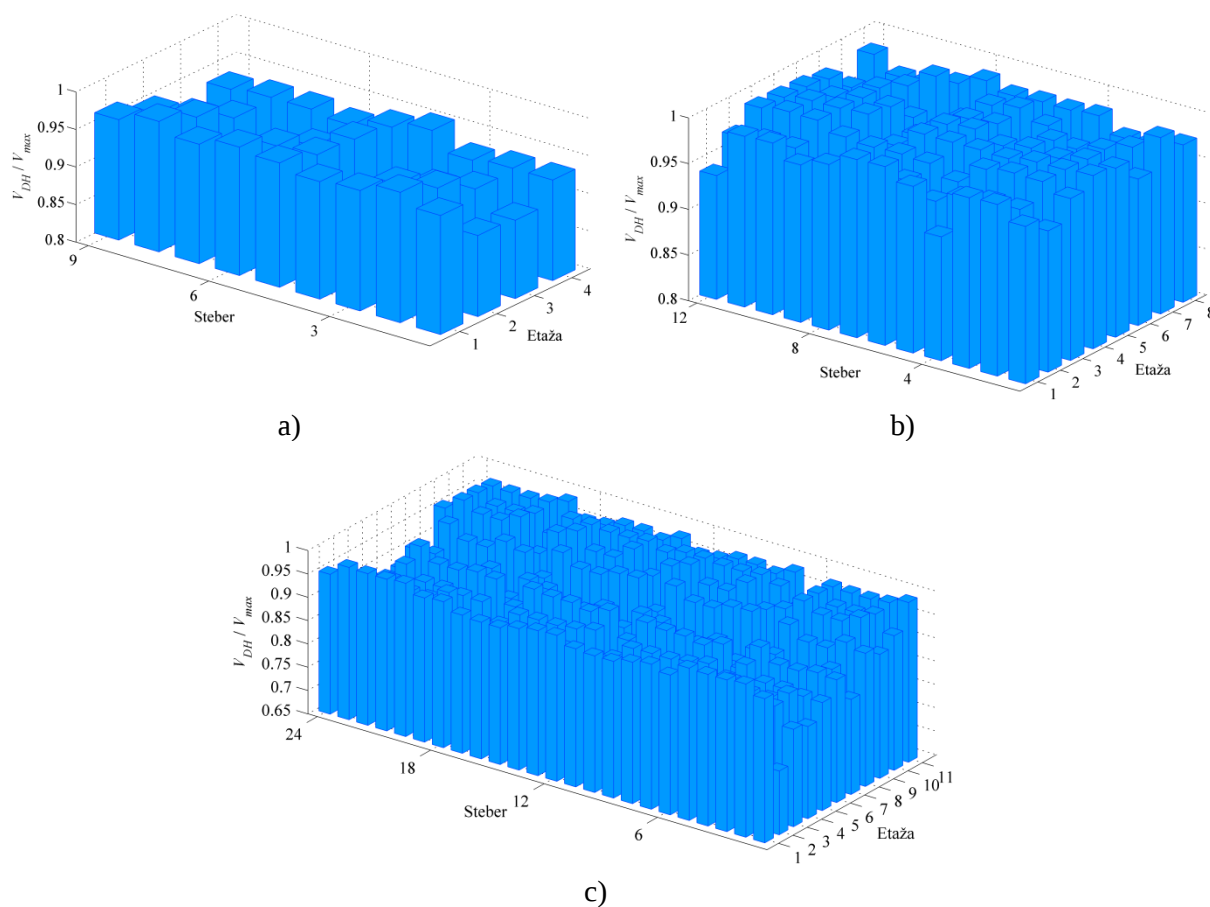
Št.	Ime potresa	Leto	Postaja	M	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	f_s	i_{gmdb} št.	i_{gmdb} smer
1	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 10	6,4	32	438	4,72	335	2
2	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU102	6,2	45	714	15,05	2640	1
3	Northridge-01	1994	LA - Chalon Rd	6,7	20	740	3,70	989	2
4	Chi-Chi,	1999	Taiwan-03	6,2	37	379	4,09	2465	1
5	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 3	6,4	37	371	3,20	342	2
6	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU103	6,3	42	494	12,96	3490	2
7	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY042	6,2	50	553	9,97	2470	1
8	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU053	6,3	35	455	17,00	3460	2
9	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU084	6,2	9	553	7,58	2632	2
10	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU054	6,2	37	461	11,84	2610	1
11	Loma Prieta	1989	Hollister - South & Pine	6,9	28	371	1,38	776	1
12	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY035	6,3	42	474	3,73	3274	2
13	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY080	6,2	22	553	1,69	2495	2
14	Coalinga-01	1983	Parkfield - Gold Hill 2W	6,4	37	376	4,37	350	2
15	Loma Prieta	1989	APEEL 10 - Skyline	6,9	42	392	3,44	731	2
16	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU070	6,2	46	401	7,79	2621	1
17	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU107	6,3	41	474	11,16	3493	2
18	Irpinia, Italy-02	1980	Bovino	6,2	39	365	27,31	3707	1
19	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU136	6,2	48	474	17,70	2660	1
20	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 6W	6,4	41	438	7,03	366	1
21	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU103	6,3	42	494	11,54	3490	1
22	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU138	5,9	37	653	20,50	2427	1
23	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU052	6,2	40	579	14,09	2608	1
24	Montenegro (Aftershock)	1979	Budva-Ptt	6,2	12	464	5,19	6007	1
25	Coalinga-01	1983	Parkfield - Vineyard Cany 1W	6,4	29	376	7,62	360	2
26	Chi-Chi, Taiwan-02	1999	TCU103	5,9	48	494	28,83	2404	1
27	Elazig Merkez Bayindirlik	2004	Ve Iskan Mudurlugu	5,6	30	407	22,36	5507	2
28	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	TCU138	6,2	22	653	3,25	2661	2
29	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine Rd	6,7	13	557	2,88	1080	1
30	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY046	6,2	46	442	7,98	2472	2



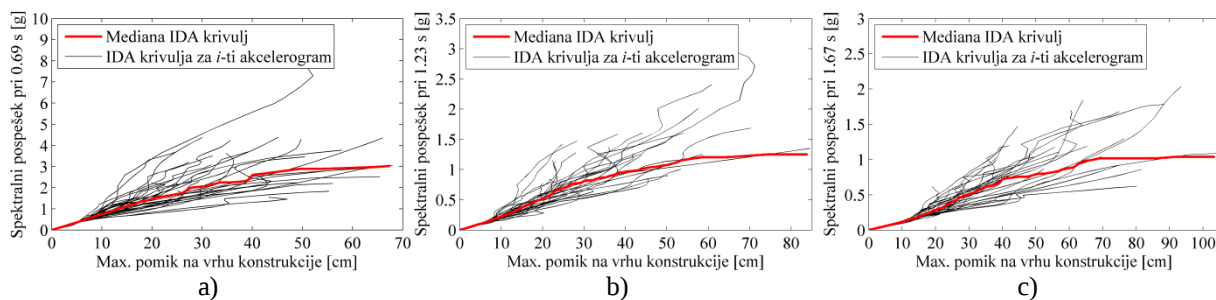
Slika A.9: Spektri izbranih akcelrogramov, ciljni spekter za izbiro akcelrogramov (pogojni spekter) in mediana spektrov izbranih akcelrogramov za skupino CMS10000_B_167.

Pogoji za določitev ciljnega spektra: pogojni spekter za Ljubljano, povratno dobo 10000 let in pogojni nihajni čas $T_1=1,67$ s; atenuacijsko pravilo Sabetta & Pugliese (1996); tla B; povprečna magnituda $M = 6,40$; povprečna oddaljenost $R = 6,28$ km; pogojni spektralni pospešek $S_0(T=1,67 \text{ s}) = 0,68$ g. Akcelrogrami so bili izbrani ob upoštevanju pogojev magnitude med 4,5 in 7 in epicentralne razdalje med 5 in 50 km ter strižne hitrosti valovanja v zgornjih 30 m med 360 in 800 m/s.

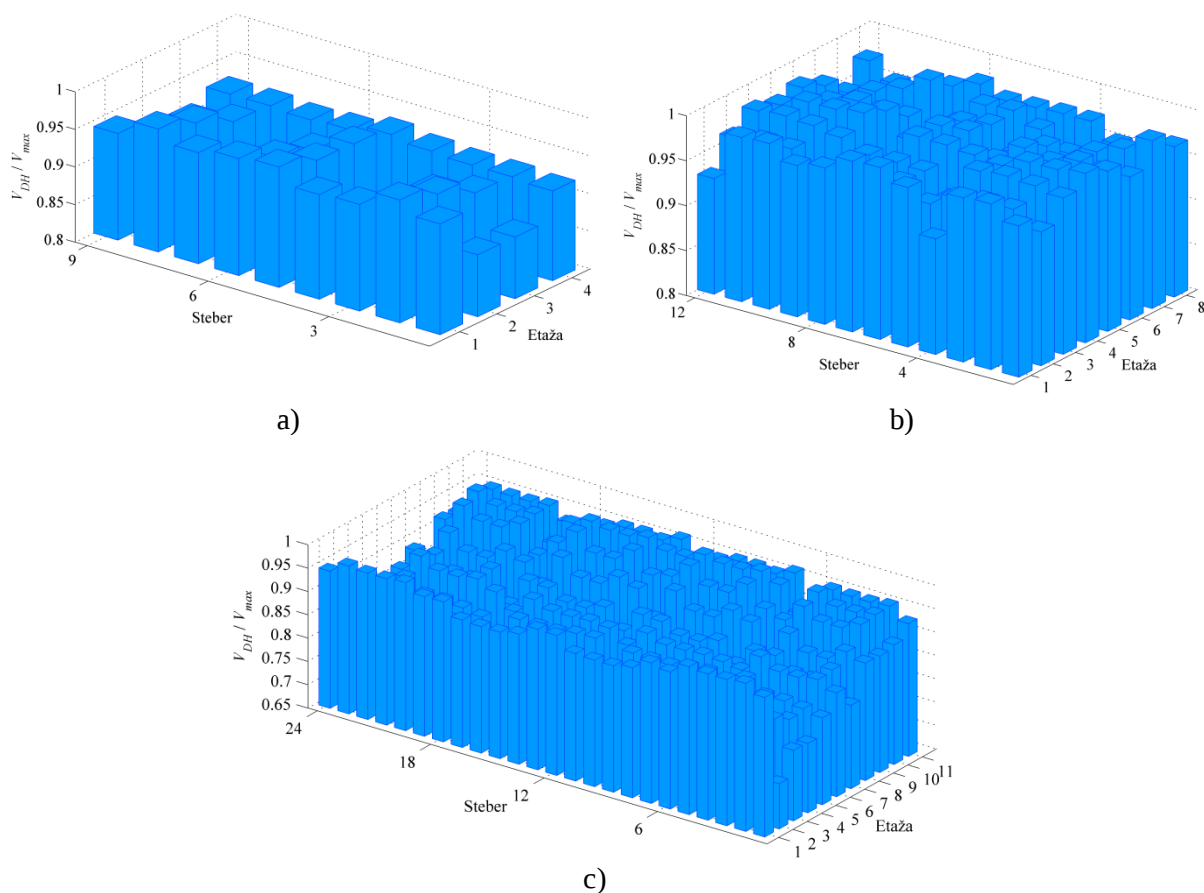
PRILOGA B: Razmerja med V_{DH} in V_{max} za povratni dobi V_{DH} $2 \cdot 10^5$ in 10^5 let ter IDA krivulje ob upoštevanju strižne porušitve stebrov pri prečnih silah s povratnima dobama $2 \cdot 10^5$ in 10^5 let



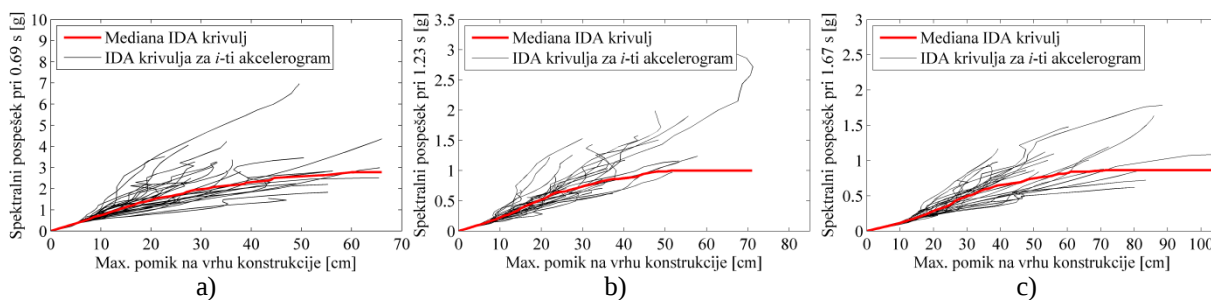
Slika B.1: Razmerje med prečno silo za povratno dobo $T_R=2 \cdot 10^5$ let (V_{DH}) in maksimalno prečno silo iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov (V_{max}) za stebre a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije.



Slika B.2: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo. Pri izračunu odziva smo upoštevali, da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila doseže prečno silo V_{DH} , ki ustreza povratni dobi $2 \cdot 10^5$ let.

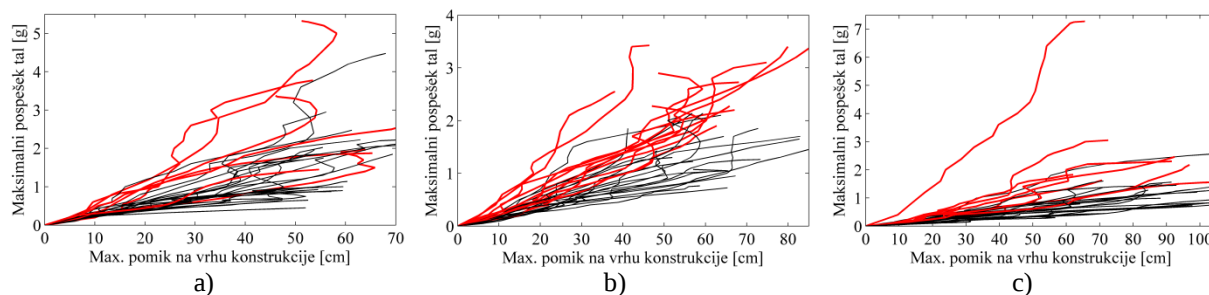


Slika B.3: Razmerje med prečno silo za povratno dobo $T_R=10^5$ let (V_{DH}) in maksimalno prečno silo iz analiz IDA za celotno skupino akceleroگرامov (V_{max}) za stebre a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije.

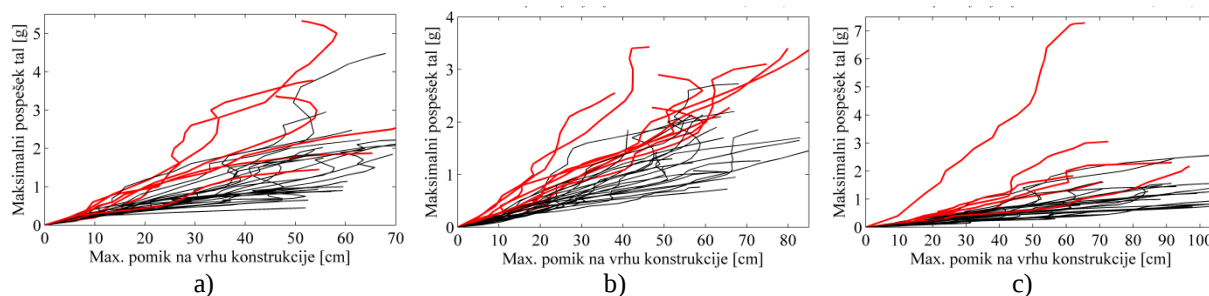


Slika B.4: IDA krivulje in mediana IDA krivulj, izračunana s statistiko po intenzitetah za a) 4-etažno, b) 8-etažno in c) 11-etažno konstrukcijo. Pri izračunu odziva smo upoštevali, da se stebri strižno porušijo, ko prečna sila doseže prečno silo V_{DH} , ki ustreza povratni dobi 10^5 let.

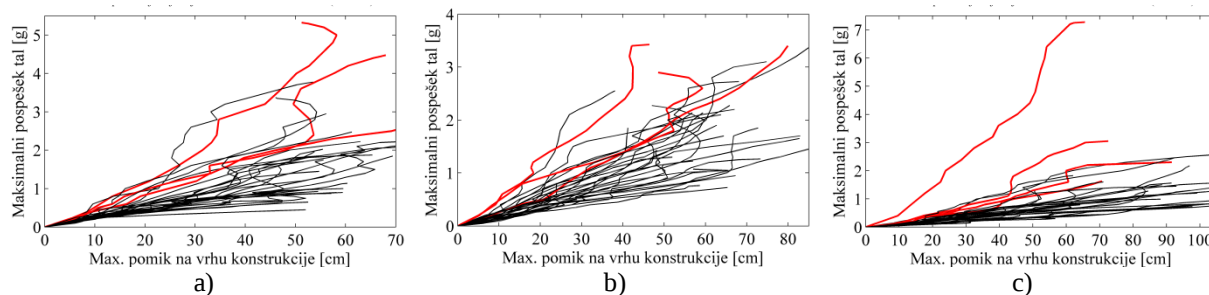
PRILOGA C: IDA krivulje iz analiz konstrukcij na podlagi skupin akceleroگرامov CMS10000_B_069, CMS10000_C_123 in CMS10000_B_167



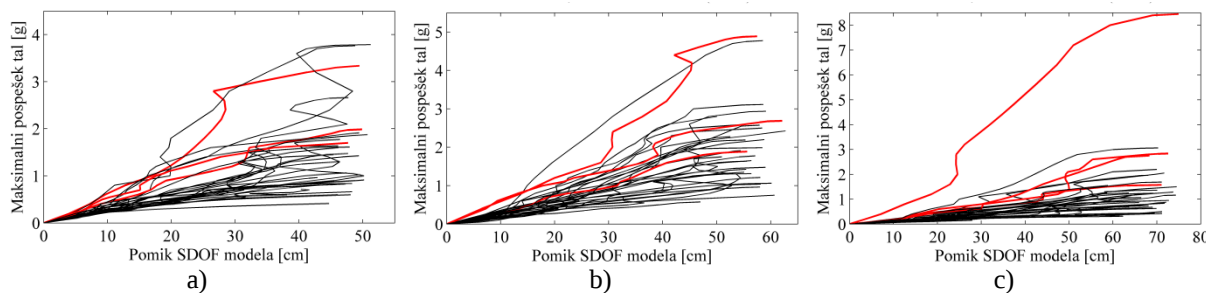
Slika C.1: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, za katere za vse stebre velja, da je ovojnica prečnih sil enaka maksimalni prečni sili analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov. Z rdečo barvo je označena ena od sedmih (4-etažna konstrukcija), enajstih (8-etažna konstrukcija) oziroma osmih (11-etažna konstrukcija) podskupin IDA krivulj, ki izpolnjujejo prej omenjeni pogoj.



Slika C.2: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, za katere je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 98 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov. Z rdečo barvo je označena ena od šestih (4 in 11-etažna konstrukcija) oziroma osmih (8-etažna konstrukcija) podskupin IDA krivulj, ki izpolnjujejo prej omenjeni pogoj.

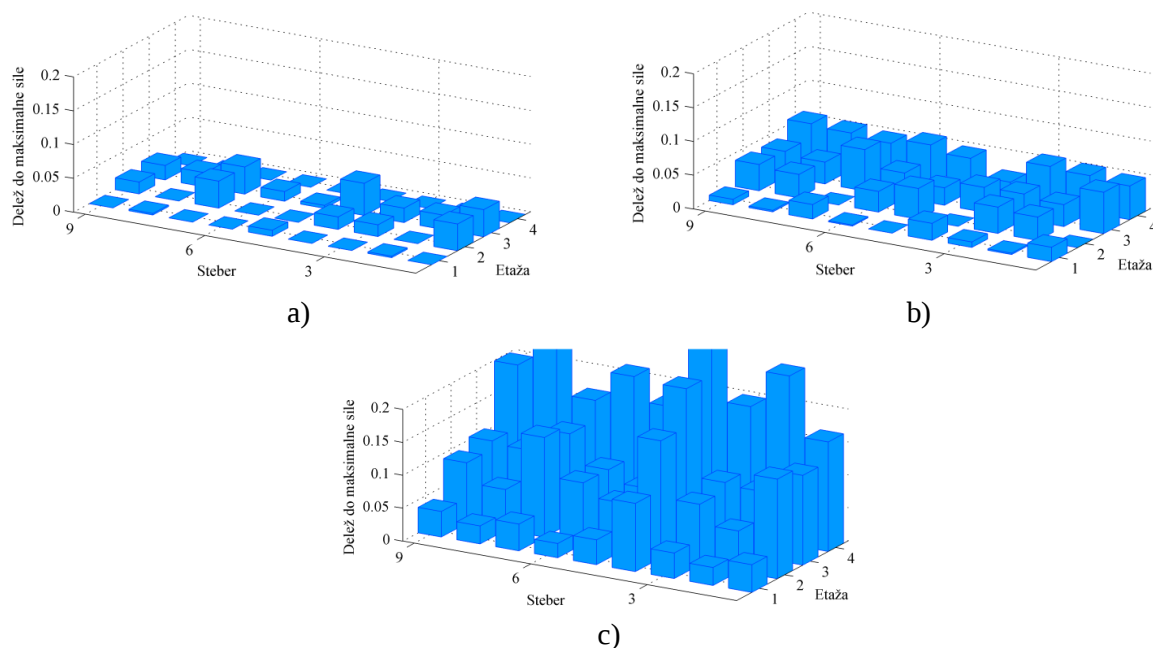


Slika C.3: IDA krivulje iz analize osnovnega modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, za katere je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 95 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov. Z rdečo barvo je označena ena od treh (4- in 8-etažna konstrukcija) oziroma štirih (11-etažna konstrukcija) podskupin IDA krivulj, ki izpolnjujejo prej omenjeni pogoj.

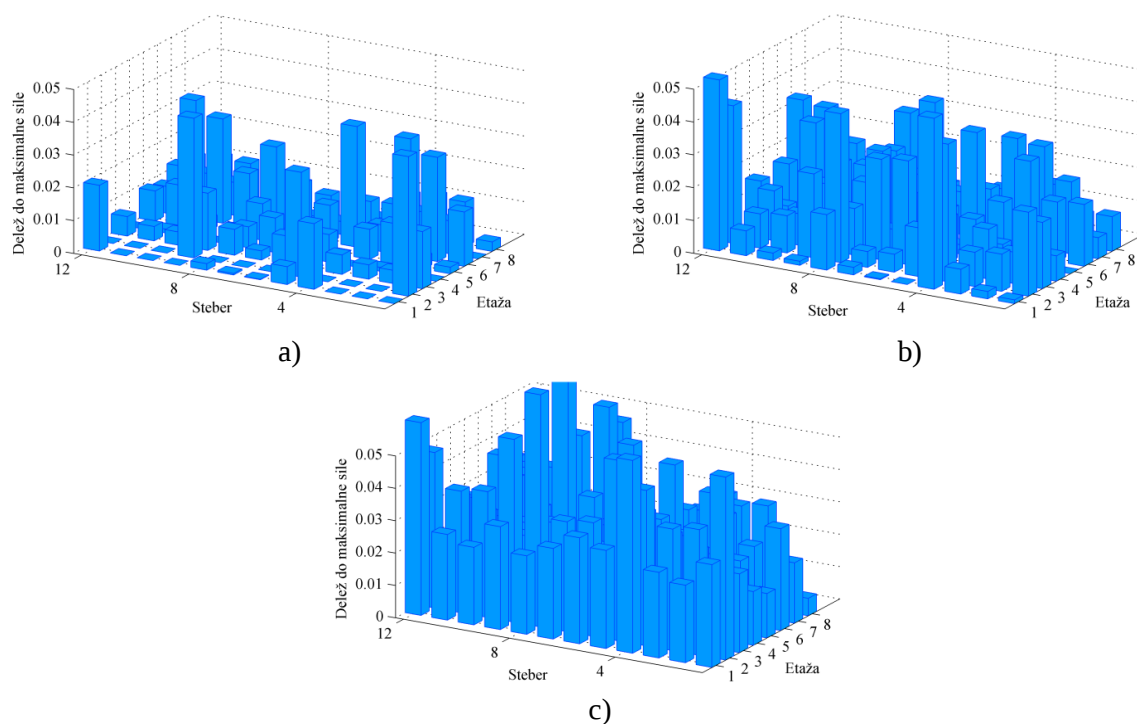


Slika C.4: IDA krivulje iz SDOF modela a) 4-etažne, b) 8-etažne in c) 11-etažne konstrukcije, pri čemer pri izrisu krivulj kot mero za intenziteto uporabimo maksimalni pospešek tal. Z rdečo barvo so označene IDA krivulje, za katere je ovojnica prečnih sil v vsakem stebru enaka ali večja od 95 % maksimalne prečne sile iz rezultatov analize IDA za celotno skupino akceleroگرامov.

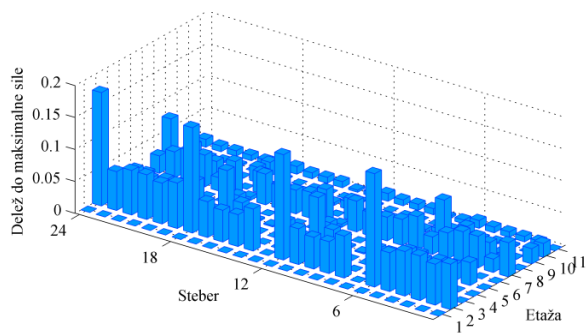
PRILOGA D: Delež do maksimalne prečne sile v stebrih iz rezultatov analiz IDA za skupine akceleroگرامov, izbranih ob upoštevanju pogojnega spektra za povratno dobo 475 let



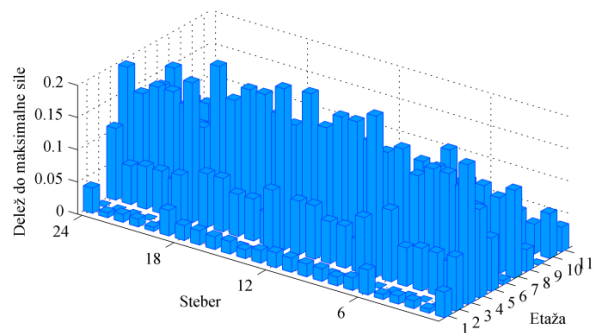
Slika D.1: Delež do maksimalne prečne sile iz rezultatov analiz IDA V_{max} (v stebrih 4-etažne konstrukcije), ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za tri podskupine akceleroگرامov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroگرامi, ki povzročijo a) 5 najvišjih, b) 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter c) 5 akceleroagramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela.



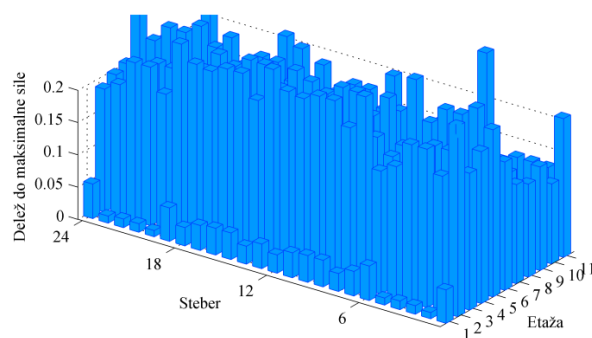
Slika D.2: Delež do maksimalne prečne sile iz rezultatov analiz IDA V_{max} (v stebrih 8-etažne konstrukcije), ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za tri podskupine akceleroagramov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroagrami, ki povzročijo a) 5 najvišjih, b) 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter c) 5 akceleroagramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela.



a)



b)



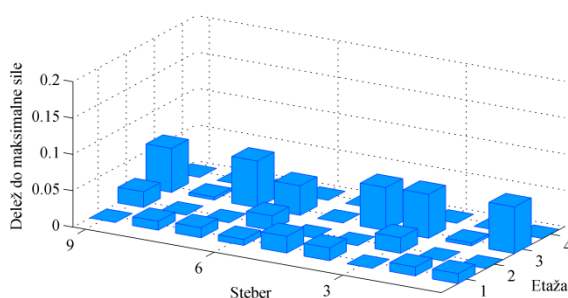
c)

Slika D.3: Delež do maksimalne prečne sile iz rezultatov analiz IDA V_{max} (v stebrih 11-etažne konstrukcije), ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za tri podskupine akceleroگرامov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroگرامi, ki povzročijo a) 5 najvišjih, b) 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter c) 5 akceleroagramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela.

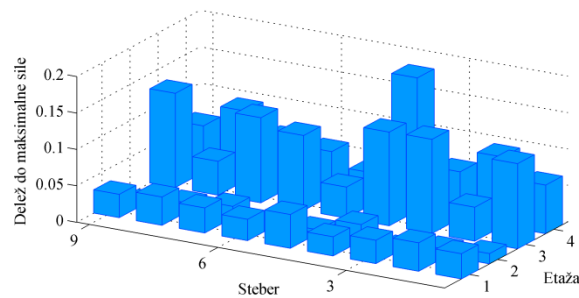
PRILOGA E: Delež do maksimalne prečne sile v stebrih iz rezultatov analiz IDA za skupine akceleroگرامov, izbranih ob upoštevanju pogojnega spektra za povratno dobo 10000 let

Preglednica E.1: Povprečni, največji in najmanjši delež do maksimalne prečne sile V_{max} , ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analize IDA za podskupino akceleroگرامov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroگرامi, ki povzročijo 5 najvišjih in 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter 5 akceleroگرامov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela. Rezultate prikazujemo za 4-, 8- in 11-etažno konstrukcijo.

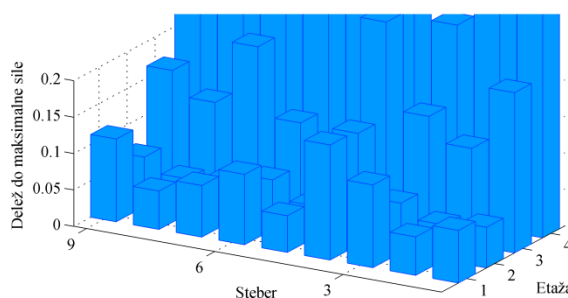
Konstrukcija	4-etažna			8-etažna			11-etažna		
Akceleroگرامi	5 najvišjih int.	5 int. okoli mediane	5 najnižjih int.	5 najvišjih int.	5 int. okoli mediane	5 najnižjih int.	5 najvišjih int.	5 int. okoli mediane	5 najnižjih int.
Povprečen delež do V_{max}	1 %	6 %	16 %	1 %	2 %	8 %	0 %	8 %	22 %
Največji delež do V_{max}	6 %	18 %	49 %	9 %	7 %	28 %	4 %	26 %	44 %
Najmanjši delež do V_{max}	0 %	0 %	4 %	0 %	0 %	1 %	0 %	0 %	0 %



a)

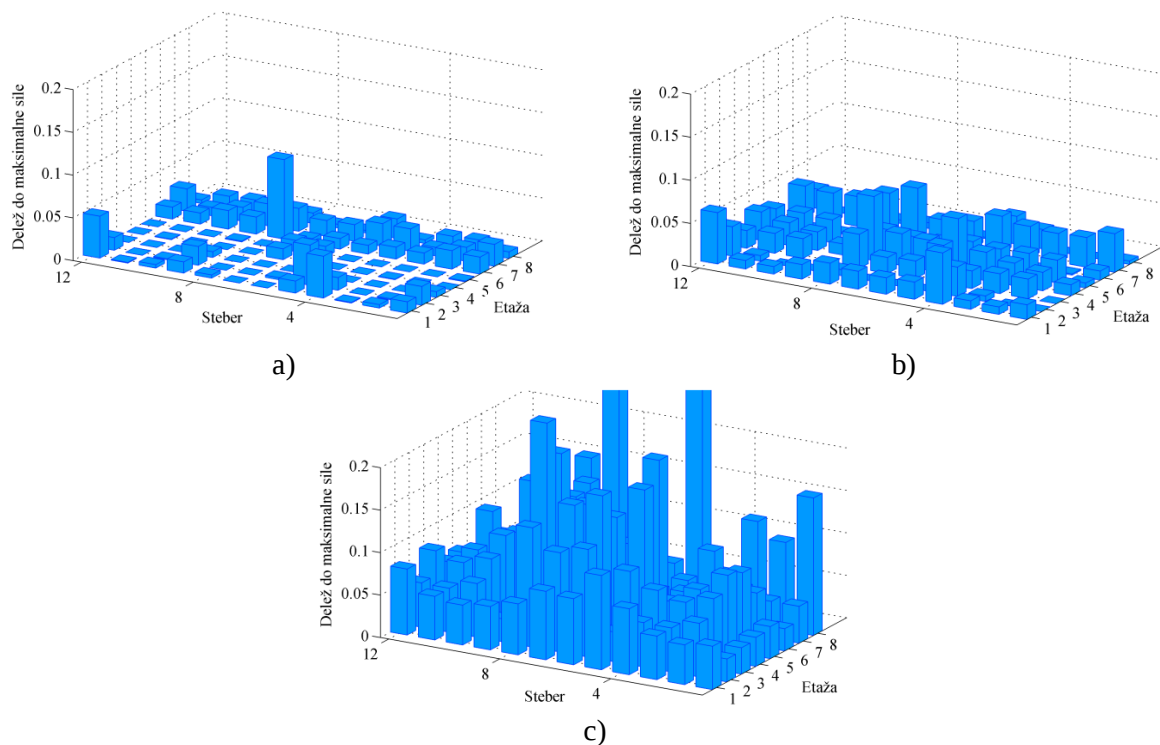


b)

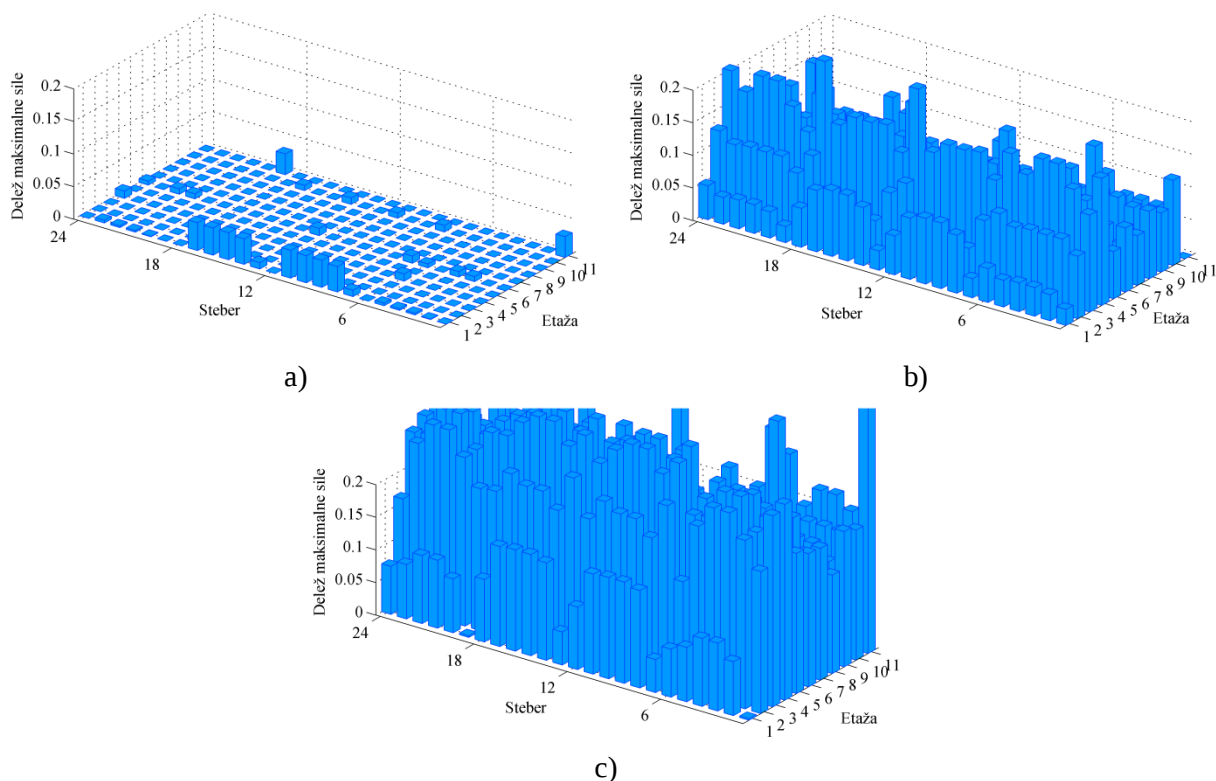


c)

Slika E.1: Delež do maksimalne prečne sile iz rezultatov analiz IDA V_{max} (v stebrih 4-etažne konstrukcije), ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za tri podskupine akceleroگرامov. Posamezne podskupine tvorijo akceleroگرامi, ki povzročijo a) 5 najvišjih, b) 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter c) 5 akceleroagramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela.



Slika E.2: Delež do maksimalne prečne sile iz rezultatov analiz IDA V_{max} (v stebrih 8-etažne konstrukcije), ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za tri podskupine akcelorogramov. Posamezne podskupine tvorijo akcelorogrami, ki povzročijo a) 5 najvišjih, b) 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter c) 5 akcelorogramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela.



Slika E.3: Delež do maksimalne prečne sile iz rezultatov analiz IDA V_{max} (v stebrih 11-etažne konstrukcije), ki je izračunan z uporabo ovojnice prečnih sil iz analiz IDA za tri podskupine akcelorogramov. Posamezne podskupine tvorijo akcelorogrami, ki povzročijo a) 5 najvišjih, b) 5 najnižjih maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela konstrukcije, ter c) 5 akcelorogramov, za katere je maksimalni pospešek tal pri porušitvi SDOF modela najbližje mediani maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi SDOF modela.