

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:

Sinkovič, K. 2016. Ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih armiranobetonskih objektov.
= Assessment of seismic resistance of existing reinforced concrete buildings. Doctoral
dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
(Mentor Fajfar, P., somentor Peruš, I.)

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5539/>

Datum arhiviranja / Archiving Date: 14-06-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:
KLEMEN SINKOVIČ

**OCENJEVANJE POTRESNE ODPORNOSTI
OBSTOJEČIH ARMIRANOBETONSKIH OBJEKTOV**

Doktorska disertacija številka: 38/GO

**ASSESSMENT OF SEISMIC RESISTANCE OF
EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS**

Doctoral thesis No.: 38/GO

Komisija za doktorski študij je na 41. seji, 3. julija 2013, 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 akad. prof. dr. Peter Fajfar,
za somentorja pa doc. dr. Iztok Peruš.

Ljubljana, 23. maj 2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



**DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE**

Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- doc. dr. Iztok Peruš,
- prof. dr. Tatjana Isaković,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 11. seji, 29. maja 2013.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Dolšek,
- prof. dr. Tatjana Isaković,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 25. seji, 27. januarja 2016.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik
- akad. prof. dr. Peter Fajfar, UL FGG, mentor
- doc. dr. Iztok Peruš, UL FGG, somentor
- prof. dr. Matjaž Dolšek, UL FGG
- prof. dr. Tatjana Isaković, UL FGG
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 27. seji, 30. marca 2016.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



**DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE**

IZJAVA O AVTORSTVU:

Podpisani Klemen Sinkovič izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom Ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih armiranobetonskih objektov.

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

Ljubljana, 23. maj 2016

.....
(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:624.042.7(043)
Avtor:	Klemen Sinkovič, u.d.i.g.
Mentor:	prof. dr. Peter Fajfar
Somentor:	doc. dr. Iztok Peruš
Naslov:	Ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih armiranobetonskih objektov
Tip dokumenta:	Doktorska disertacija
Obseg in oprema:	153 str., 61 sl., 53 preg., 46 en.
Ključne besede:	Ocena potresne odpornosti, armiranobetonski objekti, nelinearna analiza, kapaciteta, potresna zahteva, efektivna togost.

Izvleček:

V doktorski disertaciji je obravnavana metodologija ocenjevanja potresne odpornosti armiranobetonskih (AB) konstrukcij s postopki na različnih nivojih zahtevnosti. Najnižji nivo predstavlja preliminarna metoda za hitro oceno, ki predstavlja modifikacijo osnovne ameriške metode. Njej sledijo postopki na petih nivojih računa. Ti vsebujejo enostavna postopka, ki sta bila originalno razvita na Japonskem (nivo 1 in 2), N2 metodo z dvema variantama matematičnih modelov konstrukcije (nivo 3 in 4) in nelinearno dinamično analizo (nivo 5). Ločeno poglavje je namenjeno predstavitvi različnih modelov za ocenjevanje kapacitete posameznih elementov nosilne konstrukcije, ki jo je potrebno oceniti pri računih na različnih nivojih. Predstavljeni so modeli za oceno upogibnega in strižnega obnašanja, pri tem pa so rezultati posameznih modelov primerjani z eksperimentalnimi rezultati za preizkušance stebrov in sten, ki so bili povzeti iz baze podatkov SERIES. Za oceno upogibnega obnašanja so predstavljeni različni postopki določitve upogibne nosilnosti, efektivne rotacije na meji elastičnosti in mejne rotacije elementov. Ob upoštevanju baze podatkov SERIES so izbrane predpostavljene vrednosti mejnih napetosti stebrov, ki predstavljajo strižno in upogibno nosilnost stebrov pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Na najvišjih treh nivojih zahtevnosti je analiza potresne odpornosti izvedena na podlagi matematičnega modela konstrukcije. Pri tem je na tretjem nivoju uporabljen poenostavljen matematični model, potisna analiza pa je izvedena z nekoliko spremenjeno verzijo programa NEAVEK. Matematični model temelji tu na razširitvi pseudo-tri-dimenzionalnega modela v nelinearno območje. Standardno modeliranje konstrukcij je uporabljeno na četrtem in petem nivoju računa. Pri tem so vse nelinearne analize konstrukcij izvedene s programom OpenSees, ki pri uporabi v tej doktorski disertaciji deluje v povezavi s programskim paketom PBEE-toolbox. Ocenjevanje potresne odpornosti je izvedeno na dvanajstih variantah okvirnih konstrukcij, štirih variantah (konzolno) stenastih konstrukcij in petih variantah mešanih konstrukcij. Rezultati ocene potresne odpornosti obravnavanih konstrukcij kažejo majhno razliko med rezultati N2 metode in rezultati nelinearnih dinamičnih analiz, medtem ko so rezultati postopkov na prvih dveh nivojih manj natančni in veliko bolj konservativni. Po drugi strani se količina vhodnih podatkov in računski čas povečujeta s povečevanjem stopnje zahtevnosti izbrane metode. Razlogi za konservativnost postopkov na najnižjih dveh in na tretjem nivoju zahtevnosti so opisani s pomočjo ovrednotenja posameznih predpostavk. Rezultati vseh raziskav so pokazali, da bi bilo potrebno opraviti nadaljne raziskave, ki bi bile povezane predvsem z določanjem kapacitete, zlasti glede strižne nosilnosti konstrukcijskih elementov in glede kapacitete celotne konstrukcije. Ugotovljeno je bilo tudi, da so ocene potresnih zahtev močno odvisne od ocene začetne efektivne togosti konstrukcije, zato je izbira ustrezne efektivne togosti na nivoju elementa izredno pomembna. Enakomerno zmanjšanje togosti na polovično vrednost togosti nerazpokanih prerezov, ki jo predpisuje EC8, lahko zelo podceni potresne zahteve. Izbira začetne togosti ima lahko na potresno odpornost večji vpliv kot izbira postopka analize.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:624.042.7(043)
Author: Klemen Sinkovič, B. Sc. Civ. Eng.
Supervisor: Prof. Peter Fajfar, Ph.D.
Co-advisor: Assist. Prof. Iztok Peruš, Ph.D.
Title: Assessment of seismic resistance of existing reinforced concrete buildings
Document type: Doctoral Dissertation
Scope and tools: 153 p., 61 fig., 53 tab., 46 eq.
Key words: Seismic resistance assessment, reinforced concrete buildings, nonlinear analysis, structural capacity, seismic demand, effective stiffness.

Abstract:

The doctoral dissertation describes the methodology for the assessment of the seismic resistance of reinforced concrete (RC) structures at different levels of complexity. The methodology starts with a preliminary rapid visual screening method which is based on the American method. This is followed by procedures which operate at five different levels of complexity, including simple procedures which are based on methods that were originally developed in Japan (levels 1 and 2), the N2 method with two variants of the mathematical model (levels 3 and 4), and the non-linear dynamic analysis (level 5). A separate chapter deals with the assessment of the load-carrying capacity of structural members, which is assessed differently at the different level of complexity. Models for the assessment of flexural and shear behaviour are presented, and the results obtained when using the different models are compared with experimental results for column and wall specimens from the SERIES database. In the case of flexural behaviour, the assessment of flexural strength of the structural members is presented, together with the effective yield rotation and the ultimate rotation. Based on data given in the SERIES database, assumed values for the ultimate stresses are selected in the case of columns at the 1st level. In the case of the three highest levels of complexity the assessments of the seismic resistance of the structures are performed by using a mathematical model of the structure. A simplified model is used at the 3rd level, where the pushover analyses are performed using a slightly modified version of the original NEAVEK program. Here the mathematical model is based on an extension of the pseudo-three-dimensional mathematical model into the non-linear range. In contrast to the 3rd level, at the 4th and 5th levels standard mathematical modelling is applied. In this case the non-linear analyses are performed using the OpenSees software, together with the PBEE-toolbox. Seismic resistance assessment was performed on twelve variants of several frame structures, four variants of (cantilever) wall structures, and five variants of dual structures. The results of the performed seismic resistance assessments for all the investigated buildings indicate a small difference between the N2 method and the non-linear dynamic analysis, whereas the results of the procedures at the first two levels were less reliable, and are much more conservative. On the other hand, the amount of input data and the scope of computational work increases with the increasing level of complexity. The reasons for the observed conservatism of the lower two levels, and also of the 3rd level, are explained by an evaluation of the individual assumptions made. Research into the definition of load-carrying capacity is needed, especially with respect to the shear capacity of structural members and the capacity of the whole structure. It was found that the seismic demand depends strongly on the initial effective stiffness of the structure. For this reason the choice of an adequate initial stiffness at the element level is very important. A uniformly reduced stiffness to one half of that corresponding to the uncracked gross-sections, as allowed by EC8, may grossly underestimate the seismic demand. The choice of initial stiffness may have a larger influence on the seismic resistance than the choice of the analysis procedure.

ZAHVALA

Doktorska disertacija predstavlja zaključek mojega nekajletnega raziskovalnega dela na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, ki sem ga opravil v okviru doktorskega študija na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. Raziskovalno delo je bilo financirano s strani Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, za kar sem ji izredno hvaležen.

Zahvaljujem se svojemu mentorju prof. dr. Petru Fajfarju, ki mi je zaupal in mi tako omogočil staž mladega raziskovalca. Iskreno sem mu hvaležen za podporo, svetovanje in potrpežljivost pri skupnem sodelovanju. Zahvala gre tudi somentorju doc. dr. Iztoku Perušu za vso pomoč, dostopnost in koristne nasvete tekom doktorskega študija.

Zahvalil bi se vsem nekdanjim sodelavcem iz sobe III/7 (Anže, Blaž, Dani, Jure S., Jure Ž., Klemen R., Marko, Miha J., Miha K., Mirko, Nuša) ter izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki so skrbeli predvsem za sproščeno delovno vzdušje, poleg tega pa so mi v namen študija vedno znali koristno svetovati in mi pomagali iskati ugodne rešitve na najrazličnejše probleme.

Posebno zahvalo želim izraziti še svojemu očetu in mami, ki sta me spodbujala, me maksimalno podpirala in mi v slabem in dobrem stala ob strani vsa leta mojega študija!

Hvala vsem!

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	I
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	II
ZAHVALA	III
KAZALO VSEBINE	IV
KAZALO PREGLEDNIC	VI
KAZALO SLIK	IX
LIST OF TABLES	XIII
LIST OF FIGURES	XVI
SIMBOLI	XXI
OKRAJŠAVE	XXV
1 UVOD	1
1.1 Tema doktorske disertacije	2
1.2 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju	4
1.3 Vsebina doktorske disertacije	6
2 METODOLOGIJA OCENJEVANJA POTRESNE ODPORNOSTI AB KONSTRUKCIJ	9
2.1 Metoda za hitro oceno potresne ogroženosti konstrukcij	9
2.2 Poenostavljeni računski metodi	11
2.2.1 Določitev potresnih zahtev na prvem in drugem nivoju zahtevnosti	12
2.2.2 Določitev kapacitete na prvem nivoju zahtevnosti	13
2.2.3 Določitev kapacitete na drugem nivoju zahtevnosti	15
2.3 Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij	19
2.3.1 Opis N2 metode	20
2.3.2 Predlog za določitev kapacitete konstrukcije na podlagi EC8-3	24
2.3.3 N2 metoda na tretjem nivoju zahtevnosti	25
2.3.4 N2 metoda na četrtem nivoju zahtevnosti	26
2.4 Metoda NDA na petem nivoju zahtevnosti	26
3 KAPACITETA POSAMEZNIH AB ELEMENTOV NOSILNE KONSTRUKCIJE	29
3.1 Modeli duktilnega obnašanja elementov	29
3.1.1 Upogibna nosilnost stebrov in sten	32
3.1.2 Rotacijska kapaciteta stebrov in sten	33
3.1.3 Duktilnosti elementov na podlagi EC8-3	36
3.2 Modeli neduktilnega (krhkega) obnašanja stebrov pri ciklični obtežbi	37
3.2.1 Predstavitev modelov za določevanje strižne nosilnosti stebrov	38
3.2.2 Primerjava eksperimentalnih in računskih vrednosti strižne nosilnosti stebrov	42

3.2.3	Praktičen postopek ocene tipa porušitve stebrov	44
3.3	Modeli neduktilnega (krhkega) obnašanja sten pri ciklični obtežbi	47
3.3.1	Predstavitev modelov za določevanje strižne nosilnosti sten	47
3.3.2	Primerjava eksperimentalnih in računskih vrednosti strižne nosilnosti sten	49
3.3.3	Praktičen postopek ocene tipa porušitve sten	51
3.4	Analiza obnašanja eksperimentalno preizkušenih stebrov	53
3.5	Ugotovitve	57
4	MATEMATIČNO MODELIRANJE	59
4.1	Matematični model na 3. nivoju	59
4.2	Matematični model na 4. nivoju	61
4.3	Matematični model na 5. nivoju	63
5	OCENJEVANJE POTRESNE ODPORNOSTI TESTNIH AB KONSTRUKCIJ	65
5.1	Predstavitev testnih konstrukcij	65
5.1.1	Okvirne konstrukcije	65
5.1.2	Stenaste in mešane konstrukcije	69
5.2	Potresna obtežba	72
5.3	Predstavitev rezultatov testnih konstrukcij	72
5.3.1	4- in 7-etažni okvirni konstrukciji	72
5.3.2	3- in 4-etažni mešani konstrukciji	85
5.3.3	Ostale konstrukcije	92
5.3.4	Ocena potresne odpornosti testnih konstrukcij	99
5.4	Analiza rezultatov in uporabljenih predpostavk	106
5.4.1	Primerjava rezultatov računa na različnih nivojih	106
5.4.2	Prikaz vpliva uporabljenih predpostavk na 1. nivoju	110
5.4.3	Prikaz vpliva uporabljenih predpostavk na 2. nivoju	111
5.4.4	Prikaz vpliva uporabljenih predpostavk na 3. nivoju	120
5.4.5	Primerjava parametrov potresne odpornosti na 4. nivoju	122
5.5	Analiza rezultatov na različnih nivojih računa	124
5.6	Vpliv začetne togosti elementov na potresno odpornost konstrukcij	127
6	ZAKLJUČKI	131
6.1	Glavne ugotovitve doktorske disertacije	131
6.2	Izvirni znanstveni prispevki doktorske disertacije	133
6.3	Možnosti nadaljnega raziskovanja	134
7	POVZETEK	137
8	SUMMARY	141
	VIRI	145

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1:	Vrednosti uteženih osnovnih faktorjev BSH in faktorjev obnašanja PMF.	11
Preglednica 3.1:	Efektivne togosti AB elementov na podlagi ameriških standardov ASCE (2014) in ACI (2008).	34
Preglednica 3.2:	Povzetek primerjave mejnih rotacij $\theta_{um-EC8/3}$, θ_{um-CAE} , $\theta_{um-PEER}$ in $\theta_{um-FARDIS}$. Posamezne rezultate so zbrali in objavili Peruš et al. (2006).	35
Preglednica 3.3:	Osnovni podatki izbranih preizkušancev stebrov iz baze SERIES, za katere je narejena primerjava med računsko in eksperimentalno dobljeno nosilnostjo.	42
Preglednica 3.4:	Osnovni podatki izbranih preizkušancev sten iz baze SERIES, za katere je narejena primerjava med računsko in eksperimentalno dobljeno nosilnostjo.	49
Preglednica 5.1:	Seznam obravnavanih okvirnih konstrukcij.	66
Preglednica 5.2:	Podatki o materialu nosilne konstrukcije, masi posameznih etaž in teži okvirnih konstrukcij.	66
Preglednica 5.3:	Seznam obravnavanih stenastih in mešanih konstrukcij.	70
Preglednica 5.4:	Podatki o materialu, masi posameznih etaž in teži stenastih in mešanih konstrukcij.	70
Preglednica 5.5:	Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za j -to etažo 4-etažnega okvira (OK1) v smeri X in Y.	74
Preglednica 5.6:	Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za j -to etažo 7-etažnega okvira (OK3) v smeri X in Y.	75
Preglednica 5.7:	Podatki vseh stebrov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za primer konstrukcij OK1 in OK2.	76
Preglednica 5.8:	Podatki posameznih stebrov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za primer konstrukcije OK3.	76
Preglednica 5.9:	Določitev indeksa kapacitete j -te etaže I_{Cj} za 4-etažni okvir (OK1) na drugem nivoju računa.	79
Preglednica 5.10:	Določitev indeksa kapacitete j -te etaže I_{Cj} za 7-etažni okvir (OK3) na drugem nivoju računa.	79
Preglednica 5.11:	Kapaciteta 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na tretjem nivoju računa.	80
Preglednica 5.12:	Kapaciteta 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na četrtem nivoju računa.	80
Preglednica 5.13:	Potresne zahteve 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na tretjem nivoju računa.	82
Preglednica 5.14:	Potresne zahteve 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na četrtem nivoju računa.	83
Preglednica 5.15:	Zahteve potresa v obliki pomika na vrhu D_t in zamika etaž $\delta_{t,j}$ na petem nivoju zahtevnosti.	85
Preglednica 5.16:	Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za prvo etažo 3-etažne konstrukcije (SK7) v smeri Y.	87
Preglednica 5.17:	Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za prvo in tretjo etažo 4-etažne konstrukcije (SK8) v smeri X in Y.	87

Preglednica 5.18:	Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za račun na drugem nivoju. Rezultati so prikazani za prvo etažo 3-etažne konstrukcije (SK7) v smeri Y.	88
Preglednica 5.19:	Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za račun na drugem nivoju. Rezultati so prikazani za prvo in tretjo etažo 4-etažne konstrukcije (SK8) v smeri X in Y.	88
Preglednica 5.20:	Določitev indeksa kapacitete prvo etaže I_C za 3-etažno konstrukcijo (SK7) na drugem nivoju računa.	89
Preglednica 5.21:	Določitev indeksa kapacitete j -te etaže I_C za 4-etažno konstrukcijo (SK8) na drugem nivoju računa.	89
Preglednica 5.22:	Kapaciteta 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na tretjem nivoju računa.	89
Preglednica 5.23:	Kapaciteta 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na četrtem nivoju računa.	89
Preglednica 5.24:	Potresne zahteve 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na tretjem nivoju računa.	91
Preglednica 5.25:	Potresne zahteve 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na četrtem nivoju računa.	91
Preglednica 5.26:	Zahteve potresa v obliki pomika na vrhu D_i in zamika etaž $\delta_{i,j}$ na petem nivoju zahtevnosti.	92
Preglednica 5.27:	Ocena potresne ogroženosti (ostalih) testnih konstrukcij.	93
Preglednica 5.28:	Določitev indeksa kapacitete I_C in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) okvirne konstrukcije.	93
Preglednica 5.29:	Določitev indeksa kapacitete I_C in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) stenaste in mešane konstrukcije.	94
Preglednica 5.30:	Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} pri računu na drugem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) okvirne konstrukcije.	94
Preglednica 5.31:	Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} pri računu na drugem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) stenaste in mešane konstrukcije.	95
Preglednica 5.32:	Določitev indeksa kapacitete I_C na drugem nivoju računa za (ostale) okvirne konstrukcije.	95
Preglednica 5.33:	Določitev indeksa kapacitete I_C na drugem nivoju računa za (ostale) stenaste in mešane konstrukcije.	96
Preglednica 5.34:	Kapaciteta konstrukcije in potresne zahteve na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.	99
Preglednica 5.35:	Najbolj kritična etaža konstrukcij OK1, OK3, OK6 in OK8 po postopku na prvem in drugem nivoju.	99
Preglednica 5.36:	Ocena potresne odpornosti konstrukcij OK1 in OK2 v obliki količnika C/D .	100
Preglednica 5.37:	Ocena potresne odpornosti konstrukcij OK3, OK8 in OK9 v obliki količnika C/D .	101
Preglednica 5.38:	Ocena potresne odpornosti konstrukcij OK4 – OK7 v obliki količnika C/D .	102
Preglednica 5.39:	Ocena potresne odpornosti konstrukcij SK1 – SK3 v obliki količnika C/D .	103
Preglednica 5.40:	Ocena potresne odpornosti konstrukcij SK4, SK5 in SK6 v obliki količnika C/D .	104

Preglednica 5.41:	Ocena potresne odpornosti konstrukcij SK7 in SK8 v obliki količnika C / D .	105
Preglednica 5.42:	Faktor varnosti izbranega nivoja računa v primerjavi s postopkom NDA v odvisnosti od tipa konstrukcije in skupaj za vse testne konstrukcije.	107
Preglednica 5.43:	Ovrednotenje predpostavk na drugem nivoju, ki je izraženo s primerjavo med C / D količniki (okvirnih konstrukcij) določenih na podlagi računa na drugem nivoju. Pri tem so predpostavljene količine zamenjane z bolj točno določenimi količinami na četrtem nivoju računa.	112
Preglednica 5.44:	Ovrednotenje predpostavk na drugem nivoju, ki je izraženo s primerjavo med C / D količniki (stenastih konstrukcij) določenih na podlagi računa na drugem nivoju. Pri tem so predpostavljene količine zamenjane z bolj točno določenimi količinami na četrtem nivoju računa.	113
Preglednica 5.45:	Območje rezultatov potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki pomikov na vrhu D_t , D_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C / D = D_{NC} / D_t$ na tretjem in četrtem nivoju računa.	121
Preglednica 5.46:	Območje rezultatov potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki etažnih zamikov δ_t , δ_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C / D = \delta_{NC} / \delta_t$ na tretjem in četrtem nivoju računa.	122
Preglednica 5.47:	Območje rezultatov potresne odpornosti, ki so dobljeni s primerjavo parametrov pomika na vrhu D_{top} , zamika etaž δ_j in rotacije elementov θ_i pri računu na četrtem nivoju zahtevnosti.	123
Preglednica 5.48:	Območje rezultatov primerjave rotacij najbolj kritičnih elementov (θ_t oz. θ_{NC}) in pripadajočih etažnih zamikov (δ_t oz. δ_{NC}) vseh obravnavanih testnih konstrukcij na četrtem nivoju računa.	124

KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Določitev ciljnega pomika D_i^* ekvivalentnega SDOF sistema v območju (a) kratkih ter (b) srednjih in dolgih nihajnih časov.	23
Slika 2.2:	Poenostavljen odnos med pomikom na vrhu D_{top} in zamikom etaž plastificiranega dela konstrukcije δ pri različnih plastičnih mehanizmih. Elastične deformacije so v vseh primerih zanemarljive.	26
Slika 3.1:	Primer upogibnega obnašanja referenčnega elementa. Prikazani sta (a) histerezni odnos med silo in pomikom in njegova (b) pozitivna ovojnica (odnos moment – rotacija). Pri tem so označene elastična rotacija, efektivna rotacija in mejna rotacija elementa.	30
Slika 3.2:	Razpršenost materialnih karakteristik v primeru 137 oz. 77 ciklično preizkušenih stebrov oz. sten, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni (a) tlačna trdnost betona f_{cm} , (b) natezna trdnost vzdolžne f_{yl} in (c) stremenske f_{yw} armature. Poleg tega je prikazana še razpršenost (d) nivoja osne sile v ter (e) količnika L_V/h .	31
Slika 3.3:	Razpršenost podatkov o armiranju 137 in 77 ciklično preizkušenih stebrov in sten, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni količnik (a) vzdolžne ρ_{tot} in (c) stremenske armature ρ_{sw} ter (pripadajoča) mehanska volumetrična količnika posebej za (b) vzdolžno ω_{tot} in (d) stremensko armaturo ω_{sw} .	31
Slika 3.4:	Primerjava med upogibnimi nosilnostmi, dobljenimi z enačbo (2.13) za stebre oz. z enačbo (2.14) za stene, in z analizo prečnega prereza. Prikazan je tudi razpored odstopanj med omenjenimi rezultati.	32
Slika 3.5:	Primerjava efektivnih rotacij θ_{eff} na podlagi EC8/3 in elastičnih rotacij $\theta_{el} = M_y L_V / 3EI_{raz}$, ki veljajo za razpokan prerez ($EI_{raz} = 0,5EI$), posebej za stebre in stene. Prikazan je tudi razpored razmerij obeh rotacij.	33
Slika 3.6:	Prikaz (a) elastičnih rotacij z upoštevanom 50% razpokanostjo prečnega prereza $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ in (b) efektivnih rotacij θ_{eff} v odvisnosti od posameznih parametrov, t.j. od: L_V / h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , v in d_{bL} . Rezultati ustrezajo 137-im preizkušancem AB stebrov.	34
Slika 3.7:	Prikaz (a) elastičnih rotacij z upoštevanom 50% razpokanostjo prečnega prereza $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ in (b) efektivnih rotacij θ_{eff} v odvisnosti od posameznih parametrov, t.j. od: L_V / h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , v in d_{bL} . Rezultati ustrezajo 77-im preizkušancem AB sten.	34
Slika 3.8:	Velikostni red duktilnosti $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ za primer stebra dimenzij $b / h = 55 / 55$ cm, v odvisnosti od parametrov v , ω' / ω , L_V / h in $\alpha\rho_{sx}$. Objetje betona je prikazano s polno črto za streme $\phi 6 / s = 40$ cm / $n = 2$, s črtkano črto za streme $\phi 8 / s = 25$ cm / $n = 2$ in s pikčasto črto za streme $\phi 8 / s = 10$ cm / $n = 5$.	37
Slika 3.9:	Velikostni red duktilnosti $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ za primer stene dimenzij $b / h = 25 / 250$ cm, v odvisnosti od parametrov v , ω' / ω , L_V / h in $\alpha\rho_{sx}$. Objetje betona je prikazano s polno črto za streme $\phi 5 / s = 25$ cm / $n = 2$ in s črtkano črto za streme $\phi 8 / s = 10$ cm / $n = 2$.	37
Slika 3.10:	Primerjava strižnih in upogibnih nosilnosti izbranih stebrov iz baze SERIES.	43
Slika 3.11:	(a) Upogibna, (b) upogibno-strižna ter (c) strižna porušitev elementa.	45
Slika 3.12:	Vpliv nivoja osne sile v , količine vzdolžne armature ρ_{tot} in stremenske armature (polna črta predstavlja streme $\phi 8/10$ cm, črtkana črta predstavlja streme $\phi 8/20$ cm, pikčasta črta pa predstavlja streme $\phi 8/30$ cm) na količnik strižne in upogibne nosilnosti V_{su} / V_u in sicer za primer AB stebra $b/h = 55/55$ cm. V vseh primerih je	

	uporabljena tlačna trdnost betona $f_{cm} = 22\text{MPa}$ in natezna trdnost armature $f_{yl} = f_{yw} = 430\text{MPa}$.	46
Slika 3.13:	Primerjava različnih modelov strižne nosilnosti za izbrane preizkušance sten iz baze SERIES.	50
Slika 3.14:	Vpliv nivoja osne sile v , količine vzdolžne armature ρ_{tot} in stremenske armature (polna črta predstavlja 2 mreži Q785, črtkana črta predstavlja 2 mreži Q283, pikčasta črta pa predstavlja 2 mreži R283) na količnik strižne in upogibne nosilnosti V_{su} / V_u za primer AB stene $b_o/h_o/b_w/h = 25/25/25/250\text{cm}$. V vseh primerih je uporabljena tlačna trdnost betona $f_{cm} = 30\text{MPa}$ in natezna trdnost armature $f_{yl} = f_{yw} = 370\text{MPa}$.	52
Slika 3.15:	Razpršenost nekaterih pomembnih karakteristik v primeru 208-ih ciklično preizkušenih AB stebrov, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni (a) tlačna trdnost betona f_{cm} , (b) natezna trdnost vzdolžne f_{yl} in (c) stremenske f_{yw} armature ter razpršenost (d) nivoja osne sile v ter (e) vitkosti stebrov L_V / h .	53
Slika 3.16:	Razpršenost karakteristik armiranja 208-ih ciklično preizkušenih AB stebrov, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni količnik (a) vzdolžne ρ_{tot} in (c) stremenske armature ρ_{sw} ter (pripadajoča) mehanska volumetrična količnika posebej za (b) vzdolžno ω_{tot} in (d) stremensko armaturo ω_{sw} .	53
Slika 3.17:	Tip porušitve 208-ih eksperimentalno preizkušenih stebrov, ki je prikazano v odvisnosti od količine vzdolžne ρ_{tot} in stremenske armature ρ_{sw} , nivoja osne sile v in od vitkosti elementa L_V / h .	54
Slika 3.18:	Prikaz izolinij tipa porušitve stebrov v odvisnosti od parametrov ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Čista upogibna porušitev se pojavi pri vrednostih nad 0.65, čista strižna pa pri vrednostih pod 0.35. Prikazane so tudi izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov.	55
Slika 3.19:	Srednje vrednosti mejnih napetosti stebrov (enote: MPa) v odvisnosti od parametrov ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Prikazane so tudi izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov.	56
Slika 3.20:	Srednje vrednosti mejnih napetosti stebrov zmanjšane za standardno napako (enote: MPa) v odvisnosti od parametrov ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Prikazane so tudi izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov.	56
Slika 4.1:	Odnos moment – rotacija tipičnega plastičnega člena sten, stebrov in gred.	61
Slika 4.2:	Odnos sila – pomik tipične ovojnice nadomestne diagonale opečnih polnil.	63
Slika 5.1:	Geometrija 4-etažnega okvira OK1 in OK2, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	67
Slika 5.2:	Geometrija 7-etažnega okvira OK3, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	67
Slika 5.3:	Geometrija okvirnih konstrukcij OK4, OK5 in OK6, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	68
Slika 5.4:	Geometrija okvirnih konstrukcij OK7, OK8 in OK9, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	69
Slika 5.5:	Geometrija konstrukcij SK1 – SK6, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	70
Slika 5.6:	Geometrija 3-etažne SK7 konstrukcije, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	71
Slika 5.7:	Geometrija 4-etažne SK8 konstrukcije, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.	71
Slika 5.8:	Elastični spekter pospeškov po EC8-1, ki ustreza pospešku $a_g = 0.29g$ in tipu tal B ($PGA = 0.35g$) ter spektri pospeškov posameznih akceleroگرامov skupaj z njihovo srednjo vrednostjo.	72

Slika 5.9:	Primerjava upogibnih V_u in strižnih V_{su} nosilnosti stebrov 4-etažnega okvira (OK1 in OK2). Rezultati so prikazani za stebre v 1. in 3. etaži ter v X in Y smeri.	77
Slika 5.10:	Primerjava upogibnih V_u in strižnih V_{su} nosilnosti izbranih stebrov 7-etažnega okvira (OK3). Rezultati so prikazani za stebre v 1., 3. in 5. etaži.	78
Slika 5.11:	Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcij OK1 in OK2 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete na 3. in 4. nivoju računa. Prikazana je tudi poškodovanosti konstrukcije na 4. nivoju računa.	81
Slika 5.12:	Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcije OK3 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete na 3. in 4. nivoju računa. Prikazana je tudi poškodovanosti konstrukcije na 4. nivoju računa.	82
Slika 5.13:	Primerjava potresnih zahtev in kapacitete pri N2 metodi za okvirne konstrukcije OK1 – OK3.	83
Slika 5.14:	Potresne zahteve za primer 4-etažnega okvira (OK1 in OK2) na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.	84
Slika 5.15:	Potresne zahteve za primer 7-etažnega okvira (OK3) na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.	85
Slika 5.16:	Primerjava upogibnih V_u in strižnih V_{su} nosilnosti elementov v primeru 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) v prvi etaži.	88
Slika 5.17:	Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcij SK7 in SK8 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete na 3. in 4. nivoju računa. Prikazana je tudi poškodovanosti konstrukcije na 4. nivoju računa.	90
Slika 5.18:	Primerjava potresnih zahtev in kapacitete (SDOF) konstrukcij SK7 in SK8 na podlagi N2 metode.	91
Slika 5.19:	Potresne zahteve za primer 3- in 4-etažne konstrukcije (SK7 in SK8) na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.	92
Slika 5.20:	Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcij OK4 – OK9 in SK1 – SK6 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete in sicer na 3. (zelena krivulja) ter na 4. (modra krivulja) nivoju računa.	97
Slika 5.21:	Primerjava potresnih zahtev in kapacitete pri N2 metodi (na tretjem in četrtem nivoju računa) za primer okvirnih konstrukcij OK4 – OK9 in stenastih konstrukcij SK1 – SK6.	98
Slika 5.22:	Primerjava potresne odpornosti vseh testnih konstrukcij med hitro metodo in NDA na najvišjem nivoju zahtevnosti. Vrednosti v legendi prikazujejo razmerje med najnižjim in najvišjim nivojem računa.	107
Slika 5.23:	Primerjava potresne odpornosti vseh testnih konstrukcij med (a) – (d) računom na prvem in petem nivoju zahtevnosti ter med (e) – (h) računom na drugem in petem nivoju zahtevnosti. Vrednosti v legendi prikazujejo razmerje med nižjim in najvišjim nivojem računa.	108
Slika 5.24:	Primerjava potresne odpornosti vseh testnih konstrukcij med (a) – (d) računom na tretjem in petem nivoju zahtevnosti ter med (e) – (h) računom na četrtem in petem nivoju zahtevnosti. Vrednosti v legendi prikazujejo razmerje med nižjim in najvišjim nivojem računa.	109
Slika 5.25:	Primerjava indeksov kapacitet I_{Cj} vseh testnih konstrukcij, ki so v enem primeru določeni z uporabo predpostavljenih vrednosti mejne napetosti τ , v drugem primeru pa ob upoštevanju upogibnih nosilnosti M_u oz. M_y .	111
Slika 5.26:	Primerjava nihajnega časa konstrukcije T_I / T^* (PREDP. 1) in potresnih zahtev $S_e(T_I) / S_e(T^*)$.	114

- Slika 5.27: Primerjava strižnih razponov $[L_V = 0.5H] / [L_V = M / V]$ ter njihov vpliv na indeks kapacitete na drugem nivoju računa $[I_C^{(1)} (V_u = M_u / L_V ; L_V = 0.5H)] / [I_C^{(2)} (V_u = M_u / L_V ; L_V = M / V)]$, v kolikor predpostavljena vrednost strižnega razpona vpliva le na račun strižne sile pri upogibni nosilnosti (PREDP. 6.1). 115
- Slika 5.28: Primerjava duktilnosti najbolj kritičnih elementov konstrukcije $\mu (L_V = 0.5H) / \mu (L_V = M / V)$ ter njihov vpliv na primerjavo indeksa kapacitete na drugem nivoju $[I_C^{(1)} (\mu (L_V) ; L_V = 0.5H)] / [I_C^{(2)} (\mu (L_V) ; L_V = M / V)]$, v kolikor predpostavljena vrednost strižnega razpona vpliva le na račun duktilnosti (PREDP. 6.2). 116
- Slika 5.29: Primerjava lokalnih duktilnosti $[\mu_1 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{y-EC8/3}] / [\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}]$, ki ustrezajo najbolj kritičnim elementom nosilne konstrukcije ter njihov vpliv na vrednost indeksa kapacitete na drugem nivoju $[I_C^{(1)} = I_C(\mu_1)] / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_2)]$ pri uporabi duktilnosti μ_1 in μ_2 (PREDP. 7.1). 117
- Slika 5.30: Primerjava lokalnih in globalnih duktilnosti $[\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}] / [\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)}]$, ki ustrezajo najbolj kritičnim elementom nosilne konstrukcije ter njihov vpliv na vrednost indeksa kapacitete na drugem nivoju računa $[I_C^{(1)} = I_C(\mu_2)] / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_3)]$ pri uporabi duktilnosti μ_2 in μ_3 (PREDP. 7.2). 118
- Slika 5.31: Primerjava globalnih duktilnosti najbolj kritičnih elementov konstrukcije in duktilnosti idealiziranega diagrama kapacitete $[\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)}] / [\mu_{IDEAL} = D_{NC}^{(konstr.)} / D_Y^{(konstr.)}]$ ter njihov vpliv na vrednost indeksa kapacitete na drugem nivoju računa $[I_C^{(1)} = I_C(\mu_3)] / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_{IDEAL})]$ pri uporabi duktilnosti μ_3 in μ_{IDEAL} (PREDP. 7.3). 119
- Slika 5.32: Primerjava predpostavljenih in dejanskih vrednosti faktorjev α (PREDP. 3) ter njihov vpliv na končno vrednost indeksa kapacitete etaže na drugem nivoju računa $I_C(\alpha_{predp.}) / I_C(\alpha_{dej.})$. 120
- Slika 5.33: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki pomikov na vrhu D_t, D_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C / D = D_{NC} / D_t$ na tretjem in četrtem nivoju računa. 121
- Slika 5.34: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki etažnih zamikov δ_t, δ_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C / D = \delta_{NC} / \delta_t$ na tretjem in četrtem nivoju računa. 122
- Slika 5.35: Primerjava vpliva parametrov D_{top}, δ_j in θ_i na določanje količnika C / D na četrtem nivoju. 123
- Slika 5.36: Primerjava rotacij najbolj kritičnih elementov (θ_t oz. θ_{NC}) in pripadajočih etažnih zamikov (δ_t oz. δ_{NC}) vseh obravnavanih testnih konstrukcij na četrtem nivoju računa. 124
- Slika 5.37: Primerjava rezultatov na četrtem nivoju računa z uporabo togosti na podlagi EC8-1 (t.j. s 50% razpokanostjo prerezov) in z uporabo (sekantne) togosti na podlagi EC8-3. 128

LIST OF TABLES

Table 2.1:	Modified basic structural hazard values BSH and performance modification factors PMF.	11
Table 3.1:	Effective stiffness for RC elements according to american standards ASCE (2014) and ACI (2008).	35
Table 3.2:	Summary comparison of ultimate chord rotations $\theta_{um-EC8/3}$, θ_{um-CAE} , $\theta_{um-PEER}$ in $\theta_{um-FARDIS}$. The individual results were collected and published by Peruš et al. (2006).	36
Table 3.3:	The basic data of the selected column specimens from SERIES database for the comparison of strength obtained by empirical models and by experiments.	43
Table 3.4:	The basic data of the selected wall specimens from SERIES database for the comparison of strength obtained by empirical models and by experiments.	50
Table 5.1:	The list of analyzed frame structures.	66
Table 5.2:	Information about the material of load bearing system, storey masses and weight of the individual frame structures.	66
Table 5.3:	The list of analyzed wall and dual structures.	70
Table 5.4:	Information about the material, storey masses and weight of the individual wall and dual structures.	70
Table 5.5:	Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1 st level of complexity. The results are shown for j -th storey of the 4-storey frame (OK1) in X and Y direction.	74
Table 5.6:	Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1 st level of complexity. The results are shown for j -th storey of the 7-storey frame (OK3) in X and Y direction.	75
Table 5.7:	Data for all the columns with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} in the case of OK1 and OK2 structures.	76
Table 5.8:	Data for individual columns with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} in the case of OK3 structure.	76
Table 5.9:	Determination of the capacity index I_{Cj} of the 4-storey frame (OK1) at the 2 nd level of complexity.	79
Table 5.10:	Determination of the capacity index I_{Cj} of the 7-storey frame (OK3) at the 2 nd level of complexity.	79
Table 5.11:	Capacity of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 3 rd level of complexity.	80
Table 5.12:	Capacity of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 4 th level of complexity.	80
Table 5.13:	Seismic demand of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 3 rd level of complexity.	82
Table 5.14:	Seismic demand of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 4 th level of complexity.	83
Table 5.15:	Seismic demand in terms of top displacement D_t and storey drift ratio $\delta_{i,j}$ at the 5 th level of complexity.	85
Table 5.16:	Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1 st level of complexity. The results are shown for the 1 st storey of the 3-storey structure (SK7) in Y direction.	87

Table 5.17: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1 st level of complexity. The results are shown for the 1 st and 3 rd storey of the 4-storey structure (SK8) in X and Y direction.	87
Table 5.18: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2 nd level of complexity. The results are shown for the 1 st storey of the 3-storey structure (SK7) in Y direction.	88
Table 5.19: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2 nd level of complexity. The results are shown for the 1 st and 3 rd storey of the 4-storey structure (SK8) in X and Y direction.	88
Table 5.20: Determination of the capacity index I_{Cj} of a 3-storey structure (SK7) at the 2 nd level of complexity.	89
Table 5.21: Determination of the capacity index I_{Cj} of a 4-storey structure (SK8) at the 2 nd level of complexity.	89
Table 5.22: Capacity of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 3 rd level of complexity.	89
Table 5.23: Capacity of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 4 th level of complexity.	89
Table 5.24: Seismic demand of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 3 rd level of complexity.	91
Table 5.25: Seismic demand of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 4 th level of complexity.	91
Table 5.26: Seismic demand in terms of top displacement D_t and storey drift ratio $\delta_{i,j}$ at the 5 th level of complexity.	92
Table 5.27: Seismic risk assessment of (the remaining) test structures.	93
Table 5.28: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1 st level of complexity. The results are shown for (the remaining) frame structures.	93
Table 5.29: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1 st level of complexity. The results are shown for (the remaining) wall and dual structures.	94
Table 5.30: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2 nd level of complexity. The results are shown for (the remaining) frame structures.	94
Table 5.31: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2 nd level of complexity. The results are shown for (the remaining) wall and dual structures.	95
Table 5.32: Determination of the capacity index I_{Cj} at the 2 nd level of complexity for (the remaining) frame structures.	95
Table 5.33: Determination of the capacity index I_{Cj} at the 2 nd level of complexity for (the remaining) wall and dual structures.	96
Table 5.34: Capacity and seismic demand at the 4 th and 5 th level of complexity.	99
Table 5.35: The most critical storey for the OK1, OK3, OK6 and OK8 structures according to the 1 st and 2 nd level.	99
Table 5.36: Seismic performance assessment for the OK1 and OK2 structure in terms of the C/D ratio.	100
Table 5.37: Seismic performance assessment for the OK3, OK8 and OK9 structure in terms of the C/D ratio.	101
Table 5.38: Seismic performance assessment for the OK4 – OK7 structure in terms of the C/D ratio.	102
Table 5.39: Seismic performance assessment for the SK1, SK2 and SK3 structure in terms of the C/D ratio.	103

Table 5.40: Seismic performance assessment for the SK4, SK5 and SK6 structure in terms of the C / D ratio.	104
Table 5.41: Seismic performance assessment for the SK7 and SK8 structure in terms of the C / D ratio.	105
Table 5.42: Safety factor that corresponds to the discussed level of complexity compared to NDA method. It is presented for different types of structures and together for all of the test structures.	107
Table 5.43: Influence of assumptions used in the case of the 2 nd level of complexity that are expressed as the ratio of C / D ratios (of frame structures), determined at the 2 nd level of complexity. They are obtained by replacing the assumed values, one by one, by the values used in the 4 th level of complexity.	112
Table 5.44: Influence of assumptions used in the case of the 2 nd level of complexity that are expressed as the ratio of C / D ratios (of wall structures), determined at the 2 nd level of complexity. They are obtained by replacing the assumed values, one by one, by the values used in the 4 th level of complexity.	113
Table 5.45: The range of the results of the seismic demand and capacity in terms of top displacements D_i, D_{NC} and the seismic resistance assessment $C / D = D_{NC} / D_i$ at the 3 rd and 4 th level of complexity.	121
Table 5.46: The range of the results of the seismic demand and capacity in terms of storey drift ratios δ_i, δ_{NC} and the seismic resistance assessment $C / D = \delta_{NC} / \delta_i$ at the 3 rd and 4 th level of complexity.	122
Table 5.47: The range of the results of the seismic resistance assessment, which are determined by comparing top displacements D_i , storey drift ratios δ_j and chord rotations θ_i at the 4 th level of complexity.	123
Table 5.48: The range of the results between the rotations of the most critical elements (θ_i and θ_{NC}) and the corresponding storey drift ratio (δ_i and δ_{NC}) for all the investigated buildings at the 4 th level.	124

LIST OF FIGURES

Figure 2.1:	Determination of the target displacement D_t^* for the equivalent SDOF system in the (a) short and in the (b) medium or long period range.	23
Figure 2.2:	Simplified relationship between the top displacement D_{top} and the storey drift involved in plastic mechanism δ in the case of different types of plastic mechanism. Elastic deformations are in all cases neglected.	26
Figure 3.1:	The flexural behaviour for a reference example. The behaviour is shown with (a) a hysteresis of an actual force – displacement relationship and with (b) a moment – rotation envelope. The elements elastic, effective and ultimate rotation are shown.	30
Figure 3.2:	The dispersion of material characteristics for 137 and 77 cyclically tested columns and walls, taken from the SERIES database. The dispersion is shown for (a) concrete compressive strength f_{cm} , (b) yield strength of longitudinal f_{yl} and (c) shear f_{yw} reinforcement. The dispersion is also shown for the (d) axial force ratio ν and for the (e) aspect ratio L_V/h .	31
Figure 3.3:	The dispersion of reinforcement characteristics for 137 and 77 cyclically tested columns and walls, taken from the SERIES database. The dispersion is shown for ratio of (a) longitudinal ρ_{tot} and (c) shear reinforcement ρ_{sw} and for the corresponding mechanical volumetric ratio for (c) longitudinal ω_{tot} and (d) shear reinforcement ω_{sw} .	31
Figure 3.4:	Comparison between the results for flexural strength, obtained from Eq. (2.13) in the case of columns or from Eq. (2.14) in the case of walls and from the cross sectional analysis. The deviation distribution of the results is also shown.	32
Figure 3.5:	Comparison between the effective rotations θ_{eff} according to EC8/3 and elastic rotation $\theta_{el} = M_y L_V / 3EI_{raz}$ for the cracked sections ($EI_{raz} = 0,5EI$). The comparison is shown for columns and walls. The distribution of the ratios of both rotations is also shown.	33
Figure 3.6:	(a) The elastic rotations determined for the 50% cracked sections $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ and (b) effective rotations θ_{eff} as a function of only one input parameter, e.g.: L_V/h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , ν and d_{bL} . The results correspond to the 137 specimens of RC columns.	34
Figure 3.7:	(a) The elastic rotations determined for the 50% cracked sections $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ and (b) effective rotations θ_{eff} as a function of only one input parameter, e.g.: L_V/h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , ν and d_{bL} . The results correspond to the 77 specimens of RC walls.	34
Figure 3.8:	The ductility $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ in the case of column with dimensions $b/h = 55/55$ cm, depending on parameters ν , ω'/ω , L_V/h and $\alpha\rho_{sx}$. The confinement is shown with full line for stirrups $\phi 6/s = 40$ cm / $n = 2$, with dashed line for stirrups $\phi 8/s = 25$ cm / $n = 2$ and with dotted line for stirrups $\phi 8/s = 10$ cm / $n = 5$.	37
Figure 3.9:	The ductility $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ in the case of wall with dimensions $b/h = 25/250$ cm, depending on parameters ν , ω'/ω , L_V/h and $\alpha\rho_{sx}$. The confinement is shown with full line for stirrups $\phi 5/s = 25$ cm / $n = 2$ and with dashed line for stirrups $\phi 8/s = 10$ cm / $n = 2$.	37
Figure 3.10:	The comparison of shear and flexural strength for the selected columns from the SERIES database.	43
Figure 3.11:	(a) Flexural, (b) flexural-shear and (c) shear failure of an element.	45

- Figure 3.12: The influence of axial force ratio ν , longitudinal reinforcement ratio ρ_{tot} and shear reinforcement ratio ρ_{sw} (full line represents $\phi 8/10\text{cm}$, dashed line represents $\phi 8/20\text{cm}$ and dotted line represents $\phi 8/30\text{cm}$) on the ratio of shear to flexural strength V_{su} / V_u in the case of RC column $b/h = 55/55\text{cm}$. In all cases the mean compressive strength of concrete $f_{cm} = 22\text{MPa}$ and steel tensile strength $f_{yl} = f_{yw} = 430\text{MPa}$ was used. 46
- Figure 3.13: The shear strength comparison for the selected wall specimens from the SERIES database. 50
- Figure 3.14: The influence of axial force ratio ν , longitudinal reinforcement ratio ρ_{tot} and shear reinforcement ratio ρ_{sw} (full line represents $2 \times \text{Q785}$, dashed line represents $2 \times \text{Q283}$ and dotted line represents $2 \times \text{R283}$) on the ratio of shear to flexural strength V_{su} / V_u in the case of RC wall $b_o/h_o/b_w/h = 25/25/25/250\text{cm}$. In all cases the mean compressive strength of concrete $f_{cm} = 30\text{MPa}$ and steel tensile strength $f_{yl} = f_{yw} = 370\text{MPa}$ was used. 52
- Figure 3.15: The dispersion of some important characteristics for 208 cyclically tested RC columns taken from the SERIES database. The dispersion is shown for the (a) concrete compressive strength f_{cm} , (b) yield strength of longitudinal f_y and (c) shear reinforcement f_{yw} and also for the (d) axial force ratio ν and (e) aspect ratio L_V / h . 53
- Figure 3.16: The dispersion of reinforcement characteristics for 208 cyclically tested RC columns taken from the SERIES database. The dispersion is shown for ratio of (a) longitudinal ρ_{tot} and (c) shear reinforcement ρ_{sw} and for the corresponding mechanical volumetric ratio for (b) longitudinal ω_{tot} and (d) shear reinforcement ω_{sw} . 53
- Figure 3.17: The type of failure of 208 experimentally tested columns that is shown in dependence on the amount of longitudinal ρ_{tot} and shear reinforcement ρ_{sw} , axial force ratio ν and the aspect ratio L_V / h . 54
- Figure 3.18: The isolines that represent type of failure of columns depending of parameters ρ_{tot} , ρ_{sw} , ν and L_V / h . Flexural failure occurs at the value above 0.65, while shear failure occurs at the value below 0.35. The isolines that represent the reliability of the predictions are also shown. 55
- Figure 3.19: The mean value ultimate stresses of columns (units: MPa) depending of parameters ρ_{tot} , ρ_{sw} , ν and L_V / h . The isolines that represent the reliability of the predictions are also shown. 56
- Figure 3.20: The mean value minus standard deviation for ultimate stresses of columns (units: MPa) depending of parameters ρ_{tot} , ρ_{sw} , ν and L_V / h . The isolines that represent the reliability of the predictions are also shown. 56
- Figure 4.1: The moment – rotation relationship of a typical plastic hinge of walls, columns and beams. 61
- Figure 4.2: The force – displacement relationship of an envelope of a typical diagonal strut of masonry infills. 63
- Figure 5.1: The geometry of the 4-storey frame structure OK1 and OK2, together with cross-sections and their reinforcement. 67
- Figure 5.2: The geometry of the 7-storey structure OK3, together with cross-sections and their reinforcement. 67
- Figure 5.3: The geometry of frame structures OK4, OK5 and OK6, together with cross-sections and their reinforcement. 68

Figure 5.4:	The geometry of frame structures OK7, OK8 and OK9, together with cross-sections and their reinforcement.	69
Figure 5.5:	The geometry of structures SK1 – SK6, together with cross-sections and their reinforcement.	70
Figure 5.6:	The geometry of the 3-storey SK7 building, together with cross-sections and their reinforcement.	71
Figure 5.7:	The geometry of the 4-storey SK8 building, together with cross-sections and their reinforcement.	71
Figure 5.8:	The EC8-1 elastic acceleration spectrum for $a_g = 0.29g$ and for soil type B ($PGA = 0.35g$), showing also the spectra for individual accelerograms and the mean spectrum.	72
Figure 5.9:	Comparison of flexural V_u and shear V_{su} strength for columns of the 4-storey frame structure (OK1 and OK2). The results are shown for the 1 st and 3 rd storey and for X and Y direction.	77
Figure 5.10:	Comparison of flexural V_u and shear V_{su} strength for selected columns of the 7-storey frame structure (OK3). The results are shown for the 1 st , 3 rd and 5 th storey.	78
Figure 5.11:	Capacity diagram for (MDOF) structures OK1 and OK2 together with demand and capacity point at the 3 rd and 4 th level of complexity. Damage to the building at the 4 th level is also shown.	81
Figure 5.12:	Capacity diagram for (MDOF) structure OK3 together with demand and capacity point at the 3 rd and 4 th level of complexity. Damage to the building at the 4 th level is also shown.	82
Figure 5.13:	Comparison of demand and capacity by the N2 method for OK1 – OK3 frame structures.	83
Figure 5.14:	Seismic demand in the case of the 4-storey frame (OK1 and OK2) at the 4 th and 5 th level of complexity.	84
Figure 5.15:	Seismic demand in the case of the 7-storey frame structure (OK3) at the 4 th and 5 th level of complexity.	85
Figure 5.16:	Comparison of flexural V_u and shear V_{su} strength for elements of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) in the 1 st storey.	88
Figure 5.17:	Capacity diagram for (MDOF) structures SK7 and SK8 together with demand and capacity point at the 3 rd and 4 th level of complexity. Damage to the building at the 4 th level is also shown.	90
Figure 5.18:	Comparison of demand and capacity for (SDOF) structures SK7 and SK8 by the N2 method.	91
Figure 5.19:	Seismic demand in the case of the 3- and 4-storey structure (SK7 and SK8) at the 4 th and 5 th level of complexity.	92
Figure 5.20:	Capacity diagram of (MDOF) structures OK4 – OK9 and SK1 – SK6 together with demand and capacity point at the 3 rd (green curve) and 4 th level (blue curve) of complexity.	97
Figure 5.21:	Comparison of demand and capacity by the N2 method (at the 3 rd and 4 th level of complexity) in the case of frame structures OK4 – OK9 and wall structures SK1 – SK6.	98
Figure 5.22:	Comparison of the seismic resistance assessment for all the test structures between rapid visual screening method compared to NDA method at the highest level of complexity. The values in the legend represent the ratio between the lowest and the highest level.	107

- Figure 5.23: Comparison of the seismic resistance assessment for all the test structures between (a) – (d) the 1st and 5th level of complexity and between (e) – (h) the 2nd and 5th level of complexity. The values in the legend represent the ratio between the lower and the highest level. 108
- Figure 5.24: Comparison of the seismic resistance assessment for all the test structures between (a) – (d) the 3rd and 5th level of complexity and between (e) – (h) the 4th and 5th level of complexity. The values in the legend represent the ratio between the lower and the highest level. 109
- Figure 5.25: Capacity index I_{Cj} comparison for all the test structures. Indices are firstly determined according to the assumed values for ultimate stresses τ , and secondly according to the flexural strengths M_u and M_y . 111
- Figure 5.26: Comparison between the period of the structure T_1 / T^* (PREDP. 1) and seismic demand $S_e(T_1) / S_e(T^*)$. 114
- Figure 5.27: Comparison between shear span lengths $[L_V = 0.5H] / [L_V = M / V]$ and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level $[I_C^{(1)}(V_u = M_u / L_V; L_V = 0.5H)] / [I_C^{(2)}(V_u = M_u / L_V; L_V = M / V)]$ in the case when the shear span length has influence only on the determination of the shear force at flexural yielding (PREDP. 6.1). 115
- Figure 5.28: Comparison between ductilities of the most critical elements $\mu (L_V = 0.5H) / \mu (L_V = M / V)$ and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level complexity $[I_C^{(1)}(\mu (L_V); L_V = 0.5H)] / [I_C^{(2)}(\mu (L_V); L_V = M / V)]$ in the case when the shear span length has influence only on the determination of ductility (PREDP. 6.2). 116
- Figure 5.29: Comparison between the local ductilities $[\mu_1 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{y-EC8/3}] / [\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}]$ of the most critical elements of load bearing structure and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level procedure $[I_C^{(1)} = I_C(\mu_1)] / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_2)]$ by using ductilities μ_1 and μ_2 (PREDP. 7.1). 117
- Figure 5.30: Comparison between the local and global ductilities $[\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}] / [\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)}]$ of the most critical elements of load bearing structure and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level of complexity $[I_C^{(1)} = I_C(\mu_2)] / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_3)]$ by using ductilities μ_2 and μ_3 (PREDP. 7.2). 118
- Figure 5.31: Comparison between the global ductilities of the most critical elements of the structure and ductilities of idealized capacity diagram $[\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)}] / [\mu_{IDEAL} = D_{NC}^{(konstr.)} / D_Y^{(konstr.)}]$ and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level of complexity $[I_C^{(1)} = I_C(\mu_3)] / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_{IDEAL})]$ by using ductilities μ_3 and μ_{IDEAL} (PREDP. 7.3). 119
- Figure 5.32: Comparison between the assumed and actual value of factor α (PREDP. 3) and their impact on the seismic capacity index of a storey at the 2nd level of complexity $I_C(\alpha_{predp.}) / I_C(\alpha_{dej.})$. 120
- Figure 5.33: Comparison between seismic demand and capacity in terms of top displacements D_i, D_{NC} and the seismic resistance assessment $C / D = D_{NC} / D_i$ at the 3rd and 4th level of complexity. 121
- Figure 5.34: Comparison between seismic demand and capacity in terms of storey drift ratios δ_i, δ_{NC} and the seismic resistance assessment $C / D = \delta_{NC} / \delta_i$ at the 3rd and 4th level of complexity. 122
- Figure 5.35: The comparison of the influence of parameters D_{top}, δ_j in θ_i on the C / D ratio at the 4th level. 123

-
- Figure 5.36: Comparison between the rotations of the most critical elements (θ_t and θ_{NC}) and the corresponding storey drift ratio (δ_t and δ_{NC}) for all the investigated buildings at the 4th level of complexity. 124
- Figure 5.37: Comparison between the results obtained at the 4th level of complexity by using EC8-1 (50% of gross sections) and the EC8-3 (secant) stiffness. 128

SIMBOLI

Velike latinične črke

A_b	površina prečnega prereza upogibne armature v robnem stebru stene
A_c	efektivna površina sten v prvi etaži objekta; površina betonskega dela prečnega prereza
A_g	površina prečnega prereza
A_h	površina prečnega prereza stremenske armature
A_i	efektivni prerez stene v prvi etaži objekta
A_s	površina prečnega prereza, ki sodeluje pri prevzemu strižnih napetosti; površina prečnega prereza vzdolžne natezne armature
A_s'	površina prečnega prereza vzdolžne tlačne armature
A_{sw}	površina prečnega prereza stremenske armature
A_t	površina prečnega prereza upogibne armature v natezni coni stebra; površina prečnega prereza upogibne armature robnem stebru v natezni coni
A_{tot}	površina prečnega prereza celotne upogibne armature stebra
A_w	površina prečnega prereza upogibne armature v stojini stene; površina prečnega prereza, ki sodeluje pri prevzemu strižnih napetosti
C	kapaciteta
C_g	indeks nosilnosti posamezne skupine vertikalnih nosilnih elementov
C_t	faktor upoštevanja različnega tipa konstrukcije
D	zahteva potresa
$D_{e,t}^*$	potresna zahteva SDOF sistema, izražena s ciljnim pomikom elastične konstrukcije
D_m^*	pomik, ki ustreza pojavu plastičnega mehanizma na ekvivalentnem SDOF sistemu
D_{NC}	kapaciteta MDOF sistema v mejnem stanju NC, izražena s pomikom konstrukcije
D_t	potresna zahteva MDOF sistema, izražena s ciljnim pomikom neelastične konstrukcije
D_{top}	pomik konstrukcije na vrhu objekta
D_t^*	potresna zahteva SDOF sistema, izražena s ciljnim pomikom neelastične konstrukcije
D_y^*	pomik na meji tečenja idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema
D^*	pomik konstrukcije na vrhu objekta ekvivalentnega SDOF sistema
E	modul elastičnosti (betonskega) prečnega prereza
E_c	modul elastičnosti betonskega prečnega prereza
E_m^*	dejanska deformacijska energija pri pomiku D_m^*
E_o	konstrukcijski indeks
E_s	modul elastičnosti armature
F	indeks duktilnosti
F_b	celotna prečna sila konstrukcije ob vpetju
F_y^*	celotna prečna sila na meji tečenja idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema
F^*	celotna prečna sila ob vpetju ekvivalentnega SDOF sistema
G	obravnavana skupina vertikalnih nosilnih elementov
$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalne obtežbe j
H	višina konstrukcije
H_{pl}	višina plastificiranega dela konstrukcije
I_C	indeks kapacitete
I_D	indeks potresnih zahtev
I_g	vztrajnostni moment prečnega prereza
I_{neraz}	vztrajnostni moment nerazpokanega (betonskega) prečnega prereza
I_{raz}	vztrajnostni moment razpokanega (betonskega) prečnega prereza
L	dolžina elementa
L_V	strižni razpon elementa
L_V^*	količnik strižnega razpona
M	upogibni moment elementa
M_{exp}	upogibna nosilnost prereza na podlagi eksperimentalnih preiskav
M_u	upogibna nosilnost prečnega prereza (na 2. nivoju računa)
M_y	upogibna nosilnost prečnega prereza (na 3., 4. in 5. nivoju računa)
N	osna sila, ki je posledica gravitacijske obtežbe
N_{max}	(maksimalna) tlačna osna sila pri določitvi upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra
N_{min}	(minimalna) natezna osna sila pri določitvi upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremenljive obtežbe i

P	verjetnost porušitve konstrukcije pri maksimalnem pospešku tal
P_j	horizontalno razporejena obtežba j -te etaže konstrukcije
R_μ	redukcijski faktor, ki je definiran z razmerjem pospeškov elastičnega in neelastičnega sistema
S	parameter temeljnih tal
S_a	nosilnost konstrukcije, izražena s spektralno vrednostjo pospeška
S_{ay}	nosilnost SDOF sistema na meji tečenja, izražena s spektralno vrednostjo pospeška
S_D	indeks konfiguracije objekta
S_{de}	elastični spekter pomikov
S_e	elastični spekter pospeškov
$S_{e,NC}$	kapaciteta SDOF sistema v mejnem stanju NC, izražena z elastično spektralno vrednostjo pospeška
$S_{e,t}$	potresna zahteva SDOF sistema, izražena z elastično spektralno vrednostjo pospeška
$S_e(T)$	elastična spektralna vrednost pospeška pri osnovnem nihajnem času konstrukcije
$S_e(T^*)$	elastična spektralna vrednost pospeška, ki ustreza nihajnemu času SDOF sistema T^*
SS	ocena potresne ogroženosti (angl. <i>Structural Score</i>)
T	osnovni nihajni čas konstrukcije
T_B	spodnja meja nihajnega časa v konstantnem delu spektra pospeškov
T_C	zgornja meja nihajnega časa v konstantnem delu spektra pospeškov
T_D	nihajni čas, ki predstavlja začetek konstantnega dela spektra pomikov
T_I	ocenjena vrednost osnovnega nihajnega časa konstrukcije
T^*	nihajni čas idealiziranega SDOF sistema
V_C	prispevek betona k strižni nosilnosti (sili) prečnega prereza
V_N	prispevek mehanizma tlačne diagonale k strižni nosilnosti (sili) prečnega prereza
$V_{NC,i}$	kapaciteta MDOF sistema v mejnem stanju NC, izražena s prečno silo i -tega elementa
V_S	prispevek strižne armature k strižni nosilnosti (sili) prečnega prereza
V_{su}	strižna nosilnost (sila) elementa
$V_{su,max}$	maksimalna strižna nosilnost (sila) prečnega prereza
V_u	strižna sila pri tečenju upogibne armature
$V_{t,i}$	potresna zahteva MDOF sistema, izražena s prečno silo i -tega elementa
W	teža celotnega objekta

Male latinične črke

a_g	projektni pospešek temeljnih tal
b	širina prečnega prereza; dimenzija robnega stebra v smeri dolžine stene
b_e	ekvivalentna debelina stene
b_i	razdalja med posameznimi objetimi palicami vzdolžne armature
b_o	širina objetega dela betonskega jedra
b_w	širina prečnega prereza, ki sodeluje pri prevzemu strižnih napetosti
c	krovna plast betona
d	razdalja med tlačnim robom prečnega prereza in natezno armaturo
d_{bL}	povprečni premer palice natezne armature
d'	razdalja med tlačnim robom prečnega prereza in tlačno armaturo
f_b	natezna trdnost upogibne armature v robnem stebru stene
f_c	tlačna trdnost betona
f_{cm}	srednja vrednost tlačne trdnosti betona
f_y	natezna trdnost vzdolžne armature
f_{yb}	natezna trdnost vertikalne armature v robnem stebru stene
f_{yh}	natezna trdnost horizontalne armature v stojini stene
f_{yl}	natezna trdnost vzdolžne armature
f_{ys}	natezna trdnost armature objetja v robnem stebru stene
f_{yv}	natezna trdnost vertikalne armature v stojini stene
f_{yw}	natezna trdnost stremenske armature
f_w	natezna trdnost upogibne armature v stojini stene
g	pospešek prostega pada
h	globina prečnega prereza
h_o	globina objetega dela betonskega jedra
j	obravnavana etaža objekta
j_e	razdalja med središčem nateznih in tlačnih osnih sil
k_I	faktor korekcije rotacij zaradi (ne)upoštevanja potresno odpornega detajliranja

k_2	faktor korekcije rotacij zaradi (ne)vgrajene gladke armature
k_3	faktor korekcije rotacij zaradi (ne)vgrajene hladno-oblikovane armature
$k(\mu_\theta)$	količnik variabilnosti strižne nosilnosti v odvisnosti od variabilnosti rotacijske duktilnosti
l_w	razdalja med središčem robnih stebrov stene
l_{wi}	dolžina stene v prvi etaži objekta
m_j	masa j -te etaže konstrukcije
m^*	masa ekvivalentnega SDOF sistema
n	skupno število etaž objekta; strižnost stremenske armature
p_{te}	količnik ekvivalentne natezne vzdolžne armature
p_{wh}	količnik stremenske armature
s	razdalja med stremeni stremenske armature
s_h	razdalja med stremeni stremenske armature
t	indeks starosti objekta; širina stojine prečnega prereza stene
x	višina tlačne cone prečnega prereza
z	ročica notranjih sil

Velike grške črke

Γ	transformacijski faktor za pretvorbo iz SDOF na MDOF sistem
Φ_j	nihajna oblika (po etažah konstrukcije)

Male grške črke

α	razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal in pospeškom prostega pada; faktor objetja betona
$\alpha_{dej.}$	vrednost faktorjev α_2 in α_3 na podlagi N2 metode
α_k	koeficient pri začetni togostni matriki sistema za račun matrike dušenja
α_m	koeficient pri masni matriki sistema za račun matrike dušenja
$\alpha_{predp.}$	predpostavljena vrednost faktorjev α_2 in α_3
α_V	faktor vpliva načina porušitve elementa
α_2	efektivna nosilnost druge (stene) skupine pri porušitvi prve skupine (kratki stebri) elementov
α_3	efektivna nosilnost tretje (stebri) skupine pri porušitvi prve skupine (kratki stebri) elementov
$\beta(T)$	normirana spektralna vrednost pri osnovnem nihajnem času konstrukcije
γ_{el}	faktor primarnih oz. sekundarnih potresnih elementov
γ_I	faktor pomembnosti objekta
δ	kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo stebra
$\delta_{NC,j}$	kapaciteta MDOF sistema v mejnem stanju NC, izražena z zamikom j -te etaže
$\delta_{t,j}$	potresna zahteva MDOF sistema, izražena z zamikom j -te etaže
ϵ_{cu}	mejna tlačna deformacija betona
ϵ_{su}	mejna natezna deformacija armature
ϵ_y	deformacija natezne armature na meji tečenja
θ	rotacija elementa
θ_{eff}	efektivna rotacija elementa (na meji tečenja)
θ_{el}	elastična rotacija elementov
$\theta_{NC,i}$	kapaciteta MDOF sistema v mejnem stanju NC, izražena z rotacijo i -tega elementa
θ_{pl}	plastičen del mejne rotacije elementa
$\theta_{t,i}$	potresna zahteva MDOF sistema, izražena z rotacijo i -tega elementa
θ_{um}	mejna rotacija elementa
θ_y	rotacija elementa na meji tečenja
μ	duktilnost elementa ; zahtevana duktilnost (pri N2 metodi)
μ_{IDEAL}	duktilnost idealiziranega diagrama kapaciteta konstrukcije
μ_s	duktilnost najmanj deformabilnega elementa nosilne konstrukcije
μ_θ	rotacijska duktilnost
μ_θ^{pl}	plastičen del rotacijske duktilnosti
μ_1	duktilnost elementa na lokalnem nivoju pri upoštevanju efektivne rotacije elementa θ_{eff}
μ_2	duktilnost elementa na lokalnem nivoju pri upoštevanju elastične rotacije elementa θ_{el}
μ_3	duktilnost elementa na globalnem nivoju pri upoštevanju elastične rotacije elementa θ_{el}
v	normirana vrednost osne sile
v_{max}	maksimalni nivo osne sile
v^*	količnik osne sile

ζ	koeficient kritičnega dušenja
ρ_b	količnik vzdolžne armature v robnem stebru stene
ρ_b^*	mehanski količnik vzdolžne armature v robnem stebru stene
ρ_d	količnik diagonalne armature
ρ_h	količnik stremenske armature v stojini stene
ρ_h^*	mehanski količnik stremenske armature v stojini stene
ρ_{min}	minimalni količnik vzdolžne armature
ρ_s	količnik objetja v robnem stebru stene
ρ_{sx}	količnik stremenske armature
ρ_s^*	mehanski količnik objetja v robnem stebru stene
ρ_{tot}	količnik vzdolžne armature
ρ_v	količnik vzdolžne armature v stojini stene
ρ_v^*	mehanski količnik vzdolžne armature v stojini stene
ρ_w	količnik stremenske armature
σ_B	srednja vrednost tlačne trdnosti betona
σ_{wy}	srednja vrednost natezne trdnosti stremenske armature
σ_{0e}	osna napetost zaradi tlačne osne sile
τ	predpostavljena vrednost mejne napetosti elementa
$\varphi(n, j)$	indeks etažnosti, ki upošteva zmanjševanje potresnih zahtev vzdolž višine objekta
ϕ_y	ukrivljenost prečnega prereza na mestu največjega upogibnega elementa
$\psi_{E,i}$	kombinacijski faktor spremenljive obtežbe i
ω	mehanski delež vzdolžne natezne armature
ω_b	mehanski volumetrični količnik vzdolžne armature v robnem stebru stene
ω_h	mehanski volumetrični količnik stremenske armature v stojini stene
ω_s	mehanski volumetrični količnik armature objetja v robnem stebru stene
ω_{sw}	mehanski volumetrični količnik stremenske armature
$\omega_{sw,min}$	minimalni mehanski volumetrični količnik stremenske armature
$\omega_{s,min}$	minimalni mehanski volumetrični količnik armature objetja v robnem stebru stene
ω_{tot}	mehanski volumetrični količnik vzdolžne armature
ω_v	mehanski volumetrični količnik vzdolžne armature v stojini stene
ω'	mehanski delež vzdolžne tlačne armature

OKRAJŠAVE

AB	armiran beton	reinforced concrete
ABO	armiranobetonska okvirna (konstrukcija)	reinforced concrete frame (structure)
ABS	armiranobetonska stenasta (konstrukcija)	reinforced concrete wall (structure)
ACI		American Concrete Institute
AD	pospešek – pomik	acceleration – displacement
ASCE		American Society of Civil Engineers
<i>BSH</i>	osnovni faktor potresne ogroženosti	basic structural hazard
<i>C</i>	kapaciteta	capacity
CAE	metoda s cenilko pogojnega povprečja	conditional average estimator
CEN		Comité Européen de Normalisation
ČSK	čista stenasta konstrukcija	
<i>D</i>	zahteva potresa	seismic demand
DL	(mejno stanje) omejitve poškodb	damage limitation
EC	Evrokod	Eurocode
EERI		Earthquake Engineering Research Institute
ELSA		European Laboratory for Structural Assessment
EMS	evropska makroseizmična lestvica	European Macroseismic Scale
FEMA		Federal Emergency Management Agency
FNRJ	Federativna Narodna Republika Jugoslavije	
IAEE		International Association for Earthquake Engineering
IKPIR	Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo	The Institute of Structural Engineering, Earthquake Engineering and Construction IT
JBDPA		Japan Building Disaster Prevention Association
LS	mejno stanje	limit state
MDOF	več prostostnih stopenj	multi degree of freedom
MK	mešana konstrukcija	
MVLEM	makro element z več navpičnimi vzmetmi	multi vertical line element
NC	(mejno stanje) blizu porušitve	near collapse
NDA	nelinearna dinamična analiza	nonlinear dynamic analysis
NSA	nelinearna statična analiza	nonlinear static analysis
NZNSEE		New Zealand National Society for Earthquake Engineering
OK	okvirna konstrukcija	
PAGER		Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response
PBEE	metoda kontroliranega odziva	performance based earthquake engineering
PEER		Pacific Earthquake Engineering Research Center
<i>PGA</i>	maksimalni pospešek tal	peak ground acceleration
<i>PMF</i>	modifikacijski faktor potresne ogroženosti	performance modification factor
SD	(mejno stanje) velikih poškodb	significant damage
SDOF	ena prostostna stopnja	single degree of freedom
SERIES		Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies
SFRJ	Socialistična federativna republika Jugoslavije	
SK	stenasta konstrukcija	
SS	končna ocena potresne ogroženosti	structural score
USGS		United States Geological Survey
WHE		World Housing Encyclopedia
ZDA	Združene države Amerike	United States of America

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Naravni pojav, ki ponazarja sunkovito nihanje tal, imenujemo potres. Ta je v najbolj splošni obliki tektonskega izvora in nastane zaradi premikanja plošč v Zemljini notranjosti, pri čemer se aktivirajo prelomi, v katerih se sproščena energija razširja v obliki seizmičnega valovanja v vse smeri. V kolikor to valovanje doseže Zemljino površje z zadostno energijo, ki povzroči nezaželene posledice na ljudi, objekte ali naravo, govorimo o potresu kot o naravni nesreči. S posrednim varovanjem človeških življenj in z neposredno omejitvijo materialne škode na gradbenih objektih se ukvarja znanstveno področje potresno inženirstvo, ki med drugimi pokriva področje potresne odpornosti obstoječih objektov.

Razvoj potresnega inženirstva v svetu in pri nas je omogočil, da smo sicer sposobni graditi objekte, za katere obstaja velika verjetnost, da se ne bodo porušili tudi pri najmočnejšem potresu. Tako kot povsod po svetu, pa je tudi pri nas problematična potresna odpornost nekaterih obstoječih objektov. Pri tem se potresna odpornost objekta oz. njegove nosilne konstrukcije pri dani potresni intenziteti meri glede na stopnjo poškodovanosti oziroma glede na mejno stanje, ki ga povzroči obravnavana potresna obremenitev.

Stopnjo poškodovanosti konstrukcije je v splošnem zelo težko napovedati, saj gre v tem primeru za relativno zahteven in dolgotrajen postopek. V ta namen je potrebno narediti natančno analizo konstrukcije, ki zajema predvsem podrobno matematično modeliranje ter uporabo različnih metod za analizo, ki pripomorejo k boljšemu razumevanju celotnega odziva konstrukcije med močnimi potresi. Pri tem je dodatno možno narediti analizo odziva nekonstruktivnih elementov, kar pa je v praksi manj pogosto. V splošnem temelji analiza odziva konstrukcije na metodah konstrukcijske dinamike. Najbolj pogosto uporabljena je že desetletja modalna analiza s spektri odziva. Gre za metodo, ki je v principu najbolj pogosto uporabna pri linearno elastičnih konstrukcijskih sistemih. Pri tej metodi ni mogoče napovedovati odziva poškodovane konstrukcije, ko se pojavi nelinearnost v posameznih elementih nosilne konstrukcije. Ker pa se gradbeni objekti med močnimi potresi običajno poškodujejo in razvijejo neelastične deformacije, je za natančnejše ocene potrebno izvesti analizo potresnega odziva z uporabo NSA (okrajšava za nelinearno statično analizo) oz. nelinearne potisne (angl. *pushover*) analize ali z uporabo NDA (okrajšava za nelinearno dinamično analizo) z računom časovnega odziva (angl. *response-history*) konstrukcije. Za ocenjevanje potresne odpornosti večjega števila konstrukcij običajnih obstoječih objektov se lahko uporabljajo postopki, ki temeljijo na enostavnih izračunih, za katere so ponavadi potrebni le podatki o geometriji in materialu nosilne konstrukcije. Za približno oceno potresne odpornosti celotnih naselij ali mest pa so uporabne hitre metode, ki temeljijo le na hitrem ogledu objekta in omogočajo hitre približne ocene potresne odpornosti objektov na podlagi osnovnih podatkov o objektu (npr. leto gradnje, material, konstrukcijski sistem, višina konstrukcije oz. objekta, pravilnost konstrukcije).

Pri številnih starejših objektih se pričakuje, da bi bila njihova poškodovanost med močnim potresom razmeroma velika ali pa bi se ti celo porušili. Tako obnašanje konstrukcij med potresno obremenitvijo je predvsem posledica neustreznih predpisov o potresno odporni gradnji, ki so bili pred časom v veljavi. Zaradi tega razloga v mnogih državah potekajo akcije za sistematično utrjevanje potresno ogroženih obstoječih objektov. Pri nas je bil leta 1978 sprejet Zakon o seizmološki službi (1978), ki je med drugim predvideval, da je potrebno evidentirati pomembnejše obstoječe gradbene objekte in preveriti njihovo potresno odpornost. Če bi se ugotovilo, da pomembnejši objekt ne ustreza predpisani seizmični varnosti, bi bilo potrebno objekt utrditi. Leta 1986 je izšel Odlok o tem, kateri gradbeni objekti se štejejo za pomembnejše gradbene objekte po zakonu o seizmološki službi (1986). Na žalost

se določila Zakona niso izvajala in v Sloveniji še danes ni prišlo do konkretnjših organiziranih akcij utrjevanja. Od posameznih investitorjev je odvisno, če pri obnovah starejših objektov poskrbijo tudi za potresno utrditev objekta. Kljub vsemu pri nas obstaja potreba po sistematičnem pristopu k utrjevanju potresno ogroženih objektov, saj Slovenija stoji na potresno ogroženem območju, katero je v preteklosti že prizadel močnejši (rušilni) potres. Okrog 700 tisoč, ali dobra tretjina vseh prebivalcev države Republike Slovenije, prebiva na območjih, kjer so mogoči potresi osme in devete stopnje po EMS-potresni lestvici (ARSO, 2012). Med potresno najbolj ogrožena mesta tako uvrščamo Idrijo, Ljubljano, Krško, Brežice, Tolmin, Bovec, Ilirsko Bistrico in Litijo. Ta mesta so že bila prizadeta z močnejšimi potresi, med katerimi najbolj izstopajo naslednji:

- Potres na Idrijskem 26. marca 1511, stopnja X po EMS lestvici, magnituda 6.8.
- Potres v Ljubljani 14. aprila 1895, stopnja VIII-IX po EMS lestvici, magnituda 6.1.
- Potres v Brežicah 29. januarja 1917, stopnja VIII po EMS lestvici, magnituda 5.7.
- Potres v Zgornjem Posočju 12. aprila 1998, stopnja VII-VIII po EMS lestvici, magnituda 5.7.

Ker so današnja urbana naselja gosteje pozidana, kot so bila nekoč, je ob morebitnem novem potresu pričakovati še večjo materialno škodo, kot se je pojavila v preteklosti. Za zmanjšanje škode bi bilo obstoječim starejšim objektom potrebno oceniti potresno odpornost, rezultati ocenjevanja pa bi bili uporabni za identifikacijo obstoječih objektov, ki jih je potrebno utrditi ter za določanje prioritet pri utrjevanju objektov. Poleg tega bi bili rezultati ocenjevanja uporabni za načrtovanje aktivnosti v zvezi z reševanjem po potresih in za načrtovanje morebitne uvedbe obveznega zavarovanja proti potresni škodi. Po drugi strani bi bili ti rezultati pomembni za implementacijo evropskega standarda Evrokod 8 v Sloveniji, posebno njegovega dela 3, ki se nanaša na ocenjevanje potresne odpornosti in utrditev obstoječih objektov.

V literaturi obstaja vrsta metod različnih zahtevnosti, ki se uporabljajo za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih objektov. Kratek pregled teh metod je podan v poglavju 1.2. Nobena izmed metod ni univerzalna in splošno sprejeta. Potrebno je upoštevati tudi dejstvo, da so značilnosti obstoječih objektov močno odvisne od geografske lokacije objekta in od leta gradnje, v odvisnosti od predpisov, ki so v določenem času veljali v določeni državi.

1.1 Tema doktorske disertacije

Sistematično delo pri razvoju metodologij za ocenjevanje potresne odpornosti AB (okrajšava za armiran beton) objektov, grajenih na območju Srednje Evrope in Sredozemlja, se je v okviru raziskovalne skupine IKPIR pričelo v letih 2002 in 2003. V tem obdobju je bil sprva pripravljen pregled metod, ki se za ocenjevanje potresne odpornosti uporabljajo po svetu. Izbrane metode so bile nato uporabljene na nekaterih testnih konstrukcijah, pri čemer pa še ni bila narejena verifikacija posameznih predpostavk, ki so sestavni del poenostavljenih metod. V letu 2006 je raziskovalna skupina IKPIR nadaljevala z delom na omenjenem področju, pri čemer so bile takratne raziskave namenjene krivuljam ranljivosti, ki prikazujejo verjetnost prekoračitve določenega stanja poškodovanosti konstrukcije v odvisnosti od jakosti potresa. Namen opravljenih raziskav v tem letu je bil izbor krivulj ranljivosti, ki bi bile primerne za območje Slovenije. Pri tem naj bi bile izbrane krivulje ranljivosti uporabne za verifikacijo nekaterih koeficientov v okviru hitre metode, ki bi bila uporabna za naše območje. Tema te doktorske disertacije predstavlja nadaljevanje dela objavljenega v raziskovalno-razvojnih nalogah, ki so jih pripravili Fajfar et al. (2002, 2003 in 2006).

V okviru doktorske disertacije je najprej narejen pregled postopkov za določevanje potresne odpornosti obstoječih AB objektov, ki so objavljeni v literaturi. Pri tem so bili izbrani tisti postopki, za katere je bilo ocenjeno, da so uporabni za konstrukcijske sisteme tipične za Srednjo Evropo in Sredozemlje, ob upoštevanju morebitnih značilnosti za Slovenijo (predvsem leto gradnje v povezavi s predpisi, ki so bili veljavni v tistem času). Postopki se med seboj razlikujejo glede na zahtevnost uporabe, željene natančnosti dobljenih rezultatov ter dolgotrajnosti računskega postopka. Pri študiju postopkov so bile s specializiranim programom OpenSees (McKenna in Fenves, 2007) izvedene analize različnih testnih konstrukcij. OpenSees je program za določevanje potresnega odziva AB konstrukcij med potresi, z njim pa je mogoče med drugim podrobno analizirati okvirne konstrukcije, okvirne konstrukcije z zidanimi polnili, stenaste konstrukcije ter konstrukcijske sisteme v kombinaciji s prej naštetimi tipi konstrukcij. Omenjeno programsko orodje poleg poenostavljenih nelinearnih metod za določitev odziva omogoča tudi izvedbo NDA, ki so uporabljene za validacijo poenostavljenih metod.

Analiza odziva konstrukcij se v tej doktorski disertaciji najprej prične na nivoju elementa, pri čemer sta upoštevani porušitvi zaradi upogiba in zaradi striga ter strižno-upogibna porušitev. Omenjeni tipi porušitve so močno povezani s postopki določevanja kapacitete posameznih elementov nosilne konstrukcije oziroma v končni fazi s kapaciteto celotne konstrukcije. Poseben problem predstavlja določitev strižne nosilnosti elementov, zato je v ta namen narejen pregled modelov za določitev strižne nosilnosti, pri čemer je uporabnost obravnavanih modelov verificirana z rezultati eksperimentalnih preiskav sten in stebrov. Za tipične konstrukcijske sisteme je nato izdelan matematični model različnih testnih konstrukcij, potresna odpornost pa je določena z natančnejšimi (nelinearnimi) analizami, pri čemer so rezultati teh analiz uporabljeni za verifikacijo predlaganih enostavnih postopkov za oceno potresne odpornosti na nižjih nivojih zahtevnosti.

V doktorski disertaciji je za določitev potresne odpornosti objektov najprej predstavljena hitra metoda, ki deluje po zgledu ameriške metode (FEMA, 2002a, 2002b). Z namenom, da bi bila ameriška metoda uporabna za oceno potresne odpornosti objektov na območju Slovenije, je bil del te metode nekoliko spremenjen. Uporabljene so bile krivulje ranljivosti, ki sta jih predstavila Rosseto in Elnashai (2003). Tu so bili upoštevani podatki za objekte za širše območje Evrope, pri tem pa je bilo predpostavljeno, da je obnašanje objektov na slovenskih tleh podobno obnašanju objektov na širšem evropskem območju.

V nadaljevanju disertacije so predstavljeni računski postopki za določitev potresne odpornosti objektov, ki delujejo na petih nivojih zahtevnosti. Posamezni nivoji računa se med seboj razlikujejo na podlagi zahtevnosti in dolgotrajnosti računskega postopka ter na podlagi željene natančnosti dobljenih rezultatov, pri čemer so nižji nivoji enostavnejši od višjih in dajejo bolj približne ocene potresne odpornosti. Na prvem in drugem nivoju je kot osnova upoštevana metoda, predstavljena v japonskem standardu *Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings* (JBDPA, 2001), pri čemer je narejena modifikacija osnovne verzije izbranih metod in sicer z namenom uporabnosti teh metod na objektih na širšem področju Srednje Evrope in Sredozemlja. Na tretjem in četrtem nivoju je uporabljena N2 metoda (Fajfar, 2000), pri kateri je izvedena nelinearna potisna analiza na matematičnem modelu konstrukcije z več prostostnimi stopnjami. Razlika med tretjim in četrtem nivojem je le v določitvi matematičnega modela konstrukcije. Na tretjem nivoju je uporabljen računalniški program NEAVEK, ki je bil razvit v doktorski disertaciji Vojka Kilarja (1995), pri čemer so bile v tej disertaciji narejene nekatere dopolnitve programa. Na četrtem nivoju je uporabljeno že prej omenjeno programsko orodje OpenSees, s katerim je možno narediti natančnejši matematični model konstrukcije. Računsko najbolj zahtevna in časovno najbolj zamudna je metoda NDA na petem nivoju, ki je bila uporabljena za verifikacijo rezultatov vseh poenostavljenih postopkov za določitev potresne odpornosti obstoječih objektov.

Predlagani postopki so bili v doktorski disertaciji uporabljeni za analizo številnih stavb. Pri tem je bila uporabljena ena skupina akceleroogramov, skalirana na tipično intenziteto potresne obtežbe. Analizirani so bili vplivi fizikalnih negotovosti, ki so povezani s pridobivanjem tehničnih podatkov o konstrukciji. Glede na to, da so v doktorski disertaciji obravnavani objekti, ki so bili grajeni v času, ko je bilo znanje o potresno odporni gradnji še dokaj pomankljivo, sta bila tu analizirana predvsem vpliv uporabe različnega materiala nosilne konstrukcije ter količina uporabljene armature. Ta dva parametra sta pri analizi konstrukcije bistvena, pri gradnji objektov v različnih obdobjih pa sta se spreminjala glede na takratne predpise. Poleg tega je bila na enem primeru okvirne in mešane konstrukcije analizirana modelna negotovost, t.j. vpliv modeliranja začetne togosti elementov nosilne konstrukcije. Tak način modeliranja ima kvantitativno največji vpliv na določevanje potresne odpornosti objektov na različnih nivojih zahtevnosti.

Glavni rezultat disertacije, v kateri so ovrednoteni in dopolnjeni obstoječi postopki, je torej priprava nabora postopkov za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih AB objektov na različnih nivojih zahtevnosti, ki so uporabni za različne konstrukcijske sisteme na območju Srednje Evrope in Sredozemlja, grajene v različnih obdobjih. Postopki so verificirani na podlagi rezultatov NDA, njihova uporabnost pa je sorazmerna s stopnjo zahtevnosti izbranega postopka in željeno natančnostjo rezultata potresne odpornosti. Ti postopki so uporabni tako za prakso kot tudi za nadaljne raziskave na tem področju.

1.2 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju

Izkušnje, dobljene med novejšimi potresi, kažejo, da znamo graditi potresno odporne gradbene objekte. Glavni problem predstavljajo obstoječi objekti, ki so bili pri nas grajeni v času, ko še ni bilo ustreznih predpisov o potresno odporni gradnji. V to skupino štejemo objekte, ki so bili grajeni do leta 1964. Poleg tega velik problem predstavljajo tudi objekti, ki so bili grajeni v času, ko so glede potresno odporne gradnje veljali pomankljivi predpisi. Ob upoštevanju današnjega znanja so bili ti predpisi v veljavi predvsem do leta 1981 (Službeni list SFRJ, 1964), deloma pa celo do leta 2008 (Službeni list SFRJ, 1981). Obstaja vrsta metod za ocenjevanje potresne odpornosti objektov, ki zajemajo celoten spekter in sicer od bolj natančnih (npr. Fajfar, 2000), ki so primerne za ocene pomembnih objektov, do bolj grobih, ki se uporabljajo za ocenjevanje potresne ogroženosti celotnih mest (npr. FEMA, 1999a, 1999b, 2000a). Poleg tega v svetu obstajajo metode, ki omogočajo hitre približne ocene potresne odpornosti objektov na podlagi osnovnih podatkov o objektu (npr. leto gradnje objekta, material, konstrukcijski sistem, višina stavbe pravilnost konstrukcije), pri čemer sta najbolj znani ameriška (FEMA, 2002a, 2002b) in novozelandska metoda (NZNSEE, 2002). Ti dve metodi sta bili izdelani na podlagi statističnih podatkov velikega števila poškodovanih objektov med močnimi potresi in sta tako uporabni za konstrukcije z različnim materialom nosilne konstrukcije in različnih konstrukcijskih sistemov. Naslednjo stopnjo hitrih metod predstavlja metoda z enostavnimi hitrimi izračuni, po zgledu japonske metode (JBDPA, 2001). Ta je sicer v odvisnosti od stopnje zahtevnosti in pričakovane natančnosti dobljenih rezultatov razdeljena na tri različne nivoje zahtevnosti.

Oceno potresne odpornosti posameznih objektov na potresno ogroženem območju Evrope obravnava evropski standard EC8-3 (CEN, 2005), vendar postopek tu ni povsem jasno definiran. V povezavi s tem standardom je postopek ocenjevanja potresne odpornosti (poleg postopkov za utrditev in projektiranje) objektov prikazan tudi v knjigi, ki jo je predstavil Fardis (2009). Tu je med drugimi mogoče najti tudi določila za določevanje upogibne in strižne kapacitete posameznih elementov, ki so pri določitvi potresne odpornosti objektov bistvenega pomena.

Številne predpostavke in problemi, ki so povezani z določitvijo kapacitete posameznih elementov konstrukcije ter tudi celotne konstrukcije, so bili obravnavani s strani številnih avtorjev. Pri tem so Dymiotis et al. (1999) študirali predvsem vpliv modeliranja kapacitete in začetne togosti elementov, poleg tega pa tudi različne kriterije globalne porušitve konstrukcije in porušitve na nivoju elementa. Bardakis in Dritsos (2007) sta študirala vpliv ocene kapacitete konstrukcij tekom nelinearne potisne analize. Pri tem sta spremljala vpliv določil različnih ameriških in grških predpisov. Ugotovila sta, da pri ocenjevanju kapacitete konstrukcije z različnimi modeli nastopijo glavne razlike zaradi različnih modelov za ocenjevanje elastične togosti razpokanih AB prerezov, kar v končni fazi pomembno vpliva na določitev potresnih zahtev celotne konstrukcije. Poleg številnih modelov za oceno kapacitete posameznih AB elementov je pri oceni potresne odpornosti objektov potrebno posebno pozornost nameniti prav določitvi potresnih zahtev. V ta namen je zelo pomembna ustrezna določitev osnovnega nihajnega časa konstrukcije. Pri tem so poenostavljeni izrazi za določitev osnovnega nihajnega časa konstrukcije, ki so uporabni pri različnih postopkih projektiranja in/ali določitve odziva konstrukcij, študirali npr. Crowley in Pinho (2004) ter tudi Verderame et al. (2010). Poenostavljeni izrazi so bili v omenjenih študijah povzeti iz literature, študije pa so bile opravljene v namen kontrole uporabnosti teh izrazov in sicer za objekte na evropskem urbanem območju. Rezultati študij kažejo predvsem na to, da poenostavljeni izrazi v kar nekaj primerih močno odstopajo od dejanskega elastičnega odziva »evropskih« konstrukcij.

Pregled metodologij za ocenjevanje ranljivosti objektov, ki se uporabljajo po svetu in so obenem primerne za praktično uporabo na našem območju, so predstavili Calvi et al. (2006). Tu je pregled metod narejen za obdobje zadnjih 30 let, poleg tega pa je podana tudi ocena njihovih uporabnosti. Ker je pri takšnem delu vedno prisotna tudi subjektivna presoja, je zanimivo in poučno spoznati, kako gledajo na probleme ocenjevanja ranljivosti kolegi po svetu. V povezavi z ocenjevanjem potresne odpornosti objektov je v tej publikaciji predstavljena tudi metoda z enostavnim hitrim računom po zgledu japonske metode, poleg tega pa tudi metoda, ki deluje na podlagi formacije predpostavljenega plastičnega mehanizma (Cosenza et al., 2005).

Pregled konceptov in postopkov za oceno potresnega obnašanja AB stavb je dostopen v Ghobarah (2000). Tu so predstavljeni empirični postopki, ki so definirani na podlagi statističnih obdelav različnih baz podatkov ter postopka nelinearne statične in dinamične analize konstrukcije. Omenjena študija podaja glavne prednosti in pomankljivosti, poleg tega pa tudi samo uporabnost posameznega postopka za oceno potresnega obnašanja AB stavb. Primerjavo nelinearnih postopkov za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih objektov, ki se v prvi vrsti uporabljajo v Ameriki, Novi Zelandiji in na Japonskem, so podali tudi Lupoi et al. (2004). Pri tem je bil postopek računa prikazan na treh primerih AB konstrukcij (dva ravninska primera konstrukcije in eden prostorski). Ker so bile obravnavane konstrukcije eksperimentalno preizkušene, so bili rezultati analiz v tej študiji primerjani z rezultati eksperimentalnih preiskav. Zaradi majhnega števila obravnavanih primerov konstrukcij zaključki tu niso podani glede uporabnosti posameznega postopka ocene potresne odpornosti, so pa podane glavne značilnosti in kritične točke pri samem postopku ocenjevanja. Ugotovljene so velike razlike pri ocenjevanju strižne nosilnosti AB elementov, ter tudi vozlišč AB elementov. Ustrezna ocena strižne nosilnosti je bila v kar nekaj primerih glavnega pomena pri določitvi kapacitete celotne konstrukcije. Ugotovljene so tudi večje razlike med rezultati ocene potresne odpornosti s posameznimi postopki računa, tudi v primeru, ko strižna porušitev ni upoštevana v računu.

Kar nekaj prispevkov je bilo narejenih na temo krivulj ranljivosti. Pomembna prispevka, ki izhajata iz dela v okviru projekta WHE PAGER in ki sta povezana s krivuljami ranljivosti, so pripravili Jaiswal et al. (2010, 2011). Ranljivost na porušitev je tu definirana kot verjetnost porušitve pri diskretnih

vrednostih potresne nevarnosti, izražene z makroseizmično intenziteto po lestvici EMS98. Projekt WHE PAGER je rezultat sodelovanja med projektoma World Housing Encyclopedia (WHE), ki ga izvaja Earthquake Engineering Research Institute (EERI) skupaj z Mednarodnim združenjem za potresno inženirstvo (IAEE) in projekta Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response (PAGER), ki ga izvaja U.S. Geological Survey (USGS). V okviru projekta WHE se zbirajo podatki o stavbnem fondu in konstrukcijskih sistemih, ki se gradijo v raznih delih sveta ter o njihovi ranljivosti. Ti podatki so nato uporabljeni pri razvoju programa PAGER za hitro oceno števila žrtev potresa. V okviru projekta WHE PAGER so bile na osnovi ekspertnega znanja izdelane krivulje ranljivosti za porušitev različnih tipov objektov v različnih delih sveta. V ta projekt je bila vključena tudi Slovenija.

Erberik (2008) je pripravil krivulje ranljivosti v odvisnosti od maksimalne hitrosti tal za tipične nizke in srednje visoke AB stavbe v Turčiji, pri čemer so mu bili v pomoč podatki o poškodbah stavb po dveh močnih potresih leta 1999. Barbat et al. (2008) so krivulje ranljivosti uporabili za oceno potresne škode v urbanih naseljih na primeru Barcelone. Ugotovili so, da je potresna ranljivost Barcelone velika in posledično je veliko tudi potresno tveganje. Borzi et al. (2008) so predlagali krivulje ranljivosti v odvisnosti od maksimalnega pospeška tal z uporabo potresne analize, ki bistveno olajša delo in zmanjša računski čas. Porter (2009) je predlagal različne krivulje ranljivosti, ki pokrivajo vse značilne tipe zgradb v ZDA. Z uporabo predlagane metodologije je pri tem mogoče razviti podobne krivulje za druge tipe zgradb. Mehany in El Horway (2010) sta pripravila krivulje ranljivosti za AB okvirne stavbe v zmernih potresnih območjih v Egiptu, pri čemer sta študirala vpliv predpisov in različnih konfiguracij stavb. Potrebno je omeniti, da kalibracija v vseh omenjenih študijah ni bila nujno eksplicitno izvedena, podatki po potresu so v nekaterih študijah služili tudi kot vodilo pri izbiri parametrov nelinearnih modelov in mejnih vrednosti.

1.3 Vsebina doktorske disertacije

V uvodnem poglavju so predstavljeni tema doktorske disertacije, pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju in vsebina doktorske disertacije. Slednja je v nadaljevanju organizirana v skladu s predlagano metodologijo določevanja potresne odpornosti AB objektov, ki deluje na različnih nivojih zahtevnosti. Najprej so v drugem poglavju predstavljene teoretične osnove predlaganih postopkov. Kot preliminarna metoda je predlagana metoda za hitro oceno, njej pa sledijo postopki, ki delujejo na petih nivojih zahtevnosti. Omenjeni postopki se pričnejo s poenostavljenima računskima metodama po zgledu metod iz Japonske na prvem in drugem nivoju, njima sledi N2 metoda na tretjem in četrtem nivoju ter metoda NDA na petem nivoju. V tej disertaciji so bile predvsem pri metodah na prvem in drugem nivoju narejene nekatere spremembe v primerjavi z osnovnima verzijama. Pri računu na tretjem in četrtem nivoju predstavlja N2 metoda dobro uveljavljeno prakso za določevanje potresne odpornosti konstrukcij. V okviru te disertacije so bila predlagana splošna navodila za določevanje kapacitete na nivoju celotne konstrukcije, ki jih v trenutnih verzijah evropskih standardov Evrokod ni mogoče najti.

V tretjem poglavju so predstavljeni modeli in postopki za oceno kapacitete na nivoju elementa. Najprej so predstavljeni modeli duktilnega obnašanja, t.j. določitev upogibne nosilnosti, karakterističnih rotacij in duktilnosti elementov. Ti modeli so v praksi že uveljavljeni. Ker v evropskih standardih za projektiranje konstrukcij ne poznamo zaključnih izrazov za določitev upogibne nosilnosti stebrov in sten, so enačbe v tej disertaciji povzete iz japonskega standarda JBDPA (2001). Poleg tega je v tej disertaciji kritično ovrednoteno še priporočilo o togosti razpokanih prerezih stebrov in sten v vrednosti 50% togosti nerazpokanih prerezov, ki ga je mogoče najti v evropskih standardih za projektiranje

konstrukcij. V nadaljevanju tega poglavja so nato predstavljeni še modeli neduktilnega obnašanja, torej modeli za določitev strižne nosilnosti stebrov in sten. Za izbrane preizkušance so vrednosti nosilnosti, ki so določene pri upoštevanju različnih modelov, primerjane z rezultati eksperimentalnih preiskav. V odvisnosti od upoštevanja različnega modela strižne nosilnosti je narejena še parametrična študija za določitev tipa porušitve stebrov in sten. Določene so še predpostavljene vrednosti mejnih napetosti stebrov, ki so uporabne za račun kapacitete na prvem nivoju zahtevnosti. Mejne napetosti so določene na podlagi baze podatkov eksperimentalno preizkušenih stebrov, pri čemer je obravnavano tako upogibno, kot tudi upogibno-strižno in strižno obnašanje stebrov.

V četrtem poglavju je predstavljeno matematično modeliranje konstrukcij. Najprej je na tretjem nivoju zahtevnosti opisano modeliranje konstrukcij, ki se ga izvede s pomočjo programa NEAVEK. Osnovna verzija programa, ki ga je v svoji doktorski disertaciji razvil Vojko Kilar (1995), je bila v namen te disertacije nekoliko dopolnjena. Sledi še opis matematičnega modeliranja konstrukcij na četrtem in petem nivoju zahtevnosti, ki je izvedeno s pomočjo programa OpenSees.

V petem poglavju je najprej predstavljenih 9 testnih okvirnih (za katere je narejena analiza dvanajstih variant konstrukcij) in 8 testnih stenastih konstrukcij (za katere je narejena analiza devetih variant konstrukcij). Testne konstrukcije se poleg tipa konstrukcijskega sistema med seboj razlikujejo še v številu etaž, v uporabi različne kakovosti materiala nosilne konstrukcije ter v količini vzdolžne in stremenske armature, kar je povezano predvsem z različnim obdobjem graditve objektov pri upoštevanju različnih predpisov. Predstavljena je še potresna obremenitev, s katero se primerja kapaciteta obravnavanih testnih konstrukcij. V nadaljevanju so nato analizirani rezultati potresne odpornosti v obliki primerjave rezultatov različnih postopkov računa, nato pa je analizirana še uporaba različnih predpostavk predvsem metod na prvih dveh nivojih računa. Tu se zaradi enostavnosti omenjenih dveh metod pojavi največje število predpostavk. Dodatno so analizirane še predpostavke, uporabljene pri določitvi kapacitete in potresnih zahtev na tretjem nivoju računa ter uporaba različnih parametrov ocenjevanja potresne odpornosti na najvišjih treh nivojih računa. Predpostavka, ki kvantitativno najbolj vpliva na razliko v oceni potresne odpornosti med zaporednima nivojema računa je analizirana v ločenem podpoglavju, tako da je izvrednoten njen vpliv na odziv konstrukcije. Analiziran je vpliv začetne togosti elementov, ta vpliv pa je prikazan na dveh primerih konstrukcije.

V šestem poglavju so podane glavne ugotovitve, izvorni znanstveni prispevki doktorske disertacije in možnosti nadaljnega raziskovanja. Vsebinski del doktorske disertacije je nato sklenjen s Povzetkom in literaturo, ki je navedena na koncu disertacije v poglavju Viri.

Ta stran je namenoma prazna.

2 METODOLOGIJA OCENJEVANJA POTRESNE ODPORNOSTI AB KONSTRUKCIJ

Metodologija ocenjevanja potresne odpornosti AB konstrukcij je v tej disertaciji predstavljena s preliminarno hitro metodo, nato pa z bolj natančnimi računskimi metodami, ki delujejo na petih različnih nivojih zahtevnosti in sicer za okvirne, stenaste in mešane konstrukcijske sisteme. Vsi postopki, ki so opisani v poglavjih 2.1 do 2.4 in ki so uporabljeni pri računu testnih primerov konstrukcije v poglavju 5, so povzeti iz literature, pri čemer so bile pri vsaki izmed metod narejene določene spremembe in/ali dopolnitve. Pri tem daje metoda NDA najbolj zanesljive rezultate za ocene potresne odpornosti, najmanj zanesljive pa metoda za hitro oceno. Metode na vseh petih nivojih zahtevnosti delujejo na podobnem principu, pri čemer se odziv konstrukcije določi s primerjavo kapacitete konstrukcije (v nadaljevanju je lahko uporabljena tudi oznaka C , angl. *Capacity*) in potresnih zahtev (v nadaljevanju je lahko uporabljena tudi oznaka D , angl. *Demand*). Določevanje kapacitete in potresnih zahtev je različno za posamezne nivoje zahtevnosti, kot je to predstavljeno v naslednjih poglavjih. Na nižjih dveh nivojih zahtevnosti se tako kapaciteta kot potresne zahteve ocenijo na podlagi indeksa nosilnosti I_C oz. indeksa potresnih zahtev I_D , oba pa sta ocenjena na podlagi pospeškov (oz. sil). Primerjava se naredi na nivoju etaže, najbolj kritična etaža pa določa rezultat celotne konstrukcije. Kapaciteta konstrukcije in potresne zahteve se na najvišjih treh nivojih zahtevnosti ocenijo na podlagi upogibnega obnašanja konstrukcije, pri čemer ocene temeljijo predvsem na deformacijah. Primerjava kapacitete in potresnih zahtev se lahko naredi globalno na nivoju konstrukcije (t.j. s primerjavo pomika na vrhu konstrukcije, etažnega zamika in s primerjavo spektralne vrednosti pospeška) in/ali lokalno na nivoju elementa (t.j. s primerjavo rotacije elementa). Naknadno je potrebno preveriti morebitno krhko obnašanje, pri čemer se določi strižna nosilnost vseh vertikalnih elementov nosilne konstrukcije.

Predpostavljeno je, da konstrukcija odpove, ko je doseženo mejno stanje blizu porušitve NC (angl. *Near Collapse*). Omenjeno mejno stanje ne predstavlja fizične porušitve, ampak stanje konstrukcije, ko je le-to z ekonomskega vidika neustrezno popraviti. Pri tem je predpostavljeno, da je mejno stanje NC konstrukcije doseženo, ko je to mejno stanje doseženo pri prvem pomembnem vertikalnem nosilnem elementu, t.j. stebri ali steni. Mejno stanje NC elementov je definirano po Evrokod 8-3 (EC8-3; CEN, 2005). V vseh analizah so pri določanju kapacitete pri vseh količinah upoštevane srednje vrednosti, pri določanju zahtev pa potresne obremenitve za povratno dobo 475 let. Količnik $C/D = 1$ tako pomeni, da pričakujemo, da je ocenjena kapaciteta konstrukcije enaka zahtevam potresa, za katerega obstaja 10% verjetnosti, da se bo zgodil v 50-ih letih, torej v predpostavljeni življenjski dobi konstrukcije. Ker račun temelji na srednjih vrednostih, bo predvidoma »polovica« konstrukcij dejansko imela večjo kapaciteto, »polovica« pa manjšo. Iz tega razloga v praksi odločanje o potresni odpornosti konstrukcije in o potrebi po morebitnem ojačevanju ne sme temeljiti na rezultatih, dobljenih s srednjimi vrednostmi, pač pa je v determinističnih analizah potrebno upoštevati ustrezne varnostne faktorje (ki praviloma izhajajo iz verjetnostnih analiz), tako pri materialnih karakteristikah kot tudi pri mejnih rotacijah elementov in pri strižni nosilnosti. Na ta način je mogoče dobiti rezultate, ki so konsistentni z analizami po predpisih. Pri določitvi mejnih rotacij elementov se npr. po EC8-3 upošteva faktor $\gamma_{el} = 1.5$, pri določitvi strižne nosilnosti pa $\gamma_{el} = 1.15$.

2.1 Metoda za hitro oceno potresne ogroženosti konstrukcij

Metoda za hitro oceno potresne ogroženosti konstrukcij je v tej doktorski disertaciji izdelana po zgledu ameriške metode (FEMA 2002a, 2002b), ki v osnovi temelji na rezultatih statističnih analiz opazovanih poškodb konstrukcij med potresi. Ker te metode zaradi drugačnega načina gradnje, različnih materialov

ter drugačne potresne aktivnosti v Ameriki ni mogoče direktno uporabiti za objekte v Sloveniji, so bili upoštevani podatki za objekte na širšem območju Evrope, ki sta jih predstavila Rossetto in Elnashai (2003). Pri tem je bilo predpostavljeno, da je obnašanje objektov na slovenskih tleh podobno obnašanju objektov na širšem evropskem območju. Ti podatki so omogočili primerjavo evropskih in ameriških krivulj ranljivosti, pri tem pa so omogočili korekcijo nekaterih delnih ocen potresne ogroženosti. Namen metode je predvsem hitra identifikacija na eni strani potresno zelo varnih, po drugi strani pa potresno zelo ogroženih objektov. Metoda je v osnovi uporabna za različne konstrukcijske sisteme, v spremenjeni verziji pa so bile upoštevane le AB okvirne in stenaste konstrukcije.

Metoda za hitro oceno temelji na vizualni oceni posameznih značilnosti konstrukcije, za katere je znano, da vplivajo na potresno ogroženost objekta. Ocena potresne ogroženosti se pri tem določi na osnovi sistema točkovanja karakteristik konstrukcije in potresne cone, končni rezultat pa je enak vsoti (uteženih) delnih ocen. Pri tem je bila na podlagi primerjave krivulj ranljivosti narejena korekcija faktorjev za (ne)uporabo potresnih predpisov. Ostali faktorji so bili spremenjeni na podlagi razmerij, ki ustrezajo osnovnim vrednostim faktorjev v ameriški metodi in vrednostim pri maksimalnih pospeških tal za območje Slovenije. Spremenjena verzija hitre metode je predstavljena v razvojno-raziskovalni nalogi, ki so jo pripravili Fajfar et al. (2003). Omeniti je potrebno, da je spremenjena verzija metode upoštevana kot preliminarna, saj je metodo brez obsežnih statističnih podatkov o obnašanju obstoječih objektov med potresi nemogoče prilagoditi objektom v Sloveniji, dobljene rezultate pa je potrebno jemati z rezervo. Kljub vsemu je ta metoda v tej disertaciji uporabljena zato, da se dobi celoten nabor metod za določevanje potresne odpornosti AB konstrukcij.

Po ameriški metodi je končna ocena (SS – *Structural Score*) vsota dveh števil in sicer osnovne vrednosti potresne ogroženosti (BSH – *Basic Structural Hazard*) in vrednosti faktorjev obnašanja (PMF – *Performance Modification Factors*). Po definiciji velja zveza med poškodovanostjo in oceno potresne ogroženosti konstrukcije, pri čemer je ogroženost konstrukcije povezana z verjetnostjo porušitve konstrukcije P pri maksimalnem pospešku tal, na naslednji način:

$$SS = BSH + PMF = -\log_{10} P \quad (2.1)$$

Stopnja poškodovanosti konstrukcije je v ameriški metodologiji originalne hitre metode reprezentativna za mejno stanje porušitve, t.j. *Complete Damage State*, pri čemer ta poškodovanost ustreza močni poškodovanosti, t.j. *Extensive Damage State*, kot sta to v primeru krivulj ranljivosti definirala Rossetto in Elnashai. Vrednosti posameznih faktorjev BSH in PMF , ki so bile prilagojene za objekte na območju Slovenije, so v odvisnosti od tipa konstrukcije in cone seizmičnosti zbrane v Preglednici 2.1. Po zgledu ameriške metode so tipi konstrukcij razdeljeni na AB okvire (ABO) in AB stenaste (ABS) konstrukcije, cone seizmičnosti pa so razdeljene na cono visoke seizmičnosti ($PGA = 0.20 - 0.25g$), cono srednje seizmičnosti ($PGA = 0.15 - 0.20g$) in cono nizke seizmičnosti ($PGA = 0.10 - 0.15g$).

Posamezne vrednosti faktorjev obnašanja PMF so pripravljene na način, da je referenčni objekt manjši od štirih etaž, je tlorsno in vertikalno regularen, je temeljen na dobrih tleh in je projektiran po predpisih, ki so bile pri nas v veljavi med letoma 1964 in 1981. Omenjeni parametri veljajo za referenčni objekt tako v primeru okvirnih kot tudi v primeru stenastih konstrukcij. Osnovne vrednosti potresne ogroženosti BSH so manjše pri okvirnih konstrukcijah, če te primerjamo s stenastimi. Pozitivne vrednosti faktorjev obnašanja PMF zmanjšujejo verjetnost porušitve konstrukcije, negativne pa jo zvišujejo. Vrednosti posameznih faktorjev BSH in PMF so pripravljene tako, da manjša kot je cona seizmičnosti, manjša je verjetnost porušitve konstrukcije.

Preglednica 2.1: Vrednosti uteženih osnovnih faktorjev BSH in faktorjev obnašanja PMF.

Table 2.1: Modified basic structural hazard values BSH and performance modification factors PMF.

	Cona seizmičnosti	0.20 – 0.25g		0.15 – 0.20g		0.10 – 0.15g	
	Tip konstrukcije	ABO	ABS	ABO	ABS	ABO	ABS
BSH	Osnovni faktor	2.7	3.0	3.0	3.3	3.3	3.7
PMF	Objekt pod 4 etaž	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Objekt med 4 in 7 etaž	0.4	0.4	0.4	0.3	0.4	0.2
	Objekt nad 7 etaž	0.5	0.9	0.6	0.8	0.7	0.7
	Vertikalna neregularnost	-1.7	-1.4	-1.9	-1.7	-2.2	-2.2
	Tlorisna neregularnost	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6
	Dobra tla	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Srednja tla	-0.5	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6
	Slaba tla	-1.1	-0.9	-1.2	-1.1	-1.3	-1.2
	Objekt pred 1964	-0.6	-0.7	-0.7	-0.8	-0.8	-0.9
	Objekt med 1964 in 1981	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Objekt med 1981 in EC8	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.5
	Objekt po EC8	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7

2.2 Poenostavljeni računski metodi

V tem poglavju sta obravnavani metodi, ki temeljita na zelo enostavnih računih. Na prvem nivoju je potresna odpornost določena na osnovi nosilnosti posameznih etaž, ki jo zagotavljajo vertikalni nosilni elementi, t.j. stene in stebri. Drugi nivo, ki je zahtevnejši od prvega, pri določitvi nosilnosti posamezne etaže upošteva tudi neelastične deformacije vertikalnih nosilnih elementov. Oba nivoja temeljita na metodi, opisani v *Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings* (JBDPA, 2001), ki velja za Japonsko. Osnove metode so med drugimi predstavljene tudi v publikacijah, ki jih je predstavil Otani (2000a, 2000b), ocena potresne odpornosti pa je predvidena na treh nivojih, pri čemer se na najzahtevnejšem tretjem nivoju potresna odpornost posamezne etaže določa na osnovi rezultatov nelinearne potresne analize konstrukcije. V okviru te doktorske disertacije je metoda na tretjem nivoju obravnavana na podoben način kot pri Japoncih, vendar na podlagi N2 metode (pri nas tretji in četrti nivo), tako kot je to opisano v poglavju 2.4.3 in 2.4.4. Poimenovanje »japonska metoda« je v tej disertaciji za poenostavljen račun na prvem in drugem nivoju uporabljeno zaradi porekla metode, ki izhaja iz Japonske.

Japonska metoda je namenjena ocenjevanju potresne odpornosti objektov višine do sedem etaž, saj osnovna verzija metode predpostavlja konstanten spekter pospeškov, ki ustreza resonančnemu območju v dejanskem spektru pospeškov. Oceno na višjih nivojih se opravi v primerih, ko se ugotovi, da je konstrukcija potresno neodporna po oceni na nižjih nivojih. V okviru metodologije uporabljene v tej disertaciji so bili ohranjeni principi osnovne verzije japonske metode, pri čemer je potresna odpornost j -te etaže I_{Cj}/I_{Dj} ocenjena na podlagi primerjave konstrukcijske kapacitete in potresnih zahtev v obliki indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} . Primerjava je narejena na nivoju posamezne etaže, in sicer za vsako etažo, ki je lahko potencialno kritična. Za oceno potresne odpornosti konstrukcije je nato merodajna najbolj kritična etaža. Osnovna verzija metode je bila v tej disertaciji nekoliko modificirana in sicer z namenom, da bi bila ta bolj primerna za objekte na širšem območju Evrope. Zaradi tega razloga sta bili kapaciteta posameznih elementov nosilne konstrukcije ter tudi potresne zahteve določene v skladu z evropskim standardom Evrokod 8. Posamezne spremembe osnovne verzije metode so v nadaljevanju metodologije ustrezno označene.

Osnovna ideja analize konstrukcije pri potresni obtežbi je, da lahko obravnavana konstrukcija prenese potresno obtežbo, v kolikor ima ta (a) zadostno nosilnost ali (b) kombinacijo nosilnosti in duktilnosti. V primeru prvega nivoja zahtevnosti (poglavje 2.2.2) je kapaciteta določena le na podlagi nosilnosti posameznih elementov nosilne konstrukcije v obravnavani etaži, medtem ko deformacijska kapaciteta konstrukcijskih elementov ni upoštevana. Na drugem nivoju zahtevnosti (poglavje 2.2.3) je kapaciteta določena s kombinacijo nosilnosti in duktilnosti. Potresne obremenitve so na obeh nivojih določene na enak način (poglavje 2.2.1).

2.2.1 Določitev potresnih zahtev na prvem in drugem nivoju zahtevnosti

Potresne obremenitve so v skladu z modificirano verzijo japonske metode definirane na podlagi elastičnega spektra pospeškov $S_e(T)$ v skladu z evropskim standardom Evrokod 8-1 (EC8-1; CEN, 2004a):

$$S_e(T) = \gamma_I \cdot \alpha \cdot S \cdot \beta(T) \quad (2.2)$$

pri čemer je γ_I faktor pomembnosti objekta (EC8-1, preglednica 4.3), α je razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal a_g in pospeškom prostega pada g (odvisno je od seizmičnosti območja), S je parameter tal (EC8-1, preglednica 3.1), $\beta(T)$ pa je normirana spektralna vrednost, odvisna od lastnega nihajnega časa konstrukcije T .

Ker sta metodi na prvih dveh nivojih zahtevnosti približni oz. poenostavljeni, se na teh nivojih nihajni čas konstrukcije oceni. Za objekte višine do 40m se na podlagi EC8-1 (točka 4.3.3.2.2) lahko uporabi naslednji izraz:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (2.3)$$

pri čemer je H višina objekta (v metrih) od nivoja vpetja konstrukcije ali od vrha toge kleti, $C_t = 0.075$ velja za prostorske AB okvire ter $C_t = 0.050$ za druge AB konstrukcije. Za konstrukcije z betonskimi ali zidanimi stenami je alternativno faktor C_t mogoče določiti analitično ($C_t = 0.075 / A_e^{0.5}$), pri čemer $A_e = \sum [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi} / H))^2]$ predstavlja celotno efektivno površino sten v prvi etaži stavbe (v m²), A_i je efektivni prerez stene i v obravnavani smeri v prvi etaži stavbe (v m²), H je višina objekta (v metrih) in l_{wi} je dolžina stene i v prvi etaži v smeri, ki je vzporedna s smerjo obtežbe (v metrih). Pri tem velja omejitev, da l_{wi} / H ne sme presežati vrednost 0.9.

Veljavnost enačbe (2.3) za analizo obstoječih evropskih AB konstrukcij sta preverila Crowley in Pinho (2004), kjer so predstavljene še nekatere druge empirične zveze med višino objekta H in nihajnim časom konstrukcije T . Poenostavljeno vrednost nihajnega časa T so raziskali tudi Verderame et al. (2010) in sicer za tipične AB konstrukcije na območju Mediterana, ki so bile grajene po drugi svetovni vojni.

Indeks potresnih zahtev I_{Dj} obravnavane etaže j je definiran s potresno obremenitvijo v obliki elastičnega spektra pospeškov $S_e(T)$ in z indeksom etažnosti $\varphi(n, j)$, pri čemer je n skupno število etaž:

$$I_{Dj} = \varphi(n, j) \cdot S_e(T) = \left(\frac{(n+j) \cdot (n-j+1)}{n \cdot (n+1)} \right) \cdot S_e(T) \quad (2.4)$$

Indeks etažnosti $\varphi(n_j)$ upošteva zmanjševanje potresnih zahtev vzdolž višine objekta, kar predstavlja načelno spremembo (ki pa ne spreminja končnega rezultata) v primerjavi z originalno verzijo japonske metode, kjer se zmanjševanje potresnih zahtev s povečevanjem etažnosti upošteva posredno s povečevanjem kapacitete vzdolž višine objekta. Enačba (2.4) je bila razvita ob predpostavki enakomerno porazdeljene mase vzdolž višine objekta in linearne deformacijske oblike.

2.2.2 Določitev kapacitete na prvem nivoju zahtevnosti

Ocena potresne odpornosti na prvem nivoju omogoča identifikacijo izrazito potresno odpornih objektov z zelo enostavnim računom, pri čemer se upošteva le geometrija konstrukcije in njenih vertikalnih nosilnih elementov (kratki stebri, stebri in stene) brez armature. Za določitev horizontalne nosilnosti etaže se upoštevajo približne vrednosti mejnih napetosti. Te predstavljajo strižno napetost kritičnega prečnega prereza ob morebitni strižni ali upogibni porušitvi. V primeru stebrov sta upoštevani tako strižna kot upogibna nosilnost, pri stenah pa je upoštevana le strižna nosilnost elementov.

Originalna verzija japonske metode na prvem nivoju predpisuje predpostavljene vrednosti mejne strižne napetosti, ki veljajo za japonske objekte. Pri tem je za kratke stebre ($L_V / h \leq 1$) predpisana vrednost $\tau = 1.5\text{MPa}$, za običajne stebre ($1 < L_V / h \leq 3$) je predpisana vrednost $\tau = 1.0\text{MPa}$, za zelo vitke stebre ($L_V / h > 3$) pa je predpisana vrednost $\tau = 0.7\text{MPa}$. Pri tem L_V označuje dolžino strižnega razpona, ki je enaka polovici dolžine stebra ($L_V = 0.5 \cdot L$), h pa globino prečnega prereza. V primeru sten so te vrednosti odvisne od prisotnosti oziroma odsotnosti robnih stebrov, pri čemer je za stene z dvema robnima stebroma predpisana vrednost $\tau = 3.0\text{MPa}$, za stene z enim robnim stebrom je predpisana vrednost $\tau = 2.0\text{MPa}$, in $\tau = 1.0\text{MPa}$ za stene brez robnih stebrov. V primerjavi z originalno verzijo metode je pri tej metodologiji pri določitvi kapacitete narejena sprememba predpostavljenih vrednosti napetosti, ki ustrezajo objektom na evropskem območju. Na podlagi analize obnašanja in kontrole nosilnosti 208-ih eksperimentalno preizkušenih stebrov, ki je prikazana v poglavju 3.4, so predpostavljene vrednosti mejne napetosti stebrov spremenjene na vrednosti $\tau = 1.5\text{MPa}$, $\tau = 0.9\text{MPa}$ in $\tau = 0.4\text{MPa}$ in sicer za kratke stebre, običajne stebre in za zelo vitke stebre. V primeru sten, ki so bile na območju Slovenije grajene pred uveljavitvijo predpisov iz leta 1981, je predlagana vrednost $\tau = 1.0\text{MPa}$, za stene grajene po uveljavitvi predpisov iz leta 1981, pa vrednost $\tau = 2.0\text{MPa}$. Predlagana vrednost se lahko privzame le v primeru, če so v stenah uporabljene Q mreže. Predpostavljeni vrednosti napetosti sten je mogoče določiti oz. preveriti analitično in sicer ob upoštevanju prispevka nosilnosti betonskega dela prereza in prispevka strižne armature. Prispevek betona je mogoče preveriti ob pojavu natezних napetosti, ki se pojavijo pravokotno na smer diagonalnih razpok, pri čemer je na podlagi priporočil ACI (2008) za stene z vitkostjo $L_V / h \leq 1.5$ mogoče upoštevati vrednost $1/4 \times \sqrt{f_{cm}}$ (f_{cm} označuje srednjo vrednost tlačne trdnosti betona [MPa]), za stene z vitkostjo $L_V / h \geq 2.0$ pa je mogoče upoštevati vrednost $1/6 \times \sqrt{f_{cm}}$. Vmes velja linearna interpolacija. Prispevek strižne armature je mogoče določiti kot silo $\sum A_{sw} \times f_{yw}$, ki deluje na betonskem delu prečnega prereza $b \times s_h$, torej z enačbo $\sum A_{sw} \times f_{yw} / (b \times s_h)$. Pri tem označuje $\sum A_{sw}$ površino strižnih stremen, f_{yw} natezno trdnost stremenske armature, b širino stene, s_h pa označuje razdaljo med stremeni.

Osnovni parameter na prvem (in tudi drugem) nivoju zahtevnosti je indeks nosilnosti C_g , ki je določen z nosilnostjo treh skupin vertikalnih elementov nosilne konstrukcije ($g = 1$ za kratke stebre, $g = 2$ za stene in $g = 3$ za stebre). Vrednosti indeksa nosilnosti C_g se določijo z enačbo (2.5) ločeno za vsako skupino elementov, pri čemer se primerjata seštevek nosilnosti $V_{su,i}$ elementov in teža celotnega objekta W . Pri tem sta τ_i in $A_{s,i}$ mejna strižna napetost (glej zgoraj) in površina prečnega prereza elementa i .

$$C_g = \frac{\sum_i V_{su,i}}{W} = \frac{\sum_i \tau_i \cdot A_{s,i}}{W} \quad (2.5)$$

Na osnovi indeksov nosilnosti C_g vseh treh skupin elementov se določi tako imenovani konstrukcijski indeks j -te etaže E_{oj} , ki je v splošnem primeru zapisan na naslednji način:

$$E_{oj} = (C_1 + \alpha_2 \cdot C_2 + \alpha_3 \cdot C_3) \cdot \mu_1 \quad (2.6)$$

Pri tem α_2 in α_3 predstavljata efektivno nosilnost druge (stene) oz. tretje (stebri) skupine elementov pri porušitvi elementov prve skupine (kratki stebri), μ_1 pa je duktilnost prve skupine elementov, t.j. skupine z najmanjšo deformacijsko kapaciteto. Ker japonska metoda na prvem (in tudi drugem) nivoju temelji na silah in ne na deformacijah, bi bilo duktilnost μ ustrežneje poimenovati z indeksom redukcije potresnih sil. Glede na to, da japonska metoda predpostavlja enakost med duktilnostjo in redukcijo potresnih sil, in zaradi skladnosti z višjimi nivoji računa, je pri metodologiji v tej doktorski disertaciji ohranjeno poimenovanje duktilnosti s simbolom μ . (V originalni verziji japonske metode je ta duktilnost označena s simbolom F). Koeficienta α_2 in α_3 ter duktilnosti μ_1 so pri določitvi konstrukcijskega indeksa j -te etaže E_{oj} na prvem nivoju zahtevnosti privzeti iz originalne verzije japonske metode (JBDPA, 2001), določitev konstrukcijskega indeksa E_{oj} pa je v splošnem odvisna od obravnavanega konstrukcijskega sistema.

V primeru konstrukcijskega sistema, kjer so obravnavane vse tri skupine elementov nosilne konstrukcije, se predpostavi, da se kratki stebri porušijo v strigu, pri čemer se tej porušitvi predpiše majhen indeks duktilnosti ($\mu_1 = 0.8$). Pri tem se za stene in stebre predpostavi, da bodo pri strižni porušitvi kratkih stebrov razvili 70% ($\alpha_2 = 0.7$) oz. 50% ($\alpha_3 = 0.5$) svoje nosilnosti. Konstrukcijski indeks j -te etaže E_{oj} se v tem primeru določi na naslednji način:

$$E_{oj} = (C_1 + 0.7 \cdot C_2 + 0.5 \cdot C_3) \cdot 0.8 \quad (2.7)$$

V primeru, da kratki stebri niso sestavni del konstrukcije ($C_1 = 0$), se konstrukcijski indeks j -te etaže E_{oj} določi pri porušitvi sten. Pri tem se za duktilnost sten privzeme vrednost $\mu_2 = 1.0$, za stebre pa se predpostavi, da bodo pri porušitvi sten razvili 70% svoje nosilnosti ($\alpha_3 = 0.7$).

$$E_{oj} = (C_2 + 0.7 \cdot C_3) \cdot 1.0 \quad (2.8)$$

V primeru, da stene niso sestavni del konstrukcije ($C_2 = 0$), se konstrukcijski indeks j -te etaže E_{oj} določi pri porušitvi stebrov, pri čemer je privzeta vrednost duktilnosti stebrov $\mu_3 = 1.0$. Podobno velja tudi za čisto stenasto konstrukcijo ($C_3 = 0$ in $\mu_2 = 1.0$).

$$E_{oj} = C_3 \cdot 1.0 \quad \text{oz.} \quad E_{oj} = C_3 \cdot 1.0 \quad (2.9)$$

Indeks kapacitete j -te etaže I_{Cj} je nato izražen kot:

$$I_{Cj} = E_{oj} \cdot S_D \cdot t \quad (2.10)$$

pri čemer je S_D indeks konfiguracije in t indeks starosti objekta. Prvi obravnava nepravilnosti v tlorisu, razmerje med vzdolžno in prečno dimenzijo tlorisa konstrukcije, prisotnost oz. odsotnost dilacije,

morebitno podkletenost konstrukcije in morebitne nenadne nezveznosti togosti po višini konstrukcije (npr. mehka etaža), pri tem pa ocena potresne odpornosti na prvem nivoju zahtevnosti ni ustrezna v primeru zelo nesimetričnih konstrukcij. Indeks starosti zgradbe t obravnava vpliv neenakomernega posedanja temeljev oz. nevertikalnosti objekta, vpliv razpokanosti sten in stebrov v povezavi s korozijo armature, prisotnost kemično agresivnih snovi v objektu, morebiten pojav požara v objektu in starost objekta. Določitev indeksov S_D in t v tej disertaciji ni obravnavana, je pa mogoče ta določila poiskati v japonskem standardu za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih objektov (JBDPA, 2001) ter tudi v poročilu Univerze v Patrasu (UPatras, 2002).

2.2.3 Določitev kapacitete na drugem nivoju zahtevnosti

Metoda na drugem nivoju zahtevnosti se uporabi v primeru, ko je obravnavana konstrukcija potresno neodporna na prvem nivoju. Pri določitvi potresne odpornosti posamezne etaže se tu dodatno upošteva še deformacijska kapaciteta (duktilnost) vertikalnih elementov nosilne konstrukcije v neelastičnem območju. Zaradi tega razloga so poleg geometrije elementov oz. njihovih prečnih prerezov tu potrebni še podatki o količini in materialu strižne ter upogibne armature. Nosilnost elementov (stebrov in sten) se za razliko od prvega nivoja določa na osnovi primerjave strižne in upogibne nosilnosti, pri čemer je potrebno določiti tip porušitve elementov.

Vertikalni elementi nosilne konstrukcije so na tem nivoju računa razporejeni v največ tri skupine, pri čemer je vsaka skupina predstavljena z najmanjšo duktilnostjo grupiranih elementov. Tri skupine so oštevilčene od najmanjše do največje duktilnosti (μ_1, μ_2 in μ_3). Na osnovi takšne delitve pa so določeni še odgovarjajoči indeksi nosilnosti C_1, C_2 in C_3 , ki so določeni kot količnik vsote nosilnosti elementov posamezne skupine in teže celotnega objekta. Konstrukcijski indeks j -te etaže E_{oj} se v tem primeru določi kot večja izmed naslednjih dveh vrednosti:

$$E_{oj} = (C_1 + \alpha_2 \cdot C_2 + \alpha_3 \cdot C_3) \cdot \mu_s \quad (2.11)$$

$$E_{oj} = \sqrt{(C_1 \cdot \mu_1)^2 + (C_2 \cdot \mu_2)^2 + (C_3 \cdot \mu_3)^2} \quad (2.12)$$

Enačba (2.11) je v primeru različnega konstrukcijskega sistema obravnavanega objekta definirana po zgledu enačb (2.7) - (2.9), pri čemer je definicija in vrednost koeficienta α_2 in α_3 enaka kot na prvem nivoju računa, μ_s pa označuje duktilnost najmanj deformabilnega elementa nosilne konstrukcije. Indeks nosilnosti C_g se določi po zgledu (prvega dela) enačbe (2.5), pri čemer je določitev strižne in upogibne nosilnosti ter določitev duktilnosti elementov prikazana v nadaljevanju poglavja. Pri tem so upoštrevane srednje vrednosti vseh količin, to je materialnih karakteristik, mejnega stanja pomikov in strižne nosilnosti ($\gamma_{el} = 1.0$ v skladu z EC8-3).

Indeks kapacitete j -te etaže I_{Cj} je nato določen na podlagi enačbe (2.10). Pri tem indeks konfiguracije S_D dodatno upošteva ekscentričnost masnega središča in središča togosti ter količnik teže, ki jo podpira obravnavana etaža, v primerjavi z njeno togostjo. Indeks starosti objekta t po drugi strani upošteva enake vplive kot na prvem nivoju zahtevnosti.

1) NOSILNOST ELEMENTOV:

Na drugem nivoju računa je nosilnost elementa odvisna od tipa porušitve (strižna in/ali upogibna). Ta se določi na osnovi primerjave strižne nosilnosti V_{su} in strižne sile pri tečenju upogibne armature $V_u = M_u / L_V$, ki se pojavi v primeru upogibnega obnašanja. Pri tem je M_u upogibna nosilnost, L_V pa je

strižni razpon. V primeru stebrov in (konzolnih) sten velja običajna predpostavka, da je prevojna oz. ničelna momentna točka na sredini dolžini elementa $L_V = 0.5 \cdot L$. Predvsem pri stenah predstavlja ta definicija nekoliko drugačno predpostavko v primerjavi z originalno verzijo japonske metode, kjer se dolžina strižnega razpona določi ob predpostavki enakomerno razporejene horizontalne obtežbe vzdolž višine stene. V primeru stebrov L predstavlja višino etaže, medtem ko je v primeru (konzolnih) sten L višina stene od vpetja do vrha stene.

Upogibna nosilnost M_u prečnega prereza se v splošnem določi v odvisnosti od geometrije elementov, upogibne armature, mehanskih lastnosti betona in armature ter ob upoštevanju nivoja osne sile. Slednji je posledica gravitacijske obtežbe, pri čemer je pri metodologiji v tej doktorski disertaciji upoštevana kombinacija obtežbe $\sum G_{k,j}$ "++" $\sum \psi_{E,i} Q_{k,i}$, ki je določena v skladu z EC8-1 (poglavje 3.2.4). Pri tem je $G_{k,j}$ stalna in $Q_{k,i}$ spremenljiva obtežba. Upogibna nosilnost M_u se na drugem nivoju določi na podlagi eksplicitnih izrazov, podanih v japonskem standard (JBDPA, 2001). Ločeno za stebre in stene so ti izrazi v tej doktorski disertaciji prikazani z enačbo (2.13) oz. enačbo (2.14), v obeh primerih pa veljajo za simetrično armiran prečni prerez. V primeru stebrov je predpostavljena sočasna plastifikacija vseh palic natezne armature, zanemari pa se utrditev po plastifikaciji vzdolžne armature. Delovni diagram tlačnega betona je predpostavljen s konstantno vrednostjo tlačne trdnosti betona f_c . Pri stenah se upogibna nosilnost M_u določi v odvisnosti od prisotnosti/odsotnosti robnih stebrov. Tudi tu je zanemarjena utrditev materiala armature. Predpostavljena je sočasna plastifikacija vzdolžne armature v obeh robnih stebrih, poleg tega pa tudi, da je stojina stene v celoti v nategu.

1.a) UPOGIBNA NOSILNOST STEBROV:

$$M_u = \left\{ A_t f_y 0.8h + 0.12bh^2 f_c \right\} \cdot \left[(N_{\max} - N) / (N_{\max} - 0.4bhf_c) \right] \quad \text{za} \quad N_{\max} \geq N > 0.4bhf_c$$

$$M_u = A_t f_y 0.8h + 0.5Nh \cdot \left[1 - N / (bhf_c) \right] \quad \text{za} \quad 0.4bhf_c \geq N > 0$$

$$M_u = A_t f_y 0.8h + 0.4Nh \quad \text{za} \quad 0 \geq N > N_{\min} \quad (2.13)$$

Pri tem je :

- N_{\max} tlačna osna nosilnost $= b \cdot h \cdot f_c + A_{tot} \cdot f_y$,
- N_{\min} natezna osna nosilnost $= -A_{tot} \cdot f_y$,
- N osna sila (pozitivna v primeru tlaka), ki je posledica gravitacijske obtežbe,
- A_t površina prečnega prereza upogibne armature v natezni coni,
- A_{tot} površina prečnega prereza celotne upogibne armature,
- b in h širina in višina prečnega prereza,
- f_y srednja vrednost natezne trdnosti vzdolžne armature,
- f_c srednja vrednost tlačne trdnosti betona.

1.b) UPOGIBNA NOSILNOST STEN Z ALI BREZ ROBNIH STEBROV:

$$M_u = A_b f_b l_w + 0.5 \cdot \sum (A_w f_w) \cdot l_w + 0.5 N l_w \quad (2.14)$$

Pri tem je:

- A_b in A_w površina prečnega prereza upogibne armature v robnem stebri in v stojini stene,
- f_b and f_w natezna trdnost upogibne armature v robnem stebri in v stojini stene,
- N skupna osna sila, ki deluje na površino robnih stebrov,
- l_w razdalja med središčem robnih stebrov.

Določitev strižne nosilnosti elementa V_{su} je v splošnem lahko zelo zahtevna naloga, saj v svetu obstaja veliko različnih modelov strižne nosilnosti, ki so običajno definirani empirično in na podlagi rezultatov številnih preiskav. Uporabnost takih modelov je odvisna od velikostnega reda opravljenih preizkusov in predvsem od raznolikosti preizkušancev. Kljub temu, da se področje uporabnosti pri nekaterih izmed njih ujema, pa lahko dajejo povsem različne vrednosti strižne nosilnosti. Zaradi tega razloga so v poglavju 3.3.1 oz. poglavju 3.4.1 predstavljeni modeli za oceno strižne nosilnosti, za katere je bilo ugotovljeno, da so najbolj primerni v primeru analize stebrov oz. sten, predstavljeno pa je tudi področje njihove uporabnosti. V okviru metodologije za določitev potresne odpornosti objektov na drugem nivoju je pri določitvi najbolj ustrezne vrednosti strižne nosilnosti V_{su} definirano, da se ta določi na osnovi povprečne vrednosti več različnih modelov strižne nosilnosti. Pri določitvi nosilnosti, tako upogibne kot strižne, je potrebno za dejansko oceno kapacitete elementov upoštevati srednje vrednosti materialnih karakteristik.

2) DUKTILNOST ELEMENTOV:

V originalni verziji japonske metode so v namen določitve duktilnosti elementov le ti razdeljeni v pet skupin, odvisno od tipa porušitve. (Duktilnost elementov je tam označena z indeksom duktilnosti F .)

- upogibni stebri ($V_u < V_{su}$, $F = 1.27 - 3.2$),
- upogibne stene ($V_u < V_{su}$, $F = 1.0 - 2.0$),
- strižni stebri ($V_u > V_{su}$, $F = 1.0$),
- strižne stene ($V_u > V_{su}$, $F = 1.0$),
- kratki stebri (strižni stebri z razmerjem višine proti globini prečnega prereza manjši kot 2).

Pri tem je indeks duktilnosti F določen na podlagi eksplicitnih izrazov ločeno za vsako skupino elementov. Izrazi so podani v japonskem standardu za potresno ocenjevanje obstoječih AB konstrukcij (JBDPA, 2001). V okviru metodologije v tej doktorski disertaciji je v primeru upogibne porušitve elementov duktilnost μ definirana s primerjavo mejne rotacije θ_{um} in rotacije na meji tečenja θ_y . Pri tem sta ti dve rotaciji v osnovi predlagala Panagiotakos in Fardis (2001), danes pa sta vključeni v evropskem standardu EC8-3. Osnovna verzija tega standarda je bila dopolnjena še z nekaterimi spremembami, ki veljajo tudi pri računu omenjenih rotacij. Te spremembe najdemo v popravku standarda EC8-3 (CEN 2010), prikazane pa so tudi v nadaljevanju tega poglavja.

$$\mu = \theta_{um} / \theta_y \quad (2.15)$$

Empirična enačba za izračun srednje vrednosti rotacije na meji tečenja stebrov in gred s pravokotnim prečnim prerezom θ_y je sestavljena iz treh prispevkov, t.j. iz prispevka rotacije na meji tečenja zaradi upogibnih deformacij, zaradi strižnih deformacij ter zaradi vpliva izvleka armature. Drugi člen enačbe (2.16), t.j. člen » $0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot h / L_v)$ «, je v primeru sten zamenjana s faktorjem 0.0013.

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bl} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (2.16)$$

Pri tem je:

- ϕ_y ukrivljenost na meji tečenja na mestu največjega upogibnega momenta,
- L_v dolžina strižnega razpona,

- z ročica notranjih sil, ki je enaka $d - d'$ za grede, stebre ali za stene s prirobnicami ter je enaka $0.8h$ za stene s pravokotnim prečnim prerezom,
- a_V faktor, ki je v primeru strižne porušitve enak $a_V = 1$ (sicer $a_V = 0$),
- h višina prečnega prereza,
- ε_y deformacija natezne armature na meji tečenja $= f_y / E_s$,
- E_s modul elastičnosti armature $= 210000$ MPa,
- d in d' razdalja do natezne oziroma tlačne armature,
- d_{bL} povprečni premer palice natezne armature,
- f_y srednja vrednost natezne trdnosti vzdolžne armature [v MPa],
- f_c srednja vrednost tlačne trdnosti betona [v MPa].

Empirična enačba za izračun (srednje vrednosti) mejne rotacije θ_{um} je definirana pri 20% padcu maksimalne nosilnosti elementa na padajoči ovojnici. Definirana je tako, da zajema vplive nivoja osne sile, količine vzdolžne armature, vitkosti elementa, koeficient objetja, v primeru analize sten pa tudi morebitno prisotnost diagonalne armature. Enačba (2.17) je definirana za stebre in grede, v primeru sten pa je celoten izraz potrebno dodatno množiti s faktorjem 0.58.

$$\theta_{um} = 0.0016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega)}{\max(0.01; \omega')} f_c \right]^{-0.225} \left(\min \left(9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (2.17)$$

Pri tem je:

- v normirana vrednost osne sile $= N / (b \cdot h \cdot f_c)$,
- N osna sila (pozitivna v primeru tlaka), ki je posledica gravitacijske obtežbe,
- b in h širina in višina prečnega prereza,
- f_c srednja vrednost tlačne trdnosti betona [v MPa],
- ω mehanski delež vzdolžne natezne armature $= (A_s / A_c) \cdot (f_y / f_c)$,
- ω' mehanski delež vzdolžne tlačne armature $= (A_s' / A_c) \cdot (f_y / f_c)$,
- f_y srednja vrednost natezne trdnosti vzdolžne armature [v MPa],
- f_{yw} srednja vrednost natezne trdnosti stremenske armature [v MPa],
- L_V dolžina strižnega razpona,
- ρ_d količnik diagonalne armature (v kolikor ta obstaja v primeru analize sten),
- ρ_{sx} količnik stremenske armature $= A_{sw} / (b \cdot s_h)$,
- α faktor objetja betona, določen z enačbo (2.18).

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) \quad (2.18)$$

Pri tem sta b_o in h_o širina in globina objetega dela betonskega jedra, b_i je razdalja med posameznimi objetimi (oz. podprtimi) palicami vzdolžne armature, s_h pa je razdalja med stremeni.

Mejno rotacijo θ_{um} je potrebno v primeru elementov, ki niso detajlirani v skladu s potresno odpornimi predpisi, dodatno množiti s faktorjem 1/1.2. V primeru uporabe gladke vzdolžne armature je potrebno θ_{um} dodatno množiti s faktorjem 0.8. V kolikor pa je v elementih uporabljena hladno-oblikovana krhka armatura, pa je potrebno θ_{um} še dodatno množiti s faktorjem 1/1.6.

V kolikor v elementih nosilne konstrukcije nastopi strižna porušitev, je duktilnost takega elementa na tem nivoju definirana z vrednostjo $\mu = 1.0$. V primeru strižno upogibne porušitve je po drugi strani potrebno določiti razpoložljivo deformacijsko kapaciteto v neelastičnem območju, pri čemer je potrebno primerjati upogibno nosilnost V_u in srednjo vrednost strižne nosilnosti V_{su} , ki se jo določi pri analizi različnih strižnih modelov.

2.3 Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij

Odziv konstrukcij med močnimi potresi je ponavadi močno nelinearen. Zaradi tega razloga sodobni načini projektiranja konstrukcij temeljijo na nelinearni analizi v namen t.i. projektiranja kontroliranega obnašanja (angl. *performance-based design*). Gre za postopek projektiranja, pri katerem je mogoče konstrukciji oz. njenim konstrukcijskim in nekonstrukcijskim elementom predpisati obnašanje v neelastičnem območju, na ta način pa je mogoče določiti njen odziv v primeru močnega potresa. Ta način projektiranja konstrukcij se je v praksi širom po svetu pričel pojavljati ob koncu prejšnjega stotletja, predvsem po katastrofalnih potresih, ki sta ju leta 1994 doživela mesto Los Anglese v ZDA in leta 1995 mesto Kobe na Japonskem. Nelinearna analiza konstrukcij je še posebej primerna pri določanju odziva obstoječih konstrukcij, pri čemer je mogoče narediti oceno potresne odpornosti ter tudi določiti ustrezne ukrepe za morebitno utrditev objekta.

Pri določitvi potresnega odziva obstoječih konstrukcij je v prvi vrsti zelo negotova določitev predvsem nelinearnega obnašanja posameznih elementov nosilne konstrukcije, saj v večini primerov brez določenih preiskav ali brez projektne dokumentacije o objektu ni mogoče pridobiti ustreznih podatkov o materialu nosilne konstrukcije. Dodaten izvor negotovosti predstavljajo modeli, ki se uporabljajo za določitev obremenitve in odpornosti objektov. V okviru metodologije za določitev potresne odpornosti objektov v tej doktorski disertaciji negotovosti niso obravnavane, temveč je za grobo oceno odziva konstrukcij prikazan le determinističen način.

V tem poglavju je obravnavana poenostavljena metoda, t.j. N2 metoda (Fajfar, 2000), ki temelji na nelinearni analizi konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (angl. *multi degree of freedom* oz. MDOF) pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi (angl. *pushover*). Pri tem se najprej izdelava 3D model elastične konstrukcije, katerega je potrebno dopolniti s pravili za nelinearno obnašanje v posameznih prerezih nosilne konstrukcije. To obnašanje je modelirano s koncentrirano plastičnostjo, običajno na konceh posameznega elementa. Račun odziva konstrukcije se nato izvede na poenostavljen način in sicer s pomočjo horizontalne obtežbe, ki jo na konstrukciji postopoma povečujemo, vse dokler konstrukcija ne doseže določenega mejnega stanja. Tekom nelinearne analize konstrukcije je mogoče določiti diagram kapacitete in sicer ob spremljanju odnosa med pomikom na vrhu ter prečne sile ob vpetju, medtem ko se potresna obremenitev določi iz projektne spektra. V ta namen je potrebno določiti še ekvivalenten sistem konstrukcije z eno prostostno stopnjo (angl. *single degree of freedom* oz. SDOF).

Opis poenostavljene metode N2 je prikazan v naslednjem poglavju, t.j. v poglavju 2.3.1, pri čemer so prikazani namen uporabe, postopek in omejitve metode. V osnovi je N2 metoda uporabna za določitev potresnih zahtev, pri čemer pa določitev kapacitete konstrukcije tu še ni nedvoumno definirana. Kapaciteta je v okviru metodologije v tej doktorski disertaciji določena v skladu z nekaterimi določili v EC8-3, pri čemer je osnovna verzija N2 metode na ta način nekoliko razširjena. Postopek določitve kapacitete konstrukcije v povezavi z N2 metodo in EC8-3 je tako prikazan v poglavju 2.3.2. V poglavjih 2.3.3 in 2.3.4 je nato v namen metodologije definirana še potresna odpornost objektov na tretjem in četrtem nivoju zahtevnosti. Bistvena razlika med obema nivojema je v prvi vrsti določitev

matematičnega modela konstrukcije, poleg tega pa so zaradi določenih poenostavitev v modelih narejene tudi dodatne poenostavitve pri določitvi kapacitete konstrukcije, ki so bolj izrazite na tretjem kot na četrtem nivoju zahtevnosti.

2.3.1 Opis N2 metode

Ime *N2 metoda* ponazarja nelinearnost (N) ter 2 dva matematična modela (MDOF in SDOF). Metoda je bila razvita v sredini 80-ih let (Fajfar in Fischinger, 1987). Osnovna verzija metode, ki je prikazana v nadaljevanju, se je razvijala vse do konca 90-ih let (Fajfar, 2000), ko je bila formulirana v AD formatu, ki ga je uvedel ameriški projektant Freeman (1998). AD format ponazarja odnos pospeškov (angl. *accelerations* – A), ki se rišejo na navpični osi, in pomikov (angl. *displacements* – D), ki se rišejo na vodoravni osi. Format AD omogoča na isti sliki primerjavo potresnih obremenitev in kapacitet potresa v grafični obliki in zato pomembno prispeva k boljšemu razumevanju problema in vpliva različnih parametrov na odziv konstrukcij. N2 metoda je vključena v evropski standard EC8-1 in sicer v njegovem Dodatku B. Uporabna je tako za projektiranje novih kot tudi za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. Zaradi nelinearnosti metode, morajo biti pred začetkom analize znane vse bistvene značilnosti konstrukcije. Tako pri novih kot pri obstoječih objektih morajo biti določene togosti in nosilnosti vseh elementov nosilne konstrukcije.

Z N2 metodo tako preverimo obnašanje oz. odziv konstrukcije pri monotono naraščujoči horizontalni obtežbi, katere razporeditev določimo na podlagi analize lastnega nihanja na podlagi prve nihajne oblike. Oceno potresne odpornosti je mogoče dobiti s primerjavo potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije oz. njenih elementov. V okviru metodologije v tej doktorski disertaciji je predlagano, da se primerjava *C / D* naredi najprej na globalnem nivoju konstrukcije s pomikom na vrhu D_{top} in etažnimi zamiki δ_j (j označuje obravnavano etažo). Na nivoju elementa i je nato mogoče v primeru upogibne porušitve omenjeno primerjavo narediti še z rotacijami θ_i , v primeru strižne porušitve pa s prečnimi silami V_i .

OPIS POSTOPKA N2 METODE:

V nadaljevanju so opisani koraki osnovne verzije N2 metode, ki je vključena v EC8-1. Posamezni koraki so pomembni za določitev ciljnega pomika MDOF sistema konstrukcije D_i . Ta verzija metode je primerna za simetrične konstrukcije, ki nihajo pretežno v osnovni nihajni obliki.

(1) PRIPRAVA NEELASTIČNEGA MODELA KONSTRUKCIJE:

Za nelinearno analizo je potrebno najprej pripraviti matematični model, ki ga uporabimo pri običajni elastični analizi, le tega pa dopolnimo tako, da vključuje nosilnost in obnašanje elementov nosilne konstrukcije v nelinearnem območju. Elastičen model konstrukcije običajno sestavimo z linijskimi elementi, te pa najlažje razširimo v nelinearno območje s t.i. plastičnimi členki, ki so predstavljeni s krivuljo *moment – rotacija* ($M - \theta$). Pri armiranem betonu je krivulja $M - \theta$ tipično trilinearno idealizirana, pri čemer je del pred tečenjem razdeljen na del pred razpokanjem betona in na del po njem. V praksi se trilinearna idealizacija $M - \theta$ večkrat nadomesti z bilinearno, pri čemer se izbere ekvivalentna začetna togost, ki je med togostjo nerazpokanega prereza, in togostjo, ki ustreza tečenju armature. Določitev matematičnega modela konstrukcije je za namen računa potresne odpornosti objekta na tretjem nivoju prikazana v poglavju 4.1, na četrtem nivoju pa v poglavju 4.2.

(2) NELINEARNA POTISNA ANALIZA:

Nelinearna potisna analiza je izvedena s horizontalno razporejeno statično obtežbo, s katero potiskamo konstrukcijo do željenega mejnega stanja. Pri tem se povečujejo pomiki konstrukcije (in ne horizontalna obtežba), saj lahko model konstrukcije vsebuje elemente, pri katerih se s povečevanjem deformacij zmanjšuje njihova nosilnost. Horizontalno razporejena obtežba P_j je definirana z naslednjo enačbo:

$$P_j = m_j \cdot \Phi_j \quad (2.19)$$

Pri čemer se indeks j nanaša na etažo, razporeditev sil pa je enaka nihajni obliki Φ_j uteženi z masami v posamezni etaži m_j . Evropski standard EC8-1 predpisuje uporabo enakomerne in modalne razporejene horizontalne obtežbe, pri čemer je deformacijska linija v primeru enakomerno razporejene obtežbe konstantna ($\Phi_j = 1$), v primeru modalne razporeditve pa deformacijska linija ustreza osnovni nihajni obliki elastične konstrukcije v obravnavani smeri. V tej doktorski disertaciji je razporeditev potresnih sil narejena le na podlagi osnovne nihajne oblike. V kombinaciji z monotono naraščujočo horizontalno obtežbo, katere prijemališče je zaradi neupoštevanja slučajne ekscentričnosti postavljeno v center mas, je potrebno upoštevati še geometrijsko nelinearnost ($P - \Delta$ efekt), ki simulira vpliv gravitacijske obtežbe na deformirani legi konstrukcije. Analizo konstrukcije je nato potrebno narediti v obeh (ortogonalnih) smereh, t.j. v smeri X in Y, pri čemer nelinearne potisne analize ni potrebno ponavljati v pozitivni in negativni smeri konstrukcije v primeru simetrije konstrukcije.

Rezultat nelinearne analize je krivulja, ki predstavlja odnos med celotno prečno silo ob vpetju F_b in kontrolnim pomikom v centru mas na vrhu objekta D_{top} . V splošnem je sicer mogoče tekom nelinearne potisne analize spremljati katerikoli odnos med obtežbo in deformacijami.

(3) PRETVORBA NA EKVIVALENTEN SISTEM Z ENO PROSTOSTNO STOPNJO (SDOF):

Rezultate odziva v obliki odnosa $F_b - D_{top}$ je nato potrebno prevesti iz MDOF na SDOF sistem, saj so pri analizi za določitev potresnih zahtev uporabljeni spektri odziva, ki po definiciji ustrezajo SDOF sistemu (glej točko 6). Najprej je potrebno določiti maso ekvivalentnega SDOF sistema m^* , nato pa še transformacijski faktor Γ , ki sta določena na podlagi naslednjih enačb:

$$m^* = \sum_{j=1}^n m_j \Phi_j \quad \text{in} \quad \Gamma = \frac{m^*}{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_j^2} \quad (2.20)$$

Pri tem indeks j označuje zaporedno številko etaže, indeks n pa celotno število etaž. Upoštevano je, da je deformacijska oblika Φ_j normirana tako, da je pomik na vrhu enak $\Phi_n = 1$. Silo F^* in pomik D^* ekvivalentnega SDOF sistema nato izračunamo po enačbah:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad \text{in} \quad D^* = D_{top} / \Gamma \quad (2.21)$$

Transformacijski faktor Γ je enak za sile in pomike, kar pomeni, da se ohranja oblika odnosa med obtežbo in deformacijo, posledično pa tudi togost in nihajni čas. Za ekvivalenten SDOF sistem torej velja isti diagram obtežba – deformacija, kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno.

(4) IDEALIZACIJA ODNOSA MED SILO IN POMIKOM IN DOLOČITEV NIHAJNEGA ČASA:

V naslednjem koraku je potrebno odnos med obtežbo F^* in deformacijo D^* idealizirati. Pretvorimo ga v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Rezultati ocene potresne odpornosti konstrukcije bodo v nadaljevanju najbolj odvisni ravno od izbire ekvivalentne elastične togosti (glej enačbo (2.23)), ki je posledica izbrane idealizacije diagrama. V skladu z določili EC8-1 je idealizacijo potrebno narediti na podlagi enakosti eneregij med dejanskim in idealiziranim diagramom, kar pomeni, da sta ploščini enega in drugega diagrama enaki. Pri tem se za pomik D_m^* , ki predstavlja zgornjo mejo diagrama, vzame pomik, kjer se pojavi plastičen mehanizem. Nosilnost v tej točki je privzeta kot nosilnost idealiziranega sistema F_y^* , pomik na meji tečenja D_y^* pa določimo z enačbo:

$$D_y^* = 2 \cdot (D_m^* - E_m^* / F_y^*) \quad (2.22)$$

Pri tem je E_m^* dejanska deformacijska energija pri maksimalni nosilnosti konstrukcije F_m^* . Na podlagi tega izračuna lahko določimo še nihajni čas T^* idealiziranega SDOF sistema:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.23)$$

kjer sta torej F_y^* in D_y^* nosilnost in pomik na meji tečenja, ki pripadata idealiziranemu diagramu, m^* pa je masa ekvivalentnega SDOF sistema.

(5) DIAGRAM KAPACITETE:

Idealiziran odnos med silo in pomikom ($F^* - D^*$) je zaradi primerjave s spektri pospeška v AD formatu potrebno spremeniti v obliko pospešek – pomik ($S_a - D^*$). To naredimo tako, da silo SDOF sistema F^* delimo z maso ekvivalentnega sistema m^* .

$$S_a = F^* / m^* \quad (2.24)$$

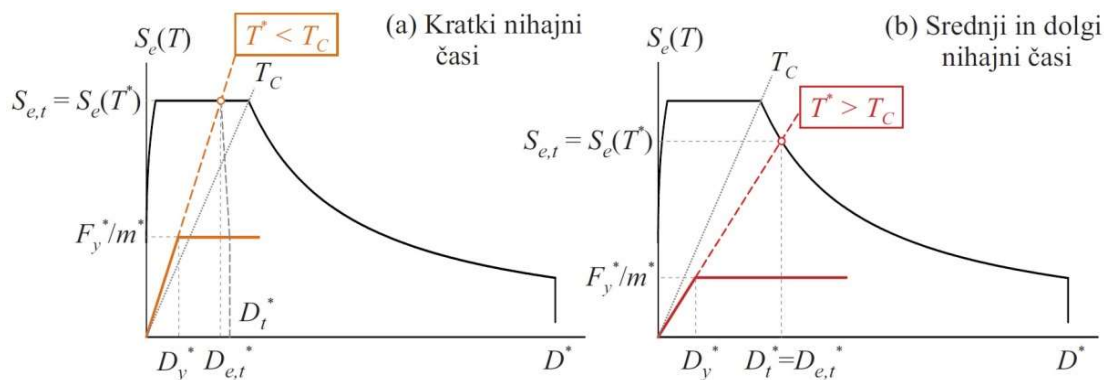
Dobljeni diagram imenujemo krivulja kapacitete (angl. *capacity curve*).

(6) POTRESNA OBREMNITEV EKVIVALENTNEGA SDOF SISTEMA:

Potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema lahko določimo analitično ali grafično, tako kot je to prikazano na Sliki 2.1. Pri tem je na isto sliko potrebno narisati krivuljo kapacitete in spekter obremenitve, oba diagrama pa je potrebno narisati v AD formatu. V ta namen je spekter obremenitve potrebno predstaviti s spektrom pospeškov S_e skupaj s spektrom pomikov S_{de} , pri čemer predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihajnih časov ($T = \text{konst.}$).

Spekter pomikov S_{de} je s spektrom pospeškov S_e povezan z naslednjo enačbo:

$$S_{de} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_e \quad (2.25)$$



Slika 2.1: Določitev ciljnega pomika D_t^* ekvivalentnega SDOF sistema v območju (a) kratkih ter (b) srednjih in dolgih nihajnih časov.

Figure 2.1: Determination of the target displacement D_t^* for the equivalent SDOF system in the (a) short and in the (b) medium or long period range.

Potresna zahteva, izražena v obliki pospeška $S_{e,t} = S_e(T^*)$ oz. v obliki ciljnega pomika $D_{e,t}^*$, ki bi ga konstrukcija morala prenesti v primeru neomejenega elastičnega obnašanja, se določi na podlagi presečišča radialne linije, ki predstavlja nihajni čas T^* idealiziranega bilinearnega SDOF sistema, z elastičnim spektrom obremenitev. Pospešek $S_e(T^*)$ se pri tem določi na podlagi enačbe (2.2), ciljni pomik pripadajoče elastične konstrukcije $D_{e,t}^*$ pa na podlagi enačbe (2.25), t.j. $D_{e,t}^* = (T^* / 2\pi)^2 \cdot S_{e,t}$. V primeru neelastične konstrukcije se zahteva potresa določa s presečiščem med krivuljo kapacitete in neelastičnim spektrom pospeškov. Pri tem se za določitev neelastičnega spektra pospeškov uporablja enostaven bilinearni odnos za redukcijski faktor R_μ v odvisnosti od nihajnega časa T^* in duktilnosti μ . Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema.

$$R_\mu = S_{e,t} / S_{ay} \quad (2.26)$$

Če za nihajni čas velja $T^* \geq T_C$, govorimo o območju srednjih in dolgih nihajnih časov, pri čemer na tem območju velja pravilo o enakosti pomikov. V nasprotnem primeru ($T^* < T_C$) govorimo o območju kratkih nihajnih časov in neelastični pomik ni enak elastičnemu. Karakteristični nihajni čas gibanja tal T_C je pri tem definiran v skladu z EC8-1 (poglavje 3.2.2.2, točka (2)P) in sicer kot meja med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo v zglajenem spektru.

V območju kratkih nihajnih časov ($T^* < T_C$) velja:

$$\mu = 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \quad (2.27)$$

$$D_t^* = D_y^* \cdot \mu = \frac{D_{e,t}^*}{R_\mu} \cdot \mu = \frac{D_{e,t}^*}{R_\mu} \cdot \left(1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (2.28)$$

V območju srednjih in dolgih nihajnih časov ($T^* \geq T_C$) je ciljni pomik neelastične konstrukcije D_t^* enak ciljnemu pomiku pripadajoče elastične konstrukcije $D_{e,t}^*$. Zahtevana duktilnost μ , ki je definirana kot razmerje med zahtevanim pomikom in pomikom na meji elastičnosti ($\mu = D_t^* / D_y^*$), je pri tem enaka redukcijskemu faktorju R_μ .

$$D_t^* = D_{e,t}^* \quad (2.29)$$

$$\mu = R_\mu \quad (2.30)$$

(7) GLOBALNE IN LOKALNE POTRESNE OBREMENTITVE MDOF SISTEMA:

Ciljni pomik SDOF sistema D_t^* je v zadnjem koraku potrebno pretvoriti v ciljni pomik MDOF sistema D_t s pomočjo faktorja transformacije Γ :

$$D_t = D_t^* \cdot \Gamma \quad (2.31)$$

Pri koraku potresne analize, ko je bil dosežen ciljni pomik konstrukcije D_t , določimo vrednosti lokalnih potresnih količin in sicer: zamike etaž $\delta_{i,j}$ ter rotacije $\theta_{l,i}$ in prečne sile v elementih $V_{l,i}$. Posamezne količine predstavljajo zahteve potresa določene z N2 metodo.

OMEJITVE N2 METODE:

Formulacija N2 metode, tako kot pri vseh približnih metodah, temelji na nekaterih predpostavkah, zaradi katerih je omejena njena uporabnost. Osnovna omejitev izhaja iz dejstva, da je pri analizi uporabljen ekvivalenten SDOF sistem, ustrezna pretvorba na tak sistem pa je mogoča samo ob predpostavki, da konstrukcija niha pretežno v eni sami nihajni obliki. Tega pogoja običajno ne izpolnjujejo visoke stavbe, kjer so lahko pomembne višje nihajne oblike. Pri prostorskih modelih stavb pogoja ne izpolnjujejo predvsem torzijsko podajne konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika torzijska. Nedavno je bila osnovna verzija N2 metode razširjena na verzijo, ki v računu upošteva tudi višje nihajne oblike tako v tlorisu kot po višini (Kreslin in Fajfar, 2011 in 2012).

Naslednja poenostavitev N2 metode je povezana s približnimi neelastičnimi spektri, pri čemer je v verziji, uporabljeni v EC8, v območju srednjih in dolgih nihajnih časov predpostavljeno pravilo o enakosti pomikov med elastično in neelastično konstrukcijo. Ustreznost uporabe pravila o enakosti pomikov so v preteklosti predstavili številni avtorji, pri čemer je kratek pregled uporabnosti tega pravila prikazan v prvotni predstavitvi te metode.

2.3.2 Predlog za določitev kapacitete konstrukcije na podlagi EC8-3

Metodologija ocenjevanje potresne odpornosti je v standardu EC8-3 predlagana na nivoju elementa in sicer na podlagi empiričnih formul, tako za račun mejne rotacije θ_{um} (upogibna kapaciteta) kot tudi za račun strižne nosilnosti V_{su} (strižna kapaciteta) elementov. Definirana so tri različna mejna stanja (angl. *Limit States* – LS). V tej disertaciji je kot mejno stanje upoštevano mejno stanje blizu porušitve. Omenjena mejna stanja na nivoju elementa so sicer definirana kot:

(1) MEJNO STANJE BLIZU PORUŠITVE (*LS OF NEAR COLLAPSE – NC*):

To mejno stanje je doseženo, ko se v posameznem prečnem prerezu elementa pojavijo neelastične deformacije, pri čemer se te razvijejo do meje, da se v elementu pojavi mejna rotacija θ_{um} , ki je določena na podlagi enačbe (2.17).

(2) MEJNO STANJE VELIKIH POŠKODB (*LS OF SIGNIFICANT DAMAGE – SD*):

To mejno stanje je doseženo, ko se v posameznem prečnem prerezu elementa pojavijo neelastične deformacije, pri čemer se te razvijejo do meje, da se v elementu pojavi 75% vrednost mejne rotacije θ_{um} .

(3) MEJNO STANJE OMEJITVE POŠKODB (*LS OF DAMAGE LIMITATION – DL*):

To mejno stanje je doseženo, ko se v posameznem prečnem prerezu elementa pojavi plastifikacija natezne armature, pri čemer se v tem trenutku razvije elastična rotacija θ_y , ki je določena na podlagi enačbe (2.16).

Kontrolo strižne nosilnosti elementov je pri predlagani metodologiji potrebno narediti naknadno in sicer po izvedeni potisni analizi na upogibnem matematičnem modelu konstrukcije. Pri tem se strižno nosilnost V_{su} določi na enak način, kot pri računu potresne odpornosti konstrukcije z japonsko metodo na drugem nivoju zahtevnosti (glej poglavje 2.2.3). V primerjavi s standardom EC8-3 je tu narejena sprememba, saj se strižna nosilnost V_{su} določi na podlagi povprečne vrednosti upoštevanja različnih modelov strižne nosilnosti. Določitev upogibne nosilnosti M_y v EC8-3 ni eksplicitno zajeta, ampak se v ta namen lahko uporabi evropski standard Evrokod 2 (EC2; CEN, 2004b).

Kapaciteta celotne konstrukcije v EC8-3 ni definirana, saj v standardu obstaja le opis posameznih mejnih stanj (glej EC8-3, poglavje 2.1): NC (*Near Collapse*), SD (*Significant Damage*) in DL (*Damage Limitation*). V predlagani metodologiji kapaciteto celotne konstrukcije določa najbolj kritični element vertikalne nosilne konstrukcije, ki ga je tekom nelinearne potisne analize potrebno poiskati. Po definiciji je to tisti vertikalni element, pri katerem se izmed vseh najprej pojavi mejno stanje NC. Upoštevati je potrebno tako upogibne kot tudi možne strižne porušitve posameznih elementov. V literaturi je mogoče najti, da se nosilnost konstrukcije lahko določi pri npr. 20% padcu maksimalne nosilnosti konstrukcije (Rejec in Fajfar, 2014). Ta definicija, ki se na prvi pogled zdi najbolj primerna, ni uporabna pri nelinearni dinamični analizi, niti pri potisni analizi, kjer se uporabijo poenostavljeni modeli, ki ne upoštevajo padca nosilnosti.

Pri doseženi upogibni ali strižni kapaciteti, ki jo na krivulji kapacitete označimo s pomikom D_{NC} (oz. s pripadajočo spektralno vrednostjo pospeška $S_{e,NC}$), je v pripadajočem koraku potisne analize, podobno kot pri določitvi potresnih zahtev, mogoče določiti vrednosti lokalnih potresnih količin. Za določitev potresne odpornosti objektov je v tej doktorski disertaciji obravnavano le mejno stanje blizu porušitve NC, temu mejnemu stanju pa pripadajo naslednje količine: zamiki etaž $\delta_{NC,j}$ ter rotacije $\theta_{NC,i}$ in prečne sile v elementih $V_{NC,i}$.

2.3.3 N2 metoda na tretjem nivoju zahtevnosti

Določitev potresne odpornosti objekta v obliki količnika C/D se na tretjem nivoju zahtevnosti naredi na podlagi nelinearne potisne analize na matematičnem modelu konstrukcije, opisanem v poglavju 4.1. Pri tem je potresna odpornost določena s primerjavo pomikov na vrhu konstrukcije oz. s spektralnimi vrednostmi pospeškov ali s primerjavo zamikov najbolj kritične etaže in sicer na naslednji način:

$$[C/D]_{NC}^{pomiki} = D_{NC}/D_t \quad (2.32)$$

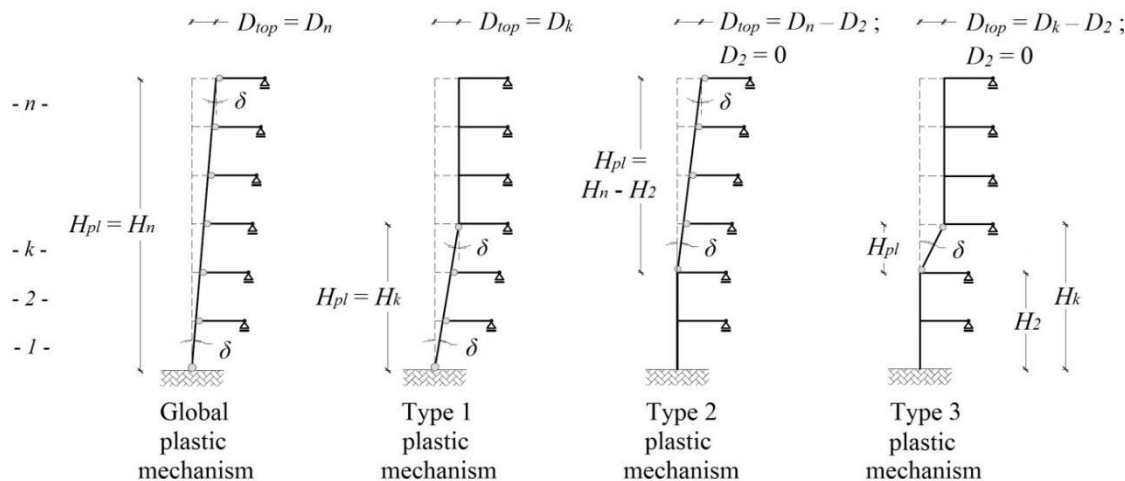
$$[C/D]_{NC}^{pospeški} = S_{e,NC}/S_{e,t} \quad (2.33)$$

$$[C/D]_{NC}^{zamiki} = \delta_{NC}/\delta_t \quad (2.34)$$

Upoštevana je predpostavljena zveza med pomikom na vrhu D_{top} in zamikom etaž plastificiranega dela konstrukcije δ v obliki $D_{top} = \delta \cdot H_{pl}$, pri čemer je H_{pl} višina plastificiranega dela konstrukcije, npr. višina celotne konstrukcije v primeru globalnega plastičnega mehanizma, ali skupna višina etaž, ki so vključene v plastični mehanizem konstrukcije. Določitev višine plastificiranega dela konstrukcije H_{pl} je za štiri različne plastične mehanizme prikazana na Sliki 2.2.

Najprej je potrebno določiti kapaciteto konstrukcije v obliki pomika na vrhu D_{NC} v mejnem stanju NC. Upošteva se, da so elastične deformacije zanemarljive v primerjavi z neelastičnimi. Poleg tega je še predpostavljeno, da je etažni zamik δ_{NC} v mejnem stanju NC enak mejni rotaciji θ_{um} najbolj kritičnega

stebra pri dnu plastičnega mehanizma. V primeru konstrukcijskega sistema s (konzolnimi) stenami je predpostavljen globalni plastični mehanizem, pri čemer θ_{um} predstavlja mejno rotacijo najbolj kritične stene ob vpetju, H_{pl} pa je višina celotne konstrukcije.



Slika 2.2: Poenostavljen odnos med pomikom na vrhu D_{top} in zamikom etaž plastificiranega dela konstrukcije δ pri različnih plastičnih mehanizmi. Elastične deformacije so v vseh primerih zanemarljive.

Figure 2.2: Simplified relationship between the top displacement D_{top} and the storey drift involved in plastic mechanism δ in the case of different types of plastic mechanism. Elastic deformations are in all cases neglected.

Zahtevo potresa v obliki ciljnega pomika D_t se določi z N2 metodo po postopku, opisanem v poglavju 2.3.1. Pripadajoči zamik najbolj kritične etaže δ_t se določi ob predpostavljenem plastičnem mehanizmu, ki je enak tistemu pri določitvi kapacitete konstrukcije.

2.3.4 N2 metoda na četrtem nivoju zahtevnosti

Določitev potresne odpornosti objekta v obliki količnika C/D se na četrtem nivoju zahtevnosti naredi na podlagi nelinearne potisne analize na matematičnem modelu konstrukcije, opisanem v poglavju 4.2. Pri tem je potresna odpornost na tem nivoju določena na isti način kot na tretjem nivoju zahtevnosti. Dodatno je v primeru upogibnega odziva konstrukcije na tem nivoju mogoče primerjavo narediti še s pomočjo rotacij, v primeru krhkega (strižnega) odziva pa s primerjavo prečnih sil na naslednji način:

$$[C/D]_{NC}^{rotacije} = \theta_{NC,i} / \theta_{t,i} \quad (2.35)$$

$$[C/D]_{NC}^{strig} = V_{NC,i} / V_{t,i} \quad (2.36)$$

Na četrtem nivoju zahtevnosti je vse omenjene količine, ki predstavljajo kapaciteto, mogoče določiti na podlagi koraka potisne analize, ko je dosežena mejna rotacija θ_{um} najbolj kritičnega vertikalnega elementa nosilne konstrukcije. Po drugi strani je mogoče iste količine, ki predstavljajo zahtevo potresa, določiti v koraku potisne analize, ki pripadajo ciljnemu pomiku D_t .

2.4 Metoda NDA na petem nivoju zahtevnosti

Metoda NDA predstavlja bolj zahteven postopek računa kot NSA konstrukcij, ki praviloma daje bolj natančne rezultate odziva konstrukcije med močnim potresom. Predvsem za namen določitve odziva neregularnih konstrukcij je v principu teoretično edina prava metoda. Problemi, povezani z odzivom

konstrukcij, so namreč pri močnih potresih dinamični in nelinearni, in zahtevajo obravnavo z metodami nelinearne dinamike. Metoda NDA predstavlja dolgoročni trend, zaradi svoje zahtevnosti in pomanjkanja zanesljivih vhodnih podatkov in modelov pa zaenkrat še ni uporabna za vsakodnevno prakso.

Za določitev nelinearnega dinamičnega odziva je potrebna ustrezna formulacija matematičnega modela konstrukcije. Pri tem je v okviru metodologije v tej disertaciji uporabljen kar matematični model, uporabljen na četrtem nivoju zahtevnosti, pri čemer pa je tega potrebno še razširiti s podatki o histereznem obnašanju elementov v nelinearnem območju. V razširjenem matematičnem modelu konstrukcije je dodatno potrebno upoštevati še viskozno dušenje, pri čemer je upoštevano t.i. Rayleigh-jevo dušenje na podlagi 5% kritičnega dušenja. Pri tem je je matrika dušenja $[C]$ formulirana kot linearna kombinacija masne $[M]$ in začetne togostne matrike $[K]$, t.j. $[C] = \alpha_m[M] + \alpha_k[K]$, faktorja α_m in α_k pa sta izbrana tako, da zadoščata kritičnemu dušenju pri dveh nihajnih časih konstrukcije. Ponavadi se pri analizi konstrukcije v izbrani smeri poišče prvi dve najbolj pomembni nihajni obliki ter pripadajoča nihajna časa.

Zaradi spremenljivosti zapisov potresnega gibanja tal je pri NDA potrebno uporabiti različne zapise v obliki akcelereogramov. Vhodni podatki potresnega gibanja tal morajo biti izbrani in skalirani tako, da ustrezno predstavljajo specifično potresno obtežbo, pri čemer pa je pri določanju parametrov potresnega odziva konstrukcij z nelinearno dinamično analizo to najpomembnejši vir negotovosti, kar kažejo tudi različne raziskave (Elnashai in McClure, 1996, Shome et al., 1998 ter Padgett in Desroches, 2007). Izbira primernih akceleroogramov za NDA ni enostavna naloga, saj je gibanje tal med potresom v precejšnji meri nepredvidljivo. Za oceno, kakšen potres lahko pričakujemo v času življenjske dobe konstrukcije, je potrebno poznati značilnosti minulih potresov in potresno nevarnost obravnavanega območja. Knjižnice zapisov gibanja tal med potresi so obsežne (npr. Ambraseys et al., 2004 ter PEER, 2012), vendar je potrebno upoštevati, da je potres ne samo nepredvidljiv, ampak tudi neponovljiv. Izbira ustreznih akceleroogramov za namen analize konstrukcije z metodo NDA ni tema te doktorske disertacije, ampak se informacije o tem lahko poišče drugje, npr. v Brozovič (2013).

Potresna obtežba se na petem nivoju zahtevnosti v okviru metodologije v tej doktorski disertaciji določi s setom akceleroogramov, pri pogoju, da srednja vrednost spektra uporabljenih akceleroogramov ustreza ciljnemu spektru po EC8-1, ki je upoštevan pri računu potresne odpornosti na nižjih nivojih računa (glej enačbo 2.2). Posamezni parametri potresnih zahtev, t.j. pomik na vrhu D_i in zamiki etaž $\delta_{i,j}$, se nato določijo na podlagi povprečne vrednosti. Kapaciteta konstrukcije, t.j. D_{NC} in $\delta_{NC,j}$, je pri tem enaka kot pri N2 metodi na četrtem nivoju računa.

Ta stran je namenoma prazna.

3 KAPACITETA POSAMEZNIH AB ELEMENTOV NOSILNE KONSTRUKCIJE

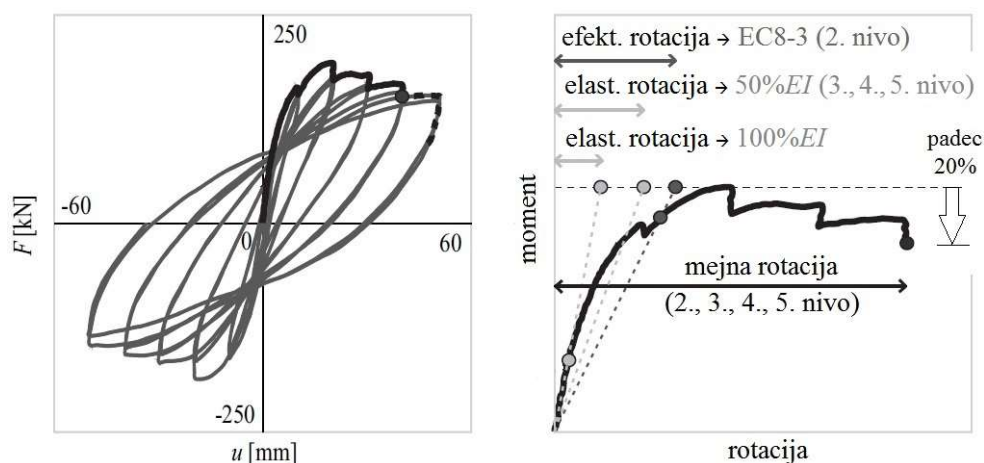
V preteklosti so bile številne konstrukcije pri nas projektirane predvsem na gravitacijsko (vertikalno) obtežbo v kombinaciji z minimalno horizontalno obtežbo. To velja predvsem za objekte grajene pred letom 1964. Pri teh konstrukcijah se zaradi tega razloga pričakuje, da niso sposobne prevzemati večjih horizontalnih obremenitev, ki jih med svojim delovanjem povzročata potresna obtežba. Pri tem so elementi nosilne konstrukcije slabo detajlirani na zahtevano duktilnost, poleg tega pa imajo (lahko) ti elementi majhno tako upogibno kot tudi strižno nosilnost, kar predvsem velja za vertikalne elemente nosilne konstrukcije, npr. za stene in stebre. Po drugi strani imajo grede običajno zadostno nosilnost, kljub slabi duktilnosti pa so porušitve gred pri starejših objektih običajno manj pogoste. Zaradi takratnega pomanjkanja znanja o načrtovanju nosilnosti lahko pri starejših konstrukcijah pride tudi do koncentracije obremenitev v enem ali pa v določeni skupini elementov nosilne konstrukcije. To lahko navsezadnje privede do nezaželenih porušnih mehanizmov, pogosto tudi do splošno znanega mehanizma mehke etaže, ki nastane pri plastifikaciji stebrov v eni etaži ob vpetju spodaj in zgoraj (Fardis, 2009). Glede na to, da so pri delovanju potresne obtežbe občutljivi predvsem vertikalni elementi nosilne konstrukcije, so v nadaljevanju tega poglavja predstavljeni modeli za določitev upogibnega obnašanja teh elementov, t.j. upogibna nosilnost, rotacijska kapaciteta in duktilnost elementov, ter modeli za določitev strižnega obnašanja stebrov in sten. Poleg tega je predstavljen še praktični postopek za določitev tipa porušitve stebrov in sten.

3.1 Modeli duktilnega obnašanja elementov

Potresna kapaciteta je na nivoju elementov definirana v številnih standardih in priporočilih. V primeru duktilnega obnašanja je nosilnost običajno izražena s silami, duktilnost pa je izražena z deformacijami, ki so določene z zaključenimi izrazi na podlagi empiričnih ali semi-empiričnih formul. V EC8-3 sta predlagani empirični formuli tako za določitev rotacije na meji tečenja θ_y kot tudi za določitev mejne rotacije θ_{um} elementov. (Najti je mogoče tudi izraze za določitev strižne nosilnosti elementov V_{su} .) Standard EC8-3 pri tem ne podaja nobenih zaključenih izrazov za določitev upogibne nosilnosti M_y elementov, tako kot jih imajo v svojih standardih predstavljeni npr. Japonci (JBDPA, 2001) ali pa Američani (ACI, 1977). Upogibna nosilnost M_y je pri projektiranju novih objektov, pa tudi pri ocenjevanju kapacitete elementov obstoječih objektov na evropskem območju definirana po določilih EC2 in sicer na podlagi analize prečnega prereza. Ta postopek je v namen (hitre) ocene upogibne nosilnosti, ki jo je potrebno določiti za veliko število elementov npr. pri računu potresne odpornosti na drugem nivoju zahtevnosti, lahko zelo zamuden.

Pri ocenjevanju potresne odpornosti obstoječih objektov je kapaciteta posameznih elementov na drugem nivoju računa (v tej disertaciji) definirana z zaključenimi izrazi. Na tem nivoju je upogibna nosilnost stebrov M_u definirana z enačbo (2.13), upogibna nosilnost sten M_u pa z enačbo (2.14). Elastična rotacija θ_y je določena z enačbo (2.16), ki upošteva tako vpliv upogibnih deformacij, kot tudi vpliv strižnih deformacij in izvlek vzdolžne armature. Zaradi tako definirane podajnosti določa ta rotacija efektivno togost elementa, t.j. $\theta_{eff} = \theta_y$, ki ustreza razpokanemu prerezu. Na višjih nivojih računa je kapaciteta posameznih elementov določena na podlagi matematičnega modela konstrukcije, ki je na tretjem, četrtem in petem nivoju prikazan ločeno v poglavjih 4.1, 4.2 in 4.3. Elastična rotacija elementov $\theta_{el} = \theta_y$ je v vseh teh primerih določena z enačbo (4.1), pri čemer je togost elementov upoštevana na podlagi določil EC8-1 z upoštevanjem 50% razpokanosti betonskega prečnega prereza ($EI_{raz} = 0.5EI_{neraz}$). Upogibna nosilnost na meji elastičnosti M_y je tu določena z analizo prečnega prereza oz. z numerično integracijo napetosti po prerezu elementa. Rotacijska kapaciteta oz. mejna rotacija θ_{um} je na vseh

nivojih računa potresne odpornosti obstoječih objektov določena z enačbo (2.17), ki je definirana kot rotacija, pri kateri nosilnost pade za 20% glede na njeno maksimalno nosilnost. Poleg uporabe empiričnih ali semi-empiričnih formul je mejno rotacijo elementov θ_{um} mogoče določiti tudi na druge načine, npr. z neparametričnim postopkom za oceno mejnih rotacij stebrov (Peruš et al., 2006), ki temelji na PEER-ovi bazi podatkov (PEER, 2007). Podatki o mejni rotaciji elementov so dostopni tudi v ameriškem standardu FEMA 356 (2000b), kjer je ta določen v odvisnosti od tipa elementa, mejnega stanja, objekta elementa in nivoja osne ter strižne sile. Karakteristične rotacije, ki predstavljajo upogibno obnašanje elementov na $M - \theta$ ovojnici, so prikazane na Sliki 3.1. Upogibna nosilnost M_u oz. M_y (na 2. oziroma 3., 4. in 5. nivoju računa) tu ni prikazana, sta pa ti nosilnosti manjši od maksimalne nosilnosti prečnega prereza. Dodatna nosilnost v tej doktorski disertaciji ni obravnavana.



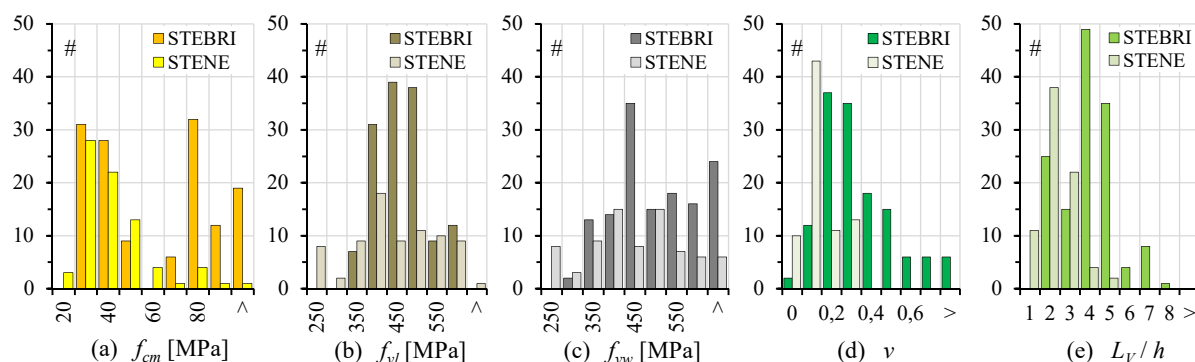
Slika 3.1: Primer upogibnega obnašanja referenčnega elementa. Prikazani sta (a) histerezni odnos med silo in pomikom in njegova (b) pozitivna ovojnica (odnos moment – rotacija). Pri tem so označene elastična rotacija, efektivna rotacija in mejna rotacija elementa.

Figure 3.1: The flexural behaviour for a reference example. The behaviour is shown with (a) a hysteresis of an actual force – displacement relationship and with (b) a moment – rotation envelope. The elements elastic, effective and ultimate rotation are shown.

Glede na to, da se razlike pri omenjenih upogibnih modelih pri računu potresne odpornosti objektov med nižjimi in višjimi nivoji računa pojavijo predvsem pri določitvi efektivne togosti ter upogibne nosilnosti elementov, je v tem poglavju prikazana primerjava določitve omenjenih upogibnih modelov in sicer ločeno za stene in stebre. Primerjavo med elastično in efektivno togostjo sta že pokazala Peruš in Fajfar (2007), ki sta med drugimi prikazala tudi vpliv elastične oz. efektivne togosti na vrednost duktilnosti prereza. V omenjeni študiji efektivna togost ni bila določena na podlagi določil EC8-3, ampak (1) na podlagi enakosti energije med idealiziranim in dejanskim diagramom $M - \theta$ in sicer na območju do vrednosti pomika pri maksimalni nosilnosti prereza ter (2) na podlagi določil FEMA 356 (2000b), kjer je efektivna togost določena kot sekanatna togost pri doseženi 60% nosilnosti prereza. Pri tem so bili rezultati dobljeni na podlagi 156-ih preizkušancev iz baze PEER (2007).

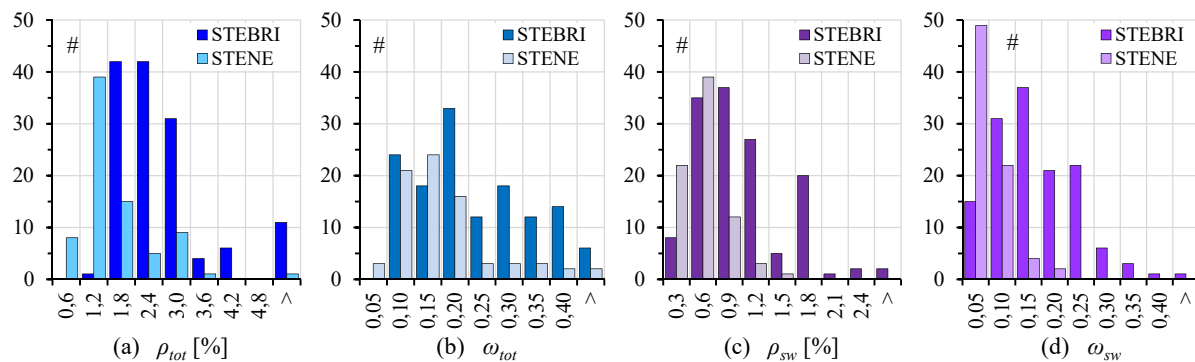
Primerjava podajnosti elementov je v nadaljevanju narejena na podlagi 137 oz. 77 eksperimentalno (ciklično) preizkušenih stebrov oz. sten, katerih podatki so povzeti iz baze SERIES (Peruš et al., 2014). Pri tem so vsi obravnavani stebri, ki so povzeti iz baze SERIES, tudi sestavni del baze PEER. Glavne karakteristike elementov so prikazane na Sliki 3.2 in Sliki 3.3. Materialne karakteristike variirajo med 14 – 118 MPa za beton, 160 – 623 MPa za vzdolžno armaturo in med 160 – 802 MPa za stremensko armaturo. Omenjene karakteristike predstavljajo širok spekter materialnih karakteristik, ki ustrezajo tako (starejšim) obstoječim kot tudi novejšim konstrukcijam. Slika 3.2 nadalje prikazuje dodatna dva

parametra, ki pomembno vplivata na upogibno nosilnost in tudi na rotacijsko kapaciteto elementov. Prvi parameter je nivo osnih sil v , ki pri obravnavanih stebrih v večini primerov ustreza sedanjim predpisom o potresno odporni gradnji, kjer EC8-1 v primeru stebrov predpisuje maksimalen nivo osne sile v vrednosti $v_{max} = 0.65$, v primeru sten pa vrednost $v_{max} = 0.40$ (v obeh primerih gre v predpisu EC8-1 za projektno vrednost maksimalnega nivoja osnih sil). Obravnavani stebri, ki so povzeti iz baze SERIES, so nadalje karakterizirani s parametrom vitkosti L_V / h , pri čemer ta količnik zavzema vrednosti $1.5 < L_V / h < 7.6$. Pri tem je znano, da se upogibno obnašajo predvsem stebri s količnikom $L_V / h > 2$, t.j. upogibni stebri, teh pa je v tej bazi večina. V primeru sten zavzema količnik L_V / h vrednosti $0.7 < L_V / h < 4.1$.



Slika 3.2: Razpršenost materialnih karakteristik v primeru 137 oz. 77 ciklično preizkušanih stebrov oz. sten, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni (a) tlačna trdnost betona f_{cm} , (b) natezna trdnost vzdolžne f_{yt} in (c) stremenske f_{yw} armature. Poleg tega je prikazana še razpršenost (d) nivoja osne sile v ter (e) količnika L_V/h .

Figure 3.2: The dispersion of material characteristics for 137 and 77 cyclically tested columns and walls, taken from the SERIES database. The dispersion is shown for (a) concrete compressive strength f_{cm} , (b) yield strength of longitudinal f_{yt} and (c) shear f_{yw} reinforcement. The dispersion is also shown for the (d) axial force ratio v and for the (e) aspect ratio L_V/h .



Slika 3.3: Razpršenost podatkov o armiranju 137 in 77 ciklično preizkušanih stebrov in sten, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni količnik (a) vzdolžne ρ_{tot} in (c) stremenske armature ρ_{sw} ter (pripadajoča) mehanska volumetrična količnika posebej za (b) vzdolžno ω_{tot} in (d) stremensko armaturo ω_{sw} .

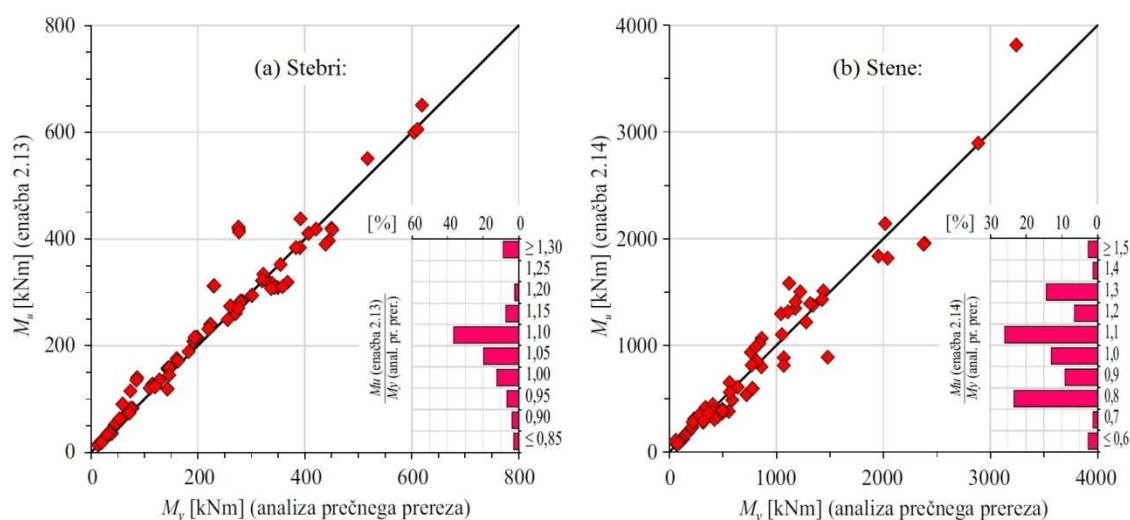
Figure 3.3: The dispersion of reinforcement characteristics for 137 and 77 cyclically tested columns and walls, taken from the SERIES database. The dispersion is shown for ratio of (a) longitudinal ρ_{tot} and (c) shear reinforcement ρ_{sw} and for the corresponding mechanical volumetric ratio for (b) longitudinal ω_{tot} and (d) shear reinforcement ω_{sw} .

Slika 3.3 prikazuje razpršenost količine vzdolžne ρ_{tot} in stremenske armature ρ_w (oziroma mehanskega volumetričnega količnika vzdolžne ω_{tot} in stremenske armature ω_{sw}). Baza SERIES je v primeru stebrov karakterizirana z razmeroma visokim deležem vzdolžne armature, kar ni povsem tipično za starejše obstoječe objekte, pri katerih je delež vzdolžne armature običajno $\rho_{tot} < 1\%$. Večjih vrednosti vzdolžne armature smo vajeni šele pri novejših konstrukcijah, pri čemer v primeru stebrov evropski

standard EC8-1 predpisuje minimalno količino vzdolžne armature, t.j. $\rho_{min} = 1\%$. Kakorkoli že, velika količina vzdolžne armature se lahko pojavi tudi v primeru starejših objektov, npr. pri industrijskih objektih, t.j. v primeru vitkih stebrov v kombinaciji z razmeroma velikim nivojem osne sile. Baza SERIES je obenem karakterizirana s stebri z razmeroma veliko količino stremenske armature, saj je mehanski volumetrični količnik ω_{sw} pri veliki večini stebrov večji od minimalno zahtevanega po določilih EC8-1, t.j. $\omega_{sw,min} = 0.08$ (pri tem minimalne zahteve za količino stremenske armature v EC8-1 niso podane). Količini vzdolžne in stremenske armature pri tem variirata med $1.0\% < \rho_{tot} < 6.0\%$ oz. $0.1\% < \rho_{sw} < 2.9\%$, mehanska volumetrična količnika vzdolžne in stremenske armature pa variirata med $0.06 < \omega_{tot} < 0.51$ oz. $0.01 < \omega_{sw} < 0.37$. V primeru sten se količina vzdolžne armature nanaša na celotno površino prečnega prereza (tako na stojino kot na robne stebre), medtem ko se količina strižne armature nanaša na stojino stene. Na ta način so podani le osnovni podatki o armiranju stene, teh pa ni mogoče primerjati z določili v standardu EC8-1, kjer je za zagotavljanje lokalne duktilnosti sten podanih kar nekaj določil. Količini vzdolžne in stremenske armature pri stenah iz baze SERIES variirata med $0.4\% < \rho_{tot} < 3.4\%$ oz. $0.1\% < \rho_{sw} < 1.3\%$, mehanska volumetrična količnika vzdolžne in stremenske armature pa med $0.03 < \omega_{tot} < 0.92$ oz. $0.01 < \omega_{sw} < 0.19$.

3.1.1 Upogibna nosilnost stebrov in sten

Na Sliki 3.4 je prikazana primerjava upogibnih nosilnosti, ki je v prvem primeru določena z zaključenim izrazom z enačbo (2.13) za stebre oz. z enačbo (2.14) za stene, v drugem primeru pa z analizo prečnega prereza. V primeru stebrov večjih odstopanj med obema upogibnima nosilnostima ni mogoče opaziti, pri čemer se te razlike gibljejo med vrednostima $-17\% \leq M_u / M_y \leq +62\%$. Pri tem je razlika M_u / M_y pri 16^{ti}, 50^{ti} oz. 84^{ti} percentili enaka -3% , $+6\%$ oz. $+10\%$. Nekoliko bolj izstopajo le razlike v izračunanih nosilnostih pri tistih stebrih, kjer je bilo z analizo prečnega prereza ugotovljeno, da je prišlo do neduktilne porušitve po betonu, pri čemer pa ni prišlo do plastifikacije natezne armature. V teh primerih se torej pojavijo nekoliko večje razlike v rezultatih, t.j. med $+35\% \leq M_u / M_y \leq +62\%$.



Slika 3.4: Primerjava med upogibnimi nosilnostmi, dobljenimi z enačbo (2.13) za stebre oz. z enačbo (2.14) za stene, in z analizo prečnega prereza. Prikazan je tudi razpored odstopanj med omenjenimi rezultati.

Figure 3.4: Comparison between the results for flexural strength, obtained from Eq. (2.13) in the case of columns or from Eq. (2.14) in the case of walls and from the cross sectional analysis. The deviation distribution of the results is also shown.

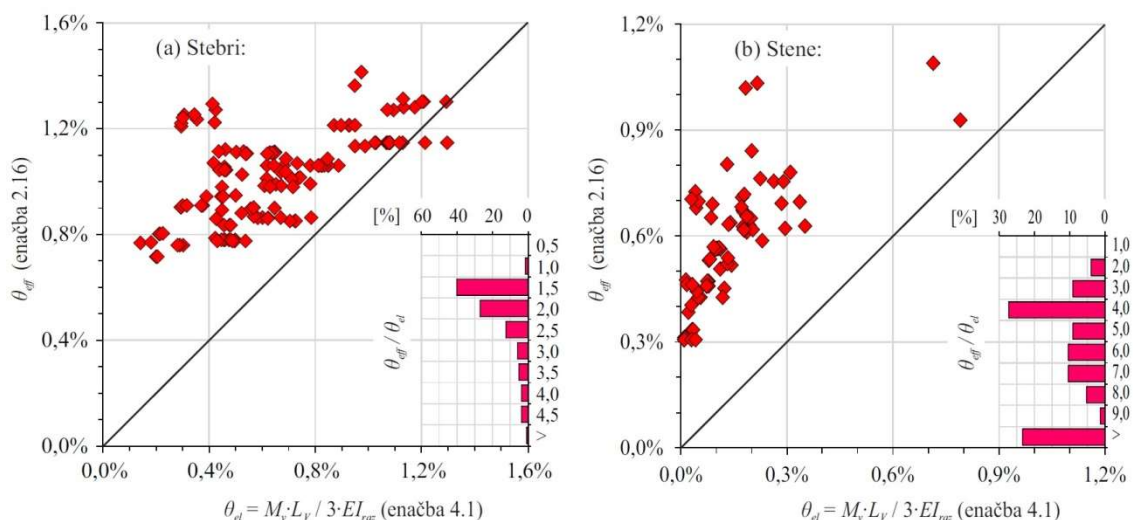
Nekoliko večje razlike se pojavijo v primeru primerjave upogibne nosilnosti sten, kjer se te razlike gibljejo med vrednostima $-40\% \leq M_u / M_y \leq +71\%$, pri čemer so vrednosti 16^{te}, 50^{te} oz. 84^{te} percentile

enake -22%, 0% oz. +22%. Omenjene razlike so predvsem posledica nekoliko večje utrditve prečnega prereza, ki se v primerjavi s stebri pojavi pri stenah. Poleg tega enačba (2.14) približno predpostavlja ročico notranjih sil l_w , približno pa je zajeta tudi osna sila N , saj je njen vpliv upoštevan le pri robnih stebrih. Opaziti je tudi mogoče, da nosilnost na podlagi enačbe (2.14) ni določena v odvisnosti od nivoja osne sile, tako kot je to predlagano v primeru stebrov.

Omeniti je potrebno, da izračunane vrednosti nosilnosti M_u in M_y posameznih preizkušancev niso bile primerjane z vrednostmi dejanskih nosilnosti na podlagi eksperimentalnih preizkav M_{exp} . V splošnem velja, da so postopki določitve upogibne nosilnosti z zaključenimi izrazi manj natančni od numeričnih postopkov z integracijo napetosti po prerezu elementa, slednji pa tudi ne dajejo popolnoma pravih vrednosti za nosilnost (Melchers, 1999). Razlog se skriva predvsem v poenostavitvah konstitutivnih zvez betona in jekla za armiranje. Običajno numerična integracija nekoliko podceni osno-upogibno nosilnost prereza, če jo primerjamo z dejansko nosilnostjo, izmerjeno s testi.

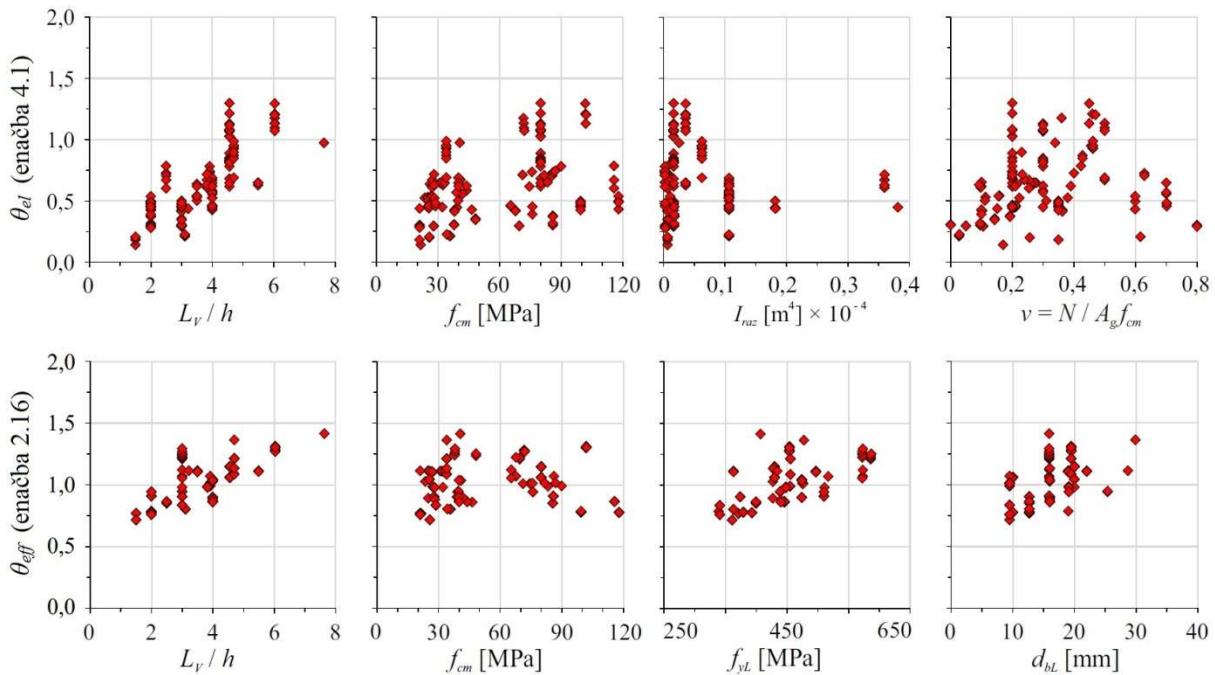
3.1.2 Rotacijska kapaciteta stebrov in sten

V nadaljevanju je na Sliki 3.5 prikazana primerjava rotacij stebrov in sten, pri čemer je na navpični osi prikazana efektivna rotacija elementov $\theta_y = \theta_{eff}$ na podlagi EC8-3, na vodoravni osi pa rotacija, ki pripada elastični togosti elementa $3EI / L^3$, t.j. rotacija $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / (3 \cdot E \cdot I_{raz})$. Pri EC8-1 je upoštevana 50% razpokanost prerezov ($EI_{raz} = 0,5EI$). Opaziti je mogoče, da se v primeru stebrov razmerja med obema rotacijama gibljejo med vrednostima $0,9 \leq \theta_{eff} / \theta_{el} \leq 5,4$, pri čemer so vrednosti 16^{te}, 50^{te} oz. 84^{te} percentile enake 1.2, 1.6 oz. 2.6, v primeru sten pa so te vrednosti enake 3.3, 5.0 oz. 13.7. V primeru sten so razlike omenjenih rotacij precej večje predvsem zaradi izrazito majhne elastične rotacije θ_{el} , ki se pojavi pri zelo togih stenah, t.j. v primeru sten, katerih geometrija predstavlja kombinacijo velikega vztrajnostnega momenta in kratke dolžine stene. Zaradi omenjenega razloga se razmerja med obema rotacijama gibljejo med vrednostima $1,2 \leq \theta_{eff} / \theta_{el} \leq 33,8$, pri čemer izstopa predvsem maksimalno razmerje obeh rotacij.



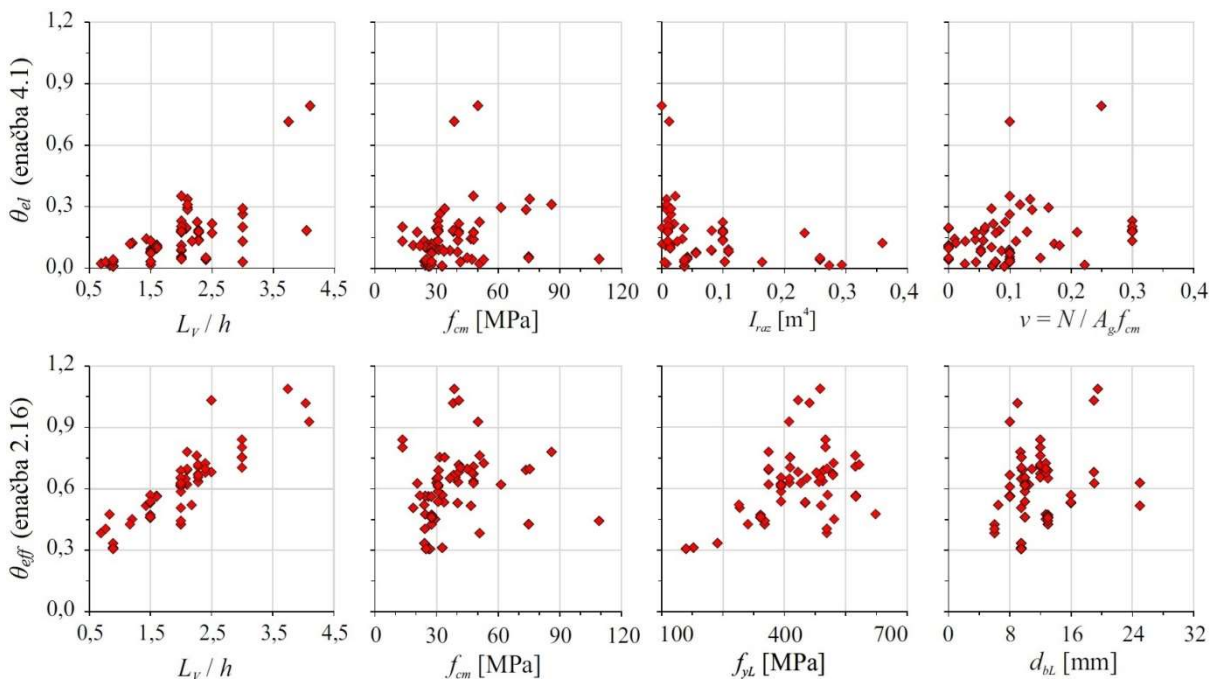
Slika 3.5: Primerjava efektivnih rotacij θ_{eff} na podlagi EC8-3 in elastičnih rotacij $\theta_{el} = M_y L_V / 3EI_{raz}$, ki veljajo za razpokan prerez ($EI_{raz} = 0,5EI$), posebej za stebre in stene. Prikazan je tudi razpored razmerij obeh rotacij.

Figure 3.5: Comparison between the effective rotations θ_{eff} according to EC8-3 and elastic rotation $\theta_{el} = M_y L_V / 3EI_{raz}$ for the cracked sections ($EI_{raz} = 0,5EI$). The comparison is shown for columns and walls. The distribution of the ratios of both rotations is also shown.



Slika 3.6: Prikaz (a) elastičnih rotacij z upoštevanom 50% razpokanostjo prečnega prereza $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ in (b) efektivnih rotacij θ_{eff} v odvisnosti od posameznih parametrov, t.j. od: L_V / h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , ν in d_{bL} . Rezultati ustrezajo 137-im preizkušancem AB stebrov.

Figure 3.6: (a) The elastic rotations determined for the 50% cracked sections $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ and (b) effective rotations θ_{eff} as a function of only one input parameter, e.g.: L_V / h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , ν and d_{bL} . The results correspond to the 137 specimens of RC columns.



Slika 3.7: Prikaz (a) elastičnih rotacij z upoštevanom 50% razpokanostjo prečnega prereza $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ in (b) efektivnih rotacij θ_{eff} v odvisnosti od posameznih parametrov, t.j. od: L_V / h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , ν in d_{bL} . Rezultati ustrezajo 77-im preizkušancem AB sten.

Figure 3.7: (a) The elastic rotations determined for the 50% cracked sections $\theta_{el} = M_y \cdot L_V / 3 \cdot EI_{raz}$ and (b) effective rotations θ_{eff} as a function of only one input parameter, e.g.: L_V / h , f_{cm} , I_{raz} , f_{yL} , ν and d_{bL} . The results correspond to the 77 specimens of RC walls.

Glede na to, da je velikostni red efektivne in elastične rotacije odvisen od posameznega parametra, je vpliv teh parametrov prikazan na Sliki 3.6 oz. Sliki 3.7 in sicer ločeno za stebre in stene. Pri tem je vpliv enega parametra mogoče preveriti le za vitkost L_V / h , ki neposredno nastopa pri obeh rotacijah, ter za tlačno trdnost betona f_{cm} , ki neposredno nastopa pri efektivni rotaciji in posredno (preko elastičnega modula E in upogibne nosilnosti M_y) pri elastični rotaciji elementa. V primeru stebrov je vpliv na razliko med rotacijama bistven predvsem pri manjših vitkosti, t.j. pri vrednostih manjših od $L_V / h \approx 2$, medtem ko je v primeru sten ta vpliv bistven za celotno območje vitkosti. Po drugi strani je tlačna trdnost betona zelo razpršen parameter, katerega vpliv je pri stebrih težje oceniti, pri stenah pa je ponovno mogoče opaziti, da je vpliv na razlike med rotacijama bistven za celotno območje f_{cm} . Po drugi strani so na Sliki 3.6 oz. Sliki 3.7 prikazane še 4 količine (I_{raz} , f_{yL} , v in d_{bL}), ki neposredno nastopajo pri eni izmed rotacij, t.j. pri elastični ali pri efektivni rotaciji. Prikazan je pomemben vpliv parametra osne sile $v = N / A_g f_{cm}$, ki neposredno nastopa pri določitvi upogibne nosilnosti in se tako pojavi le pri računu elastične rotacije (ostali trije parametri so prikazani informativno). Tu je mogoče opaziti, da se v primeru stebrov s povečevanjem nivoja osne sile povečuje tudi elastična podajnost elementa, vendar le do vrednosti $v \approx 0.4$. Pri višjih osnih silah se prečni prerezi obnašajo neduktilno, pri čemer pada tudi upogibna nosilnost. Po drugi strani ta pomemben parameter ne nastopa pri računu efektivne togosti na podlagi določil EC8-3. Pri tem je potrebno opomniti, da so številni avtorji ugotovili, da je predvsem razpokanost prereza, posledično pa tudi efektivna togost elementa močno odvisna od tega parametra. Ameriški standard ASCE (2014), ki na tem področju temelji predvsem na raziskavah, ki sta jih opravila Elwood in Eberhard (2006, 2009), obravnava efektivno togost v odvisnosti od nivoja osne sile. Pri tem je npr. za stebre z osno silo $v \leq 0,2$ efektivna togost enaka 20% elastični togosti prečnega prereza ($EI_{eff} / EI = 0,2$), za stebre z osno silo $v \geq 0,5$ pa je efektivna togost enaka 70% togosti prečnega prereza ($EI_{eff} / EI = 0,7$). Vmes velja linearna interpolacija. Ameriški standard ASCE (2014) je predvsem zaradi izključitve možnosti podcenjevanja zahteve za prečno obtežbo objekta vrednosti nekoliko spremenil. Za stebre, stene in grede so vrednosti efektivne upogibne togosti iz tega standarda podane v Preglednici 3.1, kjer so podana priporočila še za strižno in osno togost elementov. Poleg tega so podane tudi vrednosti upogibne togosti omenjenih elementov na podlagi priporočil v še enem ameriškem standardu, t.j. v ACI (2008).

Preglednica 3.1: Efektivne togosti AB elementov na podlagi ameriških standardov ASCE (2014) in ACI (2008).

Table 3.1: Effective stiffness for RC elements according to american standards ASCE (2014) and ACI (2008).

	Element	Upogibna togost	Strižna togost	Oсна togost
ASCE (2014)	Steber s tlačno osno silo zaradi projektne vertikalne obtežbe $> 0.5A_g f_{cm}$	$0.70 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
	Steber s tlačno osno silo zaradi projektne vertikalne obtežbe $< 0.1A_g f_{cm}$ ali z natezno osno silo	$0.30 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
	Stena – nerazpokana	$0.80 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
	Stena – razpokana	$0.50 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	$E_c A_g$
	Greda – običajna	$0.30 \cdot E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	-
	Greda – prednapeta	$E_c I_g$	$0.40 \cdot E_c A_w$	-
ACI (2008)	Steber – običajni	$0.70 \cdot E_c I_g$		
	Stena – nerazpokana	$0.70 \cdot E_c I_g$		
	Stena – razpokana	$0.35 \cdot E_c I_g$		
	Greda – običajna	$0.35 \cdot E_c I_g$		

Oznake: E_c je elastični modul betona, A_g in I_g sta površina in vztrajnostni moment celotnega prečnega prereza, A_w pa je površina strižnega prereza.

Rotacijska kapaciteta je pri predlagani metodologiji za določitev potresne odpornosti objektov na nivoju računa 2 – 5 določena z mejno rotacijo θ_{um} . V tej disertaciji je ta količina določena na podlagi EC8-3 in ni obravnavana na način, kot sta bili obravnavani elastična in efektivna rotacija. Primerjavo mejnih rotacij, določenih na podlagi določil EC8-3 ($\theta_{um-EC8/3}$) ter na podlagi CAE (angl. *Conditional Average Estimator*) metode (θ_{um-CAE}), so predstavili Peruš et al. (2006). Izračunane vrednosti so bile tam primerjane z eksperimentalnimi vrednostmi mejnih rotacij, pri čemer je bila za verifikacijo rezultatov uporabljena že prej omenjena baza PEER ($\theta_{um-PEER}$), poleg tega pa tudi nekoliko bolj obsežna t.i. Fardisova baza ($\theta_{um-FARDIS}$) (Panagiotakos in Fardis, 2001), ki skupno vključuje preko 1000 preizkušanih stebrov. (Omeniti je potrebno, da se oznake mejnih rotacij $\theta_{um-EC8/3}$, θ_{um-CAE} , $\theta_{um-PEER}$ in $\theta_{um-FARDIS}$ pojavijo le v tej doktorski disertaciji, v prej omenjeni literaturi pa ne.) Omenjena primerjava rotacij je pokazala (glej Sliko 9 v Peruš et al., 2006), da je raztros predvidenih rotacij na podlagi EC8-3 nekoliko večji v primerjavi z raztrosom predvidenih rotacij na podlagi metode CAE. Razlika v raztrosu ni bistvena v primeru uporabe Fardisove baze podatkov. V povprečju tako EC8-3 kot metoda CAE dajeta zelo primerljive rezultate, pri čemer je CAE metoda nekoliko bolj natančna kot EC8-3. Povzetek omenjenih rezultatov je zbran v Tabeli 3.2.

Preglednica 3.2: Povzetek primerjave mejnih rotacij $\theta_{um-EC8/3}$, θ_{um-CAE} , $\theta_{um-PEER}$ in $\theta_{um-FARDIS}$. Posamezne rezultate so zbrali in objavili Peruš et al. (2006).

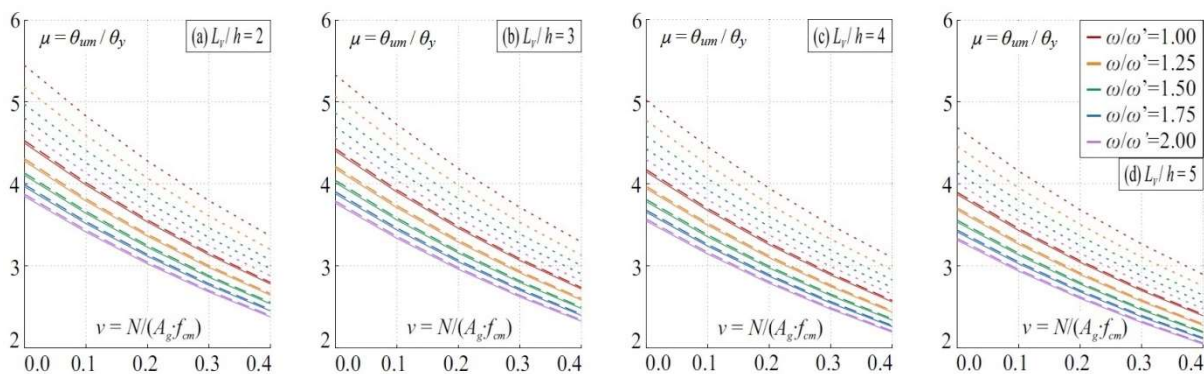
Table 3.2: Summary comparison of ultimate chord rotations $\theta_{um-EC8/3}$, θ_{um-CAE} , $\theta_{um-PEER}$ in $\theta_{um-FARDIS}$. The individual results were collected and published by Peruš et al. (2006).

Primerjava	MIN	16 ^{ta} PERC.	50 ^{ta} PERC.	84 ^{ta} PERC.	MAX
$\theta_{um-EC8/3} / \theta_{um-PEER}$	0.50	0.76	1.18	2.22	7.38
$\theta_{um-EC8/3} / \theta_{um-FARDIS}$	0.31	0.73	1.11	1.69	6.40
$\theta_{um-CAE} / \theta_{um-PEER}$	0.45	0.75	1.04	1.75	3.61
$\theta_{um-CAE} / \theta_{um-FARDIS}$	0.31	0.74	1.05	1.61	6.04

3.1.3 Duktilnosti elementov na podlagi EC8-3

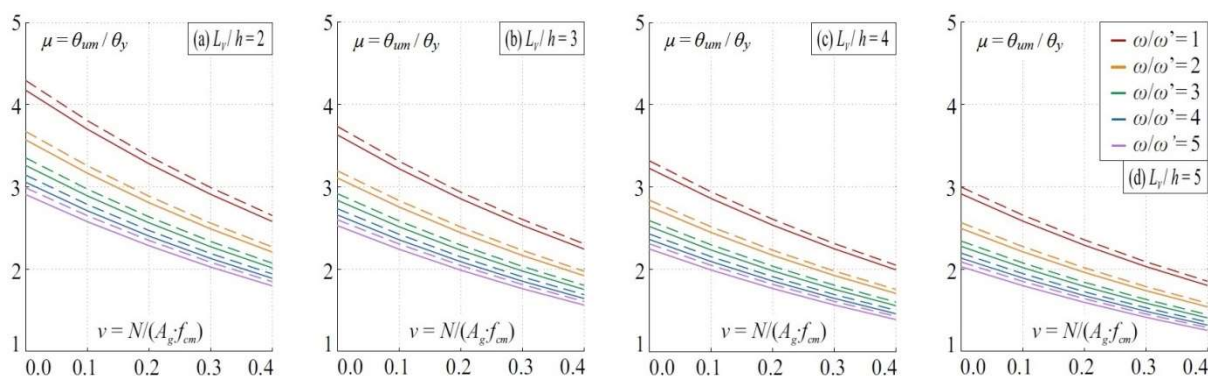
V tem poglavju je predstavljen vpliv nekaterih parametrov na velikostni red duktilnosti elementov μ , ki se določi pri upoštevanju standarda EC8-3 oz. z enačbo (2.15). Na velikostni red duktilnosti bistveno vplivajo tisti parametri, ki nastopijo pri določitvi efektivne in mejne rotacije, pri čemer v nadaljni obravnavi izstopajo parametri nivoja osne sile ν , razmerje med mehanskim deležom tlačne in natezne armature ω' / ω , vitkost elementa L_V / h ter objetje stremenske armature $\alpha\rho_{sx}$. Vpliv teh parametrov je v nadaljevanju prikazan na Sliki 3.8 in sicer za referenčni steber dimenzij $b / h = 55 / 55$ cm ter materialnih karakteristik $f_{cm} = 22$ MPa in $f_y = 430$ MPa. Glede na to, da so v tej doktorski disertaciji obravnavani predvsem starejši objekti, pri katerih so elementi nosilne konstrukcije navadno detajlirani potresno neodporno ter z vgrajeno gladko armaturo, je bil pri računu mejnih rotacij v enačbi (2.17) dodatno upoštevan faktor $0.8 / 1.2 = 0.67$.

Vpliv omenjenih parametrov je prikazan še za referenčni primer stene dimenzij $b / h = 25 / 250$ cm ter materialnih karakteristik $f_{cm} = 30$ MPa in $f_y = 370$ MPa (Slika 3.9). V tem primeru je bilo ponovno pri računu mejne rotacije dodatno upoštevan faktor $0.8 / 1.2 = 0.67$, ki zajema faktor potresno neodpornega detajliranja ter vgradnje gladke armature. Duktilnost elementov μ v splošnem pada s povečevanjem nivoja osne sile ν , s padanjem razmerja med mehanskim deležom tlačne in natezne armature ω' / ω , z naraščanjem vitkosti elementa L_V / h ter z zmanjševanjem objetja stremenske armature $\alpha\rho_{sx}$.



Slika 3.8: Velikostni red duktilnosti $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ za primer stebra dimenzij $b / h = 55 / 55$ cm, v odvisnosti od parametrov v , ω' / ω , L_V / h in $\alpha\rho_{sx}$. Objetje betona je prikazano s polno črto za streme $\phi 6 / s = 40$ cm / $n = 2$, s črtkano črto za streme $\phi 8 / s = 25$ cm / $n = 2$ in s pikčasto črto za streme $\phi 8 / s = 10$ cm / $n = 5$.

Figure 3.8: The ductility $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ in the case of column with dimensions $b / h = 55 / 55$ cm, depending on parameters v , ω' / ω , L_V / h and $\alpha\rho_{sx}$. The confinement is shown with full line for stirrups $\phi 6 / s = 40$ cm / $n = 2$, with dashed line for stirrups $\phi 8 / s = 25$ cm / $n = 2$ and with dotted line for stirrups $\phi 8 / s = 10$ cm / $n = 5$.



Slika 3.9: Velikostni red duktilnosti $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ za primer stene dimenzij $b / h = 25 / 250$ cm, v odvisnosti od parametrov v , ω' / ω , L_V / h in $\alpha\rho_{sx}$. Objetje betona je prikazano s polno črto za streme $\phi 5 / s = 25$ cm / $n = 2$ in s črtkano črto za streme $\phi 8 / s = 10$ cm / $n = 2$.

Figure 3.9: The ductility $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ in the case of wall with dimensions $b / h = 25 / 250$ cm, depending on parameters v , ω' / ω , L_V / h and $\alpha\rho_{sx}$. The confinement is shown with full line for stirrups $\phi 5 / s = 25$ cm / $n = 2$ and with dashed line for stirrups $\phi 8 / s = 10$ cm / $n = 2$.

3.2 Modeli neduktilnega (krhkega) obnašanja stebrov pri ciklični obtežbi

V nadaljevanju je predstavljenih nekaj modelov strižne nosilnosti in sicer najprej za stebre. V splošnem je strižna nosilnost V_{su} sestavljena iz prispevka betona V_C , strižne armature V_S in mehanizma tlačne diagonale V_N . Različni modeli strižne nosilnosti lahko omenjene prispevke obravnavajo na zelo različni način, saj je večina teh modelov dobljena empirično na podlagi eksperimentov, uporabnost le teh pa je odvisna predvsem od števila preizkušancev oz. od velikostnega reda raztrosa posameznih parametrov, ki vplivajo na strižno nosilnost. Nekaj modelov strižne nosilnosti so med seboj že primerjali različni avtorji in sicer za različne tipe elementov, tako kot sta to prikazala Isaković in Fischinger (2006) za mostne stebre, ali pa De Luca (2011) splošno za AB stebre.

Omeniti je potrebno, da nekateri modeli strižne nosilnosti veljajo le za monotono obtežbo, medtem ko ostali veljajo za ciklično horizontalno obtežbo, ki se pojavi med potresom. Pri ocenjevanju potresne odpornosti objektov je ustreznejše upoštevati ciklično obtežbo, kjer se s povečevanjem neelastičnih deformacij strižna nosilnost postopno zmanjšuje. Odvisno od posameznega modela strižne nosilnosti

se to zmanjševanje lahko upošteva le pri prispevku betona, pri nekaterih modelih pa skupaj pri prispevku armature in pri prispevku betona. Zmanjševanje strižne nosilnosti je posledica nekaterih pomembnih mehanizmov:

1. Zmanjševanje mozničnega učinka v povezavi s strižno nosilnostjo, ki je posledica pojava neelastičnih deformacij v vzdolžni armaturi.
2. Pojava upogibnih razpok, zaradi česar se zmanjšuje površina tlačne cone, ki prispeva k strižni nosilnosti.
3. Zmanjševanje trenja med agregati vzdolž diagonalnih razpok. Dodatno se pri odprtju diagonalnih razpok pojavijo neelastične deformacije v strižni armaturi.
4. Zmanjševanje tlačne trdnosti betona v tlačni diagonali, ki se pojavi pri pojavu prečnih nateznih deformacij.

Nekateri modeli strižne nosilnosti ne upoštevajo mehanizma tlačne diagonale, ki v nekaterih primerih bistveno prispeva k povečanju strižne nosilnosti prečnega prereza posameznega elementa. Velikostni red prispevka tega mehanizma je lahko enak prispevku betona, zato ga je, v kolikor se pojavi, potrebno upoštevati. Potrebno je omeniti, da ta mehanizem ne zajame neposredno mehanizma tlačne osne sile, ampak se v primeru pojava tlačne diagonale (ta se pojavi v kolikor na element deluje tlačna osna sila in v kolikor prečni prerez ni povsem v tlaku) pojavi horizontalna komponenta osne sile, ki povečuje strižno nosilnost prereza (Park in Paulay, 1975).

Posamezni modeli strižne nosilnosti V_{su} so v primeru stebrov podrobneje predstavljeni v naslednjem podpoglavju in sicer so predstavljeni štirje modeli strižne nosilnosti: Priestley et al. (1994), Kowalsky in Priestley (2000), Sezen in Moehle (2004) in Biskinis et al. (2004). Slednji model strižne nosilnosti je uporabljen tudi v EC8-3. Z namenom, da bi bili konsistentni z določitvijo upogibne kapacitete, je bil pri določitvi strižne nosilnosti prvotni namen uporabiti ta model. Model daje posebno v območju manjših neelastičnih deformacij zelo konzervativne vrednosti strižne nosilnosti v primerjavi z drugimi strižnimi modeli. To še posebej velja za vitke stebre z majhno količino vzdolžne armature. Zaradi tega razloga je v okviru metodologije za ocenjevanje potresne odpornosti objektov priporočljivo strižno nosilnost določiti na podlagi povprečne vrednosti rezultatov večih modelov strižne nosilnosti, t.j. na podlagi modelov omenjenih na začetku tega odstavka. Oceno strižnega obnašanja AB elementov sta nedavno predlagala tudi De Luca in Verderame (2013), kjer je med drugimi predstavljen tudi pregled različnih modelov strižne nosilnosti.

3.2.1 Predstavitev modelov za določevanje strižne nosilnosti stebrov

- 1) BISKINIS et al. (2004):

Model strižne nosilnosti, ki je opisan v nadaljevanju, je bil predlagan v številnih publikacijah (Biskinis et al., 2004, Biskinis in Fardis, 2004 ter Biskinis, 2007), med drugimi pa je privzet tudi v EC8-3. Definiran je na podlagi obsežne baze podatkov, ki vključuje ciklične preiskave elementov. V večini primerov so bili preizkušanci v tej bazi porušeni na podlagi pojava diagonalnih razpok, pri čemer se je pojavila predhodna upogibna plastifikacija prečnih prerezov. Omenjena baza je vsebovala 70 okroglih stebrov, 192 pravokotnih stebrov, 12 pravokotnih sten ter 26 (mostnih) stebrov z votlimi prečnimi prerezi. Variabilnost pomembnih parametrov omenjene baze podatkov je tu naslednja:

- $v = N / A_c f_c$ [0.01 – 0.85],
- L_V / h [0.5 – 6.0],
- ρ_{tot} [0.55 – 5.50 %],
- f_c [13 – 113 MPa],
- μ_θ [1.0 – 9.5].

Pri tem imajo uporabljene oznake naslednji pomen: v je količnik osne sile, N je osna sila (pozitivna v primeru tlaka), ki je posledica gravitacijske obtežbe, A_c je površina prečnega prereza, ki je v primeru pravokotnih prečnih prerezov enaka $A_c = b_w \cdot d$, b_w je širina prečnega prereza, d je razdalja med tlačnim robom prečnega prereza in natezno armaturo, f_c je srednja vrednost tlačne trdnosti betona, L_V je dolžina strižnega razpona, h je višina prečnega prereza, ρ_{tot} je količnik vzdolžne armature in μ_θ je rotacijska duktilnost. Model strižne nosilnosti (enačba 3.1) je sestavljen iz prispevka betona V_C , strižne armature V_S in iz prispevka mehanizma tlačne diagonale V_N . Padec strižne nosilnosti elementov je tu definiran s plastičnim delom rotacijske duktilnosti $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$, ki je upoštevan pri prispevku betona V_C in pri prispevku strižne armature V_S . Rotacijska duktilnost μ_θ se določi kot količnik med doseženo rotacijo elementa θ in rotacijo na meji elastičnosti θ_y . Ocena strižne nosilnosti je v nadaljevanju narejena s srednjimi vrednostmi ($\gamma_{el} = 1.0$), enačba pa je predlagana za stebre in grede pravokotnih prečnih prerezov (enote: MN in meter):

$$V_{su} = \frac{h-x}{2L_V} \cdot \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})\right) \cdot \left[0.16 \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0.16 \cdot \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} A_c + \rho_w b_w z \cdot f_{yw} \right] \quad (3.1)$$

Pri tem (na novo) uporabljene oznake pomenijo naslednje: x je višina tlačne cone, ρ_w je količnik prečne armature ($\rho_w = A_{sw} / b_w \cdot s$), A_{sw} je površina prečnega prereza stremenske armature, s je razmak med stremensko armaturo, z je dolžina, ki je enaka $d - d'$ za primer nosilcev, stebrov ali sten s prirobnicam ali T – prerezov, oziroma je enaka $0,8h$ za stene pravokotnih prerezov, d' je razdalja med tlačnim robom in tlačno armaturo in f_{yw} je srednja vrednost natezne trdnosti stremenske armature.

Enačba (3.1) kaže, da je strižna nosilnost V_{su} konstantna pri vrednosti rotacijske duktilnosti, ki je večja ali enaka 6 ($\mu_\theta \geq 6$). Takrat je prispevek betona V_C in strižne armature V_S k strižni nosilnosti V_{su} enak 75% vrednosti V_{su} pri vrednosti duktilnosti $\mu_\theta = 1$.

Model strižne nosilnosti kratkih (strižnih stebrov ($L_V / h \leq 2$)) predstavlja enačba (3.2). Definiran je na podlagi porušitve tlačne diagonale, ki se pojavi po upogibni plastifikaciji prečnega prereza. Model je bil definiran na podlagi (manjše) baze podatkov, t.j. 40 eksperimentalno preizkušenih stebrov, ki se porušijo na prej omenjen način. Neelastično ciklično obnašanje je ponovno izraženo s pomočjo plastičnega dela duktilnosti duktilnosti $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$ in sicer na naslednji način (enote: MN in meter):

$$V_{su,max} = \frac{4}{7} \cdot \left(1 - 0.02 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})\right) \cdot \left(1 + 1.35 \cdot \frac{N}{A_c f_c}\right) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100\rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(f_c; 40)} \cdot b_w z \cdot \sin 2\delta \quad (3.2)$$

Pri tem imajo prikazane količine enak pomen kot v enačbi (3.1), δ pa je kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo stebra ($\tan \delta = h / 2L_V$). Variabilnost pomembnih parametrov omenjene baze podatkov je tu naslednja:

- $v = N / A_g f_c$ [0.1 – 0.7],
- L_V / h [1.0 – 2.0],
- ρ_{tot} [0.7 – 4.0 %],
- f_c [14 – 61 MPa],
- μ_θ [1.4 – 7.0].

2) PRIESTLEY et al. (1994):

Model strižne nosilnosti, ki so ga predstavili Priestley et al. (1994), je definiran na podlagi široke baze ciklično preizkušanih AB stebrov z okroglimi in pravokotnimi prečnimi prerezi. Opis posameznih preizkušancev, ki so bili uporabljeni v omenjeni bazi, je prikazan v poročilu, ki so ga pripravili Priestley et al. (1993). Pri tem so v tej bazi vključeni le tisti stebri, pri katerih je bilo obnašanje izrazito neduktilno. Variabilnost pomembnih parametrov omenjene baze podatkov je tu naslednja:

- $v = N / A_g f_c$ [0.01 – 0.65],
- L_V / d [1.0 – 2.7],
- μ_θ [0.9 – 6.0].

Omenjene količine imajo pri tem isti pomen kot v primeru enačbe (3.1). Padec nosilnosti je pri tem modelu definiran le pri prispevku betona V_C , pri čemer je na tem mestu upoštevana celotna duktilnost (torej elastični in plastični del). Prispevek betona je tu definiran v odvisnosti od prečnega prereza, ki je enak $0.8 \cdot A_g$ (A_g označuje celotno površino prečnega prereza). Za razliko od strižnega modela, ki so ga definirali Biskinis et al. (2004), je pri tem strižnem modelu prispevek armature V_S definiran z ročico notranjih sil $z = d - c$ (c označuje krovno plast betona), za naklon tlačene diagonale pa se upošteva kot $\delta = 30^\circ$. Spodnja enačba je predlagana predvsem za stebre okroglih prečnih prerezov, uporabna pa je tudi za stebre pravokotnih prečnih prerezov (enote: MN in meter):

$$V_{su} = N \cdot \frac{h-x}{2L_V} + k(\mu_\theta) \cdot 0.8 A_g \sqrt{f_c} + \rho_w b_w z \cdot f_{yw} \cot \delta \quad (3.3)$$

Količnik $k(\mu_\theta)$ se določi z enačbo (3.4), sestavljen pa je iz štirih vej v odvisnosti od dosežene rotacijske duktilnosti μ_θ :

$$k(\mu_\theta) = \begin{cases} = 0.29 \dots \mu_\theta \leq 2 \\ = 0.48 - 0.095\mu_\theta \dots 2 < \mu_\theta \leq 4 \\ = 0.15 - 0.0125\mu_\theta \dots 4 < \mu_\theta \leq 8 \\ = 0.05 \dots 8 < \mu_\theta \end{cases} \quad (3.4)$$

Kot je mogoče opaziti, je prispevek betona V_C močno odvisen od duktilnosti μ_θ . Pri tem dajejo izrazi za V_C konstantno vrednost strižne nosilnosti, ko je duktilnost večja od 8. Takrat je strižna nosilnost betona V_C enaka 17% vrednosti pri duktilnosti manjši ali enaki 2.

3) KOWALSKY in PRIESTLEY (2000):

Model strižne nosilnosti, ki sta ga predstavila Kowalsky in Priestley (2000), predstavlja modifikacijo prej omenjenega modela strižne nosilnosti (Priestley et al., 1994). V tem primeru sta prispevek betona V_C ter padec nosilnosti s povečevanjem neelastičnih deformacij $k(\mu_\theta)$ obravnavana nekoliko drugače in sicer tako kot je to prikazano v nadaljevanju. Predstavljeni model strižne nosilnosti je definiran na podlagi baze eksperimentalnih preiskav 47-ih mostnih stebrov s krožnimi prečnimi prerezi, pri čemer je bila pri 20-ih stebrih simulirana strižna porušitev, pri 18-ih stebrih je bila simulirana upogibno-strižna porušitev, pri ostalih 9-ih stebrih pa čista upogibna porušitev. Variabilnost pomembnih parametrov je v tej bazi naslednja:

- $v = N / A_g f_c$ [0.01 – 0.35],
- L_V / d [1.5 – 2.5],
- ρ_{tot} [0.5 – 2.5 %],
- ρ_w [0.5 – 3.8 %],
- f_c [27 – 40 MPa],
- f_y [300 – 510 MPa],

Neelastične deformacije tudi tu vplivajo samo na prispevek betona V_C , pri čemer pa je bila tu narejena modifikacija koeficienta $k(\mu_\theta)$ po enačbi (3.4), ki je zdaj definiran z linearno padajočo ovojnico na območju duktilnosti $2 < \mu_\theta \leq 8$ in sicer z zvezo $k(\mu_\theta) = 0.37 - 0.04 \cdot \mu_\theta$. Poleg tega se pri prispevku betona dodatno upoštevata še dva pomembna parametra, t.j. vpliv vitkosti elementa v obliki količnika L_V / h in moznikni učinek vzdolžne armature ρ_{tot} . Model strižne nosilnosti je tu definiran z naslednjo enačbo (enote: MN in meter):

$$V_{su} = N \cdot \frac{h-x}{2L_V} + k(\mu_\theta) \cdot 0.8 A_g \sqrt{f_c} \cdot \min \left(1.5; \max \left(1; 3 - \frac{L_V}{h} \right) \right) \cdot \min(1; 0.5 + 20\rho_{tot}) + \rho_w b_w z \cdot f_{yw} \cot \delta \quad (3.5)$$

4) SEZEN in MOEHLE (2004):

Model strižne nosilnosti, ki sta ga definirala Sezen in Moehle (2004), je definiran na podlagi baze podatkov, ki vključuje ciklične preiskave 51-ih stebrov pravokotnih prečnih prerezov. Podrobne informacije o preizkušancih, o poteku posameznega preizkusa ter histerežno obnašanje preizkušancev je predstavil Sezen (2002). Velika večina preizkušancev v tej bazi se je porušila s predhodno upogibno plastifikacijo. Variabilnost pomembnih parametrov omenjene baze podatkov je naslednja:

- $v = N / A_g f_c$ [0.01 – 0.60],
- L_V / d [2.0 – 4.0],
- ρ_{tot} [1.0 – 4.0 %],
- f_c [13 – 45 MPa],
- f_y [300 – 650 MPa],
- μ_θ [1.3 – 8.4].

Prispevek strižne armature V_S je v tem primeru enak kot pri modelu, ki so ga definirali Biskinis et al. (ročica notranjih sil je enaka $z = d - d'$, $\delta = 45^\circ$), medtem ko je prispevek betona V_C določen na podlagi

nateznih napetosti, ki se pojavijo prečno na diagonalne razpoke. Predpostavljeno je, da se te napetosti pojavijo pri vrednosti $0.5 \cdot f_c^{0.5}$. Model strižne nosilnosti je tu torej definiran z naslednjo enačbo (enote: MN in meter):

$$V_{su} = k(\mu_\theta) \cdot \left[0.5 \sqrt{f_c} \cdot 0.8 A_g \cdot \frac{d}{L_V} \cdot \sqrt{1 + \frac{N}{0.5 \sqrt{f_c} \cdot A_g}} + \rho_w \cdot b_w \cdot d \cdot f_{yw} \right] \quad (3.6)$$

Padec strižne nosilnosti s povečevanjem neelastičnih deformacij se tu upošteva tako pri prispevku betona kot pri prispevku strižne armature, saj je bilo pri opravljenih preizkusih mogoče opaziti, da je prišlo tudi do zdrsa strižne armature v njenih sidriščih.

$$k(\mu_\theta) = \begin{cases} 1.0 & \dots \mu_\theta \leq 2 \\ = 1.15 - 0.075 \mu_\theta & \dots 2 < \mu_\theta \leq 6 \\ = 0.7 & \dots 6 < \mu_\theta \end{cases} \quad (3.7)$$

3.2.2 Primerjava eksperimentalnih in računskih vrednosti strižne nosilnosti stebrov

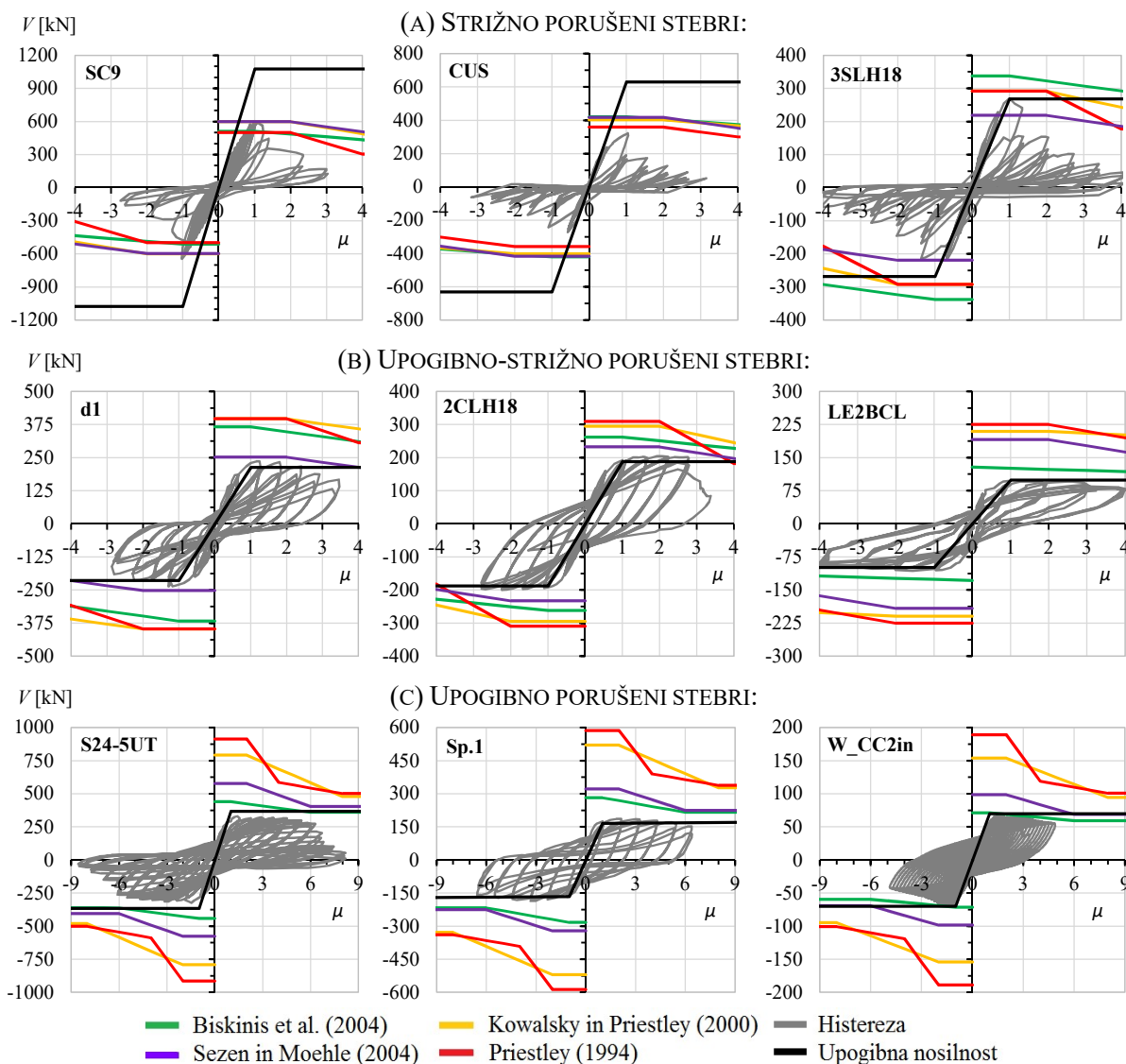
V tem poglavju je strižna nosilnost V_{su} , izračunana z obravnavanimi empiričnimi enačbami, primerjana z dejansko nosilnostjo nekaterih stebrov, ki so bili eksperimentalno preizkušeni s ciklično horizontalno obtežbo in so povzeti iz že omenjene baze SERIES (Peruš et al., 2014). Pred primerjavo rezultatov je potrebno omeniti, da se posamezne empirične enačbe za določitev strižne nosilnosti V_{su} razlikujejo predvsem v definiciji prispevka betona V_C . Pri tem npr. strižni model, ki so ga definirali Biskinis et al. (glej enačbo 3.1), predvsem v primeru zelo vitkih stebrov ($L_V / h > 5$) in v kombinaciji z majhno količino vzdolžne armature ($\rho_{tot} < 0.5\%$), daje zelo nizke vrednosti strižne nosilnosti, ki je izključno posledica majhne vrednosti prispevka betona V_C . V konkretnem primeru je mogoče ta prispevek dobro primerjati s prispevkom betona na podlagi strižnega modela, ki sta ga definirala Kowalsky in Priestley (glej enačbo 3.5), prispevek betona V_C pa se v enem in drugem primeru razlikuje točno za faktor 8,7. (Pri tem je betonski prerez pri obeh strižnih modelih zaradi primerjave privzet z enako vrednostjo). V primeru stebra običajnih dimenzij in z običajno tlačno trdnostjo, prispevek betona V_C na podlagi strižnega modela, ki so ga definirali Biskinis et al., v najskrajnejšem možnem primeru zavzema vrednosti, ki so približno enake eni stotini tlačne trdnosti betona ($\approx 1/100 f_{cm}$), kar je zelo neobičajno. Ostala prispevka (V_N in V_S) sta pri vseh modelih definirana na zelo podoben način, pri čemer največje razlike v rezultatih sledijo iz prispevka strižne armature V_S , kjer je naklon tlačne diagonale v nekaterih primerih enak $\delta = 45^\circ$, v drugih pa $\delta = 30^\circ$.

Pri primerjavi strižnih nosilnosti V_{su} (glej Sliko 3.10) je za obravnavane elemente dodatno prikazana še strižna sila pri upogibni nosilnosti $V_u = M_y / L_V$ ($L_V = 0.5 \cdot L$), pri čemer je upogibna nosilnost M_y določena na podlagi analize prečnega prereza po EC2. Omenjena primerjava je narejena najprej za primer šestih stebrov, ki so se porušili strižno ter upogibno-strižno (po trije elementi iz vsake skupine). V obravnavo so dodani še trije primeri stebrov s (čisto) upogibno poružitvijo, ki so bili obravnavani v poglavju 3.1, saj je aplikativnost analitičnih modelov strižne nosilnosti potrebno prikazati tudi na stebrih tega tipa poružitve. Primerjava na nivoju posameznega elementa je bila narejena z namenom, da se za izbrane stebre prikaže uporabnost analitičnih modelov oziroma razlike med njimi. Rezultati računov in eksperimentalnih preiskav so na Sliki 3.10 prikazani za elemente, ki so v bazi SERIES označeni z oznakami *SC9*, *CUS*, *3SLH18* (strižno porušeni elementi), *d1*, *2CLH18*, *LE2BCL* (upogibno-strižno porušeni elementi) in *S24-5UT*, *Sp.1*, *W-CC2* (upogibno porušeni elementi). Osnovni podatki teh elementov so prikazani v Preglednici 3.3.

Preglednica 3.3: Osnovni podatki izbranih preizkušancev stebrov iz baze SERIES, za katere je narejena primerjava med računsko in eksperimentalno dobljeno nosilnostjo.

Table 3.3: The basic data of the selected column specimens from SERIES database for the comparison of strength obtained by empirical models and by experiments.

OZNAKA	$b / h / L$ [cm]	f_{cm} [MPa]	f_y [MPa]	f_{yw} [MPa]	L_v / h [/]	ν [$N/A_c f_{cm}$]	ρ_{tot} [A_{tot} / A_c]	ρ_{sw} [$A_{sw} / b \cdot s_h$]
Strižno porušeni stebri								
SC9	46 / 91 / 122	16	434	400	1,33	0,000	0,0188	0,0008
CUS	23 / 41 / 46	35	441	414	1,11	0,162	0,0301	0,0028
3SLH18	46 / 46 / 147	27	331	400	3,22	0,090	0,0304	0,0007
Upogibno – strižno porušeni stebri								
d1	35 / 35 / 100	40	453	470	2,86	0,000	0,0321	0,0030
2CLH18	46 / 46 / 147	33	331	400	3,22	0,073	0,0194	0,0007
LE2BCL	25 / 25 / 50	24	405	446	2,00	0,310	0,0075	0,0036
Upogibno porušeni stebri								
S24-5UT	61 / 61 / 263	41	400	435	4,31	0,200	0,0125	0,0055
Sp.1	55 / 55 / 225	24	300	300	4,09	0,044	0,0135	0,0041
W-CC2in	50 / 25 / 160	19	560	304	6,40	0,350	0,0081	0,0010



Slika 3.10: Primerjava strižnih in upogibnih nosilnosti izbranih stebrov iz baze SERIES.

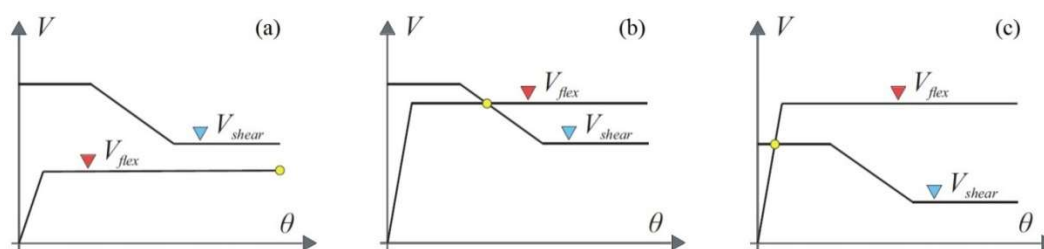
Figure 3.10: The comparison of shear and flexural strength for the selected columns from the SERIES database.

Prikazana primerjava rezultatov kaže, da se v območju majhnih duktilnosti različni modeli strižne nosilnosti dovolj dobro ujamejo predvsem pri preizkušancih s strižno ter tudi z upogibno-strižno porušitvijo. Obravnavani strižno porušeni preizkušanci so reprezentativni z majhno količino stremenske armature ρ_{sw} v kombinaciji z veliko količino vzdolžne armature ρ_{tot} in z majhno vitkostjo L_V / h . Pri teh elementih ima le steber *CUS* v primerjavi z ostalimi nekoliko večjo količino stremenske armature, steber *3SLH18* pa ima nekoliko večjo vitkost. Pri tem so vsi elementi armirani z veliko količino vzdolžne armature, pri čemer je ta količina (cca. $\rho_{tot} = 3\%$) pri graditvi običajnih objektov prej izjema kot pravilo. Steber *3SLH18* se poruši strižno predvsem zaradi kombinacije velike količine vzdolžne armature ter dodatne šibke stremenske armature, ta porušitev pa nastopi kljub relativno veliki vitkosti elementa. Maksimalna razlika med dvema skrajnima strižnima modeloma, ki dajeta v obravnavanih primerih ekstremne rezultate, je za stebre *SC9*, *CUS* oz. *3SLH18* enaka 83%, 85% oz. 65%. V primeru upogibno-strižno porušeni elementov je mogoče iz Preglednice 3.3 razbrati, da so ti (v primerjavi s strižno porušeni elementi) reprezentativni za stebre s približno enako količino stremenske in vzdolžne armature. Pri obeh omenjenih parametrih obstaja tudi izjema, npr. pri stebru *LE2BCL* je količina stremenske armature nekoliko bližja vrednostim, ki so značilne za objekte grajene po sodobnih predpisih ($\phi 6 / n = 2 / s = 6\text{cm}$ oz. $\rho_{sw} = 0,36\%$), obenem pa količina vzdolžne armature ($\rho_{tot} = 0,75\%$) dobro ustreza objektom grajenim na podlagi starejših predpisov. Poleg vsega tega velja, da so upogibno-strižno porušeni elementi bolj vitki, saj vitkosti presegajo vrednost $L_V / h = 2$, tako kot pri veliki večini ostalih upogibno-strižno elementih iz baze SERIES. Maksimalna razlika med skrajnima dvema strižnima modeloma je tu za stebre *d1*, *2CLH18* oz. *LE2BCL* enaka 63%, 75% oz. 57%. V primeru stebra *LE2BCL* je strižna nosilnost po Biskinis et al. (2004) merodajna z diagonalno porušitvijo po upogibni plastifikaciji na podlagi enačbe (3.2). Ta porušitev je (izmed vseh preizkušancev v Preglednici 3.3) kritična le v primeru stebra *LE2BCL*, v kolikor to porušitev primerjamo s porušitvijo v strigu na podlagi enačbe (3.1). V primeru upoštevanja strižne porušitve stebra *LE2BCL* z enačbo (3.1), je razlika med skrajnima dvema strižnima modeloma, ki dajeta ekstremne rezultate, enaka 64%. Potrebno je tudi omeniti, da so pri stebru *LE2BCL* nekoliko večje razlike v računskih rezultatih za strižno nosilnost, te razlike pa so izključno posledica majhne količine vzdolžne armature. V kolikor bi bila pri takem tipu stebra njegova geometrija taka, da bi bil steber še bolj vitek ($L_V / h > 2$), potem bi bile nastale razlike še večje. To se npr. vidi pri vseh upogibno porušeni elementih, kjer so maksimalne razlike med skrajnima dvema strižnima modeloma za stebre *S24-5UT*, *Sp.1* oz. *W_CC2in* enake 48%, 48% oz. 37%. Omeniti je potrebno, da se med posameznimi strižnimi modeli tudi tu pojavijo maksimalne razlike v območju majhnih duktilnosti, medtem ko se v območju velikih duktilnosti rezultati različnih strižnih modelov med seboj »dovolj dobro« ujamajo. Poleg tega je potrebno omeniti, da pri stebrih *S24-5UT*, in *Sp.1*, predvsem pa pri stebru *W_CC2in* nastopi upogibna porušitev kljub majhni količini strižne armature, saj je pri teh stebrih v prvi vrsti merodajna kombinacija relativno majhne količine vzdolžne armature in velike vitkosti elementa. Omeniti je tudi potrebno, da so posamezne strižne nosilnosti definirane na podlagi določil posameznih avtorjev, torej z različno definiranim betonskim prerezom, ter z različnim naklonom tlačne diagonale. Odvisnost med izbranimi parametri in tipom porušitve elementa je obravnavana v naslednjem poglavju.

3.2.3 Praktičen postopek ocene tipa porušitve stebrov

Strižna porušitev lahko bistveno omeji globalno kapaciteto v smislu deformabilnosti konstrukcije. Pri tem strižna porušitev ponavadi privede do stanja blizu porušitve ali pa celo do (popolne) porušitve konstrukcije, kljub temu, da ta porušitev nastopi na nivoju enega elementa. (V ta namen je tako tudi definirano mejno stanje *Near Collapse*, kot je to predstavljeno v poglavju 2.3.2). Zaradi omenjenega razloga so sodobni predpisi za načrtovanje potresne odpornosti objektov formulirani tako, da je strižna

porušitev preprečena, pri čemer je zagotovljeno duktilno obnašanje posameznih elementov. Shematičen prikaz različnih načinov porušitve elementov je prikazan na Sliki 3.11.

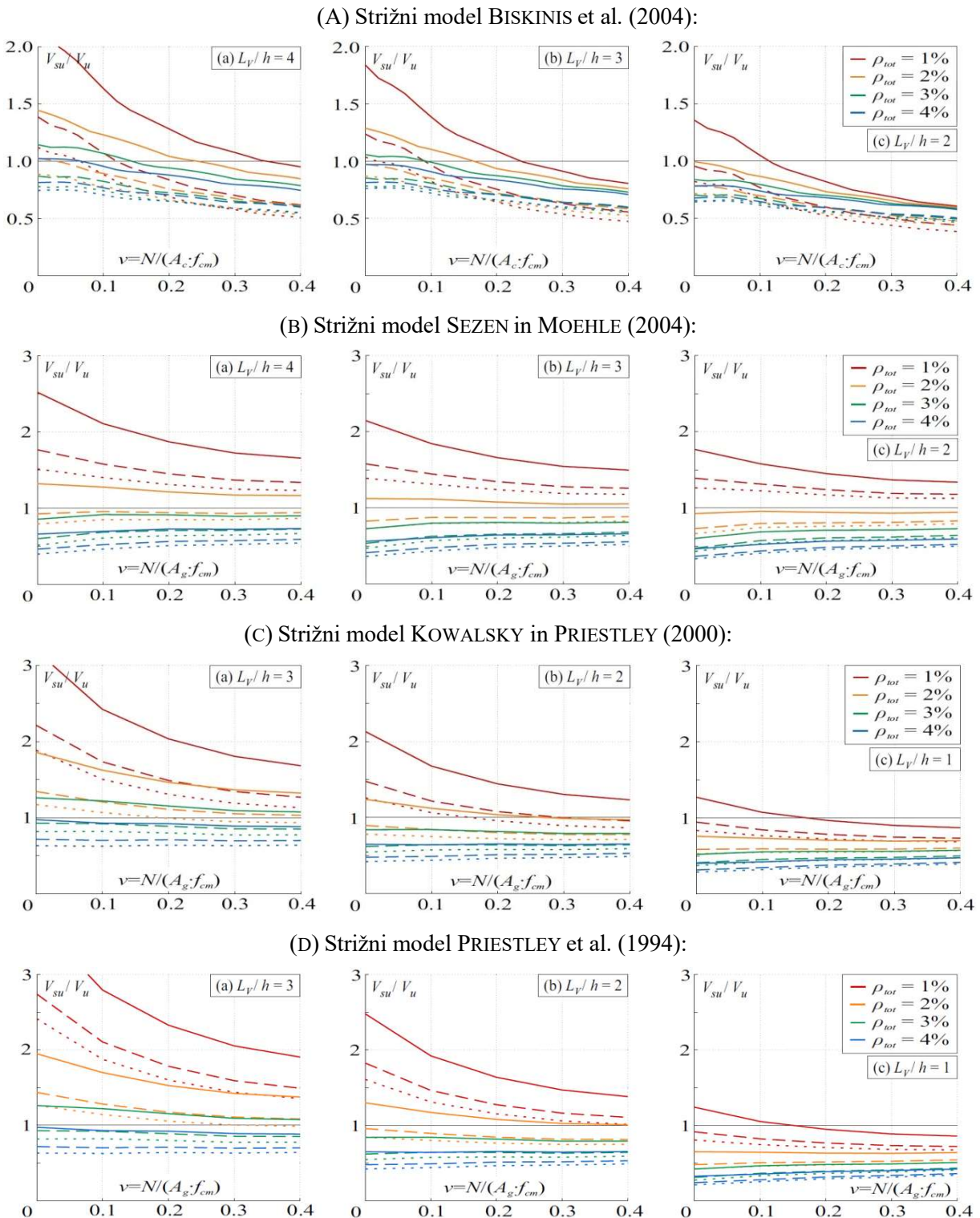


Slika 3.11: (a) Upogibna, (b) upogibno-strižna ter (c) strižna porušitev elementa.

Figure 3.11: (a) Flexural, (b) flexural-shear and (c) shear failure of an element.

Medtem, ko je duktilno (t.j. upogibno) obnašanje elementov pri novejših objektih zagotovljeno zaradi sodobno zasnovanih predpisov, pa se lahko pri starejših obstoječih objektih pojavi tako krhko (t.j. strižno) obnašanje, kot tudi obnašanje elementov z omejeno duktilnostjo (t.j. upogibno-strižno). Glede na to, da je strižna porušitev nekega elementa konstrukcije povezana s stanjem blizu porušitve celotne konstrukcije, se je potrebno pri strižni porušitvi dobro zavedati tistih parametrov, ki bistveno vplivajo na pojav tega tipa porušitve. Pri tem je bistvenega pomena primerjava med duktilnim in krhkim obnašanjem elementov, torej primerjava strižne V_{su} in upogibne nosilnosti V_u pri pojavu upogibne plastifikacije M_y oz. pri duktilnosti elementa $\mu = 1$. Ovrednotenje parametrov je na Sliki 3.12 prikazano na primeru enega stebra. Pri tem je najprej določena strižna sila $V_u = M_y / L_V$ ($L_V = 0.5 \cdot L$) pri upogibni nosilnosti M_y , ki je določena na podlagi analize prečnega prereza po EC2, nato pa še strižna nosilnost V_{su} na podlagi različnih analitičnih modelov, ki so prikazani v poglavju 3.2.1. Tip porušitve elementa je na Sliki 3.12 prikazan s količnikom V_{su} / V_u , pri čemer vrednosti $V_{su} / V_u \leq 1$ pomenijo strižno porušitev elementa, vrednosti $V_{su} / V_u > 1$ pomenijo upogibno plastifikacijo, pri čemer naknadna strižna porušitev ni kontrolirana. Tip porušitve je v obliki količnika V_{su} / V_u na sliki primerjan v odvisnosti od nivoja osne sile $v = N / A_g \cdot f_{cm}$, poleg tega parametra pa so dodatno kontrolirani še vpliv količine vzdolžne armature $\rho_{tot} = [1\% - 4\%]$, vpliv količine stremenske armature v obliki dvostriznega ($n = 2$) stremena $A_{sw} = [\phi 8/10\text{cm}, \phi 8/20\text{cm} \text{ in } \phi 8/30\text{cm}]$ ter vitkost elementa $L_V / h = [1 - 4]$. Kontrola vitkosti elementa je narejena glede na ustreznost posameznega modela strižne nosilnosti. Tako opravljena parametrična študija je pripravljena za primer stebra s prečnim prerezom $b / h = 55 / 55\text{cm}$ in pri materialnih karakteristikah betona $f_{cm} = 22\text{MPa}$ in armature $f_{yt} = f_{yw} = 430\text{MPa}$. Bolj splošna klasifikacija glede tipa porušitve večjega števila stebrov v tej disertaciji ni predstavljena, so pa nekaj podobnega naredili npr. Zhu et al. (2007), pri čemer je bilo v omenjeni študiji analiziranih 125 različnih stebrov. Tip porušitve je bil tam ocenjen na podlagi analitičnega modela, ki sta ga definirala Sezen in Moehle (2004).

Pri vseh obravnavanih modelih strižne nosilnosti, je mogoče opaziti, da so stebri z majhno količino vzdolžne armature ρ_{tot} v kombinaciji z majhnimi nivoji osnih sil v bolj podvrženi upogibnemu kot strižnemu obnašanju. Pri tem parameter v nima bistvenega vpliva na določitev tipa porušitve, če ta parameter primerjamo z ostalimi, prej omenjenimi parametri. Določitev tipa porušitve je močno odvisna od parametrov ρ_{tot} in L_V / h ter seveda od ρ_{sw} , poleg tega pa tudi od izbire modela strižne nosilnosti. Ker se je strižni porušitvi mogoče izogniti z vgradnjo velike količine stremenske armature, je v prvi vrsti želja strižno porušitev kontrolirati z vidika vzdolžne armature in vitkosti elementa. Pri tem je mogoče opaziti, da se pri majhnih količinah vzdolžne armature ($\rho_{tot} \leq 1\%$) ter pri velikih vitkosti (t.j. pri $L_V / h > 3$) strižna porušitev pojavi le izjemoma. V opravljeni parametrični študiji se ta pojavi le v primeru upoštevanja strižnega modela Biskinis et al. (2004) ter pri nivoju osne sile $v > 0.2$. Strižna porušitev v splošnem nastopi torej pri majhnih vitkosti elementov v kombinaciji z veliko količino vzdolžne armature.



Slika 3.12: Vpliv nivoja osne sile v , količine vzdolžne armature ρ_{tot} in stremenske armature (polna črta predstavlja streme $\phi 8/10\text{cm}$, črtkana črta predstavlja streme $\phi 8/20\text{cm}$, pikčasta črta pa predstavlja streme $\phi 8/30\text{cm}$) na količnik strižne in upogibne nosilnosti V_{su}/V_u in sicer za primer AB stebra $b/h = 55/55\text{cm}$. V vseh primerih je uporabljena tlačna trdnost betona $f_{cm} = 22\text{MPa}$ in natezna trdnost armature $f_{yl} = f_{yw} = 430\text{MPa}$.

Figure 3.12: The influence of axial force ratio v , longitudinal reinforcement ratio ρ_{tot} and shear reinforcement ratio ρ_{sw} (full line represents $\phi 8/10\text{cm}$, dashed line represents $\phi 8/20\text{cm}$ and dotted line represents $\phi 8/30\text{cm}$) on the ratio of shear to flexural strength V_{su}/V_u in the case of RC column $b/h = 55/55\text{cm}$. In all cases the mean compressive strength of concrete $f_{cm} = 22\text{MPa}$ and steel tensile strength $f_{yl} = f_{yw} = 430\text{MPa}$ was used.

3.3 Modeli neduktilnega (krhkega) obnašanja sten pri ciklični obtežbi

V tem poglavju so predstavljeni modeli, ki so uporabni za ocenjevanje strižne nosilnosti sten. Pri tem je model Kowalsky in Priestley (2000) namenjena predvsem ocenjevanju strižne nosilnosti stebrov, vendar je bil ta večkrat uporabljen tudi v primeru analize škatlastih mostnih stebrov (Calvi et al., 2005 in Isaković et al., 2008), ki so podobni dvigalnim jaškom ali stopnišnim jedrom. Iz tega razloga je v okviru metodologije v tej doktorski disertaciji ta model uporabljen tudi v namen ocenjevanja strižne nosilnosti sten, poleg tega pa je predlagana uporaba še naslednjih 3-eh modelov strižne nosilnosti, t.j.: Biskinis et al. (2004), Hiraishi et al. (1992) in neparametrični model, ki sta ga predstavila Peruš in Fajfar (1994). Ocena strižne nosilnosti je tako kot pri stebrih določena na podlagi povprečne vrednosti omenjenih 4-ih modelov, ki so podrobneje predstavljeni v naslednjih podpoglavjih.

3.3.1 Predstavitev modelov za določevanje strižne nosilnosti sten

1) BISKINIS et al. (2004):

Model strižne nosilnosti, predstavljen z enačbo (3.1), je uporaben tako za analizo strižne nosilnosti stebrov kot tudi sten. V primeru analize sten je potrebno kontrolirati še nosilnost, ki odgovarja tlačni porušitvi stojine stene v smeri diagonalnih razpok. Ta tip porušitve je predstavljen z enačbo (3.8) (enote: MN in meter), ki je bila formulirana na podlagi 18-ih ciklično preizkušenih sten (stene z robnimi stebri, stene T-prerezov in škatlastih prerezov), pri čemer se je strižna porušitev pojavila pred upogibno plastifikacijo prečnega prereza. Ročica notranjih sil z je v primeru sten s pravokotnimi prečnimi prerezi upoštevana z vrednostjo $z = 0.8 \cdot h$, v primeru sten z robnimi stebri, sten s prečnimi prerezi oblike T in škatlastimi prečnimi prerezi pa je upoštevana vrednost $z = d - d'$. Večina preizkušancev se je porušila z nastankom diagonalnih razpok z naklonom okoli 45° , zaradi česar je bilo pri izdelavi modela uporabljeno klasično nadomestno paličje.

$$V_{su,max} = 0.85 \cdot \left(1 - 0.06 \cdot \min\left(5; \mu_\theta^{pl}\right)\right) \cdot \left(1 + 1.8 \cdot \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \max\left(1.75; 100\rho_{tot}\right)\right) \cdot \left(1 - 0.2 \cdot \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{\min(f_c; 100)} \cdot b_w z \quad (3.8)$$

Pri tem imajo prikazane količine enak pomen kot v enačbi (3.1), variabilnost pomembnih parametrov omenjene baze podatkov pa je naslednja:

- L_V / h [0.5 – 2.4],
- $v = N / A_c f_c$ [0.0 – 0.18],
- ρ_{tot} [0.5 – 3.0 %],
- f_{cm} [17 – 137 MPa],
- μ_θ [1.0 – 7.5].

2) PERUŠ in FAJFAR (1994):

Metoda neparametrične multidimenzijske regresije je bila razvita v namen določevanja kapacitete sten med ciklično obtežbo. Pri tem je kapaciteto mogoče določiti tako v obliki strižne nosilnosti, kot tudi v obliki zamikov, duktilnosti in tipa porušitve. V namen aplikacije metode so bili zbrani rezultati eksperimentalnih preiskav 262-ih konstrukcijskih sten, ki so bili dobljeni iz literature. Pri tem so bile

obravnavane stene pravokotnih prerezov, T-prerezov in stene z robnimi stebri, ki so bile preizkušene z monotono ali ciklično horizontalno obtežbo. V okviru metode so bili raziskani parametri, predstavljeni v nadaljevanju, ki bistveno vplivajo na potresno obnašanje konstrukcijskih sten. Razpoložljivi podatki, ki so na voljo za posamezen preizkušaneec, so v kar nekaj primerih pomankljivi, kar še posebej velja za podatke o armaturi objetja ρ_s^* . Iz tega razloga je strižno nosilnost sten priporočljivo določiti tudi za primer neupoštevanja parametra o armaturi objetja robnih stebrov. Vhodni podatki (parametri računa) za določitev kapacitete sten med ciklično obtežbo:

(a) Geometrijske in materialne lastnosti:

(a₁) vrsta prereza

(a₂) količnik vzdolžne armature v stojini ($\rho_v^* = \rho_v \cdot f_{yv} / f_{cm}$)

(a₃) količnik stremenske armature v stojini ($\rho_h^* = \rho_h \cdot f_{yh} / f_{cm}$)

(a₄) količnik vzdolžne armature v robnih stebrih ($\rho_b^* = \rho_b \cdot f_{yb} / f_{cm}$)

(a₅) količnik objetja v robnih stebrih ($\rho_s^* = \rho_s \cdot f_{ys} / f_{cm}$)

(b) Karakteristični tip obtežbe:

(b₁) vrsta obremenitve (enakomerna, ciklična)

(c) Karakteristike obtežbe in geometrije:

(c₁) indeks osne sile ($v^* = N / (A_g f_{cm})$)

(c₂) shear span indeks ($L_V^* = M / (V l_w)$)

Pri tem imajo uporabljeni simboli naslednji pomen: ρ_v oz. ρ_h sta količnika vzdolžne oz. stremenske armature v stojini stene, ρ_b je količnik vzdolžne armature v robnem stebri, ρ_s je efektiven volumen stremenske armature za objetje v robnem stebri v primerjavi z volumnom objetega betonskega jedra, f_{yv} , f_{yh} , f_{yb} in f_{ys} so natezne trdnosti armature v stojini stene (vertikalna in horizontalna) ter v robnem stebri (vertikalna in armatura objetja), f_{cm} je srednja vrednost tlačne trdnosti betona, A_g je površina prečnega prereza stene, l_w je celotna višina prečnega prereza stene, N , M in V pa so osna sila, upogibni moment in prečna sila. Količniki armature, z izjemo ρ_s , so definirani kot površina armature primerjavi s pripadajočim prečnim prerezom betona v stojini stene ali v robnem stebri.

Efektivna baza podatkov, ki obsega 160 preizkušenih sten, ima variabilnost pomembnih parametrov v naslednjem obsegu:

- ρ_h^* [0.01 – 0.2],
- ρ_v^* [0.01 – 0.2],
- ρ_b^* [0.05 – 1.0],
- ρ_s^* [0.01 – 0.5],
- v^* [0.01 – 0.2],
- L_V^* [0.25 – 3.5],

Strižna nosilnost se nato določi na podlagi aplikativnega programa, ki je bil izdelan v namen uporabe te metode. Pri tem je strižna nosilnost normirana na vrednost ($0.5\sqrt{f_{cm} l_w t}$), ki po določilih Wood (1990) predstavlja minimalno strižno nosilnost nizkih sten.

3) HIRAISHI et al. (1992):

Model strižne nosilnosti, ki so ga predstavili Hiraishi et al. (1992), je med drugimi vključen v nekatere japonske predpise (npr. JBDPA, 2001). Definiran je sicer na podlagi manjše baze eksperimentalno

preizkušanih AB sten, t.j. na podlagi 16-ih preizkušancev. Opis posameznih preizkušancev, ki so bili uporabljeni v omenjeni bazi, je prikazan v Takagi et al. (1987) in v Mochizuki et al. (1987). Pri tem so bili ti preizkušanci detajlirani predvsem v skladu s prakso o graditvi objektov na Japonskem in sicer tako, da sta bila na določitev strižne nosilnosti sten v prvi vrsti kontrolirana vpliva robnih stebrov in notranjih gred. Strižna nosilnost je bila v tem primeru formulirana z naslednjo enačbo:

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{L_V / d + 0.12} + 0.85 \cdot \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (3.9)$$

Pri tem imajo uporabljene oznake naslednji pomen: p_{te} je količnik ekvivalentne natezne vzdolžne armature ($p_{te} = 100 \cdot A_t / b_e \cdot d$) v [%], pri čemer je A_t površina prečnega prereza upogibne armature v robnem stebri v natezni coni, b_e je ekvivalentna debelina stene ($b_e = \sum A / l$) in d je razdalja, ki je v primeru pravokotnega prečnega prereza enaka $d = l$, v primeru prečnega prereza z robnimi stebri pa je enaka $d = l - b / 2$. Pri tem je $\sum A$ celotna površina prečnega prereza stene, l je celotna dolžina stene in b je dimenzija robnega stebra v smeri dolžine stene. σ_B je srednja vrednost tlačne trdnosti betona v [MPa], L_V je dolžina strižnega razpona, p_{wh} je količnik stremenske armature ($p_{wh} = A_h / b_e \cdot s$), ki ga je potrebno zapisati brezdimenzijsko, pri čemer je A_h površina prečnega prereza stremenske armature in s je razmak med stremensko armaturo. σ_{wy} je srednja vrednost natezne trdnosti stremenske armature v [MPa], σ_{0e} je osna napetost, ki ne sme biti večja od 8MPa ($\sigma_{0e} = N / b_e \cdot l$), pri čemer pa je N osna sila, ki je pozitivna v primeru tlaka in j_e je razdalja med središčem nateznih in tlačnih sil ($j_e = 7/8 \cdot d$).

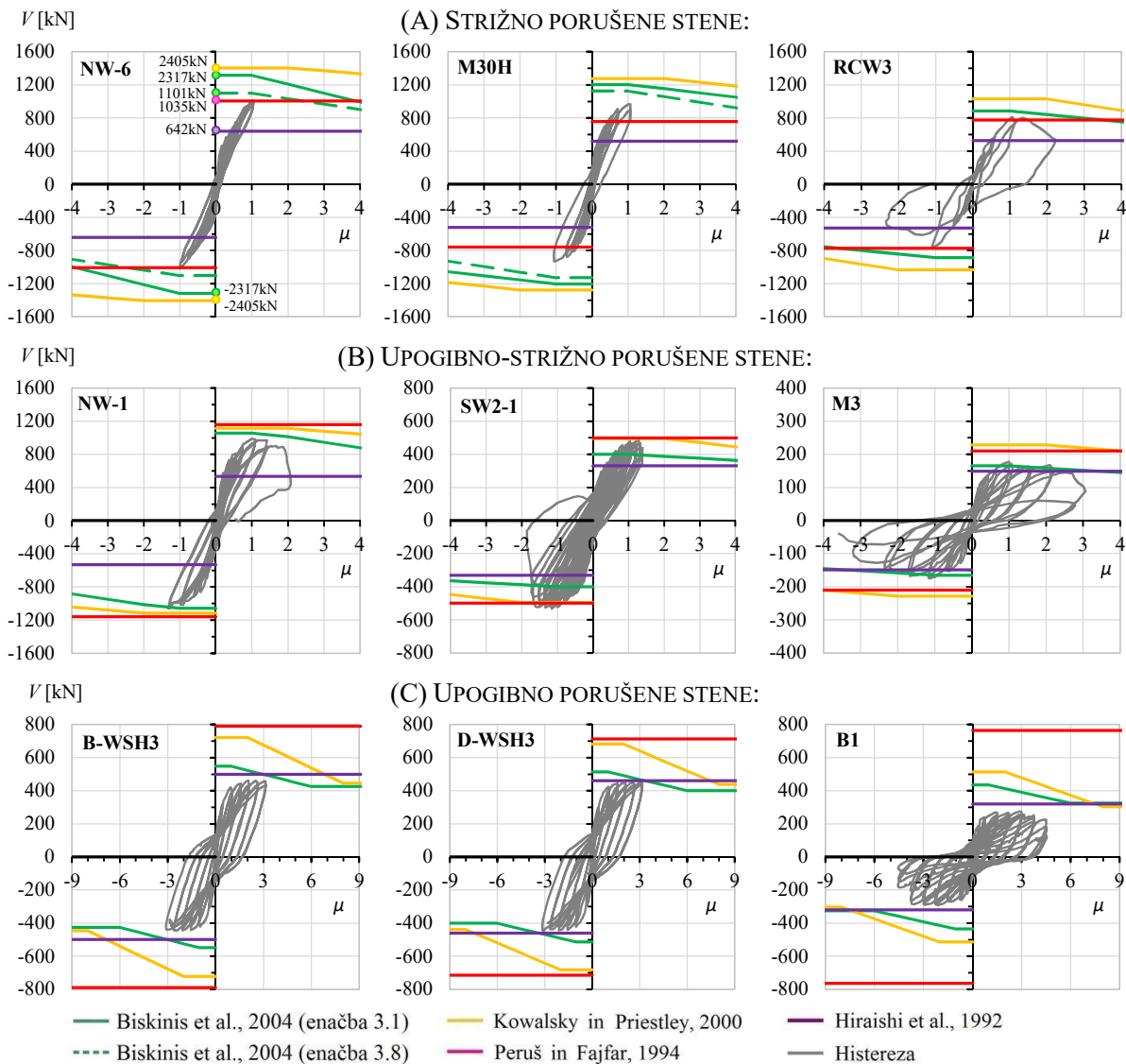
3.3.2 Primerjava eksperimentalnih in računskih vrednosti strižne nosilnosti sten

Primerjava strižnih nosilnosti sten, ki so v enem primeru določene z analitičnimi izrazi v drugem pa na podlagi eksperimentalnih preiskav, je podobno kot v primeru stebrov tu narejena na podlagi podatkov, ki so povzeti iz baze SERIES (Peruš et al., 2014). Obravnavane empirične enačbe je med seboj mogoče primerjati, saj so vse sestavljene iz prispevka betona V_C , prispevka strižne armature V_S in iz prispevka mehanizma tlačne diagonale V_N . Tako kot pri stebrih, veljajo tudi pri stenah iste ugotovitve, v kolikor primerjamo posamezne prispevke strižne nosilnosti. Pri primerjavi strižnega modela, ki so ga definirali Biskinis et al. (enačba 3.1), s strižnim modelom, ki sta ga definirala Kowalsky in Priestley (enačba 3.5), velja torej 8.7-kratna razlika v prispevkih betona V_C (v primeru vitkih sten $L_V / h > 5$ in v kombinaciji z majhno količino vzdolžne armature $\rho_{tot} < 0.5\%$) ter popolno ujemanje pri prispevku mehanizma tlačne diagonale V_N in pri prispevku strižne armature V_S . V primeru strižnega modela, ki so ga definirali Hiraishi et al. (enačba 3.9), je zaradi formulacije empirične enačbe primerjava posameznih prispevkov možna le v primeru obravnave posameznega preizkušanca. Bistvene razlike z ostalimi strižnimi modeli nastanejo ponovno pri prispevku betona V_C , pri čemer je pri primerjavi s strižnim modelom, ki so ga definirali Biskinis et al., ter v primeru stene s pravokotnim prerezom in z vgrajenim betonom tlačne trdnosti $f_c = 33\text{MPa}$, ta razlika približno enaka faktorju 3.5. Poleg analitičnih izrazov je pri primerjavi na Sliki 3.13 prikazana še strižna nosilnost, ki je določena na podlagi metode neparometrične multi-dimenzijske regresije (Peruš in Fajfar, 1994). Omenjena primerjava je najprej narejena za primer šestih sten, ki so se porušile strižno ter upogibno-strižno (po trije elementi iz vsake skupine), nato pa so bili v obravnavo dodani še trije primeri sten z upogibno poružitvijo, ki so bili obravnavani v poglavju 3.1. Primerjava na nivoju posameznega elementa je bila narejena z namenom, da se za izbrane stene prikaže uporabnost analitičnih modelov oz. razlike med njimi. Rezultati analitičnih računov in eksperimentalnih preiskav so zbrani za stene, ki so v bazi SERIES označeni z oznakami *NW-6*, *M30H*, *RCW3* (strižno porušeni elementi), *NW-1*, *SW2-1*, *M3* (upogibno-strižno porušeni elementi) in *B-WSH3*, *D-WSH3*, *B1* (upogibno porušeni elementi). Osnovni podatki teh elementov so prikazani v Preglednici 3.4.

Preglednica 3.4: Osnovni podatki izbranih preizkušancev sten iz baze SERIES, za katere je narejena primerjava med računsko in eksperimentalno dobljeno nosilnostjo.

Table 3.4: The basic data of the selected wall specimens from SERIES database for the comparison of strength obtained by empirical models and by experiments.

OZNAKA	$b / h / L$ [cm]	f_{cm} [MPa]	f_y [MPa]	f_{yw} [MPa]	L_v / h [/]	v [$N/A_c f_{cm}$]	ρ_{tot} [A_{tot} / A_c]	ρ_{sw} [$A_{sw} / b \cdot s_h$]
Strižno porušene stene								
NW-6 (barbelled)	8 / 170 / 340	65	352	1233	2,00	0,167	0,0238	0,0123
M30H (rectangular)	8 / 170 / 275	60	800	800	1,62	0,133	0,0232	0,0071
RCW3 (rectangular)	15 / 140 / 200	47	490	490	1,43	0,010	0,0239	0,0052
Upogibno – strižno porušene stene								
NW-1 (barbelled)	8 / 170 / 340	88	1000	1000	2,00	0,142	0,0171	0,0053
SW2-1 (flanged)	13 / 100 / 100	31	392	392	1,00	0,300	0,0116	0,0036
M3 (rectangular)	8 / 90 / 69	20	504	745	0,77	0,094	0,0047	0,0026
Upogibno porušene stene								
B-WSH3 (rectang.)	15 / 200 / 456	48	519	495	2,28	0,044	0,0091	0,0025
D-WSH3 (rectang.)	15 / 200 / 456	39	489	489	2,28	0,058	0,0083	0,0025
B1 (barbelled)	10 / 191 / 457	53	521	521	2,40	0,000	0,0077	0,0031



Slika 3.13: Primerjava različnih modelov strižne nosilnosti za izbrane preizkušance sten iz baze SERIES.

Figure 3.13: The shear strength comparison for the selected wall specimens from the SERIES database.

Za izbrane preizkušance je mogoče v območju majhnih duktilnosti opaziti dovolj dobro ujemanje med rezultati različnih modelov strižne nosilnosti, kar posebej velja za strižno in upogibno-strižno porušene stene. Pri tem nekoliko bolj odstopajo rezultati dobljeni na podlagi modela strižne nosilnosti, ki so ga definirali Hiraishi et al., saj ta v večini primerov daje zelo konzervativne rezultate strižne nosilnosti. Pri primerjavi strižnih modelov, ki so jih definirali Biskinis et al. ter Kowalsky in Priestley, je ujemanje rezultatov posledica predvsem kombinacije velike količine vzdolžne armature ρ_{tot} in majhne vitkosti elementa L_V / h . Predvsem je to opazno pri preizkušancih *NW-6*, *M30H*, *RCW3* in *NW-1*, kjer so razlike omenjenih nosilnosti enake 96%, 94%, 86% in 95%. Nekoliko slabše ujemanje strižnih nosilnostih se pojavi v primeru preizkušancev *SW2-1* in *M3*, predvsem zaradi manjšega velikostnega reda količine vzdolžne armature. Glede na to, da je v teh primerih vitkost elementov zelo majhna, t.j. $L_V / h < 1$, pa omenjene razlike v nosilnostih niso tako občutne, kot je bilo to mogoče npr. opaziti pri analizi stebrov (poglavje 3.2.2). Pri omenjenih dveh preizkušancih so te razlike enake 81% in 72%. Tu je potrebno omeniti, da je pri primerjavah v vseh primerih naklon tlačene diagonale enak $\delta = 45^\circ$, pri preizkušancih *NW-6* in *M30H* pa je potrebno omeniti tudi to, da je bila v primeru strižnega modela Biskinis et al. kritična tlačna porušitev v stojini stene v smeri diagonalnih razpok (enačba 3.8). Strižne nosilnosti so s postopkom neparimetrične multi-dimenzijske regresije (Peruš in Fajfar, 1994), predvsem pri strižno in upogibno-strižno porušeni stenah, zelo primerljive z eksperimentalnimi rezultati. Pri upogibno porušeni stenah so izračunane vrednosti strižne nosilnosti večje od eksperimentalnih. Pri tem je pri steni *B1*, kjer je nivo osne sile najmanjši, t.j. $v = 0$, mogoče opaziti največje razlike.

3.3.3 Praktičen postopek ocene tipa porušitve sten

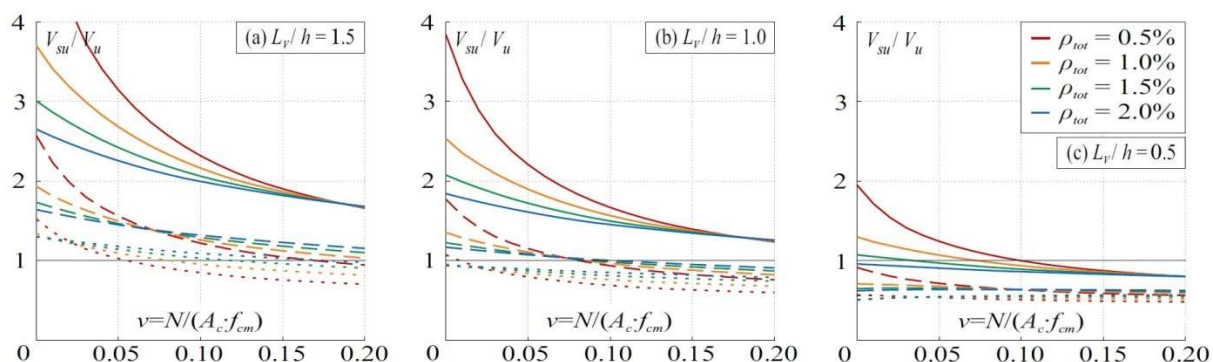
V tem poglavju je prikazan postopek ocene tipa porušitve sten, pri čemer je dodatno prikazan še vpliv tistih parametrov, ki bistveno vplivajo na določitev strižne in/ali upogibne porušitve. Postopek ocene tipa porušitve sten je narejen na isti način in z istim namenom, kot je bilo to narejeno na primeru stebrov (glej poglavje 3.2.3). Predvsem pri starejših objektih je strižna porušitev sten lahko bolj pogosta kot pri stebrih. Stene namreč prevzamejo večji del horizontalne obtežbe, ob neustreznem potresno-odpornem detajliranju in pri razmeroma veliki potresni intenziteti pa se strižni porušitvi sten običajno ni mogoče izogniti.

Pri določitvi tipa porušitve sten je potrebno narediti primerjavo med duktilnim in krhkim obnašanjem, torej primerjavo strižne V_{su} in upogibne nosilnosti V_u pri pojavu upogibne plastifikacije M_y . Omenjena primerjava je narejena za območje majhnih duktilnosti, t.j. pri duktilnosti $\mu = 1$. Upogibna nosilnost M_y je določena na podlagi analize prečnega prereza po EC2, pripadajoča vrednost strižne sile pa je enaka $V_u = M_y / L_V$ ($L_V = 0.5 \cdot L$). Strižna nosilnost V_{su} je določena na podlagi predstavljenih analitičnih modelov (glej poglavje 3.3.1). Variabilnost tipa porušitve je pri tem prikazana na primeru ene stene s prečnim prerezom $b / h = 25 / 250\text{cm}$ in konstrukcijsko izdelanim robnim stebrom $b / h = 25 / 25\text{cm}$ ($A_{sl} = 4 \times \phi 14$) ter z materialnimi karakteristikami betona $f_{cm} = 30\text{MPa}$ in armature $f_{yl} = f_{yw} = 370\text{MPa}$. Tip porušitve stene je na Sliki 3.14 določen s količnikom V_{su} / V_u , kjer $V_{su} / V_u \leq 1$ pomeni strižno porušitev in $V_{su} / V_u > 1$ pomeni upogibno porušitev. Pri tem so analizirani vplivi parametra nivoja osne sile v , količine vzdolžne armature ρ_{tot} in stremenske armature v obliki vgradnje armaturnih mrež Q785, Q283 in R283 na obeh straneh stene (t.j. stremenske armature $A_{sw} = [\phi 10 / 10\text{cm}, \phi 6 / 10\text{cm}$ in $\phi 6 / 25\text{cm}]$) ter vpliv vitkosti elementa L_V / h .

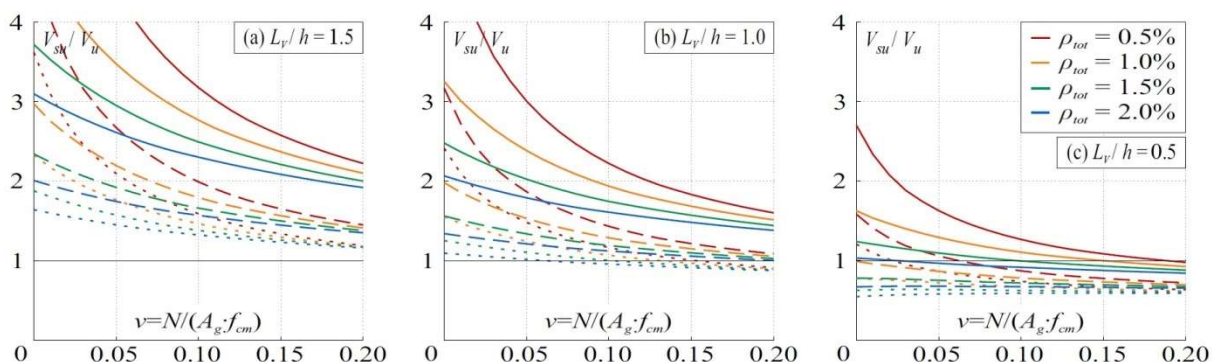
Strižni porušitvi se je večinoma mogoče izogniti z vgradnjo velike količine stremenske armature, ta pa je bila v primeru sten pri starejših objektih največkrat šibka. Obstoječi starejši objekti, ki so bili v Sloveniji grajeni pred letom 1981, so bili v primeru konstrukcijskih sten običajno projektirani z

vgradnjo R-mrež, in ne Q-mrež, ki ustrezajo sodobnim predpisom o potresno odporni gradnji (npr. EC8-1). Mogoče je opaziti, da se pri obravnavani steni vitkosti $L_V/h > 1.5$ z vgradnjo Q-mrež (mreže Q283 ali večje), v kombinaciji z obravnavanimi količinami vzdolžne armature ρ_{tot} , strižna porušitev pojavi le izjemoma. Ta se pojavi le v primeru upoštevanja strižnega modela Hiraishi et al. (1992) ter pri vgrajeni vzdolžni armaturi $\rho_{tot} > 1\%$. Kot prikazuje Slika 3.13, pa je omenjeni strižni model pri določevanju strižne nosilnosti običajno zelo konzervativen.

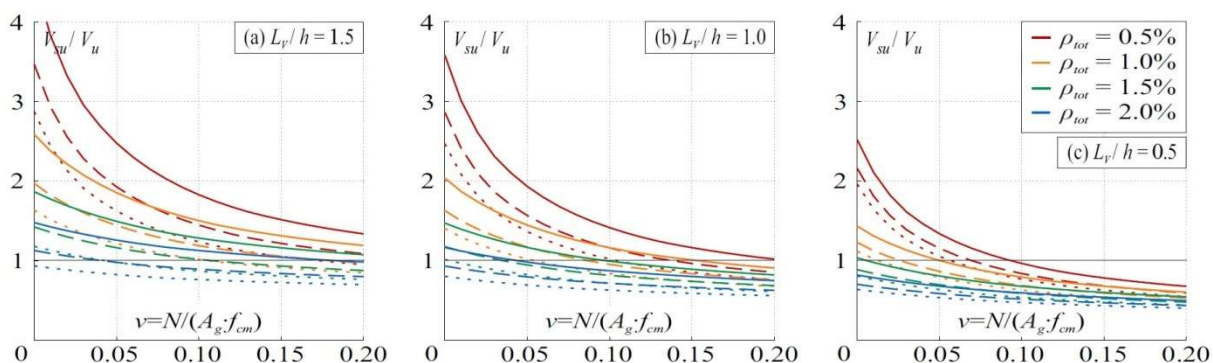
(A) Strižni model BISKINIS et al. (2004):



(B) Strižni model KOWALSKY in PRIESTLEY (2000):



(C) Strižni model HIRAISHI et al. (1992):

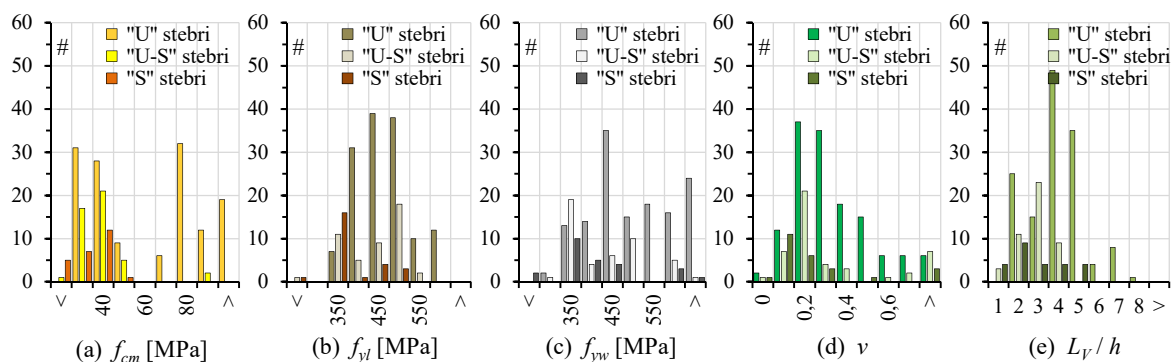


Slika 3.14: Vpliv nivoja osne sile v , količine vzdolžne armature ρ_{tot} in stremenske armature (polna črta predstavlja 2 mreži Q785, črtkana črta predstavlja 2 mreži Q283, pikčasta črta pa predstavlja 2 mreži R283) na količnik strižne in upogibne nosilnosti V_{su}/V_u za primer AB stene $b_o/h_o/b_w/h = 25/25/25/250$ cm. V vseh primerih je uporabljen tlačna trdnost betona $f_{cm} = 30$ MPa in natezna trdnost armature $f_{yl} = f_{yw} = 370$ MPa.

Figure 3.14: The influence of axial force ratio v , longitudinal reinforcement ratio ρ_{tot} and shear reinforcement ratio ρ_{sw} (full line represents $2 \times$ Q785, dashed line represents $2 \times$ Q283 and dotted line represents $2 \times$ R283) on the ratio of shear to flexural strength V_{su}/V_u in the case of RC wall $b_o/h_o/b_w/h = 25/25/25/250$ cm. In all cases the mean compressive strength of concrete $f_{cm} = 30$ MPa and steel tensile strength $f_{yl} = f_{yw} = 370$ MPa was used.

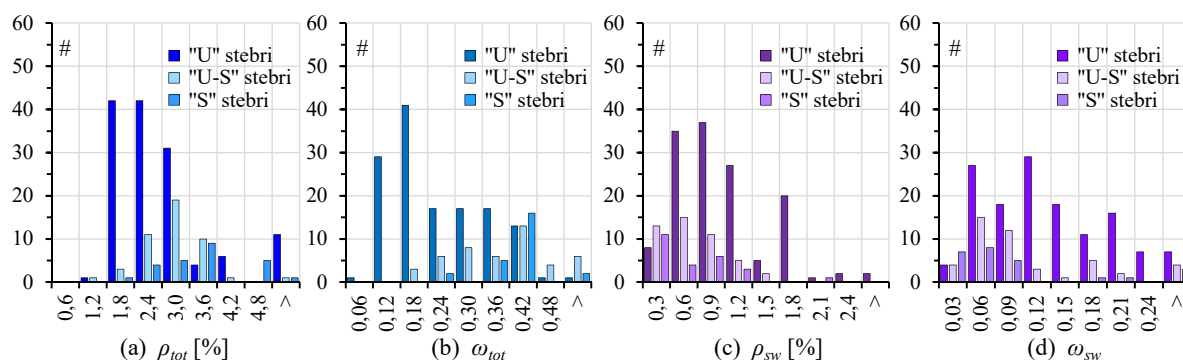
3.4 Analiza obnašanja eksperimentalno preizkušenih stebrov

V tem podpoglavju sta v odvisnosti od nekaterih parametrov, ki pomembno vplivajo na obnašanje stebrov, prikazani tako tip porušitve kot tudi mejna napetost stebrov. Analiza obnašanja stebrov je izvedena z namenom napovedovanja predpostavljenih vrednosti mejnih napetosti, ki so v tej disertaciji potrebne pri določitvi potresne odpornosti na prvem nivoju računa. Napovedovanje obnašanja stebrov je narejeno na podlagi analize podatkov 208-ih eksperimentalno preizkušenih stebrov, ki so povzeti iz baze SERIES (Peruš et al., 2014). Od tega je iz te baze obravnavanih 137 upogibno porušenih stebrov, 46 upogibno-strižno porušenih stebrov ter 25 strižno porušenih stebrov. Glavne karakteristike ter njihovo območje obravnave so za upogibno porušene stebre že prikazane na Sliki 3.2 (t.j. karakteristike: $f_{cm}, f_{yl}, f_{yw}, v, L_V / h$) ter na Sliki 3.3 (t.j. karakteristike: $\rho_{tot}, \omega_{tot}, \rho_{sw}, \omega_{sw}$). V nadaljevanju so na Sliki 3.15 in Sliki 3.16 zgoraj omenjeni podatki prikazani še enkrat ("U" označuje upogibno porušene stebre), tem podatkom pa so dodana še območja obravnave za strižno (oznaka "S") in upogibno-strižno (oznaka "U-S") porušene stebre. Na ta način je predstavljeno celotno območje analiziranih karakteristik, ki predstavljajo bazo 208-ih obravnavanih stebrov.



Slika 3.15: Razpršenost nekaterih pomembnih karakteristik v primeru 208-ih ciklično preizkušenih AB stebrov, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni (a) tlačna trdnost betona f_{cm} , (b) natezna trdnost vzdolžne f_{yl} in (c) stremenske f_{yw} armature ter razpršenost (d) nivoja osne sile v ter (e) vitkosti stebrov L_V/h .

Figure 3.15: The dispersion of some important characteristics for 208 cyclically tested RC columns taken from the SERIES database. The dispersion is shown for the (a) concrete compressive strength f_{cm} , (b) yield strength of longitudinal f_{yl} and (c) shear reinforcement f_{yw} and also for the (d) axial force ratio v and (e) aspect ratio L_V/h .



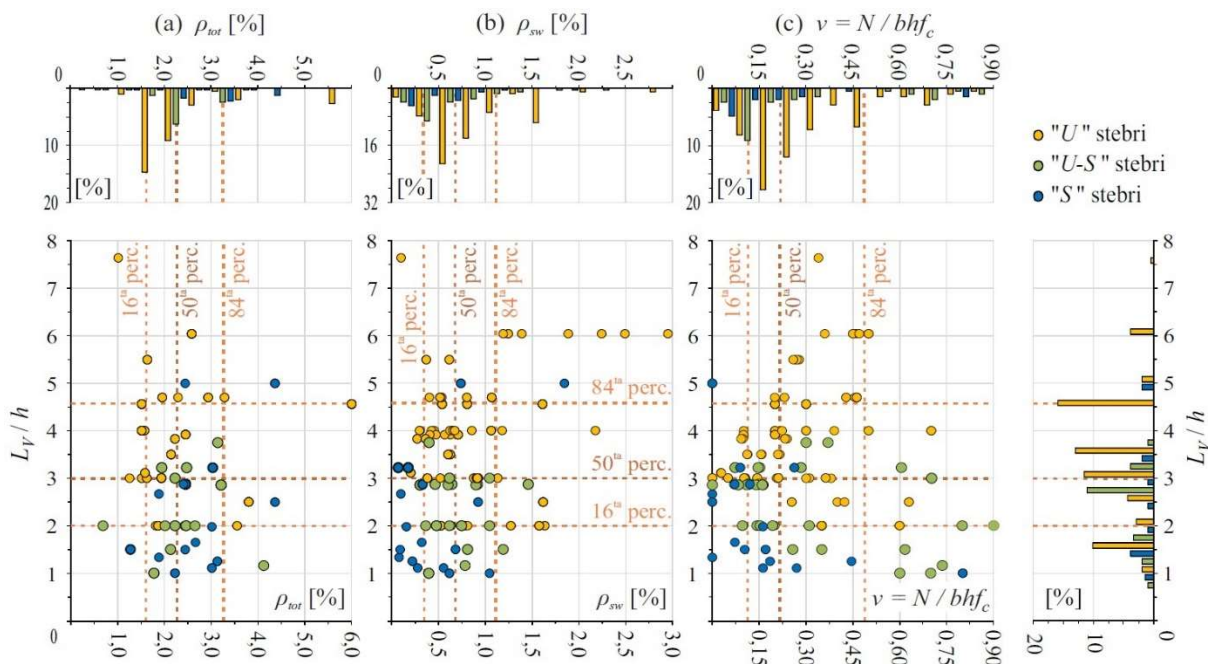
Slika 3.16: Razpršenost karakteristik armiranja 208-ih ciklično preizkušenih AB stebrov, ki so povzeti iz baze SERIES. Pri tem so predstavljeni količnik (a) vzdolžne ρ_{tot} in (c) stremenske armature ρ_{sw} ter (pripadajoča) mehanska volumetrična količnika posebej za (b) vzdolžno ω_{tot} in (d) stremensko armaturo ω_{sw} .

Figure 3.16: The dispersion of reinforcement characteristics for 208 cyclically tested RC columns taken from the SERIES database. The dispersion is shown for ratio of (a) longitudinal ρ_{tot} and (c) shear reinforcement ρ_{sw} and for the corresponding mechanical volumetric ratio for (b) longitudinal ω_{tot} and (d) shear reinforcement ω_{sw} .

Materialne karakteristike stebrov variirajo med vrednostima 16 – 118 MPa za beton, 317 – 587 MPa za vzdolžno armaturo in med vrednostima 249 – 802 MPa za stremensko armaturo. Obravnavani stebri so nadalje karakterizirani s parametrom nivoja osnih sil, ki zavzema vrednosti $0 < v < 0.9$ ter z vitkostjo L_V / h , pri čemer ta zavzema vrednosti $1.0 < L_V / h < 7.6$. Količini vzdolžne in stremenske armature pri tem variirata med vrednostnima $0.7\% < \rho_{tot} < 6.0\%$ oz. $0.1\% < \rho_{sw} < 2.9\%$, mehanska volumetrična količnika vzdolžne in stremenske armature pa med vrednostima $0.06 < \omega_{tot} < 0.51$ oz. $0.01 < \omega_{sw} < 0.37$.

Napovedovanje tipa porušitve in mejne napetosti stebrov je v nadaljevanju izvedeno s CAE metodo, ki je bila v preteklosti že uporabljena pri napovedovanju kapacitete AB sten (Peruš in Fajfar, 1994) izražene s strižno nosilnostjo, duktilnostjo, mejnim zamikom in tipom porušitve. V primeru AB stebrov je bila metoda uporabljena pri določitvi karakterističnih rotacij in duktilnosti (Peruš et al., 2006 in Peruš in Fajfar, 2007), poleg tega je bila uporabljena tudi pri modeliranju atenuacijskih pravil (Fajfar in Peruš, 1997). CAE metoda temelji na posebni obliki več-dimenzijske ne-parametrične regresije (Grabec in Sachse, 1997).

V tej disertaciji je pri napovedovanju obnašanja stebrov predpostavljeno, da so vplivi količine vzdolžne ρ_{tot} in stremenske armature ρ_{sw} , nivoja osne sile v in vitkosti elementa L_V / h najbolj pomembni predvsem pri napovedovanju predpostavljenih vrednosti mejnih napetosti. Zaradi ocene potresne odpornosti na prvem nivoja računa, kjer je potrebno poznati le geometrijo konstrukcije, so parametri ρ_{tot} , ρ_{sw} in v obravnavani v odvisnosti od vitkosti stebrov L_V / h . (Pri tem je potrebno omeniti, da ni točno znano, na kakšen način so bile predpostavljene vrednosti nosilnosti določene v originalni verziji Japonske metode.) Vhodni podatki so za nadaljno analizo obnašanja stebrov prikazani na Sliki 3.17, kjer je v odvisnosti od različne kombinacije vhodnih parametrov prikazan tip porušitve. Omeniti je potrebno tudi to, da se na Sliki 3.17(a), (b) in (c) pojavi vseh 208 eksperimentalno preizkušenih stebrov, kar zaradi medsebojnega prekrivanja nekaterih preizkušancev ni najbolj opazno. Ista kombinacija dveh parametrov se namreč pojavi večkratno.

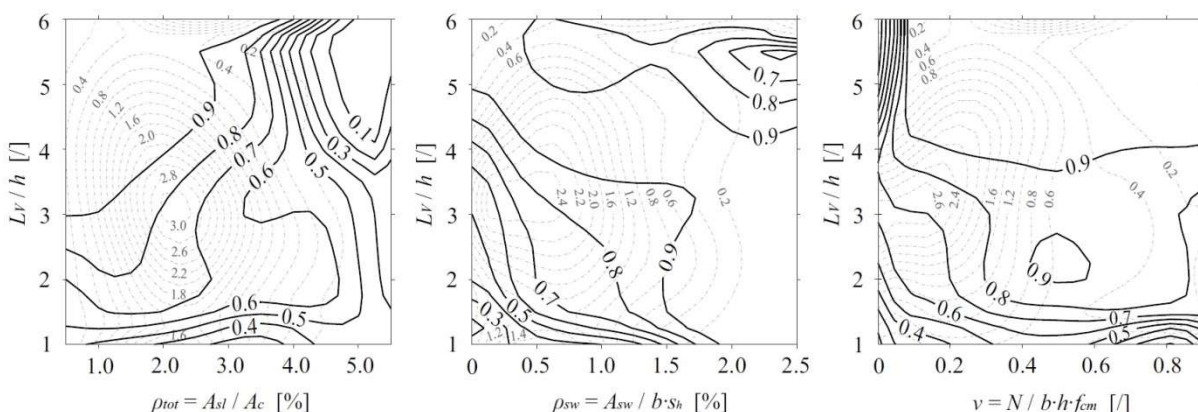


Slika 3.17: Tip porušitve 208-ih eksperimentalno preizkušenih stebrov, ki je prikazano v odvisnosti od količine vzdolžne ρ_{tot} in stremenske armature ρ_{sw} , nivoja osne sile v in od vitkosti elementa L_V / h .

Figure 3.17: The type of failure of 208 experimentally tested columns that is shown in dependence on the amount of longitudinal ρ_{tot} and shear reinforcement ρ_{sw} , axial force ratio v and the aspect ratio L_V / h .

Osnovni rezultat opravljene analize obnašanja stebrov je mejna napetost, ki je predstavljena v obliki izolinij (Slika 3.19 in 3.20) oz. linij enakih vrednosti in ob predhodno določenem tipu porušitve. Ta je prav tako prikazan v obliki izolinij (Slika 3.18) in sicer v odvisnosti od kombinacije prej omenjenih parametrov, t.j. od: ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Kot so predstavili Peruš et al. (2006), je napovedovanje željenih rezultatov odvisno od parametra gladkosti w , ki ga določi uporabnik metode. Vsi rezultati predstavljeni v tej disertaciji, so dobljeni z uporabo parametrov gladkosti $w_{min} = 0.04$ in $w_{max} = 0.14$, pri čemer sta na ta način omenjena parametra gladkosti nekoliko manjša, kot v primeru prej omenjenega vira literature.

Tip porušitve je v obravnavani bazi definiran z vrednostmi 1.0, 0.5 in 0, pri čemer te predstavljajo upogibno, upogibno-strižno in strižno porušitev. Ker so pri uporabi CAE metode vrednosti nekoliko zglejene, znašata prikazani ekstremni vrednosti 0.9 za upogibno in 0.1 za strižno porušitev. Pri tem lahko predpostavimo, da pride do čiste upogibne porušitve pri vrednostih nad 0.65 in do čiste strižne porušitve pri vrednostih pod 0.35. Tip porušitve je na Sliki 3.18 predstavljen z izolinijami debelejših črt in večjih številčk, pri čemer tanjše črte in manjše številčke predstavljajo izolinije zanesljivosti napovedovanja teh rezultatov (glej enačbo (A10) v Peruš et al., 2006). Pri tem večje vrednosti pomenijo bolj zanesljivo območje napovedovanja rezultatov.



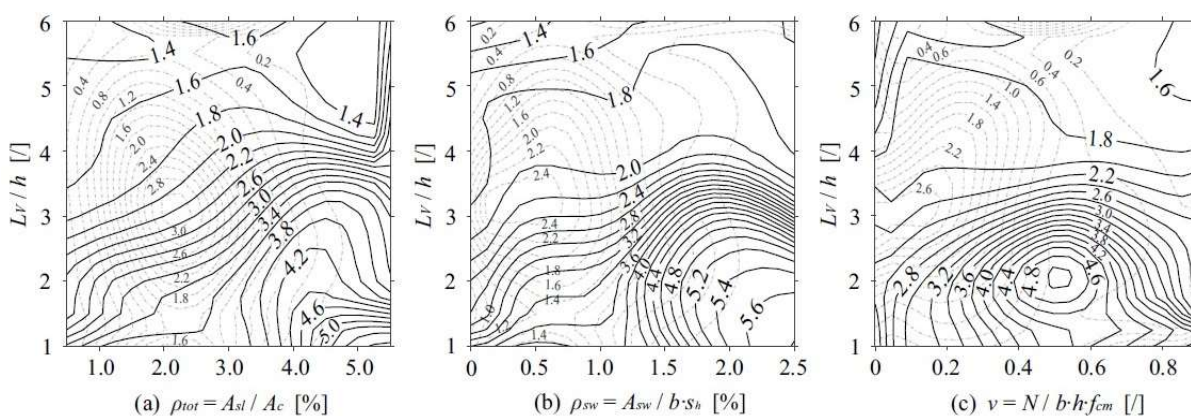
Slika 3.18: Prikaz izolinij tipa porušitve stebrov v odvisnosti od parametrov ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Čista upogibna porušitev se pojavi pri vrednostih nad 0.65, čista strižna pa pri vrednostih pod 0.35. Prikazane so tudi izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov.

Figure 3.18: The isolines that represent type of failure of columns depending of parameters ρ_{tot} , ρ_{sw} , v and L_V / h . Flexural failure occurs at the value above 0.65, while shear failure occurs at the value bellow 0.35. The isolines that represent the reliability of the predictions are also shown.

Mejna napetost eksperimentalno preizkušenih stebrov je določena kot maksimalna strižna sila, primerjana s ploščino prečnega prereza posameznega stebra. Srednje vrednosti mejnih napetosti so (z debelejšimi črtami in večjimi številčkami) prikazane na Sliki 3.19 (enote: MPa). Glede na to, da je potresna odpornost na prvem nivoju računa v tej disertaciji določena le ob poznavanju geometrije konstrukcije, je mejna napetost na omenjeni sliki prikazana vedno v odvisnosti od vitkosti stebrov L_V / h , ločeno pa je prikazana še odvisnost s parametri ρ_{tot} , ρ_{sw} in v . Pri tem je upogibno napetost stebrov smiselno oceniti na podlagi kombinacije parametrov vitkosti stebra in količine vzdolžne armature ρ_{tot} , strižno napetost pa ob dodatnem upoštevanju parametra količine stremenske armature ρ_{sw} . (Kontrola mejnih napetosti stebrov v odvisnosti od parametra nivoja osne sile v je pri tem prikazana le informativno.) Pri analizi obravnavanih stebrov je mogoče opaziti, da ima zanemarljivo število preizkušancev delež vzdolžne armature, ki je manjši od 1%. Ta količina je reprezentativna za objekte grajene v skladu s predpisi, ki so bili v veljavi pred časom in so bili glede potresno-odporne gradnje neustrezni. Zaradi pomanjkanja podatkov o armiranju je mejna napetost stebrov le ocenjena, pri čemer so bile srednje vrednosti mejnih napetosti zmanjšane za standardno napako. Dobljeni rezultat

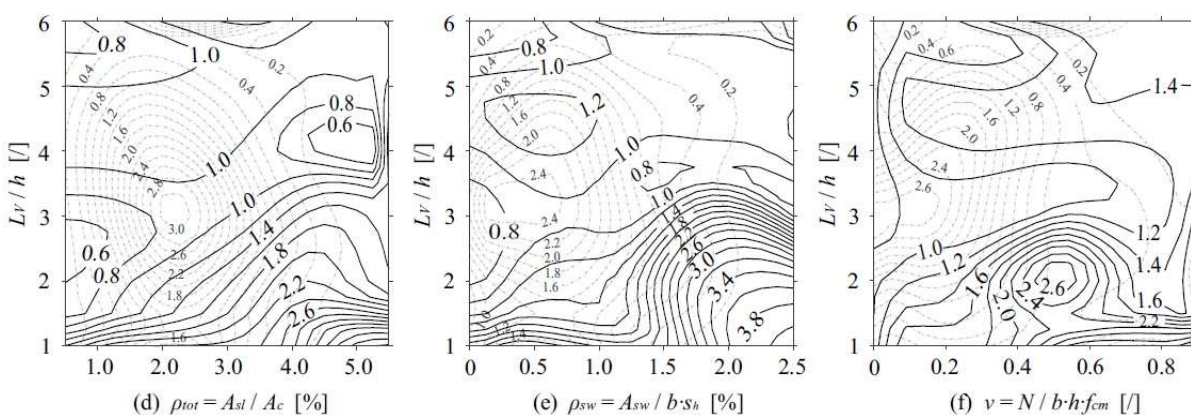
je pri tem prikazan na Sliki 3.20 (enote: MPa). Na podlagi teh rezultatov, je za kratke stebre ($L_V / h \leq 1$) pri računu potresne odpornosti na prvem nivoju (glej poglavje 2.2.2) priporočeno upoštevati vrednost $\tau = 1.5\text{MPa}$, za običajne stebre ($1 < L_V / h \leq 3$) je priporočeno upoštevati vrednost $\tau = 0.9\text{MPa}$, za zelo vitke stebre ($L_V / h > 3$) pa je priporočeno upoštevati vrednost $\tau = 0.4\text{MPa}$. Najmanjše predpostavljene vrednosti mejne napetosti na Sliki 3.20 sicer ni mogoče opaziti, vendar je pri tem potrebno opomniti, da je mejna napetost zelo vitkih stebrov, armiranih z majhno količino vzdolžne armature lahko še manjša. Padajoči trend mejnih napetosti s povečevanjem vitkosti stebrov je namreč mogoče opaziti na sliki s srednjimi vrednostmi.

Tanjše črte in manjše številke na Sliki 3.19 in Sliki 3.20 ponovno predstavljajo izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov, pri čemer večje vrednosti pomenijo bolj zanesljivo območje napovedovanja rezultatov. Omenjeni rezultati so enaki tistim, prikazani na Sliki 3.18.



Slika 3.19: Srednje vrednosti mejnih napetosti stebrov (enote: MPa) v odvisnosti od parametrov ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Prikazane so tudi izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov.

Figure 3.19: The mean value ultimate stresses of columns (units: MPa) depending of parameters ρ_{tot} , ρ_{sw} , v and L_V / h . The isolines that represent the reliability of the predictions are also shown.



Slika 3.20: Srednje vrednosti mejnih napetosti stebrov zmanjšane za standardno napako (enote: MPa) v odvisnosti od parametrov ρ_{tot} , ρ_{sw} , v in L_V / h . Prikazane so tudi izolinije zanesljivosti napovedovanja rezultatov.

Figure 3.20: The mean value minus standard deviation for ultimate stresses of columns (units: MPa) depending of parameters ρ_{tot} , ρ_{sw} , v and L_V / h . The isolines that represent the reliability of the predictions are also shown.

3.5 Ugotovitve

Za račun na drugem nivoju zahtevnosti je nosilnost elementov določena v odvisnosti od tipa porušitve, pri čemer je potrebno primerjati upogibno in strižno nosilnost. Tip porušitve je potrebno oceniti tudi na najvišjih treh nivojih računa, pri čemer se tega oceni naknadno po izvedeni potisni analizi na upogibnem modelu konstrukcije. S poenostavljenimi izrazi na drugem nivoju računa (glej enačbi 2.13 in 2.14) je mogoče za upogibno nosilnost stebrov in sten dobiti zelo podobne vrednosti tistim, ki jih daje bolj natančen račun z analizo prečnega prereza na višjih nivojih računa. Kontrola rezultatov je bila pri tem izvedena s pomočjo baze podatkov eksperimentalno preizkušenih stebrov in sten. Pri določevanju upogibnega obnašanja se bistvene razlike med drugim in najvišjimi (tremi) nivoji računa pojavijo zaradi različno določene duktilnosti. Različne duktilnosti se pojavijo izključno zaradi različno definiranih rotacij elementa na meji elastičnosti (glej enačbi 2.16 in 4.1). Pri tem je v primeru stebrov razmerje (izraženo s 50-to percentilo) med efektivno rotacijo θ_{eff} na podlagi EC8-3 in elastično rotacijo θ_{el} , ki ustreza 50% razpokanosti prečnega prereza, enako $\theta_{eff} / \theta_{el} = 1.6$. V primeru sten je povprečno razmerje obeh rotacij enako $\theta_{eff} / \theta_{el} = 5.0$. Kapaciteta v obliki mejne rotacije elementov θ_{um} v tej disertaciji ni bila obravnavana, je pa v Preglednici 3.2 prikazana primerjava mejnih rotacij, dobljenih po EC8-3 in z metodo CAE, ki so jo opravili Peruš et al. (2006). Vrednosti, ki so bile določene z obema modeloma, so bile primerjane tudi z rezultati eksperimentalnih preiskav.

Morebiten pojav strižne porušitve močno vpliva na račun kapacitete elementov, posledično pa tudi na kapaciteto celotne konstrukcije. Različni modeli za oceno strižne nosilnosti lahko dajejo zelo različne nosilnosti, kar lahko v končni fazi privede do različne ocene tipa porušitve. Uporabnost modelov strižne nosilnosti je prikazana za posamezne stebre, ki so se porušili strižno, strižno-upogibno ali upogibno (Slika 3.10). Pri tem je uporabnost modelov za ocenjevanje strižne nosilnosti vprašljiva predvsem pri stebrih, za katere se pričakuje upogibno obnašanje, t.j. pri vitkih stebrih v kombinaciji z majhno količino vzdolžne armature. Pri tem je strižni model, ki so ga definirali Biskinis et al. (2004), v primeru stebrov z vitkostjo $L_V / h > 5$ in s količino vzdolžne armature $\rho_{tot} < 0.5\%$, definiran tako, da prispevek betona zavzema vrednosti, ki so približno enake eni stotinki tlačne trdnosti betona ($\approx 1/100 f_{cm}$). V primeru upogibno (ter tudi v nekaterih primerih upogibno-strižno) porušeni stebrov se rezultati računskih vrednosti strižnega modela, ki sta ga definirala Sezen in Moehle (2004), zelo približajo dejanski nosilnosti prereza iz eksperimenta. Tu je vprašljiva predvsem uporaba tega modela, saj so karakteristike obravnavanih preizkušancev izbrane izven območja uporabnosti tega strižnega modela, ki vrednost vitkosti omejuje na $2.0 < L_V / d < 4.0$, količino vzdolžne armature pa na $1.0\% < \rho_{tot} < 4.0\%$. Pri upogibno-strižno porušeni stebrih je bila strižna nosilnost kontrolirana v trenutku strižne porušitve pri duktilnosti $\mu > 1$. Pri tej porušitvi so bile primerjane dejanska nosilnost stebrov iz eksperimenta z vrednostmi strižnih nosilnosti na podlagi različnih strižnih modelov, pri čemer primerjava na izbranih preizkušancih ni kazala zadovoljivega ujemanja rezultatov. Obravnavani modeli strižne nosilnosti niso najbolj uporabni za ocenjevanje duktilnosti, ki ustreza strižni porušitvi po upogibni plastifikaciji elementa. V teh primerih bi bilo bolje uporabiti strižne modele, ki upoštevajo drugačne pristope računa. Na primer, strižna modela, ki sta ju definirali Elwood in Moehle (2005) oz. Zhu et al. (2007), delujeta na podlagi ocenjevanja zamika elementa v trenutku strižne porušitve. S tema strižnima modeloma v splošnem dobimo večji padec nosilnosti, kot z modeli, uporabljenimi v tej disertaciji. Po drugi strani dajejo v primeru strižno porušeni stebrov z veliko količino vzdolžne armature in z majhno vitkostjo vsi modeli strižne nosilnosti rezultate, ki so primerjivi z rezultati eksperimentalnih preiskav. Še najbolj se v teh primerih ujamejo rezultati strižnega modela, ki so ga definirali Priestley et al. (1994) oz. Kowalsky in Priestley (2000).

Podobno kot v primeru stebrov je tudi v primeru sten vprašljiva uporabnost modelov strižne nosilnosti, pri katerih se pričakuje upogibno obnašanje. Strižna nosilnost je pri obravnavanih stenah s tem tipom porušitve (glej Sliko 3.13) zelo podobna dejanski nosilnosti prereza, ki predstavlja upogibno nosilnost, predvsem v primeru modela, ki so ga definirali Biskinis et al. (2004). Po drugi strani ta strižni model, tako kot tudi ostali, kaže dovolj dobro ujemanje z eksperimentalnimi rezultati predvsem za strižno porušene stene v območju majhnih duktilnosti. Pri tem sta strižna modela Biskinis et al. (2004) in Kowalsky in Priestley (2000) nekoliko nekonzervativna, medtem ko strižni model Peruš in Fajfar (1994) na izbranih preizkušancih sten kaže zelo primerljive rezultate strižne nosilnosti. Vsi strižni modeli sten kažejo za razliko od stebrov večjo stopnjo konzervativnosti, pri čemer je najbolj konzervativen strižni model Hiraishi et al. (1992).

Pri računu potresne odpornosti na prvem nivoju zahtevnosti ni upoštevana duktilnost elementov. Za razliko od višjih nivojev računa je upoštevana le nosilnost elementov, ki zajema tako strižno kot upogibno nosilnost. Pri tem je nosilnost stebrov določena na podlagi predpostavljenih vrednosti mejnih napetosti v odvisnosti od vitkosti stebra L_V / h . Predpostavljene vrednosti so dobljene na podlagi analize rezultatov 208-ih eksperimentalno preizkušenih stebrov, pri čemer so poleg vpliva vitkosti analizirani še vplivi količine vzdolžne armature ρ_{tot} , stremenske armature ρ_{sw} ter nivoja osne sile v . Kljub temu, da so predpostavljene vrednosti mejnih napetosti določene na podlagi baze podatkov z velikim številom preizkušancev, pa je potrebno upoštevati, da ima večina stebrov v bazi (neobičajno) veliko količino vzdolžne armature. V povprečju znaša ta 2.5%. Nosilnost takih stebrov je občutno večja od nosilnosti, ki jo pričakujemo v primeru analize starejših objektov, kjer je količina vzdolžne armature stebrov navadno manjša od 1%. Predlagane vrednosti mejnih napetosti je iz tega razloga potrebno jemati z rezervo, saj bi jih bilo potrebno določiti na podlagi ustrežnejše baze podatkov, ki bi bila reprezentativna za objekte na željenem območju graditve.

Pri računu potresne odpornosti na prvem nivoju je prvotna želja bila, da se predpostavljene vrednosti mejnih napetosti sten določijo podobno, kot je bilo to narejeno pri analizi mejnih napetosti stebrov. Predvsem pri starejših objektih je bolj kot upogibna porušitev sten verjetna njihova strižna porušitev. Pri analizi upogibnih napetosti imajo, tako kot v primeru stebrov, pomemben vpliv parametri ρ_{tot} , L_V / h in v , velik vpliv pa ima pri stenah tudi geometrija prečnega prereza oz. prisotnost/odsotnost robnih stebrov. Geometrija prečnega prereza vpliva tudi na strižno nosilnost sten, še večji vpliv pa ima količina stremenske armature ρ_{sw} . Ta parameter je med drugimi odvisen tudi od načina armiranja, ki je v primeru sten pogosto izvedeno z uporabo mrežne armature, t.j. z uporabo R ali Q mrež. Na podlagi pregleda razpoložljivih podatkov v uporabljeni bazi za stene je bilo ugotovljeno, da podatkov o načinu armiranja ni na voljo. Zaradi tega razloga ni bilo mogoče preveriti vpliva načina armiranja sten v kombinaciji z različno geometrijo prečnega prereza. Pri mejni napetosti sten je zato predpostavljeno, da je nosilnost betona enaka 1 MPa, v kolikor pa so v stojini stene vgrajene še Q mreže, pa je k nosilnosti betona potrebno upoštevati še nosilnost armature v vrednosti 1 MPa. Omenjeni vrednosti v tej disertaciji nista podrobno analizirani, ju je pa mogoče analitično preveriti, tako kot je to opisano v poglavju 2.2.2.

4 MATEMATIČNO MODELIRANJE

V tem poglavju je opisano matematično modeliranje konstrukcij za račun potresne odpornosti na tretjem, četrtem in petem nivoju zahtevnosti. Potresni odziv testnih konstrukcij se na tretjem nivoju določi s programom NEAVEK, ki ga je v svoji doktorski disertaciji razvil Vojko Kilar (1995). Ta temelji na razširitvi programa za elastično analizo večetažnih konstrukcij, t.j. programa EAVEK (Fajfar, 1981), v nelinearno območje (glej tudi Kilar in Fajfar, 1997). Na četrtem in petem nivoju se potresni odziv testnih konstrukcij določi s programom OpenSees (McKenna in Fenves, 2007). Za hitro generacijo nelinearnih matematičnih modelov in procesiranja rezultatov analiz je uporabljen programski paket PBEE toolbox (angl. *Performance-based earthquake engineering toolbox*) (Dolšek, 2010), ki je sestavljen iz skupine funkcij v okolju Matlab (MathWorks, 2010) in ki omogoča generacijo vhodnih datotek za program OpenSees, zagon analiz in predvsem napredno ter hitro procesiranje rezultatov. PBEE toolbox vgrajuje poenostavljeno modeliranje v skladu z evropskimi predpisi Evrokod 8, predvsem z EC8-1 in EC8-3.

4.1 Matematični model na 3. nivoju

Program NEAVEK omogoča poenostavljeno nelinearno statično potisno analizo konstrukcij stavb pri horizontalni obtežbi, namen uporabe programa pa je predvsem v projektantski praksi. Uporabo sicer relativno enostavnih nelinearnih metod, ki jih med drugimi predpisuje tudi Dodatek B v EC8-1, si v vsakdanji projektantski praksi namreč težko predstavljamo brez uporabe enostavnih in učinkovitih računskih orodij. Poleg zelo enostavne in pregledne priprave podatkov je za vsakdanjo prakso pomembna predvsem enostavna in hitra kontrola vhodnih podatkov in dobljenih rezultatov. Originalno verzijo programa NEAVEK je v namen uporabe v tej doktorski disertaciji nekoliko razširil doc. dr. Iztok Peruš. Pri tem so bili dopolnjeni nekateri tipi elementov nosilne konstrukcije, ki so podrobneje predstavljeni v nadaljevanju tega poglavja. Poleg tega je bil ponovno izdelan predprocesor, ki ni vezan na predpripravo podatkov s programom EAMODEL.

Program NEAVEK v vsakem koraku nelinearne potisne analize uporabi program za elastično analizo konstrukcij, t.j. program EAVEK, ki uporablja pseudo 3D matematični model. Ta je sestavljen iz 2D makroelementov oz. podkonstrukcij kot so stene, stene z odprtinami, okvirji in jedra, ki so lahko poljubno orientirani v tlorisu. Za vsak makroelement je predpostavljeno, da lahko prenaša obtežbo le v svoji ravnini, toda (prostorska) konstrukcija kot celota prenaša obtežbo v katerikoli smer. Makroelementi so na nivoju etaže povezani z medetažnimi ploščami, za katere je predpostavljeno, da so toge v svoji ravnini in popolnoma podajne izven nje. Model za elastično analizo ima v vsaki etaži tri prostostne stopnje (dva horizontalna pomika in rotacijo okrog vertikalne osi). Prednost pseudo 3D modela glede na (običajni) 3D model je predvsem v enostavni pripravi vhodnih podatkov in v precej manjšem in hitreje rešljivem sistemu enačb. Kljub vsemu ima pseudo 3D model določene pomankljivosti, ki so jih podrobneje predstavili Fajfar (1988) in Meyer (1991). Predvsem model ne omogoča kompatibilnosti osne deformacije stebrov oz. sten, ki so skupne večim makroelementom. Model uporablja tudi predpostavko o neskončni togosti plošč v njihovi ravnini, ki je lahko neustrezna za stavbe, ki imajo nepravilen ter dolg in ozek tloris, oziroma za plošče z večjimi odprtinami.

Osnovne predpostavke pseudo 3D matematičnih modelov konstrukcij v linearnem področju veljajo tudi v nelinearnem področju. Za izvedbo nelinearne analize se za vsak makroelement določi bilinearen odnos med silo ob vpetju in pomikom na vrhu, ki je določen na podlagi začetne togosti, pripisane upogibne nosilnosti in predpostavljene togosti po plastifikaciji. V trenutni verziji programa NEAVEK sta vgrajena le dva najpogostejša tipa nosilnih elementov, t.j. stena (tip *CANTILEVER*) in okvir (tip

FRAME). Za oba tipa elementov je do trenutka pojava plastičnega mehanizma predpostavljeno elastično obnašanje. Pri okvirih so upoštevani različni plastični mehanizmi in sicer od globalnega (ko pride do plastičnega mehanizma ob vpetju vseh stebrov v prvi etaži in pri vseh prečkah) do lokalnih (ko pride do delnega plastičnega mehanizma v stebrih ob vpetju in poljubni etaži, v vmesnih etažah pa se plastificirajo tudi vse prečke). Omenjena plastična mehanizma sta privzeta iz osnovne verzije programa NEAVEK (Kilar, 1995). V tej doktorski disertaciji sta prikazana na Sliki 2.2, označena pa sta z *Global plastic mechanism* ter s *Type 1 plastic mechanism*. Pri analizi okvirnih konstrukcij sta v tej doktorski disertaciji dodana še dva plastična mehanizma, ki sta na Sliki 2.2 označena s *Type 2* in *Type 3 plastic mechanism*. Formacija omenjenih dveh plastičnih mehanizmov je možna predvsem zaradi dopolnitve programa, ki omogoča podajanje spreminjanja nosilnosti stebrov po višini konstrukcije, pri čemer v osnovni verziji programa to ni bilo omogočeno. Predvsem pojav *Type 2* plastičnega mehanizma je možen v primeru analize konstrukcij s togimi kletnimi etažami. Po drugi strani je pojav drugega, t.j. *Type 3* plastičnega mehanizma, možen v primeru analize konstrukcij s spreminjanjem togosti in nosilnosti stebrov po višini konstrukcije. Največja pomankljivost pri uporabi elementa tipa *FRAME* je natančnost pri določitvi pomikov po doseženem plastičnem mehanizmu, saj trenutno boljši model brez posega v originalni program EAVEK ne obstaja. Po drugi strani je pri stenah predpostavljena le plastifikacija ob vpetju stene (*Global plastic mechanism* na Sliki 2.2), ki je zajeta »točno« z vključitvijo elastične vpetosti ob nastopu plastifikacije. Omeniti je potrebno, da so okviri z opečnimi polnili v višjeležečih etažah modelirani s tipom elementa *FRAME*. Pri tem so etaže z opečnimi polnili modelirane s togimi stebri in gredami.

Pri analizi omenjenih tipov makroelementov se preverijo vsi možni plastični mehanizmi, pri čemer je za nadaljno analizo uporaben najbolj kritičen mehanizem, t.j. mehanizem z najmanjšo nosilnostjo. Nelinearna potisna analiza je pri tem izvedena po korakih, pri čemer je konstrukcija v vsakem koraku obremenjena z izbranim prirastkom zunanje obtežbe. Za račun je uporabljena metoda dogodkov, ki označujejo bistveno spremembo togosti konstrukcije ali elementa. Faktor, s katerim je možen prirastek zunanje obtežbe, tako da nastopi sprememba togosti posameznega makroelementa, se imenuje faktor dogodka. Podrobna določitev faktorjev dogodkov je za različne makroelemente prikazana v doktorski disertaciji (Kilar, 1995). V vsakem koraku postopka nelinearne potisne analize so izračunani faktorji dogodkov za vse makroelemente, za nadaljevanje analize pa je izbran najmanjši. Najmanjši faktor dogodka določa naslednji dogodek in tisti prirastek zunanje obtežbe, ki se ga mora prišteti k dosedanji skupni zunanji obtežbi, da bo nastopil dogodek. Prirastek obtežbe in premikov konstrukcije ter prirastke pomikov, obtežbe in notranjih sil makroelementov, so množeni z minimalnim faktorjem dogodka in so nato prišteti k rezultatom iz prejšnjega koraka. Predpostavljeno je, da je obnašanje makroelementov med posameznimi lomi odnosa sila – pomik linearno. Po plastifikaciji posameznih makroelementov se spremeni njihova togost, posledično pa se spremeni togost celotne konstrukcije. Pri tem je tako stenam kot okvirjem dodana vzmet, ki predstavlja utrditev makroelementa. Postopek se pri tem ponavlja tako dolgo, da se plastificirajo vsi elementi ali pa konstrukcija doseže predpisan neelastični pomik na vrhu.

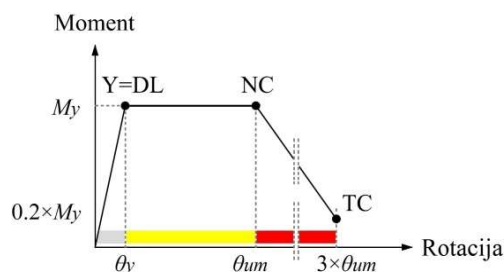
Matematični 3D model konstrukcije je za račun na tretjem (ter tudi na četrtem in petem) nivoju določen z nekaterimi dodatnimi predpostavkami. Najprej je potrebno omeniti, da so mase in masni vztajnostni momenti koncentrirano podani v težišču medetažnih plošč. Pri modeliranju togosti gred so upoštevane sodelujoče širine pasnic gred oz. sodelujoče širine plošč, ki so določene v skladu z EC2 (poglavje 5.3.2.1). Efektivne širine pasnic so izračunane ob predpostavki trikotne oblike momentne linije s prevojno točko na polovici dolžine grede. Upogibne nosilnosti gred so določene pri osni sili 0. V primeru upogibne nosilnosti stebrov in sten so osne sile določene iz gravitacijske obtežbe, ki izhaja tako kot pri računu na drugem nivoju zahtevnosti iz obtežne kombinacije $\sum G_{k,j}$ “+” $\sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ (EC8-1,

poglavje 3.2.4), pri čemer je $G_{k,j}$ stalna obtežba in $Q_{k,i}$ spremenljiva obtežba. Moment na meji tečenja M_y (Slika 4.1) je določen iz analize zveze med momentom in ukrivljenostjo prereza, pri čemer je upoštevana mejna deformacija betona $\varepsilon_{cu} = -3.5\%$. Upoštevana je parabolična zveza med deformacijo in napetostjo betona in elasto – plastična zveza (brez utrditve) med deformacijo in napetostjo armature. Upogibni moment na meji tečenja določa stanje, pri katerem deformacija v prvi palici vzdolžne armature preseže deformacijo pri tečenju armature $\varepsilon_{sy} = f_y / E_s$. Tu sta f_y in E_s napetost na meji tečenja in elastični modul armature. V primeru neduktilne porušitve po betonu je upogibna nosilnost določena z idealizacijo krivulje moment – ukrivljenost po principu enakosti ploščin med dejansko in idealizirano krivuljo. Na podlagi EC8-1 (poglavje 4.3.1) je upoštevana še 50% razpokanost prečnih prerezov. Vpliv $P - \Delta$ efekta na tem nivoju računa ni upoštevan. V modelu konstrukcije so predpostavljene še fiksne podpore in sicer ob vpetju stebrov in sten v temeljna tla.

4.2 Matematični model na 4. nivoju

Analiza potresnega odziva testnih konstrukcij je na četrtem nivoju računa izvedena s programom OpenSees, ki deluje skupaj s programskim paketom PBEE toolbox. Matematični model konstrukcije je sestavljen iz linijskih elementov z elastičnimi materialnimi karakteristikami, neelastično upogibno obnašanje pa je modelirano s plastičnimi členki (rotacijskimi vzmetmi), ki so modelirani na obeh koncih linijskega elementa. Tako modeliran linijski 3D model konstrukcije je dopolnjen z modeli togih diafragm, ki predstavljajo medetažne plošče. Za njih je tako kot pri računu na tretjem nivoju zahtevnosti predpostavljeno, da so neskončno toge v svoji ravnini in popolnoma podajne izven njih. Poleg tega je modeliranje mas, masnih momentov ter sodelujoče širine pasnic gred enako kot v primeru računa na tretjem nivoju zahtevnosti. Za določitev poškodovanosti gred je na tem nivoju dodatno definirana enakomerno porazdeljena obtežba gred, na podlagi te obtežbe pa je upoštevan tudi vpliv $P - \Delta$ efekta. Tako kot na nižjih nivojih računa sta tudi tu upoštevani gravitacijski obtežbi stalne $G_{k,j}$ in spremenljive $Q_{k,i}$ obtežbe. Matematični model konstrukcije tako kot na tretjem nivoju računa predpostavlja še fiksne podpore in sicer ob vpetju stebrov in sten v temeljna tla.

Plastični členki so definirani s trilinearno zvezo med upogibnim momentom in rotacijo in sicer tako, kot je to prikazano na Sliki 4.1. Ovojnica plastičnega članka je linearna do plastifikacije prečnega prereza M_y , čemur sledi povečevanje neelastičnih defromacij brez utrditve, nato pa še linearno padanje oz. mehčanje prečnega prereza do predpostavljene minimalne nosilnosti, t.j. do 20% vrednosti upogibne nosilnosti. Pri določanju karakterističnih točk plastičnih členkov so upoštewane srednje materialne karakteristike betona in armature.



Slika 4.1: Odnos moment – rotacija tipičnega plastičnega članka sten, stebrov in gred.

Figure 4.1: The moment – rotation relationship of a typical plastic hinge of walls, columns and beams.

Trilinearna ovojnica plastičnega članka posamezne stene, stebra in/ali grede je določena na podlagi treh karakterističnih točk, ki definirajo zvezo med momentom in rotacijo plastičnega članka, t.j. z momentom in rotacijo na meji tečenja (M_y, θ_y), z momentom in rotacijo pri mejnem stanju blizu

porušitve (M_y, θ_{um}) in z momentom in rotacijo pri mejnem stanju popolne porušitve ($0.2 \times M_y, 3 \times \theta_{um}$). Točka mejnega stanja blizu porušitve (*Near Collapse Limit State – NC*) v našem primeru označuje tudi kapaciteto konstrukcije, ki je dosežena, ko to mejno stanje doseže najbolj kritični element vertikalne nosilne konstrukcije. Točka mejnega stanja popolne porušitve (*Total Collapse Limit State – TC*) je v tej disertaciji lahko dosežena le pri gredah, saj neelastične rotacije stebrov in sten pri določitvi kapacitete konstrukcije (glej poglavje 2.3.2), večje od vrednosti mejne rotacije $\theta > \theta_{um}$, že označujejo konec postopka analize. Moment na meji tečenja M_y je določen na enak način kot na tretjem nivoju računa. Pri določanju karakterističnih rotacij ovojnic plastičnih členkov sten, stebrov in gred (θ_y in θ_{um}) je tako kot na drugem nivoju računa upoštevana trikotna oblika momentne linije z ničelno točko na sredini dolžine posameznega elementa $L_V = 0.5 \cdot L$. V primeru stebrov oz. gred predstavlja L višino stebra oz. dolžino grede, medtem ko v primeru (konzolnih) sten L predstavlja višino stene od vpetja do vrha stene. Pri določitvi elastične podajnosti posameznega elementa je potrebno upoštevati razpokanost prerezo, ki je v skladu z EC8-1 določena s polovično togostjo nerazpokanega prereza. V primeru stebrov in gred je polovična togost upoštevana z dvakratnim upoštevanjem elastične podajnosti elementa, prvič na nivoju elastičnega elementa ter drugič na nivoju plastičnega členka. V primeru (konzolnih) sten se modeliranje elastične podajnosti nekoliko razlikuje od modeliranja stebrov in gred, kot je to opisano spodaj. V primeru vseh elementov nosilne konstrukcije, torej v primeru sten, stebrov in gred, se rotacija na meji tečenja θ_y , ki ustreza plastičnemu členku, definira z naslednjo zvezo:

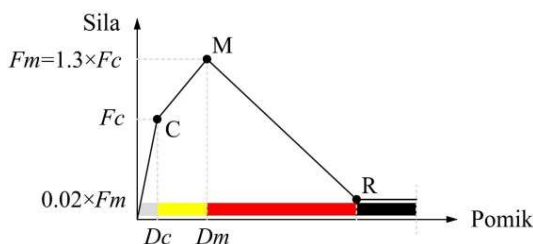
$$\theta_y = \frac{M_y L_V}{3E_c I_c} \quad (4.1)$$

Pri tem je E_c elastični modul betona in I_c je vztrajnostni moment nerazpokanega betonskega prereza. Za razliko od stebrov in gred so vrednosti rotacij na meji tečenja θ_y na podlagi enačbe (4.1) v primeru sten nadalje reducirane s faktorjem npr. 0.01, s čimer je na ta način modelirana (skoraj) neskončna togost plastičnega členka stene. Razpokanost stene je nato modelirana z upoštevanjem polovične vrednosti vztrajnostnega prereza stene I_c , ki ustreza betonskemu prerezu. Mejna rotacija θ_{um} , ki definira mejno stanje blizu porušitve stebrov, sten in gred, je tako kot na drugem nivoju računa določena z enačbo (2.17). Ponovno je pri računu potrebno upoštevati faktorje, t.j. 1/1.2, 0.8 in 1/1.6, s katerimi množimo mejno rotacijo θ_{um} v primeru potresno-neodpornega detajliranja prečnih prerezo, v primeru uporabe gladke armature in v primeru hladno-oblikovane krhke armature.

Opečna polnila so modelirana z linijskimi (nelinearnimi) modeli nadomestnih diagonal, za katera velja, da imajo le osno tlačno nosilnost. Ta način modeliranja je zelo enostaven in uporaben, saj je numerično stabilen in računsko učinkovit. Pogosto se uporablja za določitev globalnega odziva AB okvirov s polnili, kot so to prikazali npr. Crisafulli et al. (2000), Crisafulli in Carr (2007), Dolšek in Fajfar (2008), Puglisi et al. (2009), Rodrigues et al. (2010) in številni drugi. Ker z diagonalo, ki poteka med vozlišči stebrov in gred, ni mogoče realno simulirati lokalnih vplivov na stebre zaradi interakcije s polnili, se je potrebno zavedati, da lahko z enostavnimi modeli precenimo nosilnost in duktilnost okvirov s polnili. Ovojnico sila – pomik na Sliki 4.2 lahko določimo po postopku, ki so ga definirali Pagiotakos in Fardis (1996) in Fardis (1996), v svoji doktorski disertaciji pa ga je predstavil tudi Celarec (2012). Modeliranje opečnih polnil ne vpliva bistveno na rezultate računa potresne odpornosti obravnavanih testnih konstrukcij, zato v tej doktorski disertaciji ni posebej predstavljeno.

Uporabljeni modeli so zelo enostavni in so primerni za določanje globalnega odziva stavb. Pri stenah so nekatere predpostavke slabše izpolnjene kot za okvire, kar na primer velja za ustreznost modela s koncentrirano plastičnostjo. Stene so namreč praviloma bolj kompleksni konstrukcijski elementi, kot

so stebri in grede, koncentrirana plastičnost pa ne opisuje njihovega povsem realnega odziva. Pri stenah so tako za bolj detajlno analizo primernejši natančnejši modeli, kot je npr. makro model z več navpičnimi vzmetmi MVLEM (npr. Fischinger et al., 1990, Kante, 2005 in Rejec, 2011). Dodatna pomankljivost pri stenah predstavlja račun mejne rotacije θ_{um} z enačbo (2.17), saj je ta za stene manj natančna kot je za stebre in grede. Pri AB okvirih je vpliv opečnih polnil ustrežneje modelirati s skupino nadomestnih diagonal. V povezavi s tem različne študije kažejo, da s skupino tlačnih diagonal dobimo približno realen potek notranjih sil v okviru (Crisafulli, 1997). Pri tem največji del kontaktnih napetosti med AB okvirom in opečnim polnilom prevzamejo stebri, ti pa na ta način prevzamejo dodatno prečno silo, ki je lahko večja tudi za do 50% strižne sile v polnilu (Combesure, 2006).



Slika 4.2: Odnos sila – pomik tipične ovojnice nadomestne diagonale opečnih polnil.

Figure 4.2: The force – displacement relationship of an envelope of a typical diagonal strut of masonry infills.

Opisani način modeliranja konstrukcij je primeren predvsem za simulacijo potresnega odziva sodobnih objektov, za katere je značilno pretežno upogibno obnašanje. Po drugi strani potresni odziv obstoječih objektov pogosto narekujejo tudi drugi porušni mehanizmi, kot so npr. strižne porušitve gred, stebrov, sten ali vozlišč okvirnih konstrukcij. Teh mehanizmov z uporabljenimi modeli ne moremo neposredno zajeti. V tej doktorski disertaciji je morebitna strižna porušitev kontrolirana naknadno in sicer podobno kot pri računu na drugem nivoju zahtevnosti. Strižna nosilnost na nivoju elementov je definirana na osnovi povprečne vrednosti več empiričnih enačb, pri čemer se tako pri stebrih kot pri stenah upoštevajo štiri različni modeli strižne nosilnosti, ki so predstavljeni v poglavju 3.2.1 oz. 3.3.1. Tako določena strižna nosilnost je nato primerjena z upogibno nosilnostjo posameznega vertikalnega elementa nosilne konstrukcije iz analize, morebitna strižna porušitev pa določa kapaciteto konstrukcije.

4.3 Matematični model na 5. nivoju

Za izvedbo nelinearnih dinamičnih analiz je uporabljen isti matematični model konstrukcije, kot v primeru N2 metode na četrtem nivoju računa. Za določanje cikličnega odziva konstrukcij je potrebno neelastične rotacijske vzmeti (plastične členke) le nadgraditi z ustreznimi histereznimi pravili, pri čemer je v programu OpenSees uporabljen material *hysteretic* (angl. *Hysteretic Material*). Uporabljena pravila povzemajo splošno uveljavljena pravila za simulacijo cikličnega odziva AB konstrukcij, pri čemer je parameter, ki narekuje togost pri razbremenjevanju v odvisnosti od zgodovine obremenjevanja, enak $\beta = 0,5$. Rayleigh-evo dušenje, ki je proporcionalno masi in trenutni togosti, je določeno z upoštevanjem prvih dveh nihajnih oblik ter pripadajočega koeficienta kritičnega dušenja $\xi = 5\%$.

Ta stran je namenoma prazna.

5 OCENJEVANJE POTRESNE ODPORNOSTI TESTNIH AB KONSTRUKCIJ

Ocena potresne odpornosti objektov je določena na podlagi primerjave potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije, ki se ju določi v odvisnosti od izbranega postopka računa. V tem poglavju so prikazani račun potresne odpornosti ter primerjava in analiza rezultatov, ki so dobljeni s predlaganimi postopki računa potresne odpornosti. Uporabnost metodologije je pri tem prikazana na izbranih testnih konstrukcijah, ki so v večini primerov izbrane tako, da predstavljajo projektantsko prakso na območju Srednje Evrope in Sredozemlja. Večina obravnavanih konstrukcij ustreza obdobju graditve do leta 1970, t.j. obdobju, ko so glede potresno-odporne gradnje veljali neustrezni predpisi. Nekaj konstrukcij je projektiranih tudi v skladu s sedanjimi predpisi EC8. Za vsak primer konstrukcije je izdelan matematični model, pri čemer je potresna odpornost določena z natančnejšimi (nelinearnimi) analizami, rezultati teh analiz pa so primerjani z rezultati enostavnejših postopkov. Za vse izbrane primere je kot najbolj natančna metoda uporabljena tudi metoda nelinearne dinamike.

Poglavje se prične s predstavitvijo testnih konstrukcij, med katerimi je večina primerov čistih okvirov, nekaj primerov pa je (konzolnih) stenastih in mešanih konstrukcij. Večina obravnavanih primerov je realnih konstrukcij, zaradi česar je bilo mogoče dovolj dobro oceniti realno obnašanje obravnavanih konstrukcijskih sistemov, grajenih v različnih obdobjih. Seveda se je pri tem potrebno zavedati, da v analizi ni bilo mogoče zajeti vseh značilnosti realnih konstrukcij. Z obravnavo različnih primerov sta med drugimi analizirana vpliv uporabe različne kvalitete materiala nosilne konstrukcije, t.j. armature in betona, in tudi količina vzdolžne in stremenske armature. Omenjeni parametri so pri analizi konstrukcij bistveni, posebej pri določitvi kapacitete konstrukcije, saj so se pri graditvi objektov v različnih obdobjih spreminjali glede na takratne predpise. Nadaljevanje tega poglavja vključuje še definicijo potresne obtežbe. Glede na to, da potresna nevarnost ni tema te disertacije, je bilo za vse obravnavane objekte upoštevana ista potresna obtežba, ki je bila povzeta iz literature. V nadaljevanju sledijo še predstavitev dobljenih rezultatov, prikaz vpliva uporabljenih predpostavk, analiza rezultatov na različnih nivojih računa ter analiza vpliva začetne togosti elementov na potresno odpornost izbranih konstrukcij.

5.1 Predstavitev testnih konstrukcij

V tem poglavju so predstavljene obravnavane konstrukcije in sicer njihove glavne značilnosti, t.j. geometrija, dimenzije prečnih prereзов, material, masa posameznih etaž in teža celotne konstrukcije. Ločeno sta predstavljeni skupini okvirnih in stenastih (oz. mešanih) konstrukcij. Glede na to, da večino AB objektov predstavljajo okvirni konstrukcijski sistemi, je bilo v literaturi mogoče poiskati podatke za kar nekaj takih primerov. Nekoliko težje je bilo pridobiti podatke za stenaste konstrukcije, predvsem konzolno stenaste, ki predstavljajo nekoliko manjši delež AB objektov. Obravnavane konstrukcije tega tipa imajo vitke stene in so tako podvržene bolj upogibnemu kot strižnemu obnašanju. V doktorski disertaciji niso obravnavane stene povezane s prečkami.

5.1.1 Okvirne konstrukcije

Skupino okvirnih konstrukcij sestavlja 9 obstoječih ravninskih oz. prostorskih okvirov, ki so povzeti iz literature (Preglednica 5.1). Prostorski okviri so analizirani v obeh glavnih smereh nosilne konstrukcije, z izjemo okvira iz Hrvaške, ki je zaradi svoje dvojne simetrije analiziran le v eni smeri. Podobno velja tudi za okvir ELSA, ki je sicer simetričen v eni smeri, v drugi smeri pa je nesimetričnost zanemarljiva. Skupno število primerov testnih konstrukcij se na ta način torej poveča na število 12. Okvir ELSA je poimenovan po laboratoriju *European Laboratory for Structural Assessment*, ki je lociran v Ispri v Italiji. Tu je potrebno omeniti, da je bila ta konstrukcija preizkušena v naravnem merilu in sicer z

namenom, da se preveri dejanski odziv konstrukcije z numeričnimi postopki računa. Namen te doktorske disertacije ni določitev dejanskega odziva, zato je v obravnavanih primerih ta določen poenostavljeno, pri čemer so bile pri matematičnem modelu upoštevane številne poenostavitve, kot so npr. upoštevanje 50% razpokanosti prečnih prereзов, neupoštevanje zdrsa vzdolžne armature, poenostavitev ovojnice plastičnega členka itd.

Preglednica 5.1: Seznam obravnavanih okvirnih konstrukcij.

Table 5.1: The list of analyzed frame structures.

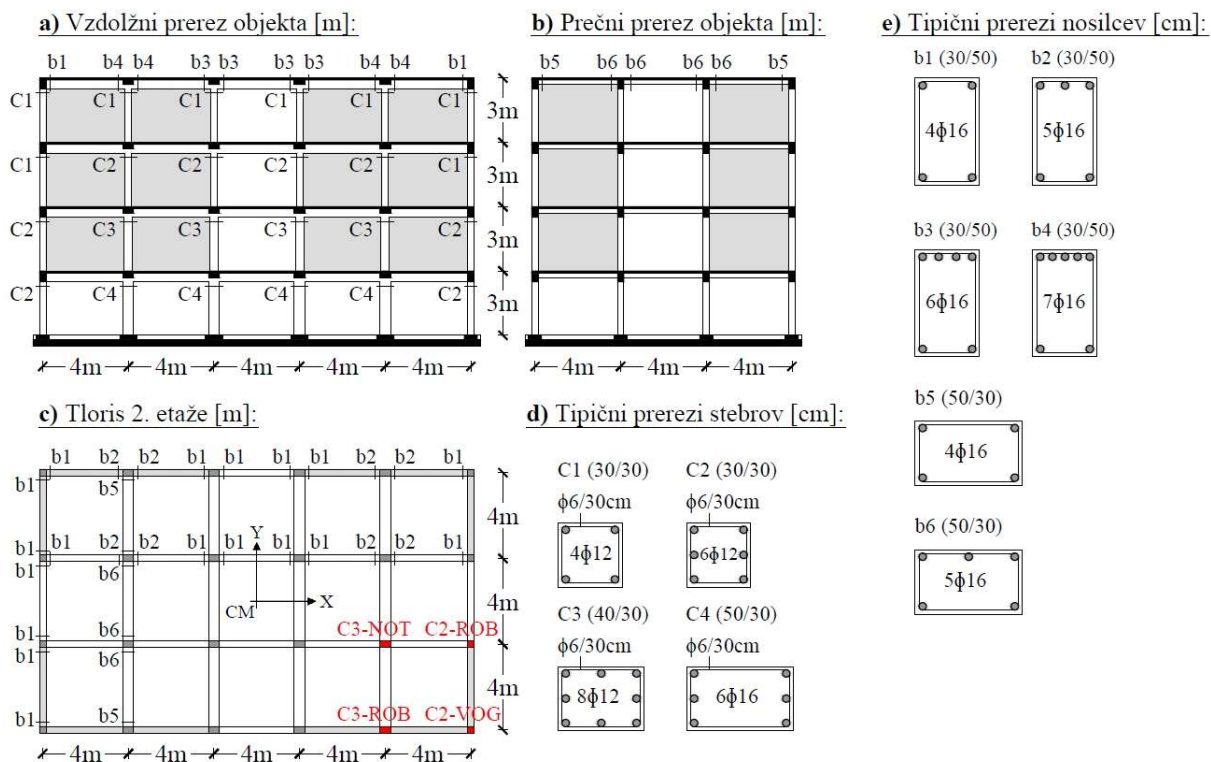
Št.	Ime	Primer	Obr. smer	število etaž	Leto gradnje oz. projekta	Vir
OK1	Okvir iz Italije – osnovna varianta	Prostorski	X, Y	$n = 4$	1960 – 1970	Celarec et al., 2012
OK2	Okvir iz Italije – varianta s polnili	Prostorski	X, Y	$n = 4$	1960 – 1970	Celarec et al., 2012
OK3	Okvir iz Italije (Cosenza)	Prostorski	X, Y	$n = 7$	1960 – 1970	Fiore et al., 2012
OK4	2-etažni testni okvir	Ravninski	X	$n = 2$	do cca. 1960	Kosič, 2014
OK5	5-etažni testni okvir	Ravninski	X	$n = 5$	do cca. 1960	Kosič, 2014
OK6	8-etažni testni okvir	Ravninski	X	$n = 8$	do cca. 1960	Kosič, 2014
OK7	4-etažni okvir	Ravninski	X	$n = 4$	do cca. 1960	Carvalho et al., 2015
OK8	Okvir <i>ELSA</i>	Prostorski	X, Y	$n = 4$	1995 – 2008	Fajfar in Drobnič, 1998
OK9	Okvir iz Hrvaške (Rijeka)	Prostorski	X, Y	$n = 8$	1995 – 2008	Čaušević in Mitrović, 2011

Preglednica 5.2: Podatki o materialu nosilne konstrukcije, masi posameznih etaž in teži okvirnih konstrukcij.

Table 5.2: Information about the material of load bearing system, storey masses and weight of the individual frame structures.

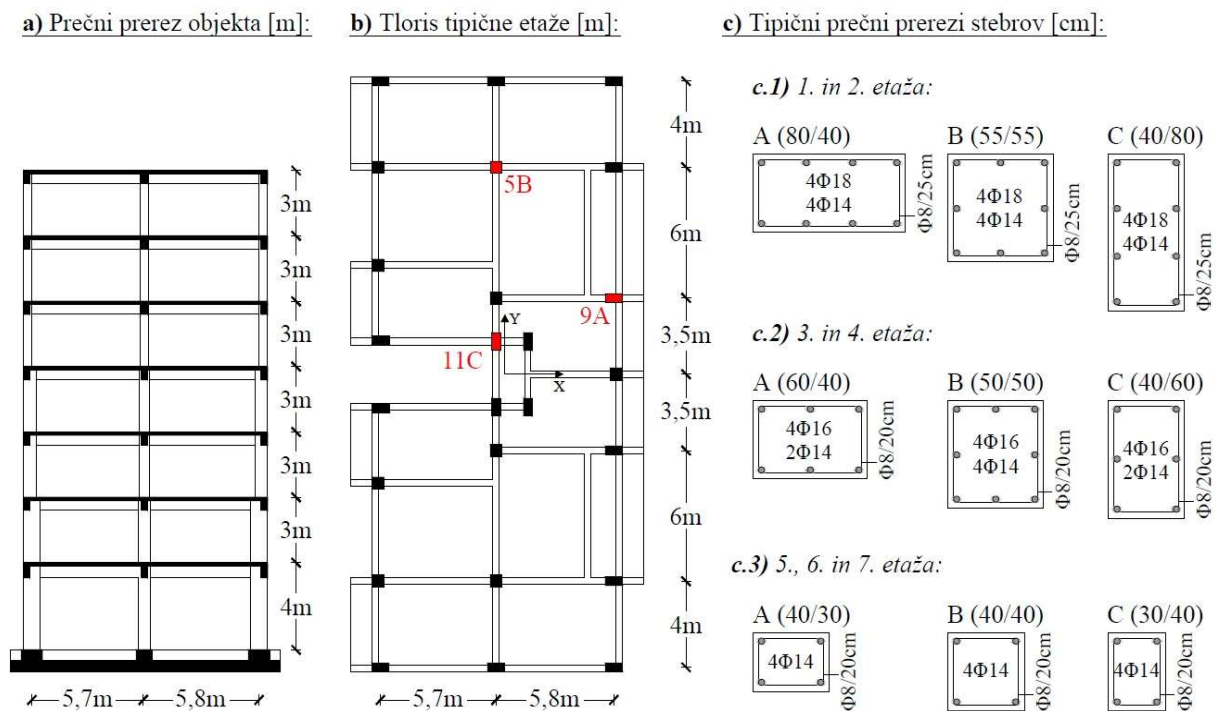
Št.	Beton [f_{cm}]	Armatura [f_{ym}]	Tip armature	Masa posameznih etaž	Teža konstrukcije
OK1	33 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 - m_3 = 182.3t, m_4 = 193.3t$	$W = 7260$ kN
OK2	33 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 - m_3 = 182.3t, m_4 = 193.3t$	$W = 7260$ kN
OK3	22 MPa	430 MPa	rebrasta	$m_1 - m_7 = 377.0t$	$W = 25890$ kN
OK4	24 MPa	240 MPa	gladka	$m_1 = 127.9t, m_2 = 126.7t$	$W = 2500$ kN
OK5	24 MPa	240 MPa	gladka	$m_1 = 142.0t, m_2 - m_4 = 141.0t, m_5 = 139.0t$	$W = 6910$ kN
OK6	24 MPa	240 MPa	gladka	$m_1 = 151.0t, m_2 - m_7 = 149.0t, m_8 = 144.0t$	$W = 11660$ kN
OK7	33 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 - m_3 = 27.0t, m_4 = 28.5t$	$W = 1070$ kN
OK8	50 MPa	556 MPa	rebrasta	$m_1 = 87.0t, m_2 - m_3 = 86.0t, m_4 = 83.0t$	$W = 3360$ kN
OK9	33 MPa	500 MPa	rebrasta	$m_1 = 507t, m_2 = 493t, m_3 - m_7 = 479t, m_8 = 461t$	$W = 37830$ kN

Na Slikah 5.1 – 5.4 je prikazana geometrija obravnavanih okvirjev. Vse konstrukcije so pravilne po višini, medtem ko je primer OK3 nekoliko nepravilen po tlorisu. Primeri ravninskih konstrukcij (OK4, OK5 in OK6), ki so povzeti po doktorski disertaciji Kosič (2014), so bili projektirani na vertikalno obtežbo (stalna in koristna obtežba 2 kN/m^2) in minimalno horizontalno obtežbo v vrednosti 2% teže konstrukcije in sicer v skladu z začasnimi predpisi objavljeni v (Službeni list FNRJ, 1948). Prav tako je bil projektiran 4-etažni ravninski okvir (OK7), pri katerem so grede na prvi pogled bolj nosilne od stebrov, zaradi večje svetle višine prve etaže pa je tu mogoče pričakovati mehanizem mehke etaže. Postopek računa potresne odpornosti je podrobno prikazan s primeri obstoječih konstrukcij iz Italije (primeri OK1, OK2 in OK3), pri čemer je na 4-etažnem okviru prikazan tudi vpliv opečnih polnil v višjeležečih etažah. Ta način graditve je pri starejših (ter tudi novejših) objektih precej pogost pojav in lahko povzroči negativne vplive na odziv konstrukcije, v kolikor postane konstrukcija zaradi polnil nepravilna. Geometrija omenjenih konstrukcij je podrobno prikazana na Sliki 5.1 oz. Sliki 5.2, t.j. ločeno za 4 oz. 7-etažno konstrukcijo. Primera OK8 in OK9 sta edini konstrukciji, ki sta bili projektirani v skladu z novejšimi predpisi. Konstrukcija OK8 je bila projektirana v skladu s prejšnjo verzijo EC8 (CEN, 1994), konstrukcija OK9 pa v skladu s trenutno verzijo EC8 (CEN, 2004a).



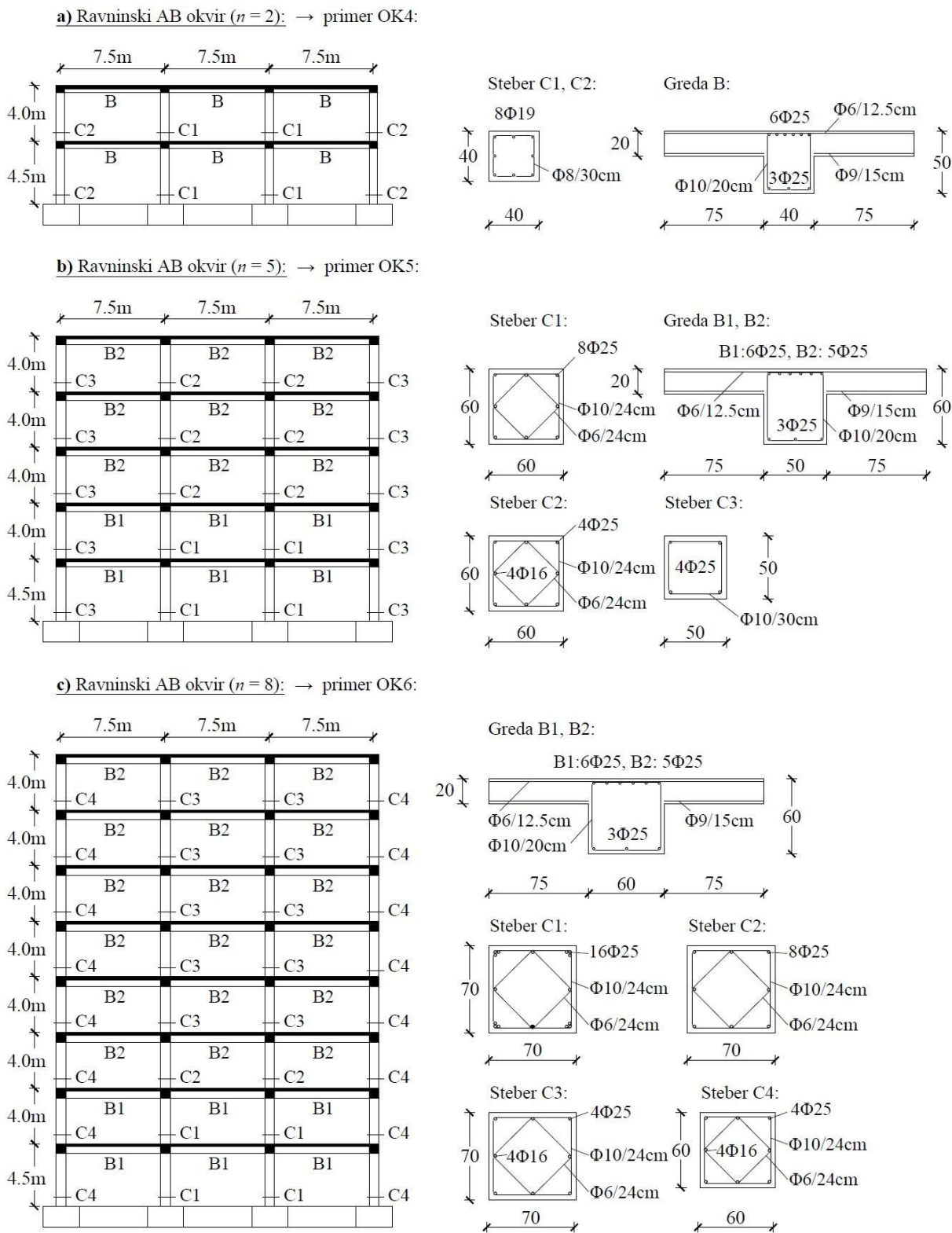
Slika 5.1: Geometrija 4-etažnega okvira OK1 in OK2, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.

Figure 5.1: The geometry of the 4-storey frame structure OK1 and OK2, together with cross-sections and their reinforcement.



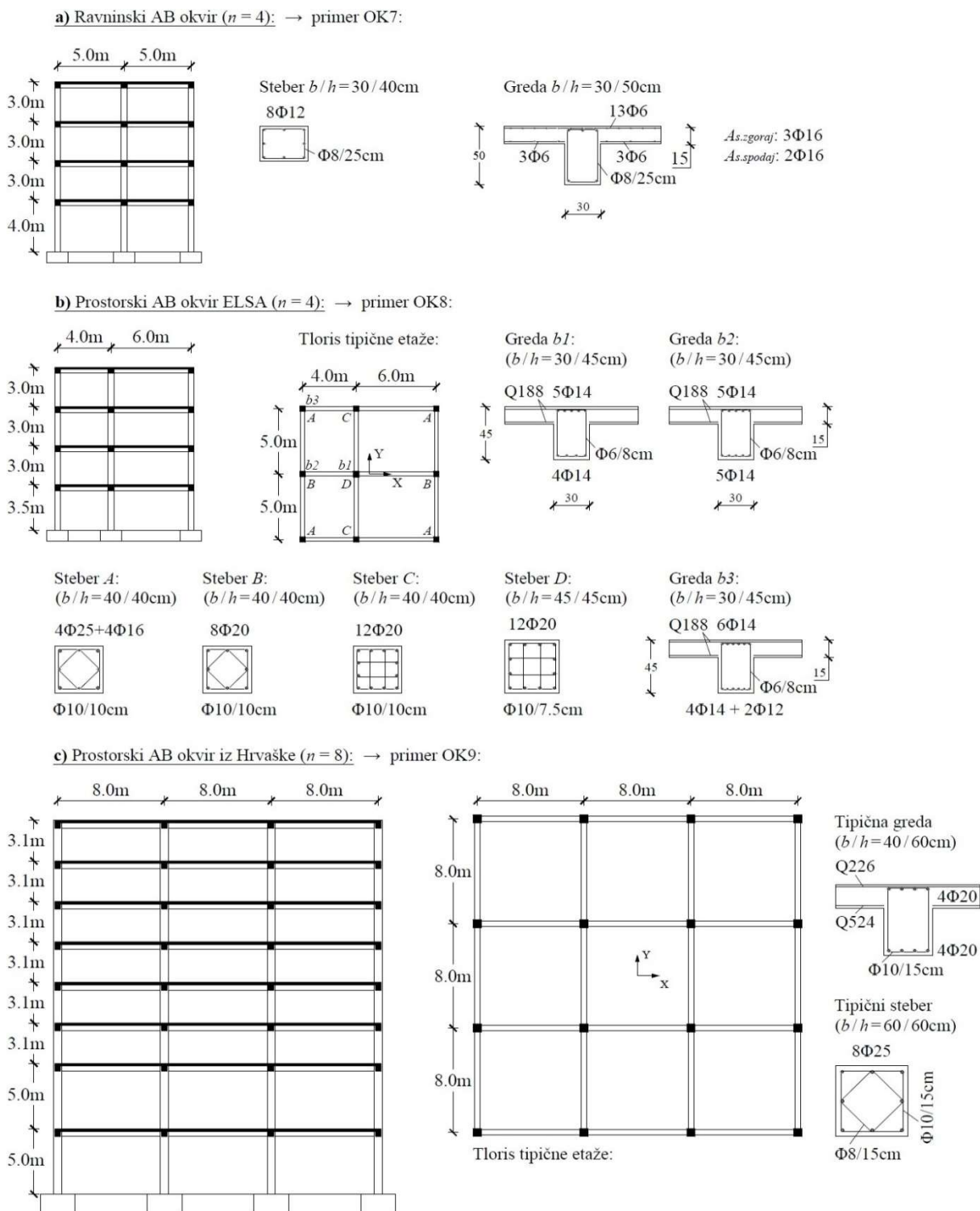
Slika 5.2: Geometrija 7-etažnega okvira OK3, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.

Figure 5.2: The geometry of the 7-storey structure OK3, together with cross-sections and their reinforcement.



Slika 5.3: Geometrija okvirnih konstrukcij OK4, OK5 in OK6, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.

Figure 5.3: The geometry of frame structures OK4, OK5 and OK6, together with cross-sections and their reinforcement.



Slika 5.4: Geometrija okvirnih konstrukcij OK7, OK8 in OK9, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.

Figure 5.4: The geometry of frame structures OK7, OK8 and OK9, together with cross-sections and their reinforcement.

5.1.2 Stenaste in mešane konstrukcije

Skupino konstrukcij z nosilnimi (konzolnimi) stenami sestavlja 9 primerov, pri čemer so štirje primeri čistih konzolno stenastih konstrukcij, pet primerov pa je mešanih konstrukcij (Preglednica 5.3). Pri tem

so primeri SK1 – SK3 obravnavani kot testni ravninski primeri čistih konzolnih konstrukcij. Primeri SK4 – SK6 so enaki čistim okvirnim konstrukcijam (primeri OK4 – OK6 v poglavju 5.1.1), pri čemer pa je v skladu s starejšimi predpisi, ki so glede potresno-odporne gradnje neustrezni, v vseh primerih tu dodatno projektirana še dodatna konzolna stena. Na ta način so tvorjeni trije testni primeri ravninskih mešanih konstrukcij. Kot testna primera prostorske mešane konstrukcije sta analizirana primera SK7 in SK8, pri čemer je v osnovi geometrija objektov v obeh primerov povzeta iz literature (Fajfar, 1984 ter Beg in Pogačnik, 2011), elementi nosilne konstrukcije pa so bili nekoliko spremenjeni oz. projektirani in sicer v skladu z začasnimi predpisi, objavljeni v (Službeni list FNRJ, 1948). Omenjeni konstrukciji sta zaradi podrobne obravnave (glej poglavji 5.3.2) prikazani ločeno od ostalih in sicer na Sliki 5.6 in Sliki 5.7. Podatki o materialu, masi etaž in teži obravnavanih konstrukcij so prikazani v Preglednici 5.4.

Preglednica 5.3: Seznam obravnavanih stenastih in mešanih konstrukcij.

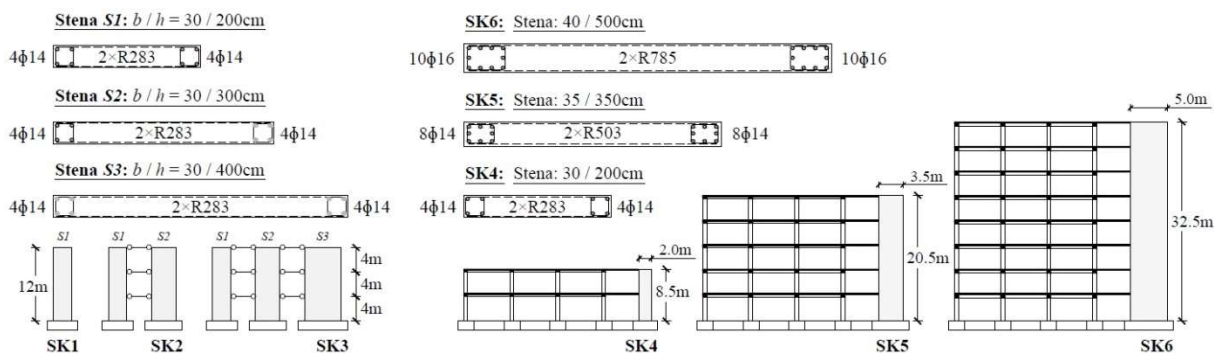
Table 5.3: The list of analyzed wall and dual structures.

Št.	Ime	Primer	Obr. smer	število etaž	Leto gradnje oz. projekta	Vir
SK1	Ena testna konzolna stena	Ravninski	X	$n = 3$	do cca. 1960	/
SK2	Dve testni konzolni steni	Ravninski	X	$n = 3$	do cca. 1960	/
SK3	Tri testne konzolne stene	Ravninski	X	$n = 3$	do cca. 1960	/
SK4	2-etažna testna mešana konstrukcija	Ravninski	X	$n = 2$	do cca. 1960	/
SK5	5-etažna testna mešana konstrukcija	Ravninski	X	$n = 5$	do cca. 1960	/
SK6	8-etažna testna mešana konstrukcija	Ravninski	X	$n = 8$	do cca. 1960	/
SK7	3-etažna mešana konstrukcija	Prostorski	Y	$n = 3$	do cca. 1960	/
SK8	4-etažna mešana konstrukcija	Prostorski	X, Y	$n = 4$	do cca. 1960	/

Preglednica 5.4: Podatki o materialu, masi posameznih etaž in teži stenastih in mešanih konstrukcij.

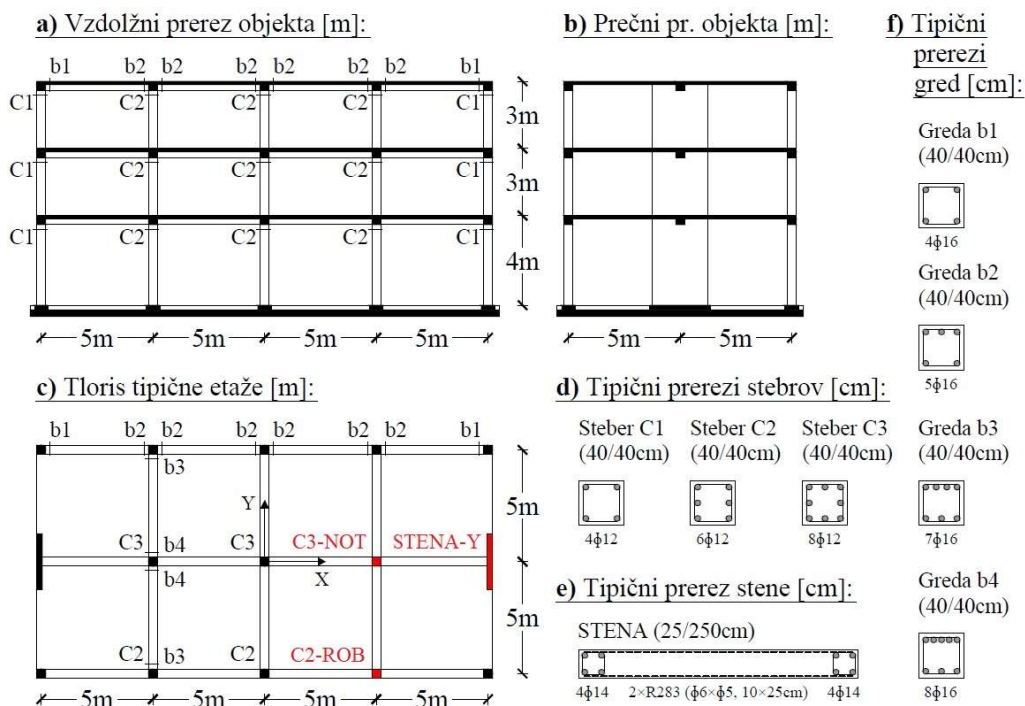
Table 5.4: Information about the material, storey masses and weight of the individual wall and dual structures.

Št.	Beton [f_{cm}]	Arm. okvira [f_{ym}]	Arm. stene [f_{ym}]	Tip armature	Masa posameznih etaž	Teža konstrukcije
SK1	24 MPa	/	370 MPa	gladka	$m_1 - m_3 = 36.0t$	$W = 1060$ kN
SK2	24 MPa	/	370 MPa	gladka	$m_1 - m_3 = 72.0t$	$W = 2120$ kN
SK3	24 MPa	/	370 MPa	gladka	$m_1 - m_3 = 108.0t$	$W = 3180$ kN
SK4	24 MPa	240 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 = 163.9t, m_2 = 162.7t$	$W = 3200$ kN
SK5	24 MPa	240 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 = 178.0t, m_2 - m_4 = 177.0t, m_5 = 175.0t$	$W = 8670$ kN
SK6	24 MPa	240 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 = 187.0t, m_2 - m_7 = 185.0t, m_8 = 180.0t$	$W = 14490$ kN
SK7	30 MPa	370 MPa	370 MPa	gladka	$m_1 - m_2 = 192.7t, m_3 = 201.8t$	$W = 5760$ kN
SK8	30 MPa	400 MPa	400 MPa	gladka	$m_1 - m_4 = 175.0t$	$W = 6870$ kN

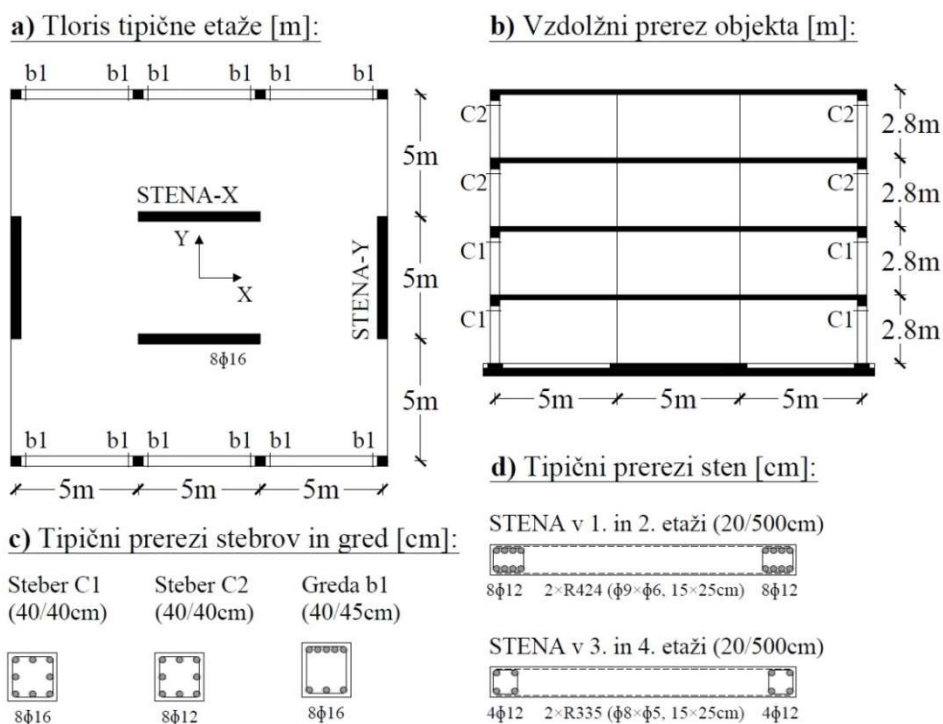


Slika 5.5: Geometrija konstrukcij SK1 – SK6, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.

Figure 5.5: The geometry of structures SK1 – SK6, together with cross-sections and their reinforcement.



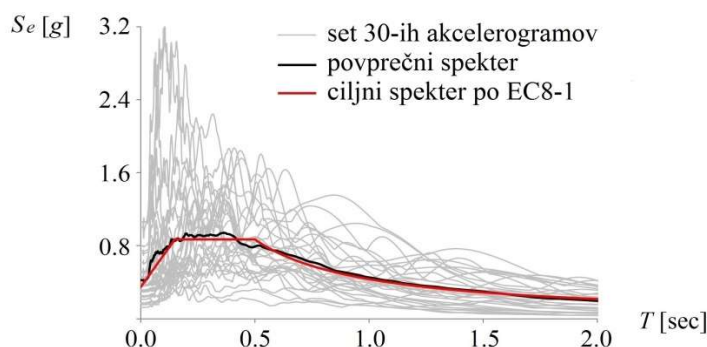
Slika 5.6: Geometrija 3-etažne SK7 konstrukcije, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.
 Figure 5.6: The geometry of the 3-storey SK7 building, together with cross-sections and their reinforcement.



Slika 5.7: Geometrija 4-etažne SK8 konstrukcije, skupaj s prečnimi prerezi in armaturo nosilne konstrukcije.
 Figure 5.7: The geometry of the 4-storey SK8 building, together with cross-sections and their reinforcement.

5.2 Potresna obtežba

Potresne zahteve obravnavanih konstrukcij so določene pri potresni obtežbi, ki je definirana v skladu z elastičnim spektrom pospeškov po EC8-1 (glej tudi enačbo 2.2). Upoštevan je projektni pospešek tal $\gamma_I \cdot a_g = 0.29g$ na tipu tal B ($S = 1.2$, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.50s$, $T_D = 2.00s$), pri čemer je rezultirajoča vrednost pospeška enaka $PGA = 0.35g$. Pri tem je bil za vse objekte upoštevan razred pomembnosti II, t.j. faktor $\gamma_I = 1.0$. Elastičen spekter pospeškov po EC8-1, ki je prikazan na Sliki 5.8, je bil uporabljen pri računu potresne odpornosti konstrukcij na prvih štirih nivojih zahtevnosti. Na petem nivoju je upoštevana skupina 30-ih akcelerogramov (Vukobratovic in Fajfar, 2014), pri čemer njihova vrednost povprečnega spektra ustreza vrednosti spektra po EC8-1.



Slika 5.8: Elastični spekter pospeškov po EC8-1, ki ustreza pospešku $a_g = 0.29g$ in tipu tal B ($PGA = 0.35g$) ter spektri pospeškov posameznih akcelerogramov skupaj z njihovo srednjo vrednostjo.

Figure 5.8: The EC8-1 elastic acceleration spectrum for $a_g = 0.29g$ and for soil type B ($PGA = 0.35g$), showing also the spectra for individual accelerograms and the mean spectrum.

Potresne zahteve vseh obravnavanih konstrukcij so na prem in drugem nivoju zahtevnosti določene pri predpostavljeni vrednosti osnovnega nihajnega časa konstrukcije T_1 v skladu z enačbo (2.3). Na tretjem in četrtem nivoju zahtevnosti je bila osnovna vrednost nihajnega časa T^* določena na podlagi začetne togosti ekvivalentnega SDOF sistema v skladu z enačbo (2.23), pri nelinearno dinamični analizi pa so potresne zahteve določene v obliki srednjih vrednosti in vrednosti mediane pomika na vrhu konstrukcij in etažnih zamikov.

5.3 Predstavitev rezultatov testnih konstrukcij

V tem poglavju je najprej prikazana določitev kapacitet in potresnih zahtev za izbrana dva primera prostorskih okvirnih in mešanih konstrukcij. V nadaljevanju so prikazani še rezultati ostalih konstrukcij ter primerjava kapacitet in potresnih zahtev C/D z računi na vseh petih nivojih zahtevnosti.

5.3.1 4- in 7-etažni okvirni konstrukciji

Najprej sta obravnavana dva primera okvirnih konstrukcij, t.j. 4- in 7-etažni okvir. Prva konstrukcija je dvojno simetrična z etažno višino 3.0m. Analiza je narejena za varianto čiste okvirne konstrukcije (OK1) ter za varianto iste konstrukcije z opečnimi polnili v višjeležečih etažah (OK2). V primeru upoštevanja opečnih polnil je predpostavljeno, da je najbolj kritična etaža 1. etaža, torej etaža, kjer ni opečnih polnil. Druga (7-etažna) konstrukcija je podrobneje predstavljena v Fiore et al. (2012), kjer je z nelinearno potisno analizo določen odziv obstoječe okvirne konstrukcije z opečnimi polnili. Isto konstrukcijo je analiziral tudi Celarec et al. (2012), ki je pri potisni analizi upošteval še interakcijo stebrov s polnili, posledično pa povečanje strižne obremenitve stebrov. V tej disertaciji je narejena

analiza potresne odpornosti z različnimi postopki računa in sicer za primer čistega okvira. Tako togost kot tudi nosilnost se po etažah obeh konstrukcij spreminjata, kot je to mogoče videti na Sliki 5.1 oz. Sliki 5.2. Zaradi tega razloga ni mogoče v naprej določiti najbolj kritično etažo. Za račun na najnižjih dveh nivojih so kapaciteta in potresne zahteve (ter tudi potresna odpornost) določene za vse etaže. Najbolj kritična etaža je nato merodajna za celotno konstrukcijo. Z natančnejšimi nelinearnimi analizami se najbolj kritično etažo določi na podlagi stebra, v katerem neelastične deformacije najprej dosežejo vrednost mejne rotacije θ_{um} .

METODA za HITRO OCENO:

Pri hitri metodi so za vse tri primere konstrukcije upoštevani podatki, ki so zbrani v Preglednici 2.1. Pri vseh primerih je upoštevan osnovni faktor za okvirne konstrukcije ($BSH = 2.7$), modifikacijski faktorji pa so upoštevani le za etažnost objekta. V primeru 4-etažnega objekta je upoštevan faktor $PMF = 0.4$, medtem ko je v primeru 7-etažnega objekta upoštevan faktor $PMF = 0.5$. Za obe okvirni konstrukciji je upoštevano, da sta tlorisno in vertikalno regularni ($PMF = 0$), z izjemo variante konstrukcije z opečnimi polnili, kjer je upoštevana vertikalna neregularnost ($PMF = -1.7$). Upoštevana je gradnja objektov na dobrih tleh ($PMF = 0$), ter da so vse variante konstrukcij grajene med leti 1964 in 1981 ($PMF = 0$). Ocena potresne ogroženosti je za vse tri primere naslednja:

- | | |
|--------------------------------|---|
| 1.a) 4-etažni okvir: | $SS = ABO + \sum PMF = 2.7 + 0.4 = 3.1$ |
| 1.b) 4-etažni okvir s polnili: | $SS = ABO + \sum PMF = 2.7 + 0.4 - 1.7 = 1.4$ |
| 2) 7-etažni okvir: | $SS = ABO + \sum PMF = 2.7 + 0.5 = 3.2$ |

METODA na 1. NIVOJU:

Pri računu potresne odpornosti na prvem in drugem nivoju konstrukcijo ponavadi razdelimo na skupine elementov. V primeru okvirnih konstrukcij je prisotna le ena skupina elementov, t.j. stebri. Ti so nadalje razdeljeni v več podskupin. Delitev v podskupine je narejena zaradi večje natančnosti računa in sicer na podlagi geometrije posameznih stebrov, za račun na drugem nivoju pa tudi na podlagi količine vzdolžne armature in/ali velikostnega reda osne sile (ponavadi ločimo vogalne, robne in notranje stebre). V primeru 4-etažnega okvira so bile za skupino stebrov tvorjene 4 podskupine, t.j. vogalni (VOG), robni (ROB) in notranji (NOT) stebri, nadaljna delitev pa je narejena še v odvisnosti od geometrije stebrov. Pri 7-etažnem okviru so podskupine tvorjene glede na geometrijo prečnega prereza, t.j. na stebre A , B in C . Pri tem vsako podskupino predstavlja steber, ki je osno najbolj obremenjen, torej steber, ki ima praviloma najmanjšo sposobnost deformiranja v neelastičnem območju oziroma najmanjšo mejno rotacijo θ_{um} . Za nadaljni račun so tako izbrani stebri $9A$, $5B$ in $11C$.

Račun potresne odpornosti je na tem nivoju narejen brez upoštevanja duktilnosti elementov ($F = 1$). Nosilnost prerezov je preračunana na podlagi vitkosti stebrov L_V / h , pri čemer je bilo upoštevano, da je nosilnost kratkih stebrov ($L_V / h \leq 1$) enaka $\tau = 1.5$ MPa, nosilnost običajnih stebrov ($1 < L_V / h \leq 3$) je enaka $\tau = 0.9$ MPa, nosilnost vitkih stebrov ($3 < L_V / h$) pa je enaka $\tau = 0.4$ MPa. V primeru 4-etažnega okvira je nosilnost stebrov v posamezni etaži prikazana v Preglednici 5.5, v primeru 7-etažnega okvira pa v Preglednici 5.6. Indeks kapacitete posamezne etaže I_{Cj} je določen z enačbo (2.10), pri čemer je konstrukcijski indeks $E_{oj} = C_3 = \sum V_{su} / W$ določen ob upoštevanju čiste okvirne konstrukcije, t.j. z enačbo (2.9). Ta predstavlja elastično nosilnost obravnavane etaže $\sum V_{su}$, ki je normirana s težo celotne konstrukcije, t.j. $W = 7260$ kN za 4-etažni okvir oz. $W = 25890$ kN za 7-etažni okvir. Za indeks konfiguracije in indeks starosti zgradbe sta privzeti vrednosti $S_d = 1.0$ in $t = 1.0$.

Potresne zahteve so določene s potresno obtežbo, ki je podana v poglavju 5.2. Ob upoštevanju nihajnega časa T_1 , ki je v primeru 4-etažne AB okvirne konstrukcije oz. AB okvira z opečnimi polnili ocenjen z enačbo (2.3), t.j. $T_1 = 0.075 \cdot H^{3/4} = 0.075 \cdot 12.0\text{m}^{3/4} = 0.48\text{s}$ oz. $T_1 = 0.050 \cdot H^{3/4} = 0.050 \cdot 12.0\text{m}^{3/4} = 0.32\text{s}$, so potresne zahteve v obeh primerih konstrukcije enake vrednostim v elastičnem spektru pospeškov in so določene z enačbo (2.2). Te so enake $S_e(T_1) = 2.5 \cdot S \cdot \eta \cdot \gamma_I \cdot a_g = 2.5 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.29g = 0.87g$. V primeru 7-etažnega prostorskega AB okvira so potresne zahteve ocenjene na podlagi nihajnega časa $T_1 = 0.075 \cdot H^{3/4} = 0.075 \cdot 22.0\text{m}^{3/4} = 0.76\text{s}$ in so enake vrednosti $S_e(T_1) = 2.5 \cdot S \cdot \eta \cdot T_C / T_1 \cdot \gamma_I \cdot a_g = 2.5 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.50\text{s} / 0.76\text{s} \cdot 0.29g = 0.57g$. Indeks potresnih zahtev I_{Dj} se nato določi na podlagi normirane vrednosti v elastičnem spektru pospeškov z enačbo (2.4), pri čemer se te vrednosti po višini konstrukcije dodatno korigira s faktorjem $\varphi(n,j)$. V primeru AB okvira z opečnimi polnili je na prvem (ter tudi na drugem) nivoju računa merodajna le potresna zahteva v prvi etaži. Iz tega razloga je potresna odpornost v tem primeru kontrolirana le v prvi etaži.

Preglednica 5.5: Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za j -to etažo 4-etažnega okvira (OK1) v smeri X in Y.

Table 5.5: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1st level of complexity. The results are shown for j -th storey of the 4-storey frame (OK1) in X and Y direction.

Etaža [j] / Smer	Steber [i]	Štev. stebr.	L_V / h [l]	τ [MPa]	V_{su} [kN]	$\sum V_{su}$ [kN]	I_{Cj} [l]	T_1 [s]	S_e [g]	$\varphi(n,j)$ [l]	I_{Dj} [l]
4 / X	C1 – VOG	4	5.00	0.4	36	864	0.12	0.48 (0.32)	0.87	0.40	0.35
	C1 – ROB	4	5.00	0.4	36						
	C1 – ROB	8	5.00	0.4	36						
	C1 – NOT	8	5.00	0.4	36						
3 / X	C1 – VOG	4	5.00	0.4	36	864	0.12				
	C1 – ROB	4	5.00	0.4	36						
	C2 – ROB	8	5.00	0.4	36						
2 / X	C2 – NOT	8	5.00	0.4	36	1056	0.15				
	C2 – VOG	4	5.00	0.4	36						
	C2 – ROB	4	5.00	0.4	36						
	C3 – ROB	8	3.75	0.4	48						
1 / X	C3 – NOT	8	3.75	0.4	48	2448	0.34				
	C2 – VOG	4	5.00	0.4	36						
	C2 – ROB	4	5.00	0.4	36						
4 / Y	C4 – ROB	8	3.00	0.9	135	1248	0.17	0.48 (0.32)	0.87	1.00	0.87
	C4 – NOT	8	3.00	0.9	135						
	C1 – VOG	4	5.00	0.4	36						
	C1 – ROB	4	5.00	0.4	36						
3 / Y	C1 – ROB	8	5.00	0.4	36	864	0.12				
	C1 – VOG	4	5.00	0.4	36						
	C2 – ROB	8	5.00	0.4	36						
2 / Y	C2 – NOT	8	5.00	0.4	36	1056	0.15				
	C2 – VOG	4	5.00	0.4	36						
	C2 – ROB	4	5.00	0.4	36						
	C3 – ROB	8	5.00	0.4	48						
1 / Y	C3 – NOT	8	5.00	0.4	48	1248	0.17				
	C2 – VOG	4	5.00	0.4	36						
	C2 – ROB	4	5.00	0.4	36						

Preglednica 5.6: Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za j -to etažo 7-etažnega okvira (OK3) v smeri X in Y.

Table 5.6: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1st level of complexity. The results are shown for j -th storey of the 7-storey frame (OK3) in X and Y direction.

Etaža [j] / Smer	Steber [i]	Štev. stebr.	L_V / h [l]	τ [MPa]	V_{su} [kN]	$\sum V_{su}$ [kN]	I_{Cj} [l]	T_1 [s]	S_e [g]	$\varphi(n_j)$ [l]	I_{Dj} [l]
5 / X	9A	12	3.75	0.4	48	3218	0.12	0.76	0.57	0.64	0.37
	5B	9	2.73	0.9	272						
	11C	4	5.00	0.4	48						
3 / X	9A	12	2.50	0.9	216	5426	0.21	0.76	0.57	0.89	0.51
	5B	9	2.73	0.9	272						
	11C	4	3.75	0.4	96						
1 / X	9A	12	2.50	0.9	288	5057	0.20	0.76	0.57	1.00	0.57
	5B	9	3.64	0.4	121						
	11C	4	5.00	0.4	128						
5 / Y	9A	12	5.00	0.4	48	3218	0.12	0.76	0.57	0.64	0.37
	5B	9	2.73	0.9	272						
	11C	4	3.75	0.4	48						
3 / Y	9A	12	3.75	0.4	96	4466	0.17	0.76	0.57	0.89	0.51
	5B	9	2.73	0.9	272						
	11C	4	2.50	0.9	216						
1 / Y	9A	12	5.00	0.4	128	3777	0.15	0.76	0.57	1.00	0.57
	5B	9	3.64	0.4	121						
	11C	4	2.50	0.9	288						

METODA na 2. NIVOJU:

Pri računu potresne odpornosti na 2. nivoju zahtevnosti je na nekoliko bolj natančen način določena kapaciteta posameznih elementov. Ker se upošteva duktilnost AB stebrov $\mu = \theta_{um} / \theta_y$, je najprej prikazana določitev rotacij, t.j. elastična rotacija, ki je določena z enačbo (2.16) in mejna rotacija, ki je določena na podlagi enačbe (2.17). Plastični del mejne rotacije je določen le informativno in sicer v skladu z EC8-3, t.j. z enačbo (A.3). Pri računu rotacij je v primeru 4-etažnega okvira upoštevana korekcija plastičnega dela mejne rotacije θ_{pl} in mejne rotacije θ_{um} in sicer s faktorjem za potresno-neodporno detajliranje ($k_1 = 0.833$). Poleg tega je upoštevana korekcija plastičnega dela mejne rotacije θ_{pl} ($k_2 = 0.750$) in mejne rotacije θ_{um} ($k_2 = 0.800$) zaradi vgrajene gladke armature. Korekcija rotacij zaradi hladno oblikovane armature ni upoštevana ($k_3 = 1.0$). V primeru 7-etažnega okvira je upoštevana le korekcija rotacij θ_{pl} in θ_{um} zaradi potresno neodpornega detajliranja. Zaradi ocene dejanskega stanja konstrukcije ni upoštevan faktor varnosti primarnih oz. sekundarnih elementov ($\gamma_{el} = 1.0$). Osnovni podatki posameznih stebrov vključno z izračunanimi rotacijami so za 4-etažni oz. 7-etažni okvir prikazani v Preglednici 5.7 oz. Preglednici 5.8.

V nadaljevanju računa je z enačbo (2.13) določena še upogibna nosilnost stebrov M_u , nato pa še strižna sila pri upogibni nosilnosti $V_u = M_u / L_V$. Rezultati upogibne nosilnosti stebrov so zbrani v Preglednici 5.9 in Preglednici 5.10 ločeno za 4- in 7-etažni okvir. Ker je na tem nivoju računa bistvena določitev tipa porušitve stebrov, je upogibna nosilnost V_u najprej primerjana s strižno nosilnostjo V_{su} , ki je v skladu s poglavjem 2.2.3 določena kot povprečna vrednost pri upoštevanju štirih različnih modelov strižne nosilnosti. Primerjava upogibne in strižne nosilnosti je za izbrane stebre prikazana na Sliki 5.8 in Sliki 5.9 ločeno za 4- in 7-etažni okvir, pri čemer rezultati analiz kažejo, da se lahko pri vseh stebrih predpostavi upogibna porušitev.

Preglednica 5.7: Podatki vseh stebrov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za primer konstrukcij OK1 in OK2.

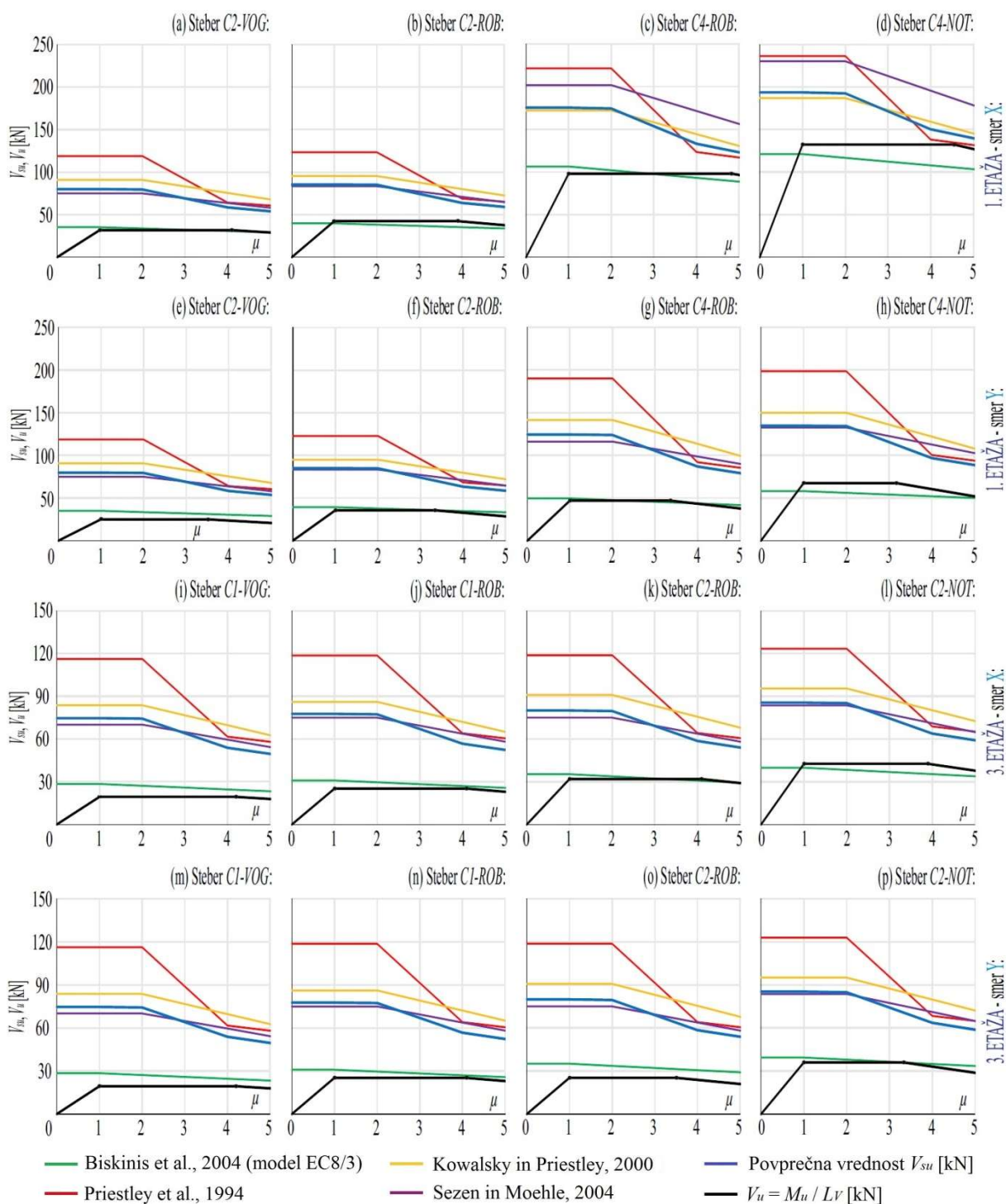
Table 5.7: Data for all the columns with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} in the case of OK1 and OK2 structures.

etaža [j] / smer	steber [i]	b [cm]	h [cm]	L_V / h [/]	ρ_{tot} [%]	ρ_{sx} [%]	ν [/]	α [/]	θ_y [%]	θ_{pl} [%]	θ_{um} [%]
4 / X	C1 – VOG	30	30	5.00	0.50	0.06	0.011	0.0469	0.96	3.16	4.07
	C1 – ROB	30	30	5.00	0.50	0.06	0.021	0.0469	0.96	3.11	4.02
	C1 – ROB	30	30	5.00	0.50	0.06	0.021	0.0469	0.96	3.11	4.02
	C1 – NOT	30	30	5.00	0.50	0.06	0.042	0.0469	0.96	3.02	3.91
3 / X	C1 – VOG	30	30	5.00	0.50	0.06	0.021	0.0469	0.96	3.12	4.02
	C1 – ROB	30	30	5.00	0.50	0.06	0.041	0.0469	0.96	3.03	3.92
	C2 – ROB	30	30	5.00	0.75	0.06	0.041	0.0703	0.96	3.03	3.92
	C2 – NOT	30	30	5.00	0.75	0.06	0.082	0.0703	0.96	2.86	3.73
2 / X	C2 – VOG	30	30	5.00	0.75	0.06	0.031	0.0703	0.96	3.07	3.97
	C2 – ROB	30	30	5.00	0.75	0.06	0.061	0.0703	0.96	2.95	3.83
	C3 – ROB	30	40	3.75	0.75	0.06	0.046	0.1354	0.76	2.34	3.15
	C3 – NOT	30	40	3.75	0.75	0.06	0.092	0.1354	0.76	2.19	2.98
1 / X	C2 – VOG	30	30	5.00	0.75	0.06	0.041	0.0703	0.96	3.03	3.92
	C2 – ROB	30	30	5.00	0.75	0.06	0.082	0.0703	0.96	2.87	3.74
	C4 – ROB	30	50	3.00	0.80	0.06	0.049	0.0736	0.67	2.51	3.25
	C4 – NOT	30	50	3.00	0.80	0.06	0.098	0.0736	0.67	2.34	3.06
4 / Y	C1 – VOG	30	30	5.00	0.50	0.06	0.011	0.0469	0.96	3.16	4.07
	C1 – ROB	30	30	5.00	0.50	0.06	0.021	0.0469	0.96	3.11	4.02
	C1 – ROB	30	30	5.00	0.50	0.06	0.021	0.0469	0.96	3.11	4.02
	C1 – NOT	30	30	5.00	0.50	0.06	0.042	0.0469	0.96	3.02	3.91
3 / Y	C1 – VOG	30	30	5.00	0.50	0.06	0.021	0.0469	0.96	3.12	4.02
	C1 – ROB	30	30	5.00	0.50	0.06	0.041	0.0469	0.96	3.03	3.92
	C2 – ROB	30	30	5.00	0.75	0.06	0.041	0.0703	0.96	2.46	3.35
	C2 – NOT	30	30	5.00	0.75	0.06	0.082	0.0703	0.96	2.32	3.19
2 / Y	C2 – VOG	30	30	5.00	0.75	0.06	0.031	0.0703	0.96	2.50	3.40
	C2 – ROB	30	30	5.00	0.75	0.06	0.061	0.0703	0.96	2.39	3.28
	C3 – ROB	40	30	5.00	0.75	0.05	0.046	0.1354	0.96	2.58	3.48
	C3 – NOT	40	30	5.00	0.75	0.05	0.092	0.1354	0.96	2.42	3.29
1 / Y	C2 – VOG	30	30	5.00	0.75	0.06	0.041	0.0703	0.96	2.46	3.36
	C2 – ROB	30	30	5.00	0.75	0.06	0.082	0.0703	0.96	2.33	3.20
	C4 – ROB	50	30	5.00	0.80	0.04	0.049	0.0736	0.99	2.43	3.32
	C4 – NOT	50	30	5.00	0.80	0.04	0.098	0.0736	0.99	2.27	3.13

Preglednica 5.8: Podatki posameznih stebrov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za primer konstrukcije OK3.

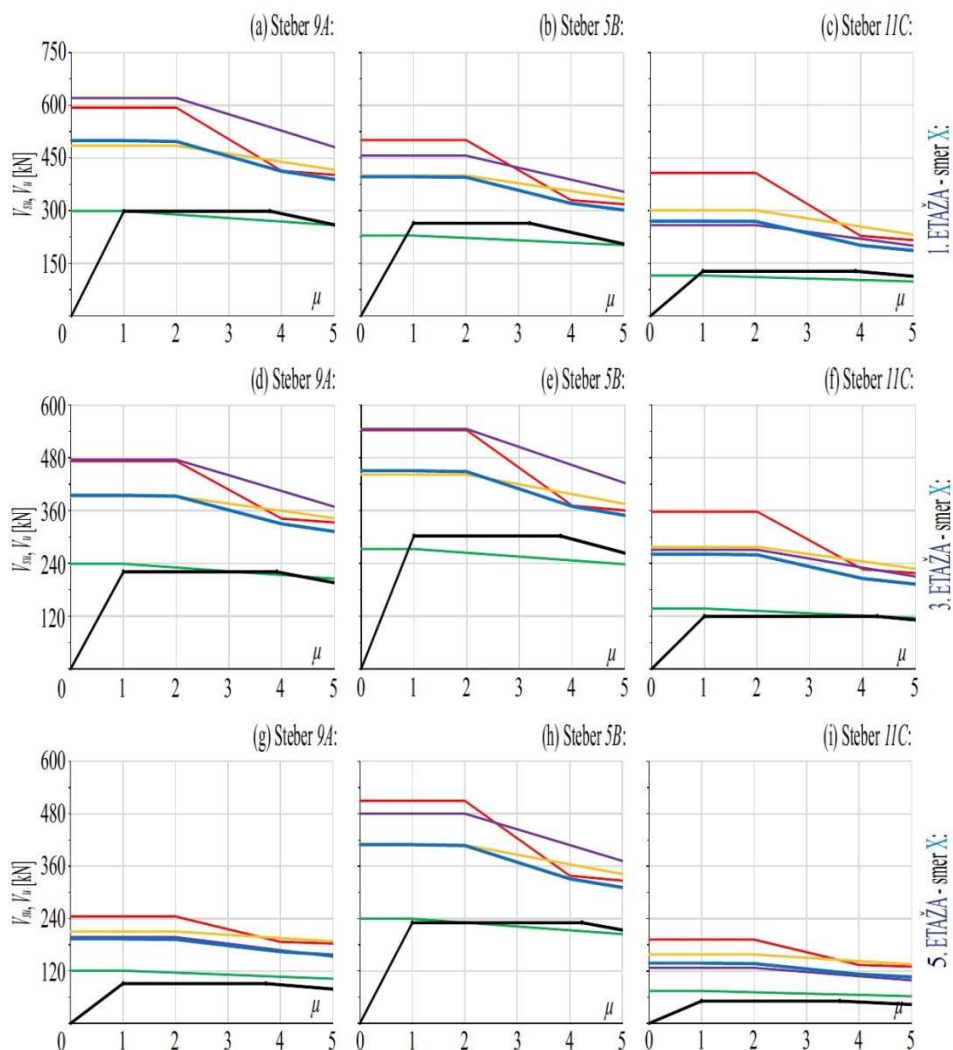
Table 5.8: Data for individual columns with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} in the case of OK3 structure.

etaža [j] / smer	steber [i]	b [cm]	h [cm]	L_V / h [/]	ρ_{tot} [%]	ρ_{sx} [%]	ν [/]	α [/]	θ_y [%]	θ_{pl} [%]	θ_{um} [%]
5 / X	9A	30	40	3.75	0.51	0.17	0.233	0.1204	0.87	2.61	3.25
	5B	55	55	2.73	0.54	0.09	0.140	0.4267	0.71	2.40	3.02
	11C	40	30	5.00	0.51	0.13	0.131	0.1204	1.11	3.32	4.05
3 / X	9A	40	60	2.50	0.46	0.13	0.194	0.3022	0.67	2.04	2.63
	5B	55	55	2.73	0.54	0.09	0.234	0.4267	0.71	2.11	2.70
	11C	60	40	3.75	0.46	0.08	0.109	0.3022	0.88	3.11	3.78
1 / X	9A	40	80	2.50	0.51	0.10	0.204	0.3174	0.65	1.87	2.46
	5B	55	55	3.64	0.54	0.07	0.327	0.3750	0.82	2.03	2.64
	11C	80	40	5.00	0.51	0.05	0.114	0.3174	1.06	3.39	4.13
5 / Y	9A	40	30	5.00	0.51	0.13	0.233	0.1204	1.11	2.88	3.58
	5B	55	55	2.73	0.54	0.09	0.140	0.4267	0.71	2.40	3.02
	11C	30	40	3.75	0.51	0.17	0.131	0.1204	0.87	3.01	3.67
3 / Y	9A	60	40	3.75	0.46	0.08	0.194	0.3022	0.88	2.76	3.41
	5B	55	55	2.73	0.54	0.09	0.234	0.4267	0.71	2.11	2.70
	11C	40	60	2.50	0.46	0.13	0.109	0.3022	0.67	2.29	2.91
1 / Y	9A	80	40	5.00	0.51	0.05	0.204	0.3174	1.06	3.00	3.71
	5B	55	55	3.64	0.54	0.07	0.327	0.3750	0.82	2.03	2.64
	11C	40	80	2.50	0.51	0.10	0.114	0.3174	0.65	2.12	2.74



Slika 5.9: Primerjava upogibnih V_u in strižnih V_{su} nosilnosti stebrov 4-etažnega okvira (OK1 in OK2). Rezultati so prikazani za stebre v 1. in 3. etaži ter v X in Y smeri.

Figure 5.9: Comparison of flexural V_u and shear V_{su} strength for columns of the 4-storey frame structure (OK1 and OK2). The results are shown for the 1st and 3rd storey and for X and Y direction.

**OPOMBA:**

V drugi smeri je mogoče upoštevati simetrijo stebrov, pri čemer za steber A v smeri Y veljajo rezultati stebra C v smeri X, za steber C v smeri Y pa veljajo rezultati stebra A v smeri X. Steber B je simetričen, rezultati pa so tako enaki v X in Y smeri.

- Biskinis et al., 2004 (model EC8/3)
- Kowalsky in Priestley, 2000
- Povprečna vrednost V_{su} [kN]
- Priestley et al., 1994
- Sezen in Moehle, 2004
- $V_u = M_u / L_V$ [kN]

Slika 5.10: Primerjava upogibnih V_u in strižnih V_{su} nosilnosti izbranih stebrov 7-etažnega okvira (OK3). Rezultati so prikazani za stebre v 1., 3. in 5. etaži.

Figure 5.10: Comparison of flexural V_u and shear V_{su} strengths for selected columns of the 7-storey frame structure (OK3). The results are shown for the 1st, 3rd and 5th storey.

V nadaljevanju je določen še indeks kapacitete j -te etaže I_{Cj} , ki je enak konstrukcijskemu indeksu etaže $E_{oj} = C_3 \cdot \mu_s = \sum V_u \cdot \mu_s / W$. Ta je določen podobno kot na prvem nivoju računa, dodatno je upoštevana še duktilnost najmanj deformabilnega stebra, t.j. duktilnost μ_s . Glede na to, da se vsi stebri obnašajo upogibno, predstavlja $\sum V_u$ seštevek upogibnih nosilnosti stebrov obravnavane etaže. Rezultati kapacitete posameznih etaž na drugem nivoju računa so za 4- in 7-etažno konstrukcijo prikazani v Preglednici 5.9 in Preglednici 5.10.

Potresne zahteve so na tem nivoju določene na enak način kot na prvem nivoju računa in so prikazane v Preglednici 5.5 in Preglednici 5.6 ločeno za 4- in 7-etažno okvirno konstrukcijo. Ponovno so za primer okvirne konstrukcije z opečnimi polnili v višjeležečih etažah merodajni le rezultati prve etaže.

Preglednica 5.9: Določitev indeksa kapacitete j -te etaže I_{Cj} za 4-etažni okvir (OK1) na drugem nivoju računa.

Table 5.9: Determination of the capacity index I_{Cj} of the 4-storey frame (OK1) at the 2nd level of complexity.

Etaža [j] / Smer	Steber [i]	M_u [kNm]	L_v [m]	V_u [kN]	θ_{um} [%]	θ_y [%]	μ [θ_{um}/θ_y]	Štev. stebr.	$\sum V_u$ [kN]	$\sum V_u \cdot \mu_s$ [kN]	I_{Cj} [/]
4 / X	C1 – VOG	25	1.50	17	4.07	0.96	4.25	4	66	2064	0.28
	C1 – ROB	29	1.50	20	4.02	0.96	4.20	4	78		
	C1 – ROB	29	1.50	20	4.02	0.96	4.20	8	156		
	C1 – NOT	38	1.50	25	3.91	0.96	4.09	8	204		
3 / X	C1 – VOG	29	1.50	19	4.02	0.96	4.20	4	77	3019	0.42
	C1 – ROB	38	1.50	25	3.92	0.96	4.10	4	101		
	C2 – ROB	48	1.50	32	3.92	0.96	4.10	8	255		
	C2 – NOT	64	1.50	43	3.73	0.96	3.90	8	341		
2 / X	C2 – VOG	43	1.50	29	3.97	0.96	4.15	4	116	4809	0.66
	C2 – ROB	56	1.50	37	3.83	0.96	4.00	4	149		
	C3 – ROB	75	1.50	50	3.15	0.76	4.13	8	399		
	C3 – NOT	106	1.50	71	2.98	0.76	3.91	8	568		
1 / X	C2 – VOG	48	1.50	32	3.92	0.96	4.10	4	127	8346	1.15
	C2 – ROB	63	1.50	42	3.74	0.96	3.90	4	169		
	C4 – ROB	147	1.50	98	3.25	0.67	4.83	8	783		
	C4 – NOT	198	1.50	132	3.06	0.67	4.55	8	1058		
4 / Y	C1 – VOG	25	1.50	17	4.07	0.96	4.25	4	66	2064	0.28
	C1 – ROB	29	1.50	20	4.02	0.96	4.20	4	78		
	C1 – ROB	29	1.50	20	4.02	0.96	4.20	8	156		
	C1 – NOT	38	1.50	25	3.91	0.96	4.09	8	204		
3 / Y	C1 – VOG	29	1.50	19	4.02	0.96	4.20	4	77	2226	0.31
	C1 – ROB	38	1.50	25	3.92	0.96	4.10	4	101		
	C2 – ROB	38	1.50	25	3.35	0.96	3.51	8	201		
	C2 – NOT	54	1.50	36	3.19	0.96	3.34	8	288		
2 / Y	C2 – VOG	33	1.50	22	3.40	0.96	3.55	4	89	3205	0.44
	C2 – ROB	46	1.50	30	3.28	0.96	3.42	4	122		
	C3 – ROB	56	1.50	37	3.48	0.96	3.64	8	300		
	C3 – NOT	80	1.50	53	3.29	0.96	3.44	8	426		
1 / Y	C2 – VOG	37	1.50	25	3.36	0.96	3.51	4	100	3672	0.51
	C2 – ROB	53	1.50	36	3.20	0.96	3.34	4	142		
	C4 – ROB	70	1.50	47	3.32	0.99	3.37	8	375		
	C4 – NOT	101	1.50	67	3.13	0.99	3.17	8	540		

Preglednica 5.10: Določitev indeksa kapacitete j -te etaže I_{Cj} za 7-etažni okvir (OK3) na drugem nivoju računa.

Table 5.10: Determination of the capacity index I_{Cj} of the 7-storey frame (OK3) at the 2nd level of complexity.

Etaža [j] / Smer	Steber [i]	M_u [kNm]	L_v [m]	V_u [kN]	θ_{um} [%]	θ_y [%]	μ [θ_{um}/θ_y]	Štev. stebr.	$\sum V_u$ [kN]	$\sum V_u \cdot \mu_s$ [kN]	I_{Cj} [/]
5 / X	9A	137	1,50	91	3,25	0,87	3,73	12	1094	12266	0.47
	5B	346	1,50	231	3,02	0,71	4,23	9	2076		
	11C	77	1,50	51	4,05	1,11	3,64	4	205		
3 / X	9A	331	1,50	221	2,63	0,67	3,91	12	2646	22102	0.85
	5B	453	1,50	302	2,70	0,71	3,78	9	2719		
	11C	179	1,50	119	3,78	0,88	4,28	4	477		
1 / X	9A	597	2,00	299	2,46	0,65	3,78	12	3582	20787	0.80
	5B	528	2,00	264	2,64	0,82	3,21	9	2377		
	11C	255	2,00	127	4,13	1,06	3,90	4	510		
5 / Y	9A	103	1,50	68	3,58	1,11	3,21	12	820	10186	0.39
	5B	346	1,50	231	3,02	0,71	4,23	9	2076		
	11C	102	1,50	68	3,67	0,87	4,21	4	273		
3 / Y	9A	242	1,50	161	3,41	0,88	3,86	12	1934	19988	0.77
	5B	453	1,50	302	2,70	0,71	3,78	9	2719		
	11C	237	1,50	158	2,91	0,67	4,33	4	631		
1 / Y	9A	341	2,00	170	3,71	1,06	3,51	12	2045	16943	0.65
	5B	528	2,00	264	2,64	0,82	3,21	9	2377		
	11C	425	2,00	213	2,74	0,65	4,21	4	850		

N2 METODA na 3. in 4. NIVOJU:

Pri N2 metodi je upoštevan 3D model konstrukcije. Na ta način so bili nekoliko bolj natančno določeni tako kapaciteta kot tudi potresne zahteve. Okvirna konstrukcija je modelirana v skladu s poglavjem 4, opečna polnila pa na podlagi priporočil, ki sta jih definirala Panagiotakos in Fardis (1996) ter Fardis (1996). Natančnejše modeliranje opečnih polnil pri določitvi potresne odpornosti v konkretnem primeru ni potrebno, saj ne vpliva na rezultate.

Rezultati potresne analize so prikazani na Sliki 5.11 in Sliki 5.12, pri čemer je pri obeh smereh in variantah obravnavanih konstrukcij odziv na tretjem in četrtem nivoju zelo podoben. V primeru čistega 4-etažnega okvira se v smeri Y pojavi plastični mehanizem skozi prve tri etaže, v vseh ostalih primerih (4-etažne konstrukcije) pa se pojavi plastični mehanizem v obliki mehke etaže in sicer v tretji etaži pri čistem okviru ter v prvi etaži pri okviru s polnili. V vseh primerih se mejno stanje NC, ki velja za konstrukcijo, pojavi s pojavom mejne neelastične rotacije θ_{um} notranjega (NOT) stebra. Pri 7-etažnem okviru se v obeh smereh pojavi globalni plastični mehanizem skozi več etaž. Mejno stanje konstrukcije NC se v X oz. Y smeri pojavi s pojavom mejne rotacije θ_{um} stebrov 9A oz. 5B.

Pri pojavu mejnega stanja NC so ločeno za račun na tretjem oz. četrtem nivoju v Preglednici 5.11 oz. 5.12 najprej prikazani podatki za pomik konstrukcij na vrhu D_{NC} ter pripadajoč zamik tiste etaže $\delta_{NC,j}$, v kateri je lociran najbolj kritičen stebel. (Pri računu na tretjem nivoju je pomik $D_{NC} = \theta_{um} \cdot H_{pl}$ določen na podlagi višine plastičnega mehanizma H_{pl} , tako kot je to prikazano na Sliki 2.2.) Omenjeni količini pri računu na tretjem in četrtem nivoju predstavljata kapaciteto (MDOF) konstrukcij, pri čemer je na četrtem nivoju dodatno prikazana še vrednost rotacije, ki predstavlja mejno stanje NC, t.j. $\theta_{NC} = \theta_{um}$. Za primerjavo kapacitete konstrukcije in zahteve potresa je pomik na vrhu D_{NC} nato s pomočjo transformacijskega faktorja Γ pretvorjen še na SDOF konstrukcijo, določena pa je tudi pripadajoča vrednost v elastičnem spektru pospeškov $S_{e,NC}$.

Preglednica 5.11: Kapaciteta 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na tretjem nivoju računa.

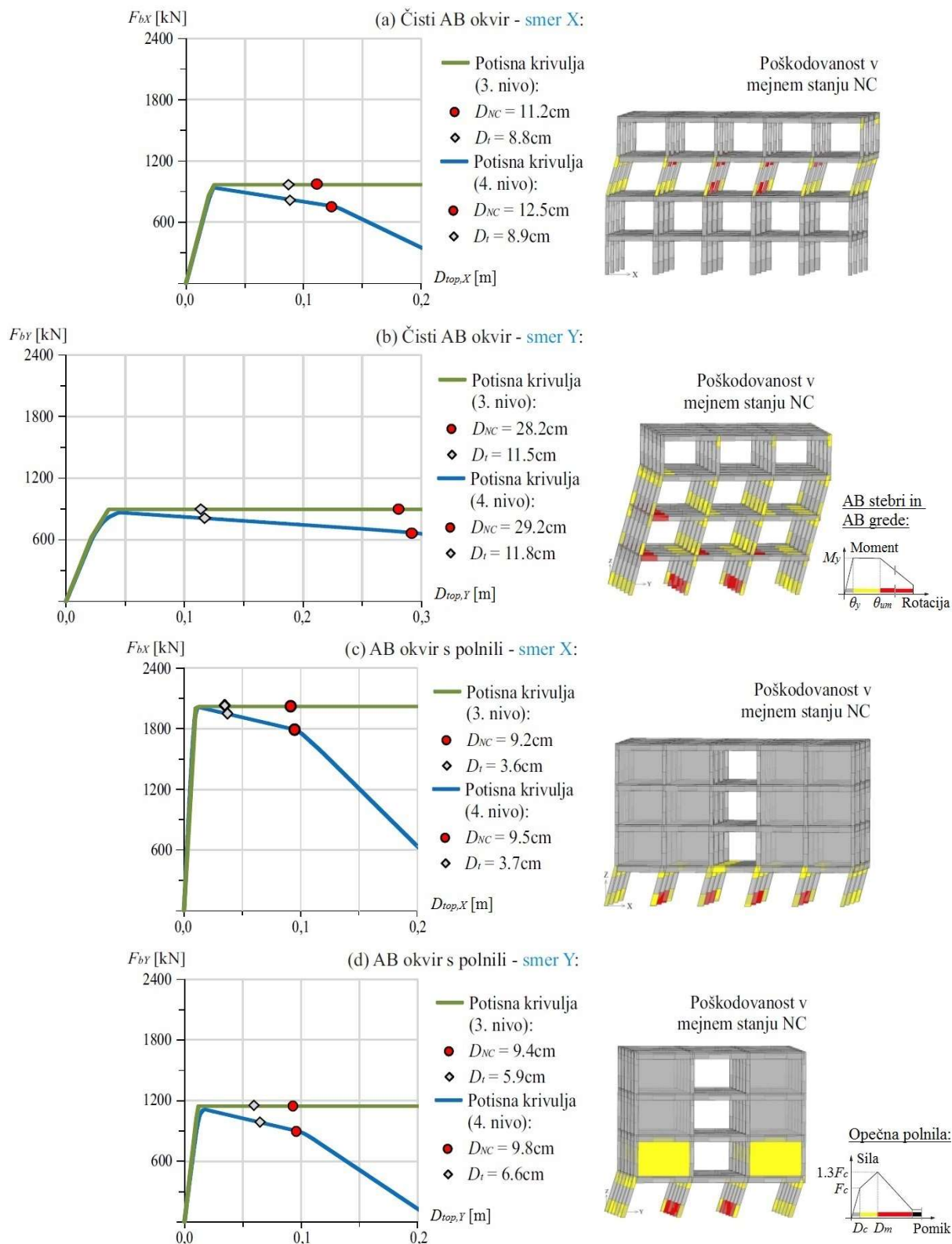
Table 5.11: Capacity of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 3rd level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen stebel oz. etaža	MDOF konstrukcija				SDOF konstrukcija		
			θ_{um} [%]	H_{pl} [m]	D_{NC} [cm]	$\delta_{NC,j}$ [%]	Γ [/]	D_{NC} [cm]	$S_{e,NC}$ [g]
OK1	+X	C2-NOT (v 3. etaži)	3.73	3.0	11.2	3.73	1.29	8.7	0.88
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	3.13	9.0	28.2	3.13	1.26	22.4	1.27
OK2	+X	C4-NOT (v 1. etaži)	3.06	3.0	9.2	3.06	1.05	8.8	2.09
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	3.13	3.0	9.4	3.13	1.04	9.0	1.31
OK3	+X	9A (v 1. etaži)	2.46	16.0	39.4	2.46	1.34	29.4	1.29
	+Y	5B (v 1. etaži)	2.64	13.0	34.4	2.64	1.33	25.9	1.10

Preglednica 5.12: Kapaciteta 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na četrtem nivoju računa.

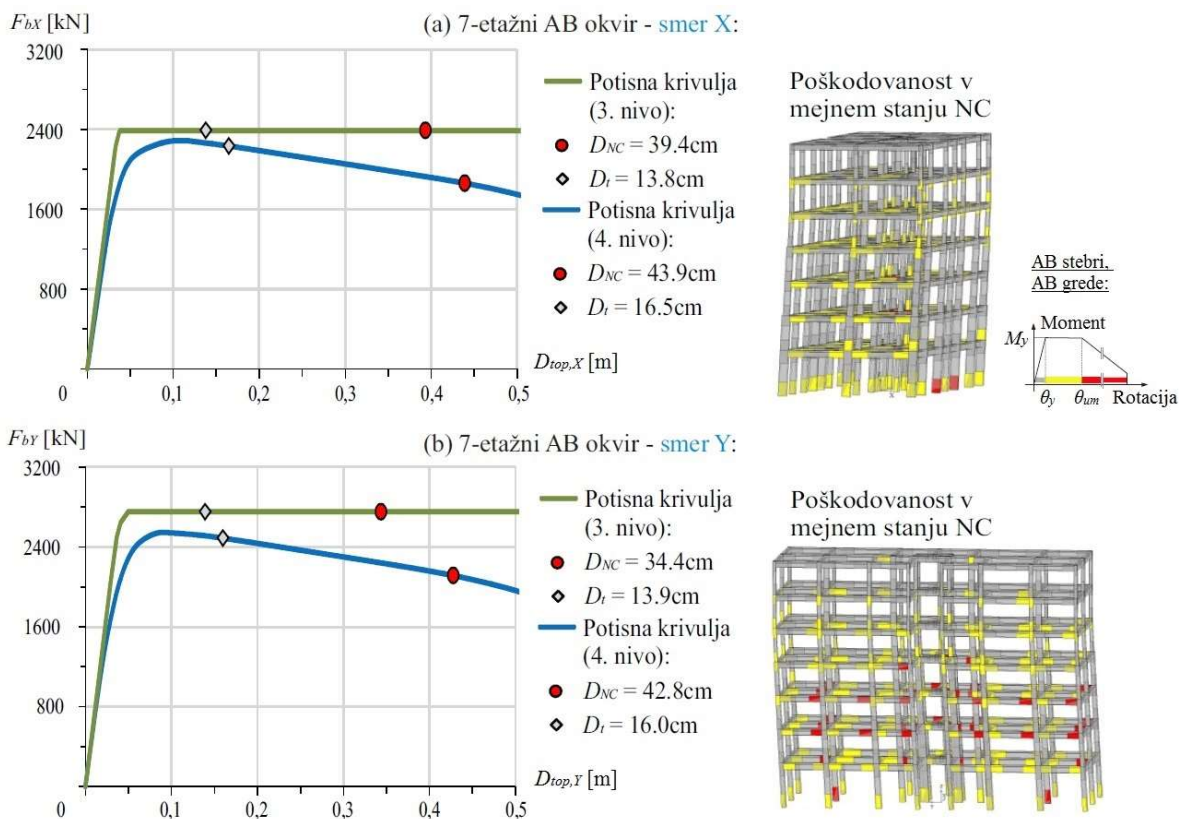
Table 5.12: Capacity of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 4th level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen stebel oz. etaža	MDOF konstrukcija			SDOF konstrukcija		
			D_{NC} [cm]	$\delta_{NC,j}$ [%]	θ_{NC} [%]	Γ [/]	D_{NC} [cm]	$S_{e,NC}$ [g]
OK1	+X	C2-NOT (v 3. etaži)	12.5	3.78	3.73	1.29	9.7	0.96
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	29.2	3.18	3.13	1.26	23.1	1.25
OK2	+X	C4-NOT (v 1. etaži)	9.5	3.06	3.06	1.12	8.5	2.08
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	9.8	3.13	3.13	1.14	8.6	1.21
OK3	+X	9A (v 1. etaži)	43.9	2.55	2.46	1.34	32.7	1.02
	+Y	5B (v 1. etaži)	42.8	2.75	2.64	1.35	31.7	1.06



Slika 5.11: Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcij OK1 in OK2 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete na 3. in 4. nivoju računa. Prikazana je tudi poškodovanosti konstrukcije na 4. nivoju računa.

Figure 5.11: Capacity diagram for (MDOF) structures OK1 and OK2 together with demand and capacity point at the 3rd and 4th level of complexity. Damage to the building at the 4th level is also shown.



Slika 5.12: Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcije OK3 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete na 3. in 4. nivoju računa. Prikazana je tudi poškodovanosti konstrukcije na 4. nivoju računa.

Figure 5.12: Capacity diagram for (MDOF) structure OK3 together with demand and capacity point at the 3rd and 4th level of complexity. Damage to the building at the 4th level is also shown.

Potresne zahteve so v nadaljevanju določene ob upoštevanju elastičnega dela diagrama kapacitete, ki je idealiziran na podlagi enakosti energije. Pri tem so določeni nihajni čas (SDOF) konstrukcije T^* , vrednost v elastičnem spektru pospeškov $S_{e,t}$ in pripadajoča vrednost ciljnega pomika D_t^* , ki velja za SDOF konstrukcijo. Potresne zahteve so nato še transformirane in sicer tako, da ustrezajo MDOF konstrukciji. Pri tem sta določeni vrednost pomika $D_t = \Gamma \cdot D_t^*$ in pripadajoč zamik najbolj kritične etaže $\delta_{t,j}$, za račun potresne odpornosti na četrtem nivoju pa še vrednost rotacije najbolj kritičnega stebra θ_t . Vse omenjene količine so prikazane v Preglednici 5.13 oz. 5.14 ločeno za tretji oz. četrti nivo računa. V nadaljevanju je na Sliki 5.13 narejena še grafična primerjava potresnih zahtev in kapacitete SDOF konstrukcije.

Preglednica 5.13: Potresne zahteve 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na tretjem nivoju računa.

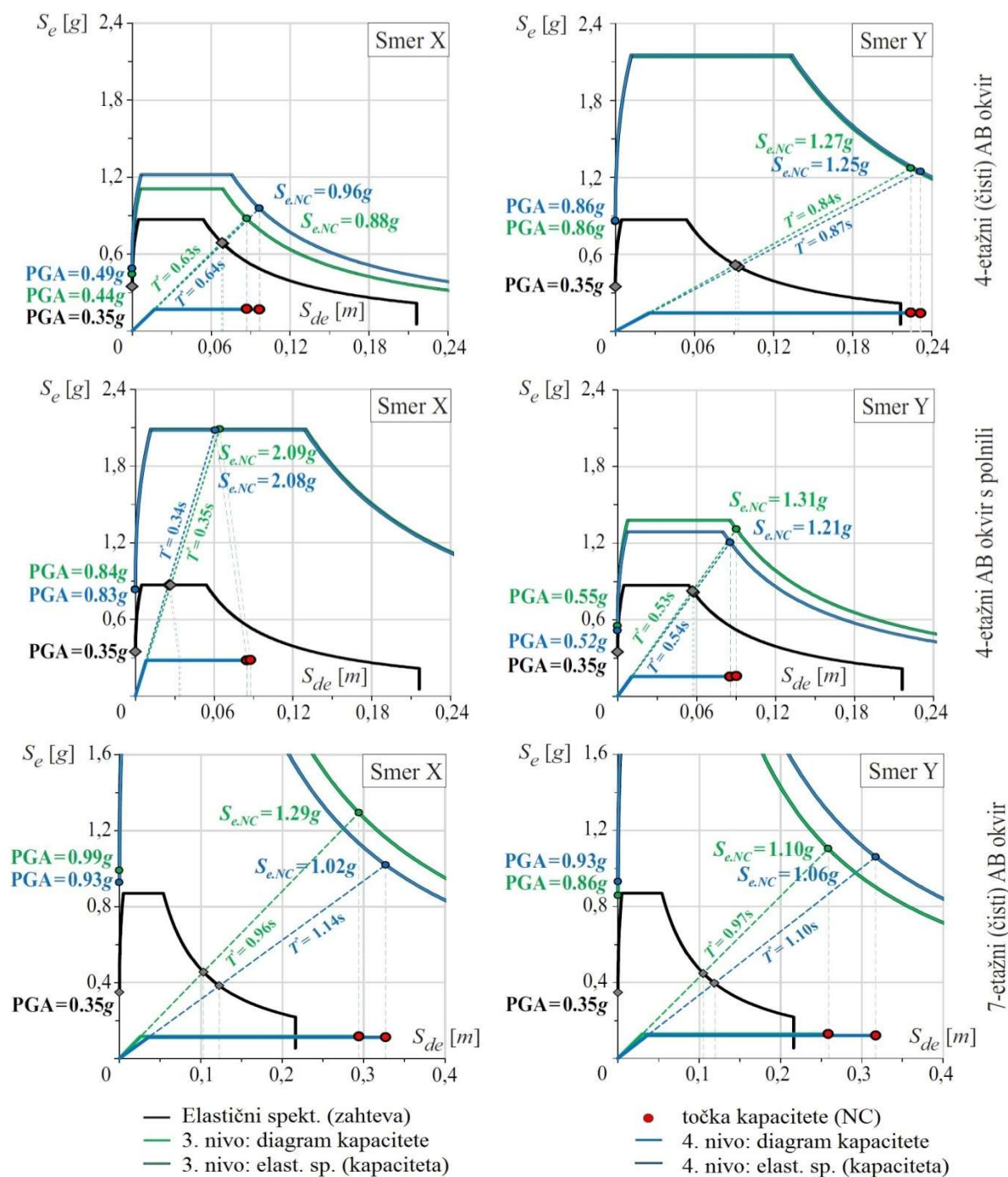
Table 5.13: Seismic demand of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 3rd level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen steber oz. etaža	SDOF konstrukcija			MDOF konstrukcija			
			T^* [s]	$S_{e,t}$ [g]	D_t^* [cm]	Γ [/]	D_t [cm]	$\delta_{t,j}$ [%]	H_{pl} [m]
OK1	+X	C2-NOT (v 3. etaži)	0.63	0.69	6.8	1.29	8.8	2.93	3.0
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	0.84	0.52	9.1	1.26	11.5	1.27	9.0
OK2	+X	C4-NOT (v 1. etaži)	0.35	0.87	3.4	1.05	3.6	1.20	3.0
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	0.53	0.83	5.7	1.04	5.9	1.98	3.0
OK3	+X	9A (v 1. etaži)	0.96	0.46	10.3	1.34	13.8	0.86	16.0
	+Y	5B (v 1. etaži)	0.97	0.45	10.5	1.33	13.9	1.07	13.0

Preglednica 5.14: Potresne zahteve 4- in 7-etažnih okvirnih konstrukcij (OK1 – OK3) na četrtem nivoju računa.

Table 5.14: Seismic demand of the 4- and 7-storey frame structures (OK1 – OK3) at the 4th level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen steber oz. etaža	SDOF konstrukcija			MDOF konstrukcija			
			T^* [s]	$S_{e,t}$ [g]	D_t^* [cm]	Γ [°]	D_t [cm]	$\delta_{t,j}$ [%]	θ_t [m]
OK1	+X	C2-NOT (v 3. etaži)	0.64	0.68	6.9	1.29	8.9	2.56	2.51
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	0.87	0.50	9.3	1.26	11.8	1.17	1.11
OK2	+X	C4-NOT (v 1. etaži)	0.34	0.87	3.3	1.12	3.7	1.14	1.14
	+Y	C4-NOT (v 1. etaži)	0.54	0.81	5.8	1.14	6.6	2.07	2.07
OK3	+X	9A (v 1. etaži)	1.14	0.38	12.3	1.34	16.5	0.75	0.68
	+Y	5B (v 1. etaži)	1.10	0.40	11.9	1.35	16.0	0.98	0.87



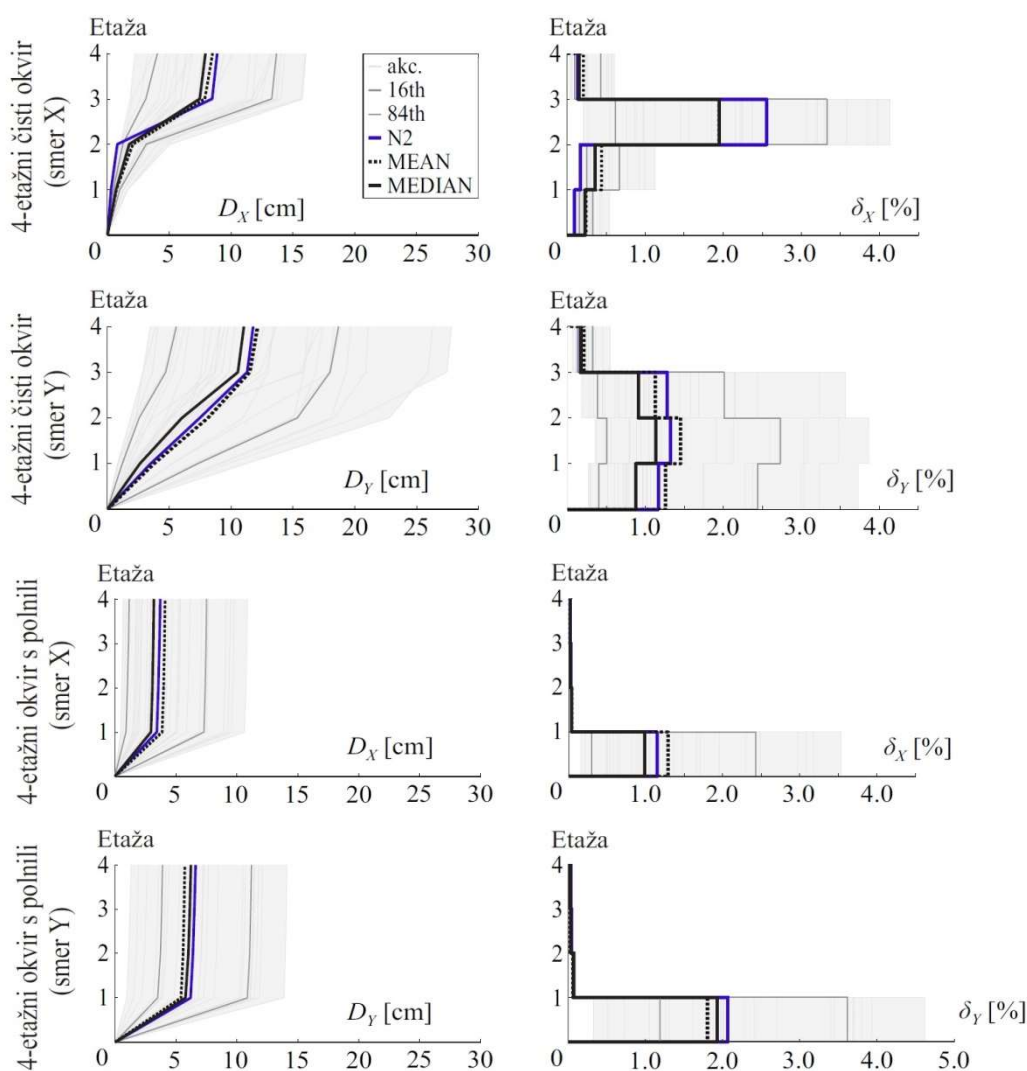
Slika 5.13: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete pri N2 metodi za okvirne konstrukcije OK1 – OK3.

Figure 5.13: Comparison of demand and capacity by the N2 method for OK1 – OK3 frame structures.

NDA na 5. NIVOJU:

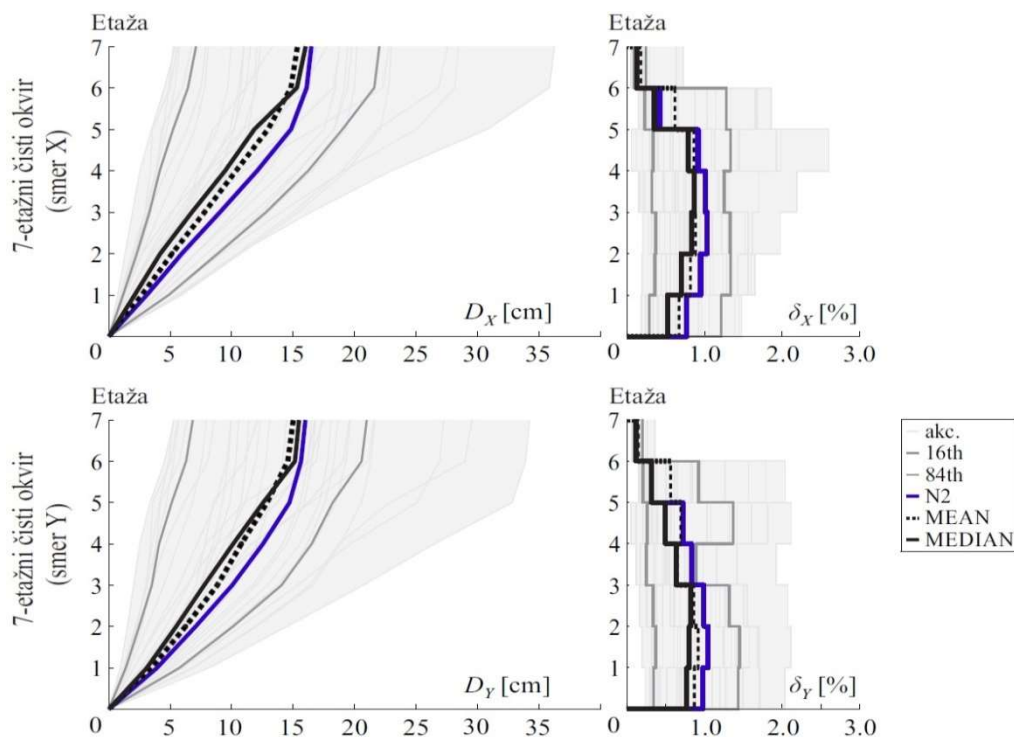
V primeru NDA je kapaciteta konstrukcije povzeta iz rezultatov računa na četrtem nivoju zahtevnosti, potresne zahteve pa so določene z vrednostjo pomika na vrhu D_t in vrednostmi etažnih zamikov $\delta_{t,j}$. Upoštevane so mediane, dobljene na podlagi analize skupine 30-ih akcelorogramov (poglavje 5.2). Poleg vrednosti mediane so določene še srednja vrednost in vrednosti 16^{te} in 84^{te} percentile pomikov in zamikov etaž, pri čemer so rezultati za 4- oz. 7-etažni okvir prikazani na Sliki 5.14 in Sliki 5.15. Tu so poleg rezultatov NDA metode prikazani še rezultati N2 metode na 4. nivoju računa.

Za račun potresne odpornosti konstrukcije so v nadaljevanju kot merodajni izbrani rezultati mediane in sicer tako za pomik na vrhu D_t kot tudi zamik etaž $\delta_{t,j}$. Slednji je določen le za najbolj kritično etažo, t.j. za etažo, v kateri se na podlagi računa na četrtem nivoju zahtevnosti pojavi najbolj kritičen steber. V primeru vseh šestih variant konstrukcij je to prva etaža, z izjemo 4-etažnega čistega okvira v smeri X, kjer se kot najbolj kritična etaža pojavi tretja etaža. Za vse variante konstrukcij so omenjene vrednosti (skupaj s srednjimi vrednostmi D_t in $\delta_{t,j}$) zbrane v Preglednici 5.15.



Slika 5.14: Potresne zahteve za primer 4-etažnega okvira (OK1 in OK2) na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.

Figure 5.14: Seismic demand in the case of the 4-storey frame (OK1 and OK2) at the 4th and 5th level of complexity.



Slika 5.15: Potresne zahteve za primer 7-etažnega okvira (OK3) na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.

Figure 5.15: Seismic demand in the case of the 7-storey frame structure (OK3) at the 4th and 5th level of complexity.

Preglednica 5.15: Zahteve potresa v obliki pomika na vrhu D_t in zamika etaž $\delta_{i,j}$ na petem nivoju zahtevnosti.

Table 5.15: Seismic demand in terms of top displacement D_t and storey drift ratio $\delta_{i,j}$ at the 5th level of complexity.

Primer konstrukcije	Najbolj kritična etaža	Smer +X				Smer +Y				
		MEAN		MEDIAN		MEAN		MEDIAN		
		D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	
4-etažni čisti okvir:	3	8.5	1.94	7.9	1.95	1	12.1	1.26	11.0	0.88
4-etažni okvir s polnili:	1	4.1	1.29	3.2	0.99	1	5.7	1.80	6.2	1.93
7-etažni čisti okvir:	1	15.4	0.67	16.0	0.52	1	15.0	0.87	15.5	0.77

5.3.2 3- in 4-etažni mešani konstrukciji

V tem poglavju sta obravnavani dve varianti mešanih konstrukcij, t.j. 3- in 4-etažni konstrukciji (SK7 in SK8). Obe konstrukciji sta dvojno simetrični in sta pravilni po tlorisu. Konstrukcija SK8 je povsem pravilna po višini, medtem ko pri konstrukciji SK7 delna neregularnost izhaja iz nekoliko višje prve etaže, ki je višine $h_1 = 4.0\text{m}$, v primerjavi z višino ostalih dveh etaž, t.j. $h_2 = h_3 = 3.0\text{m}$. Pri prvem testnem primeru je analiza narejena le za potresno obremenitev v smeri Y, torej za smer, kjer se v konstrukciji pojavita dve steni. Pri drugem testnem primeru je analiza narejena tako za smer X kot za smer Y. Pri analizi je upoštevano, da je najbolj kritična etaža prva etaža, saj se plastifikacija (konzolnih) sten običajno pojavi ob vpetju. To nedvomno velja za konstrukcijo SK7, kjer se prečni prerezi vertikalnih elementov nosilne konstrukcije po višini ne spreminjajo. Pri konstrukciji SK8 se v tretji etaži spremeni nosilnost, zaradi česar sta bili pri računu na nižjih dveh nivojih zahtevnosti dodatno kontrolirani še kapaciteta etaže in potresne zahteve v tej etaži. Z natančnejšimi nelinearnimi analizami se najbolj kritično etažo določi na podlagi elementa, v katerem se najprej razvijejo neelastične

deformacije do vrednosti mejne rotacije θ_{um} . Glede na to, da imajo stene v splošnem manjšo rotacijsko kapaciteto, je pri obeh konstrukcij pričakovati, da bo najbolj kritičen element ena izmed obravnavanih sten.

METODA za HITRO OCENO:

Pri hitri metodi so za obe varianti konstrukcije upoštevani podatki zbrani v Preglednici 2.1. Upoštevana je cona visoke seizmičnosti ($a_g = 0.20 - 0.25g$), zaradi obravnavanih mešanih konstrukcij pa je upoštevan osnovni faktor $B_{SH} = 3.0$. Pri prvi konstrukciji ima faktor etažnosti vrednost $PMF = 0$, pri konstrukciji SK8 pa je upoštevan faktor $PMF = 0.4$, ki velja za objekt med 4-imi in 7-imi etažami. Poleg tega je pri obeh konstrukcijah upoštevan še faktor starosti objekta, t.j. $PMF = -0.7$, saj sta konstrukciji projektirani v skladu s predpisi, ki so bili pri nas v veljavi pred letom 1964. Preostali modifikacijski faktorji imajo v obeh primerih konstrukcij vrednost nič ($PMF = 0$), t.j. faktor za objekt temeljen na dobrih tleh, upoštevano pa je še, da sta konstrukciji tako tlorisno kot tudi vertikalno regularni. Ocena potresne ogroženosti tako za obe varianti konstrukcije znaša:

- | | |
|----------------------------------|---|
| 1) 3-etažna mešana konstrukcija: | $SS = ABS + \sum PMF = 3.0 - 0.7 = 2.3$ |
| 2) 4-etažna mešana konstrukcija: | $SS = ABS + \sum PMF = 3.0 + 0.4 - 0.7 = 2.7$ |

METODA na 1. NIVOJU:

Na prvem in tudi drugem nivoju računa je za razliko od okvirnih konstrukcij tu dodatno upoštevana še druga skupina elementov, t.j. skupina sten. Pri obeh konstrukcijah je obravnavana le ena podskupina sten, tako da so te ločene le v odvisnosti od obravnavane smeri, t.j. na $STENA-X$ in $STENA-Y$. Po drugi strani so stebri razdeljeni v več podskupin. V primeru 3-etažnega objekta sta tvorjeni podskupini robnih (ROB) in notranjih (NOT) stebrov, pri 4-etažnem objektu pa skupini vogalnih (VOG) in robnih (ROB) stebrov.

Račun potresne odpornosti je na tem nivoju narejen ob upoštevanju predpostavljene nosilnosti stebrov (glej prejšnjo podpoglavje) in nosilnosti sten. V primeru sten z vgrajenimi R mrežami je upoštevana nosilnost $\tau = 1.0$. Mreže tega tipa so vgrajene tako v stenah 3-etažnega kot v stenah 4-etažnega objekta, pri čemer je nosilnost obeh konstrukcij prikazana v Preglednici 5.16 oz. 5.17. Indeks kapacitete posamezne etaže I_{Cj} je določen z enačbo (2.10). Pri tem je konstrukcijski indeks E_{oj} v primeru mešane konstrukcije določen z enačbo (2.8), v primeru čiste stenaste konstrukcije pa z enačbo (2.9). Posamezni indeksi nosilnosti C_g so normirani s težo celotne konstrukcije, ki je v primeru 3-etažnega objekta enaka $W = 5760$ kN, v primeru 4-etažnega objekta pa je enaka $W = 6870$ kN. Za indeks konfiguracije in indeks starosti zgradbe sta tudi tu privzeti vrednosti $S_d = 1.0$ in $t = 1.0$.

Potresne zahteve so določene ob upoštevanju nihajnega časa T_1 , ta pa je določen z enačbo (2.3) in ob upoštevanju »drugih tipov« konstrukcij oz. ob upoštevanju »stenastih konstrukcij« pri 4-etažnem objektu v smeri Y. V primeru 3-etažnega objekta je nihajni čas torej enak $T_1 = 0.050 \cdot 10.0m^{3/4} = 0.28s$, potresne zahteve pa so v tem primeru kar enake vrednostim v elastičnem spektru pospeškov na platoju, t.j. $S_e(T_1) = 2.5 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 0.29g = 0.87g$. V primeru 4-etažne konstrukcije so potresne zahteve ocenjene na podlagi nihajnega časa $T_{1X} = 0.050 \cdot 11.2m^{3/4} = 0.31s$ oz. $T_{1Y} = 0.082 \cdot 11.2m^{3/4} = 0.50s$ ($C_t = 0.082$), pri čemer je pripadajoča spektralna vrednost v obeh primerih enaka vrednosti na platoju, t.j. $S_e(T_{1X}) = S_e(T_{1Y}) = 0.87g$. Indeks potresnih zahtev I_{Dj} se nato določi na enak način kot v primeru okvirnih konstrukcij, torej z enačbo (2.4).

Preglednica 5.16: Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za 1. etažo 3-etažne konstrukcije (SK7) v smeri Y.

Table 5.16: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1st level of complexity. The results are shown for the 1st storey of the 3-storey structure (SK7) in Y direction.

Etaža [j] / Smer	Elem. [i]	Štev. elem.	L_V / h [/]	τ [MPa]	V_{su} [kN]	α	$\sum V_{su}$ [kN]	I_{Cj} [/]	$S_e(T_1)$ [g]	$\varphi(n,j)$ [/]	I_{Dj} [/]
1 / Y	C2-ROB	6	5.00	0.4	64	0.7	1653	0.29	0.87	1.00	0.87
	C3-NOT	3	5.00	0.4	64						
	STENA-Y	2	2.00	1.0	625	1.0					

Preglednica 5.17: Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za 1. in 3. etažo 4-etažne konstrukcije (SK8) v smeri X in Y.

Table 5.17: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1st level of complexity. The results are shown for the 1st and 3rd storey of the 4-storey structure (SK8) in X and Y direction.

Etaža [j] / Smer	Elem. [i]	Štev. elem.	L_V / h [/]	τ [MPa]	V_{su} [kN]	α	$\sum V_{su}$ [kN]	I_{Cj} [/]	$S_e(T_1)$ [g]	$\varphi(n,j)$ [/]	I_{Dj} [/]
3 / X	C2-VOG	4	3.50	0.4	64	0.7	2358	0.34	0.87	0.70	0.61
	C2-ROB	4	3.50	0.4	64						
	STENA-X	2	0.56	1.0	1000	1.0					
1 / X	C1-VOG	4	3.50	0.4	64	0.7	2358	0.34	0.87	1.00	0.87
	C1-ROB	4	3.50	0.4	64						
	STENA-X	2	1.12	1.0	1000	1.0					
3 / Y	STENA-Y	2	0.56	1.0	1000	1.0	2000	0.29	0.87	0.70	0.61
1 / Y	STENA-Y	2	1.12	1.0	1000	1.0	2000	0.29	0.87	1.00	0.87

METODA na 2. NIVOJU:

Pri računu potresne odpornosti na 2. nivoju je najprej določena duktilnost stebrov in sten ($\mu = \theta_{um} / \theta_y$). Osnovni podatki posameznih elementov vključno z izračunanimi rotacijami so za 3- oz. 4-etažno konstrukcijo prikazani v Preglednici 5.18 oz. 5.19. Pri obeh konstrukcijah je upoštevana korekcija plastičnega dela mejne rotacije θ_{pl} in mejne rotacije θ_{um} in sicer s faktorjem za potresno-neodporno detajliranje ($k_1 = 0.833$). Upoštevana je še korekcija plastičnega dela mejne rotacije θ_{pl} ($k_2 = 0.750$) in mejne rotacije θ_{um} ($k_3 = 0.800$) in sicer zaradi vgrajene gladke armature. Korekcija rotacij zaradi hladno oblikovane armature ni upoštevana ($k_3 = 1.0$). Zaradi ocene dejanskega stanja konstrukcij ni upoštevan faktor varnosti primarnih oz. sekundarnih elementov ($\gamma_{el} = 1.0$).

Na podlagi enačb (2.13) in (2.14) je določena upogibna nosilnost stebrov in sten M_u , nato pa še strižna sila pri upogibni nosilnosti $V_u = M_u / L_V$. Rezultati upogibnih nosilnosti so zbrani v Preglednicah 5.20 in 5.21 ločeno za 3- in 4-etažni konstrukciji. Ker je na tem nivoju računa bistvena določitev tipa porušitve elementov, je tako določena upogibna nosilnost najprej primerjana s strižno nosilnostjo V_{su} , ki je v skladu s poglavjem 2.2.3 določena kot povprečna vrednost pri upoštevanju 4-ih različnih modelov strižne nosilnosti tako za stebre kot za stene. Primerjava upogibnih in strižnih nosilnosti je za izbrane elemente prikazana na Sliki 5.16. Tu je prikazana nosilnost elementov 3-etažne konstrukcije v smeri Y v prvi etaži ter nosilnost elementov 4-etažne konstrukcije v prvi etaži tako v smeri X kot v smeri Y. Pri tem rezultati analiz kažejo, da se pri vseh elementih lahko predpostavi upogibna porušitev.

V nadaljevanju je določen še indeks kapacitete j -te etaže I_{Cj} , ki je v primeru mešanih konstrukcij določen ob maksimalni vrednosti konstrukcijskega indeksa etaže z enačbo (2.11) in (2.12). S prvo enačbo je konstrukcijski indeks etaže določen podobno kot na prvem nivoju računa, dodatno pa je upoštevana še duktilnost najmanj deformabilnega elementa, t.j. duktilnost μ_s . Z drugo enačbo je upoštevana kombinacija duktilnosti μ_i in indeksov nosilnosti C_i vseh elementov nosilne konstrukcije.

Posamezni indeksi nosilnosti C_i so pri tem določeni ob upoštevanju upogibnega obnašanja elementov, poleg tega pa so normirani s težo celotne konstrukcije W . Rezultati kapacitete posameznih etaž na drugem nivoju računa so za obe konstrukciji prikazani v Preglednici 5.20 in 5.21. Potresne zahteve so določene na enak način kot na prvem nivoju računa in so prikazane v Preglednici 5.16 in 5.17 ločeno za 3- in 4-etažno konstrukcijo.

Preglednica 5.18: Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za račun na drugem nivoju. Rezultati so prikazani za 1. etažo 3-etažne konstrukcije (SK7) v smeri Y.

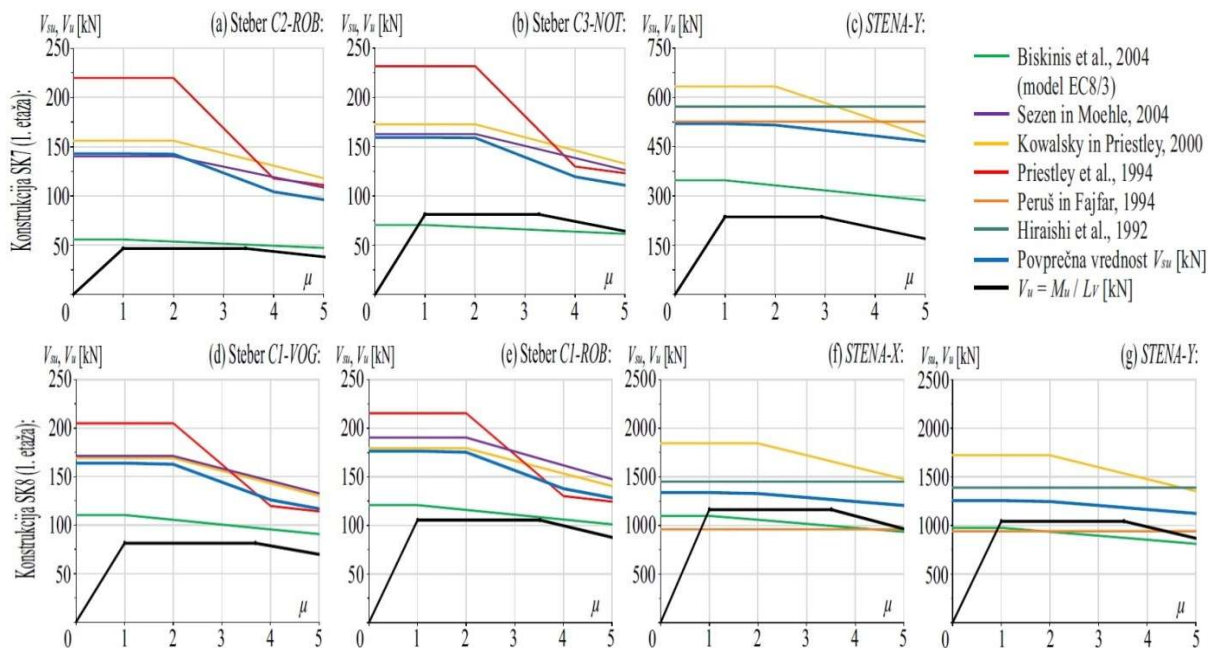
Table 5.18: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2nd level of complexity. The results are shown for the 1st storey of the 3-storey structure (SK7) in Y direction.

Etaža [j] / Smer	Element [i]	b [cm]	h [cm]	L_V / h [/]	ρ_{tot} [%]	ρ_{sx} [%]	ν [/]	α [/]	θ_y [%]	θ_{pl} [%]	θ_{um} [%]
1 / Y	C2 – ROB	40	40	5.00	0.42	0.06	0.075	0.1999	0.92	2.31	3.16
	C3 – NOT	40	40	5.00	0.57	0.06	0.150	0.2666	0.92	2.20	3.01
	STENA-Y	25	250	2.00	0.42	0.06	0.192	0.0469	0.41	0.86	1.19

Preglednica 5.19: Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} za račun na drugem nivoju. Rezultati so prikazani za 1. in 3. etažo 4-etažne konstrukcije (SK8) v smeri X in Y.

Table 5.19: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2nd level of complexity. The results are shown for the 1st and 3rd storey of the 4-storey structure (SK8) in X and Y direction.

Etaža [j] / Smer	Element [i]	b [cm]	h [cm]	L_V / h [/]	ρ_{tot} [%]	ρ_{sx} [%]	ν [/]	α [/]	θ_y [%]	θ_{pl} [%]	θ_{um} [%]
3 / X	C2-VOG	40	40	3.50	0.57	0.07	0.020	0.1576	0.79	2.33	3.11
	C2-ROB	40	40	3.50	0.57	0.07	0.040	0.1576	0.79	2.26	3.03
	STENA-X	20	500	0.56	0.42	0.11	0.025	0.0117	0.21	0.56	0.77
1 / X	C1-VOG	40	40	3.50	1.01	0.07	0.040	0.1576	0.82	2.26	3.03
	C1-ROB	40	40	3.50	1.01	0.07	0.080	0.1576	0.82	2.14	2.89
	STENA-X	20	500	1.12	0.60	0.11	0.051	0.0479	0.29	0.76	1.03
3 / Y	STENA-Y	20	500	0.56	0.42	0.11	0.013	0.0117	0.21	0.55	0.76
1 / Y	STENA-Y	20	500	1.12	0.60	0.11	0.025	0.0479	0.29	0.76	1.03



Slika 5.16: Primerjava upogibnih V_u in strižnih V_{su} nosilnosti elementov v primeru 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) v prvi etaži.

Figure 5.16: Comparison of flexural V_u and shear V_{su} strength for elements of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) in the 1st storey.

Preglednica 5.20: Določitev indeksa kapacitete 1. etaže I_{Cj} za 3-etažno konstrukcijo (SK7) na 2. nivoju računa.

Table 5.20: Determination of the capacity index I_{Cj} of a 3-storey structure (SK7) at the 2nd level of complexity.

Etaža [j] / Smer	Element [i]	M_u [kNm]	L_v [m]	V_u [kN]	θ_{um} [%]	θ_y [%]	μ [θ_{um}/θ_y]	α	Štev. elem.	Enač. (2.11)	Enač. (2.12)	I_{Cj} [/]
1 / Y	C2-ROB	93	2.0	47	3.16	0.92	3.44	0.7	6	0.43	0.33	0.43
	C3-NOT	163	2.0	81	3.01	0.92	3.28					
	STENA-Y	1182	5.0	236	1.19	0.41	2.93	1.0	2			

Preglednica 5.21: Določitev indeksa kapacitete j -te etaže I_{Cj} za 4-etažno konstrukcijo (SK8) na 2. nivoju računa.

Table 5.21: Determination of the capacity index I_{Cj} of a 4-storey structure (SK8) at the 2nd level of complexity.

Etaža [j] / Smer	Element [i]	M_u [kNm]	L_v [m]	V_u [kN]	θ_{um} [%]	θ_y [%]	μ [θ_{um}/θ_y]	α	Štev. elem.	Enač. (2.11)	Enač. (2.12)	I_{Cj} [/]
3 / X	C2-VOG	62	1.4	44	3.11	0.79	3.92	0.7	4	1.79	1.64	1.79
	C2-ROB	80	1.4	57	3.03	0.79	3.83					
	STENA-X	4283	2.8	1530	0.77	0.21	3.67	1.0	2			
1 / X	C1-VOG	114	1.4	81	3.03	0.82	3.69	0.7	4	1.46	1.22	1.46
	C1-ROB	148	1.4	105	2.89	0.82	3.52					
	STENA-X	6510	5.6	1162	1.03	0.29	3.51	1.0	2			
3 / Y	STENA-Y	4155	2.8	1484	0.76	0.21	3.60	0.7	2	1.56	1.56	1.56
1 / Y	STENA-Y	5836	5.6	1042	1.03	0.29	3.53	1.0	2	1.07	1.07	1.07

N2 METODA na 3. in 4. NIVOJU:

Pri N2 metodi sta bila za obe konstrukciji narejena 3D modela konstrukcij. Rezultati potisnih analiz so prikazani na Sliki 5.17, prikazana pa je tudi poškodovanost konstrukcij v mejnem stanju NC. Pri obeh konstrukcijah se pojavi globalni plastični mehanizem s plastifikacijo konzolnih sten ob vpetju. Mejno stanje konstrukcije NC se pojavi s pojavom mejne neelastične rotacije θ_{um} ene izmed sten. Pri pojavu mejnega stanja NC so ločeno za račun na tretjem oz. četrtem nivoju v Preglednici 5.22 oz. 5.23 najprej prikazani podatki za pomik konstrukcij na vrhu D_{NC} ter pripadajoč zamik najbolj kritične etaže. Omenjeni količini pri računa na 3. in 4. nivoju predstavljata kapaciteto (MDOF) konstrukcij, pri čemer je na 4. nivoju dodatno prikazana še vrednost rotacije, ki predstavlja mejno stanje NC, t.j. $\theta_{NC} = \theta_{um}$. Kapaciteta konstrukcije v obliki pomika na vrhu D_{NC} je nato pretvorjena na SDOF konstrukcijo, pri čemer je določena pripadajoča vrednost v elastičnem spektru pospeškov $S_{e,NC}$.

Preglednica 5.22: Kapaciteta 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na tretjem nivoju računa.

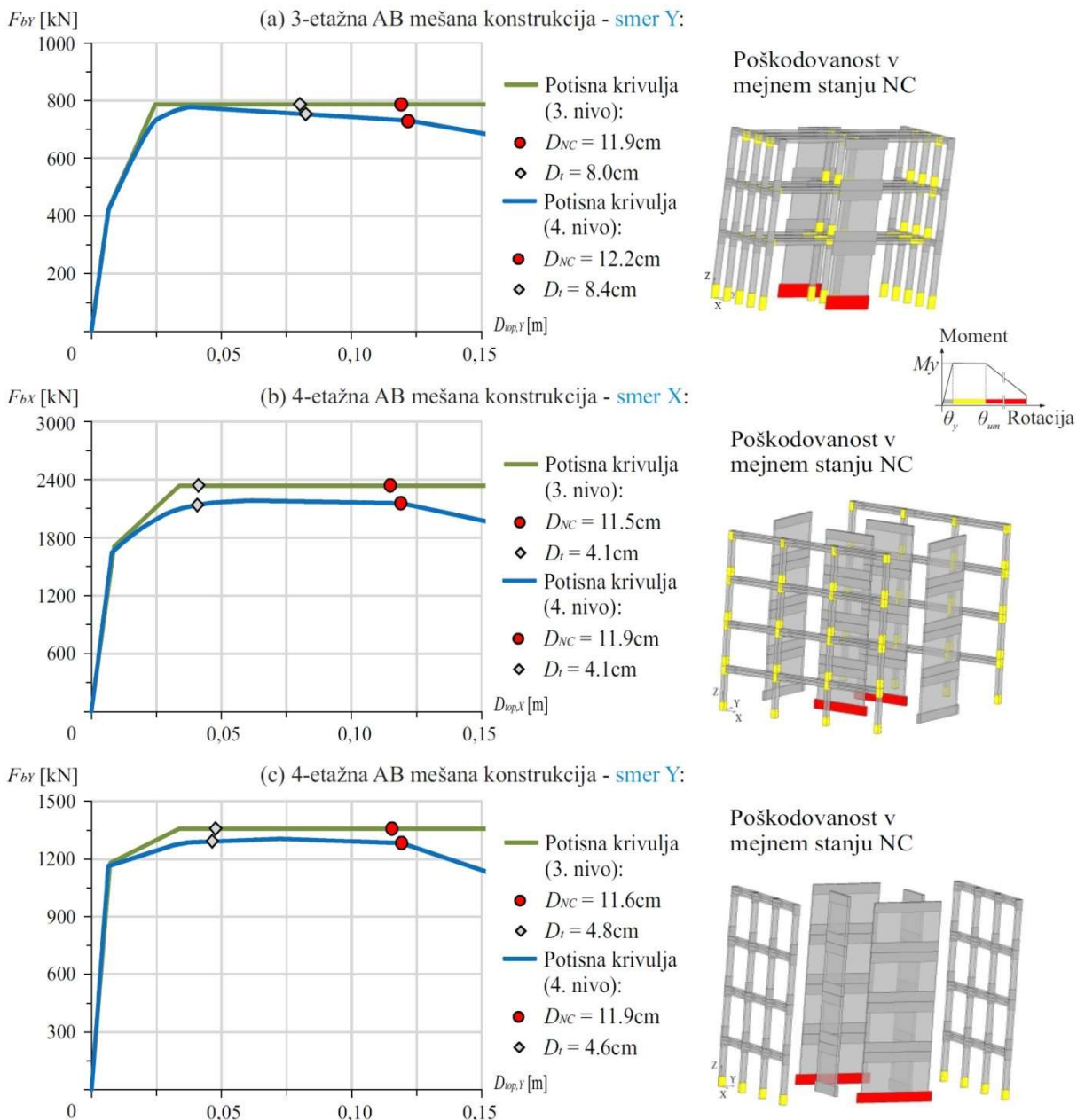
Table 5.22: Capacity of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 3rd level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen element oz. etaža	MDOF konstrukcija				SDOF konstrukcija		
			θ_{um} [%]	H_{pl} [m]	D_{NC} [cm]	$\delta_{NC,1}$ [%]	Γ [/]	D_{NC} [cm]	$S_{e,NC}$ [g]
SK7	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	1.19	10.0	11.9	1.19	1.29	9.3	1.12
SK8	+X	STENA-X (v 1.etaži)	1.03	11.2	11.5	1.03	1.35	8.5	2.16
	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	1.03	11.2	11.6	1.03	1.35	8.6	2.00

Preglednica 5.23: Kapaciteta 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na četrtem nivoju računa.

Table 5.23: Capacity of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 4th level of complexity.

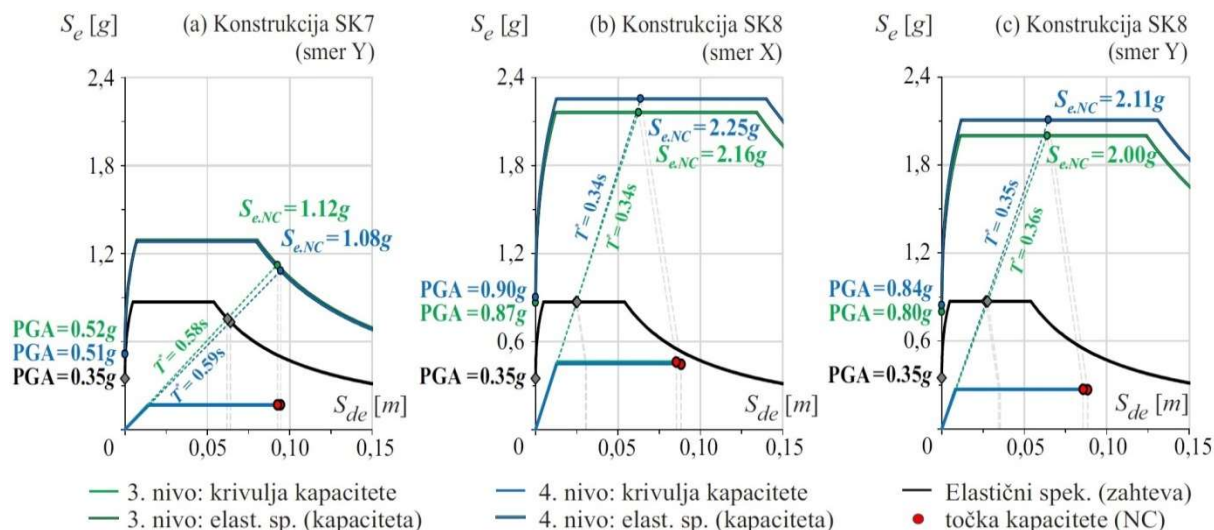
Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen element oz. etaža	MDOF konstrukcija			SDOF konstrukcija		
			D_{NC} [cm]	$\delta_{NC,1}$ [%]	θ_{NC} [%]	Γ [/]	D_{NC} [cm]	$S_{e,NC}$ [g]
SK7	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	12.2	1.19	1.19	1.29	9.5	1.08
SK8	+X	STENA-X (v 1.etaži)	11.9	1.03	1.03	1.35	8.8	2.25
	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	11.9	1.03	1.03	1.35	8.8	2.11



Slika 5.17: Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcij SK7 in SK8 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete na 3. in 4. nivoju računa. Prikazana je tudi poškodovanosti konstrukcije na 4. nivoju računa.

Figure 5.17: Capacity diagram for (MDOF) structures SK7 and SK8 together with demand and capacity point at the 3rd and 4th level of complexity. Damage to the building at the 4th level is also shown.

Potresne zahteve so v nadaljevanju določene ob upoštevanju elastičnega dela diagrama kapacitete, ki je idealiziran na podlagi enakosti energije. Pri tem je določen nihajni čas (SDOF) konstrukcije T^* , ocenjeni pa sta še vrednost v elastičnem spektru pospeškov $S_{e,t}$ in pripadajoča vrednost ciljnega pomika D_t^* , ki velja za SDOF konstrukcijo. Slika 5.18 nato prikazuje primerjavo potresnih zahtev in kapacitete SDOF konstrukcij. Potresne zahteve so v nadaljevanju še transformirane in sicer tako, da ustrezajo MDOF konstrukciji. Pri tem sta določeni vrednost pomika $D_t = \Gamma \cdot D_t^*$ in pripadajoč zamik najbolj kritične etaže $\delta_{t,j}$, za račun potresne odpornosti na četrtem nivoju pa še vrednost rotacije najbolj kritičnega elementa θ . Vse omenjen količine so prikazane v Preglednici 5.24 oz. 5.25 ločeno za tretji oz. četrti nivo računa. Postopka na tretjem in četrtem nivoju računa se v principu ne razlikujeta od postopkov, kjer so obravnavane okvirne konstrukcije.



Slika 5.18: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete (SDOF) konstrukcij SK7 in SK8 na podlagi N2 metode.

Figure 5.18: Comparison of demand and capacity for (SDOF) structures SK7 and SK8 by the N2 method.

Preglednica 5.24: Potresne zahteve 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na tretjem nivoju računa.

Table 5.24: Seismic demand of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 3rd level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen element oz. etaža	SDOF konstrukcija			MDOF konstrukcija			
			T^* [s]	$S_{e,t}$ [g]	D_t^* [cm]	Γ [/]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	H_{pl} [m]
SK7	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	0.58	0.75	6.2	1.29	8.0	0.80	10.0
SK8	+X	STENA-X (v 1.etaži)	0.34	0.87	3.1	1.35	4.1	0.37	11.2
	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	0.36	0.87	3.5	1.35	4.8	0.43	11.2

Preglednica 5.25: Potresne zahteve 3- in 4-etažne mešane konstrukcije (SK7 in SK8) na četrtem nivoju računa.

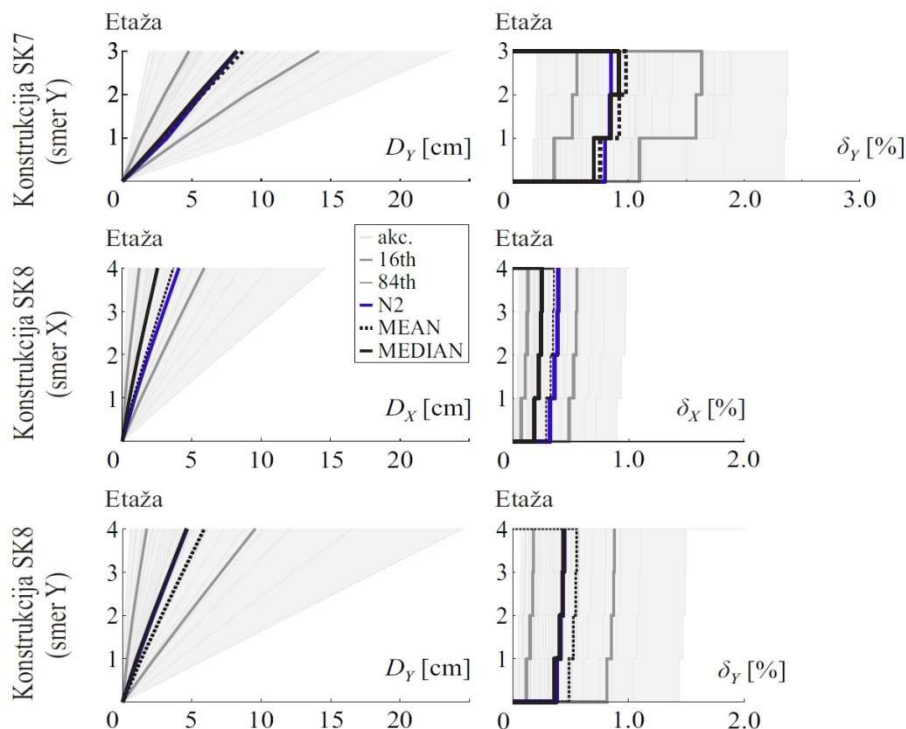
Table 5.25: Seismic demand of the 3- and 4-storey dual structure (SK7 and SK8) at the 4th level of complexity.

Primer konstr.	smer	Najbolj kritičen element oz. etaža	SDOF konstrukcija			MDOF konstrukcija			
			T^* [s]	$S_{e,t}$ [g]	D_t^* [cm]	Γ [/]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	θ_t [m]
SK7	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	0.59	0.73	6.4	1.29	8.3	0.80	0.80
SK8	+X	STENA-X (v 1.etaži)	0.34	0.87	3.0	1.35	4.1	0.33	0.33
	+Y	STENA-Y (v 1.etaži)	0.35	0.87	3.4	1.35	4.6	0.38	0.38

NDA na 5. NIVOJU:

V primeru NDA je kapaciteta konstrukcije ponovno povzeta iz rezultatov računa na četrtem nivoju zahtevnosti, potresne zahteve pa so določene z vrednostjo pomika na vrhu D_t in vrednostmi etažnih zamikov $\delta_{i,j}$, ki predstavljajo vrednost mediane, dobljene na podlagi analize skupine 30-ih akcelerogramov. Poleg vrednosti mediane so določene še srednja vrednost in vrednosti 16^{te} in 84^{te} percentile pomikov in zamikov etaž, pri čemer so rezultati za 3- in 4-etažni konstrukciji prikazani na Sliki 5.19. Tu so poleg rezultatov NDA metode prikazani še rezultati N2 metode na četrtem nivoju računa.

Za račun potresne odpornosti konstrukcije so v nadaljevanju kot merodajni privzeti rezultati mediane in sicer tako pomika na vrhu D_t kot tudi zamika etaž $\delta_{i,j}$. Slednji je določen le za najbolj kritično etažo, ki je pri vseh variantah analize prva etaža. Vse omenjene vrednosti so (skupaj s srednjimi vrednostmi D_t in $\delta_{i,j}$) zbrane v Preglednici 5.26.



Slika 5.19: Potresne zahteve za primer 3- in 4-etažne konstrukcije (SK7 in SK8) na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.

Figure 5.19: Seismic demand in the case of the 3- and 4-storey structure (SK7 and SK8) at the 4th and 5th level of complexity.

Preglednica 5.26: Zahteve potresa v obliki pomika na vrhu D_i in zamika etaž $\delta_{i,j}$ na petem nivoju zahtevnosti.

Table 5.26: Seismic demand in terms of top displacement D_i and storey drift ratio $\delta_{i,j}$ at the 5th level of complexity.

Primer konstrukcije	Smer	Najbolj kritična etaža	MEAN		MEDIAN	
			D_i [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	D_i [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]
3-etažna konstrukcija SK7	+Y	1	8.7	0.75	8.2	0.70
4-etažna konstrukcija SK8	+X	1	3.7	0.29	2.5	0.19
	+Y	1	5.9	0.49	4.6	0.36

5.3.3 Ostale konstrukcije

Pri vseh primerih konstrukcij se kapaciteta in potresne zahteve določijo po zgledu postopkov, ki so prikazani v poglavju 5.3.1 in 5.3.2. Rezultati teh dveh količin so v nadaljevanju tega poglavja prikazani le za najbolj kritično etažo posamezne konstrukcije. Izjemoma so ti rezultati pri računu na nižjih dveh nivojih pri nekaterih konstrukcijah prikazani za vse potencialno kritične etaže, t.j. tudi za etaže, ki na podlagi računa na višjih nivojih niso kritične.

METODA za HITRO OCENO:

Najprej so zbrani rezultati, ki se navezujejo na oceno potresne ogroženosti objekta. Pri vseh variantah konstrukcij je upoštevana visoka cona seizmičnosti ($PGA = 0.20 - 0.25g$) ter gradnja objektov na dobrih tleh ($PMF = 0$). Ostale delne ocene potresne ogroženosti so za okvirne in stenaste konstrukcije prikazani v Preglednici 5.27. Oznako posamezne konstrukcije je pri tem mogoče najti v Preglednici 5.1 oz. 5.3 in sicer ločeno za okvirne in stenaste konstrukcije.

Preglednica 5.27: Ocena potresne ogroženosti (ostalih) testnih konstrukcij.

Table 5.27: Seismic risk assessment of (the remaining) test structures.

Primer konstrukcije		OK4	OK5	OK6	OK7	OK8	OK9	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6
Osnovni faktor	BSH	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
št .etaž < 4	PMF	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 ≤ št .etaž < 7		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
7 ≤ št .etaž		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Vertikalna nereg.		-1.7	-1.7	-1.7	-1.7	-1.7	-1.7	-1.4	-1.4	-1.4	-1.4	-1.4	-1.4
Tlorisna nereg.		-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Dobra tla		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Srednja tla		-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Slaba tla		-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9
Leto izgradnje A1		-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
Leto izgradnje A2		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Leto izgradnje A3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
Leto izgradnje A4	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	
Enačba (2.1) →	SS =	2.1	2.5	2.6	2.5	3.8	3.9	2.3	2.3	2.3	2.3	2.7	3.2

LEGENDA: A1 ... objekt, zgrajen pred letom 1964, A2 ... objekt, zgrajen med letoma 1964 in 1981, A3 ... objekt, zgrajen med letoma 1981 in 1995, A4 ... objekt, zgrajen po letu 1995

METODA na 1. NIVOJU:

Rezultati kapacitete in potresnih zahtev so za preostale okvirne oz. stenaste konstrukcije prikazani v Preglednici 5.28 oz. 5.29. V vseh primerih konstrukcij je kot kritična etaža obravnavana prva etaža, medtem ko je pri konstrukcijah OK6 in OK8 kot potencialno kritična etaža kontrolirana še tretja etaža.

Preglednica 5.28: Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) okvirne konstrukcije.

Table 5.28: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1st level of complexity. The results are shown for (the remaining) frame structures.

Primer konstr.		Elem. [i]	Štev. elem.	L_V/h [']	τ [MPa]	V_{su} [kN]	$\sum V_{su}$ [kN]	I_{Cj} [']	T_1 [s]	S_e [g]	$\varphi(n,j)$ [']	I_{Dj} [']
OK4	1. etaža	C2	2	5.63	0.4	64	256	0.10	0.37	0.87	1.00	0.87
		CI	2	5.63	0.4	64						
OK5	1. etaža	C3	2	4.50	0.4	100	488	0.07	0.72	0.60	1.00	0.60
		CI	2	3.75	0.4	144						
OK6	1. etaža	C4	2	3.75	0.4	144	680	0.06	1.02	0.43	1.00	0.43
		CI	2	3.21	0.4	196						
	3. etaža	C4	2	3.33	0.4	144	1170	0.10			0.92	0.39
		C2	2	2.86	0.9	441						
OK7	1. etaža	VOG	2	5.00	0.4	48	144	0.13	0.51	0.85	1.00	0.85
		NOT	1	5.00	0.4	48						
OK8	1. etaža	A	4	4.38	0.4	64	593	0.18	0.50	0.87	1.00	0.87
		B	2	4.38	0.4	64						
		C	2	4.38	0.4	64						
		D	1	3.89	0.4	81						
	3. etaža	A	4	3.75	0.4	64	593	0.18			0.70	0.61
		B	2	3.75	0.4	64						
		C	2	3.75	0.4	64						
		D	1	3.33	0.4	81						
OK9	1. etaža	VOG	4	4.17	0.4	144	2304	0.06	0.93	0.47	1.00	0.47
		ROB	8	4.17	0.4	144						
		NOT	4	4.17	0.4	144						

Preglednica 5.29: Določitev indeksa kapacitete I_{Cj} in indeksa potresnih zahtev I_{Dj} pri računu na prvem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) stenaste in mešane konstrukcije.

Table 5.29: Determination of the capacity index I_{Cj} and seismic demand index I_{Dj} at the 1st level of complexity. The results are shown for (the remaining) wall and dual structures.

Primer konstr.	Elem. [i]	Štev. elem.	L_V / h [/]	τ [MPa]	V_{su} [kN]	α	I_{Cj} [/]	T_1 [s]	S_e [g]	$\varphi(n_j)$ [/]	I_{Dj} [/]	
SK1	1.et.	SI	1	3.00	1.0	600	1.0	0.57	0.32	0.87	1.00	0.87
SK2	1. etaža	SI	1	3.00	1.0	600	1.0	0.71	0.32	0.87	1.00	0.87
		S2	1	2.00	1.0	900	1.0					
SK3	1. etaža	SI	1	3.00	1.0	600	1.0	0.85	0.32	0.87	1.00	0.87
		S2	1	2.00	1.0	900	1.0					
		S3	1	1.50	1.0	1200	1.0					
SK4	1. etaža	C2	2	5.63	0.4	64	0.7	0.24	0.25	0.87	1.00	0.87
		CI	2	5.63	0.4	64	0.7					
		STENA	1	2.13	1.0	600	1.0					
SK5	1. etaža	C3	2	4.50	0.4	100	0.7	0.18	0.48	0.87	1.00	0.87
		CI	2	3.75	0.4	144	0.7					
		STENA	1	2.93	1.0	1225	1.0					
SK6	1. etaža	C4	2	3.75	0.4	144	0.7	0.17	0.68	0.64	1.00	0.64
		CI	2	3.21	0.4	196	0.7					
		STENA	1	3.25	1.0	2000	1.0					

METODA na 2. NIVOJU:

Pri računu na 2. nivoju zahtevnosti so najprej izračunane rotacije elementov θ_y , θ_{pl} in θ_{um} , katerih vrednosti so za okvirne in stenaste konstrukcije predstavljene v Preglednica 5.30 oz. 5.31. Pri računu so ustrezno upoštevani tudi faktorji vgrajene gladke armature in potresno-neodpornega detajliranja.

Preglednica 5.30: Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} pri računu na drugem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) okvirne konstrukcije.

Table 5.30: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2nd level of complexity. The results are shown for (the remaining) frame structures.

Primer konstr.	Elem. [i]	b [cm]	h [cm]	L_V / h [/]	ρ_{tot} [%]	ρ_{sx} [%]	ν [/]	α [/]	θ_y [%]	θ_{pl} [%]	θ_{um} [%]	
OK4	1. etaža	C2	40	40	5.63	1.42	0.08	0.109	0.1041	0.89	2.32	3.13
		CI	40	40	5.63	1.42	0.08	0.219	0.1041	0.89	1.99	2.74
OK5	1. etaža	C3	50	50	4.50	0.79	0.10	0.192	0.1378	0.75	2.23	2.94
		CI	60	60	3.75	1.09	0.14	0.266	0.3945	0.66	1.64	2.28
OK6	1. etaža	C4	60	60	3.75	0.77	0.14	0.225	0.3945	0.66	1.85	2.52
		CI	70	70	3.21	1.60	0.12	0.331	0.4336	0.60	1.53	2.12
	3. etaža	C4	60	60	3.33	0.77	0.14	0.168	0.3945	0.62	1.92	2.59
OK7	1. etaža	VOG	30	40	5.00	0.75	0.13	0.068	0.0949	0.92	2.51	3.40
		NOT	30	40	5.00	0.75	0.13	0.135	0.0949	0.92	2.29	3.13
OK8	1. etaža	A	40	40	4.38	1.73	0.67	0.032	0.4850	1.18	5.23	6.54
		B	40	40	4.38	1.57	0.67	0.063	0.4850	1.12	4.69	6.00
		C	40	40	4.38	2.36	0.79	0.053	0.5658	1.12	4.70	6.08
		D	45	45	3.89	1.86	0.93	0.083	0.6354	1.01	4.56	5.93
	3. etaža	A	40	40	3.75	1.01	0.67	0.024	0.4850	1.08	4.64	5.83
		B	40	40	3.75	1.01	0.67	0.049	0.4850	1.08	4.49	5.66
		C	40	40	3.75	1.51	0.79	0.041	0.5658	1.08	4.62	5.89
		D	45	45	3.33	1.01	0.93	0.064	0.6354	0.96	4.78	6.10
OK9	1. etaža	VOG	60	60	4.17	1.09	0.49	0.089	0.4817	1.03	4.09	5.20
		ROB	60	60	4.17	1.09	0.49	0.177	0.4817	1.03	3.62	4.68
		NOT	60	60	4.17	1.09	0.49	0.354	0.4817	1.03	2.83	3.78

Preglednica 5.31: Podatki posameznih elementov z izračunanimi rotacijami θ_y , θ_{pl} in θ_{um} pri računu na drugem nivoju zahtevnosti. Rezultati so prikazani za (ostale) stenaste in mešane konstrukcije.

Table 5.31: Data for individual elements with calculated rotations θ_y , θ_{pl} and θ_{um} at the 2nd level of complexity. The results are shown for (the remaining) wall and dual structures.

Primer konstr.		Elem. [i]	b [cm]	h [cm]	L_V/h [/]	ρ_{tot} [%]	ρ_{sx} [%]	ν [/]	α [/]	θ_y [%]	θ_{pl} [%]	θ_{um} [%]
SK1	1.et.	SI	30	200	3.00	0.38	0.05	0.074	0.0469	0.55	1.12	1.47
SK2	1. etaža	SI	30	200	3.00	0.38	0.05	0.074	0.0469	0.55	1.12	1.47
		S2	30	300	2.00	0.32	0.05	0.049	0.0469	0.41	0.91	1.22
SK3	1. etaža	SI	30	200	3.00	0.38	0.05	0.074	0.0469	0.55	1.12	1.47
		S2	30	300	2.00	0.32	0.05	0.049	0.0469	0.41	0.91	1.22
		S3	30	400	1.50	0.29	0.05	0.037	0.0469	0.33	0.80	1.08
SK4	1. etaža	C2	40	40	5.63	1.42	0.08	0.109	0.1041	0.89	2.32	3.13
		CI	40	40	5.63	1.42	0.08	0.218	0.1041	0.89	1.99	2.74
		STENA	30	200	2.13	0.38	0.05	0.049	0.0469	0.44	0.99	1.31
SK5	1. etaža	C3	50	50	4.50	0.79	0.10	0.192	0.1378	0.75	2.23	2.94
		CI	60	60	3.75	1.09	0.14	0.266	0.3945	0.66	1.64	2.28
		STENA	35	350	2.93	0.48	0.04	0.060	0.0833	0.53	1.06	1.41
SK6	1. etaža	C4	60	60	3.75	0.77	0.14	0.225	0.3945	0.66	1.85	2.52
		CI	70	70	3.21	1.60	0.12	0.331	0.4336	0.60	1.53	2.12
		STENA	40	500	3.25	0.59	0.06	0.059	0.1069	0.57	1.06	1.42

Na podlagi elastičnih θ_y in mejnih rotacij θ_{um} sta v nadaljevanju najprej določeni duktilnost elementa $\mu = \theta_{um} / \theta_y$, nato pa še strižna sila pri upogibni nosilnosti $V_u = M_u / L_V$. Kontrolirana je tudi morebitna strižna porušitev elementov, ki pa jo ob upoštevanju srednje vrednosti 4-ih različnih modelov strižne nosilnosti (posebaj za stebre in stene) ni bilo mogoče zaznati. Zaradi tega razloga strižna nosilnost elementov V_{su} v nadaljevanju ni prikazana. Izračunan indeks kapacitete I_C posamezne etaže j je za preostale okvirne oz. stenaste konstrukcije predstavljen v Preglednici 5.32 oz. 5.33.

Preglednica 5.32: Določitev indeksa kapacitete I_C na drugem nivoju računa za (ostale) okvirne konstrukcije.

Table 5.32: Determination of the capacity index I_C at the 2nd level of complexity for (the remaining) frame structures.

Primer konstr.		Elem. [i]	M_u [kNm]	L_V [m]	V_u [kN]	θ_{um} [%]	θ_y [%]	μ [θ_{um}/θ_y]	Štev. elem.	$\sum V_u$ [kN]	$\sum V_u \cdot \mu_s$ [kN]	I_C [/]
OK4	1. etaža	C2	140	2.25	62	3.13	0.89	3.53	2	124	924	0.37
		CI	196	2.25	87	2.74	0.89	3.09	2	175		
OK5	1. etaža	C3	327	2.25	145	2.94	0.75	3.90	2	290	3071	0.45
		CI	676	2.25	301	2.28	0.66	3.44	2	601		
OK6	1. etaža	C4	588	2.25	261	2.52	0.66	3.80	2	523	6149	0.53
		CI	1373	2.25	610	2.12	0.60	3.53	2	1220		
	3. etaža	C4	499	2.00	250	2.59	0.62	4.16	2	499		
		C2	964	2.00	482	2.12	0.57	3.73	2	964		
OK7	1. etaža	VOG	90	2.00	45	3.40	0.92	3.71	2	90	535	0.50
		NOT	133	2.00	66	3.13	0.92	3.42	1	66		
OK8	1. etaža	A	259	1.75	148	6.54	1.18	5.57	4	592	7901	2.36
		B	261	1.75	149	6.00	1.12	5.35	2	299		
		C	302	1.75	173	6.08	1.12	5.42	2	345		
		D	423	1.75	242	5.93	1.01	5.85	1	242		
	3. etaža	A	139	1.50	93	5.83	1.08	5.38	4	371	5248	1.56
		B	162	1.50	108	5.66	1.08	5.22	2	216		
OK9	1. etaža	S-VOG	641	2.50	256	5.20	1.03	5.07	4	1025	20938	0.55
		S-ROB	872	2.50	349	4.68	1.03	4.56	8	2792		
		S-NOT	1168	2.50	467	3.78	1.03	3.68	4	1869		

Preglednica 5.33: Določitev indeksa kapacitete I_{CJ} na 2. nivoju računa za (ostale) stenaste in mešane konstrukcije.

Table 5.33: Determination of the capacity index I_{CJ} at the 2nd level of complexity for (the remaining) wall and dual structures.

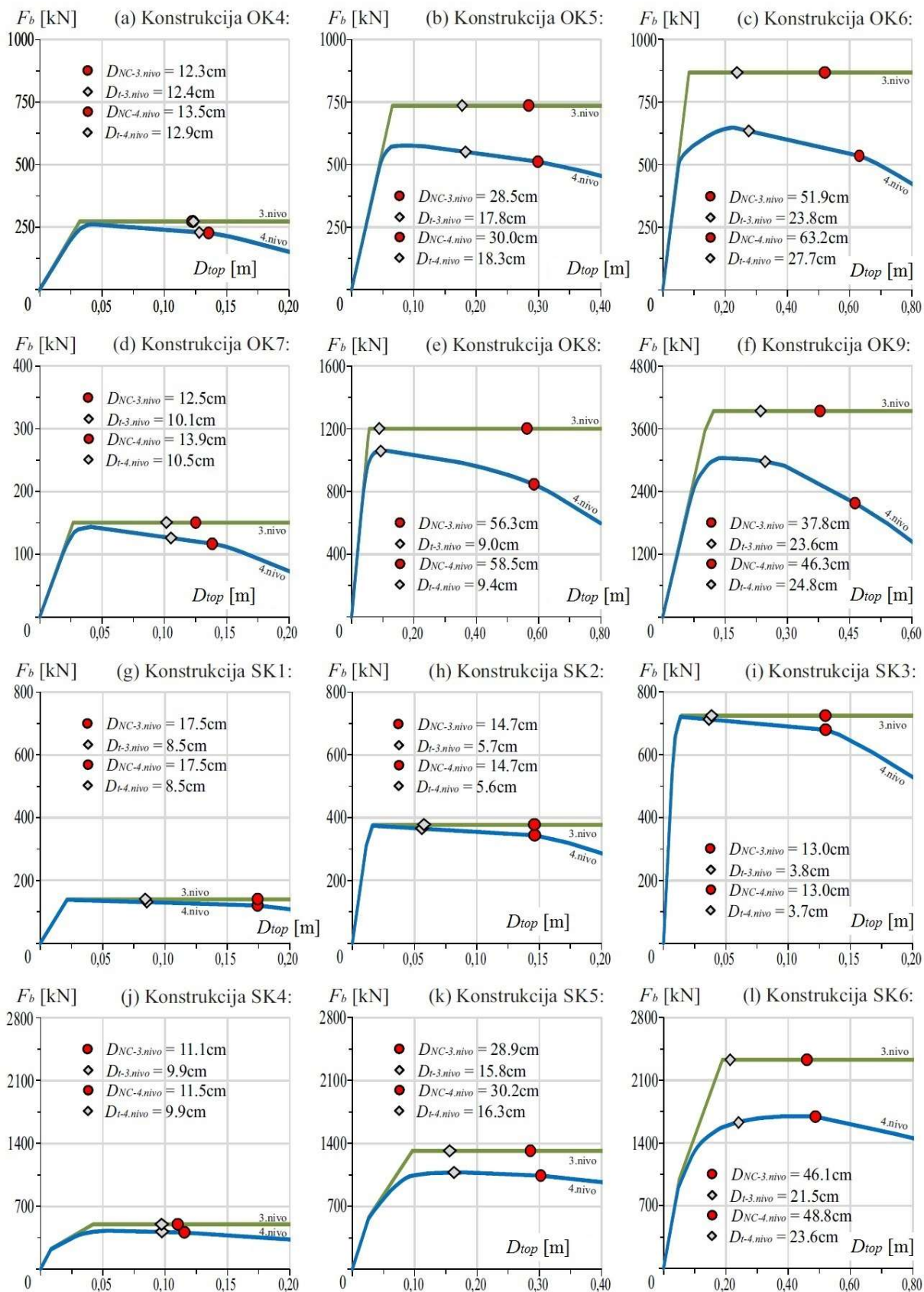
Primer konstr.		Elem. [<i>i</i>]	M_u [kNm]	L_V [m]	V_u [kN]	θ_{um} [%]	θ_y [%]	μ [θ_{um}/θ_y]	A	Štev. elem.	Enač. (2.11)	Enač. (2.12)	I_{CJ} [/]
SK1	1.et.	<i>S1</i>	1294	6.00	216	1.47	0.55	2.64	1.0	1	0.54	0.54	0.54
SK2	1. etaža	<i>S1</i>	1294	6.00	216	1.47	0.55	2.64	1.0	1	0.75	0.61	0.75
		<i>S2</i>	2291	6.00	382	1.22	0.41	3.01	1.0	1			
SK3	1. etaža	<i>S1</i>	1294	6.00	216	1.47	0.55	2.64	1.0	1	0.98	0.72	0.98
		<i>S2</i>	2291	6.00	382	1.22	0.41	3.01	1.0	1			
		<i>S3</i>	3498	6.00	583	1.08	0.33	3.25	1.0	1			
SK4	1. etaža	<i>C2</i>	140	2.25	62	3.13	0.89	3.53	0.7	2	0.43	0.32	0.43
		<i>C1</i>	196	2.25	87	2.74	0.89	3.09	0.7	2			
		<i>STENA</i>	1050	4.25	247	1.31	0.44	2.99	1.0	1			
SK5	1. etaža	<i>C3</i>	327	2.25	145	2.94	0.75	3.90	0.7	2	0.34	0.31	0.34
		<i>C1</i>	676	2.25	301	2.28	0.66	3.44	0.7	2			
		<i>STENA</i>	4791	10.25	467	1.41	0.53	2.68	1.0	1			
SK6	1. etaža	<i>C4</i>	588	2.25	261	2.52	0.66	3.80	0.7	2	0.33	0.35	0.35
		<i>C1</i>	1373	2.25	610	2.12	0.60	3.53	0.7	2			
		<i>STENA</i>	11782	16.25	725	1.42	0.57	2.48	1.0	1			

N2 METODA na 3. in 4. NIVOJU:

Pri N2 metodi je bila za matematične modele konstrukcij najprej izvedena potisna analiza. Rezultati teh analiz so prikazani na Sliki 5.20, pri čemer »zelena linija« označuje diagram kapacitete na tretjem nivoju računa, »modra linija« pa diagram kapacitete na četrtem nivoju računa. Tu sta označeni tako točka kapacitete konstrukcije v mejnem stanju NC kot tudi točka potresnih zahtev. Odziv AB okvirov v primeru konstrukcij OK4 in OK7 kaže plastični mehanizem v obliki mehke etaže. V obeh primerih se ta pojavi v prvi etaži. V ostalih primerih okvirnih konstrukcij, t.j. okvirov OK5, OK6, OK8 in OK9, se plastični mehanizem pojavi s plastifikacijo elementov skozi več etaž. Na ta način imajo te konstrukcije večjo globalno deformacijsko kapaciteto, ki se pokaže pri primerjavi pomika na vrhu D_{NC} teh konstrukcij s pomikom konstrukcij OK4 in OK7. Pri konzolnih stenastih ter tudi mešanih konstrukcij se v vseh primerih tvori plastični mehanizem, kjer se ob vpetju plastificira ena izmed sten. Pri primerjavi odziva konstrukcij na tretjem in četrtem nivoju računa pride v nekaterih primerih do razlik v maksimalni nosilnosti. Te razlike se pojavijo predvsem zaradi poenostavljenih nelinearnih matematičnih modelov na tretjem nivoju računa, ki po plastifikaciji prvega makroelementa približno zajame togost ostalih makroelementov.

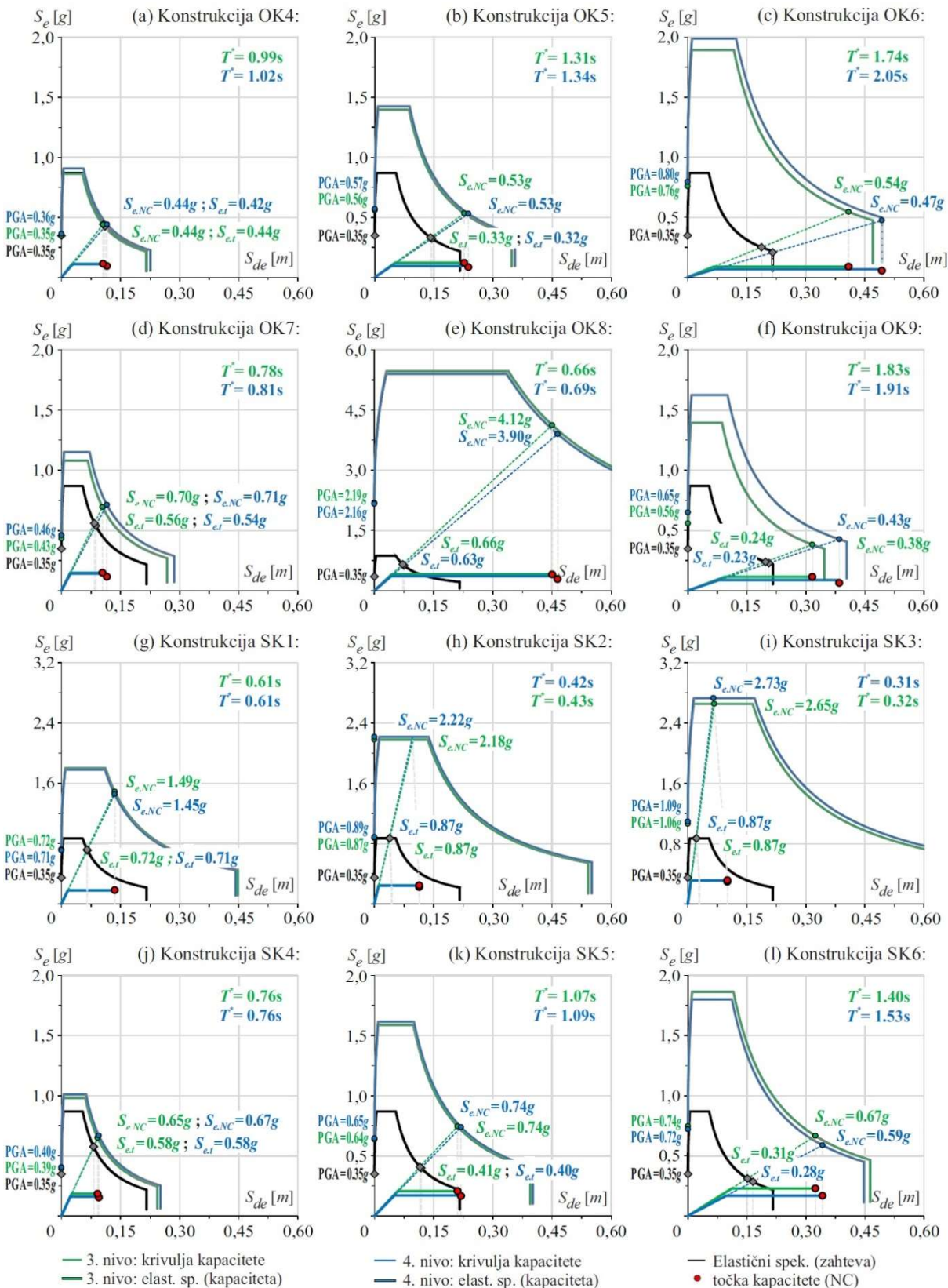
Potresne zahteve, ki so pri potisni analizi posamezne konstrukcije označene na diagramu kapacitete s pomikom D_t , so določene z N2 metodo. Na podlagi elastičnega dela diagrama kapacitete so ocenjeni nihajni čas (SDOF) konstrukcije T^* ter pripadajoča vrednost v elastičnem spektru pospeškov $S_{e,t}$ in vrednost ciljnega pomika D_t^* . N2 metoda je za konstrukcije OK4 – OK9 ter SK1 – SK6 grafično prikazana na Sliki 5.21. Tu je poleg določitve potresnih zahtev prikazana še primerjava s kapaciteto konstrukcije v mejnem stanju NC. Primerjava je prikazana z elastičnimi spektri, pri čemer so označene spektralne vrednosti pospeškov $S_{e,t}$ in $S_{e,NC}$ ter pripadajoče spektralne vrednosti pospeškov temeljnih tal PGA .

Potresne zahteve so v nadaljevanju transformirane tako, da ustrezajo MDOF konstrukciji. Določeni so pomik na vrhu D_t , pripadajoč zamik najbolj kritične etaže $\delta_{t,l}$ (ki je v vseh primerih prva etaža) in rotacija najbolj kritičnega elementa θ_t . Iste količine so določene tudi za mejno stanje NC, t.j. količine D_{NC} , $\delta_{NC,l}$ in θ_{NC} , vrednost teh količin pa so skupaj z rezultati NDA metode prikazane v Preglednici 5.34.



Slika 5.20: Diagram kapacitete (MDOF) konstrukcij OK4 – OK9 in SK1 – SK6 skupaj z označeno točko potresnih zahtev in točko kapacitete in sicer na 3. (zelena krivulja) ter na 4. (modra krivulja) nivoju računa.

Figure 5.20: Capacity diagram of (MDOF) structures OK4 – OK9 and SK1 – SK6 together with demand and capacity point at the 3rd (green curve) and 4th level (blue curve) of complexity.



Slika 5.21: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete pri N2 metodi (na tretjem in četrtem nivoju računa) za primer okvirnih konstrukcij OK4 – OK9 in stenastih konstrukcij SK1 – SK6.

Figure 5.21: Comparison of demand and capacity by the N2 method (at the 3rd and 4th level of complexity) in the case of frame structures OK4 – OK9 and wall structures SK1 – SK6.

NDA na 5. NIVOJU:

V primeru NDA je kapaciteta konstrukcije povzeta iz rezultatov računa na četrtem nivoju zahtevnosti, potresne zahteve pa so določene z vrednostjo pomika na vrhu D_t in vrednostjo zamika najbolj kritične etaže $\delta_{i,j}$. Pri tem so rezultati prikazani s srednjo vrednostjo (*mean*) in vrednostjo mediane (*median*), ki so dobljene na podlagi analiza skupine 30-ih akcelerogramov (poglavje 5.2). Rezultati so prikazani v Preglednici 5.34, kjer so zaradi primerjave dodani še rezultati N2 metode na 4. nivoju zahtevnosti.

Preglednica 5.34: Kapaciteta konstrukcije in potresne zahteve na četrtem in petem nivoju zahtevnosti.

Table 5.34: Capacity and seismic demand at the 4th and 5th level of complexity.

Primer konstr.	Najbolj kritična etaža	KAPACITETA			POTRESNE ZAHTEVE						
		N2 metoda in NDA			N2 metoda			NDA – mean		NDA – median	
		D_{NC} [cm]	$\delta_{NC,j}$ [%]	$\theta_{NC,j}$ [%]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	$\theta_{i,j}$ [%]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]	D_t [cm]	$\delta_{i,j}$ [%]
OK4	1. etaža	13.5	2.74	2.74	12.9	2.62	2.62	10.8	2.09	10.1	1.89
OK5	1. etaža	30.0	2.35	2.28	18.3	1.40	1.33	15.6	1.08	15.1	0.94
OK6	1. etaža	63.2	2.30	2.12	27.7	0.75	0.56	21.1	0.65	19.8	0.58
OK7	1. etaža	13.9	3.13	3.13	10.5	2.27	2.26	8.8	1.79	8.3	1.61
OK8	1. etaža	58.5	6.09	5.93	9.4	0.90	0.75	9.7	1.08	8.3	0.93
OK9	1. etaža	46.3	3.94	3.78	24.8	1.73	1.56	19.4	1.27	20.4	1.27
SK1	1. etaža	17.5	1.47	1.47	8.6	0.72	0.72	9.5	0.70	8.1	0.59
SK2	1. etaža	14.7	1.22	1.22	5.6	0.41	0.41	6.4	0.44	5.5	0.37
SK3	1. etaža	13.0	1.08	1.08	3.7	0.27	0.27	3.7	0.24	3.3	0.20
SK4	1. etaža	11.5	1.31	1.31	9.9	1.13	1.12	10.3	1.18	8.7	1.00
SK5	1. etaža	30.2	1.37	1.41	16.3	0.69	0.73	15.7	0.64	13.7	0.55
SK6	1. etaža	48.8	1.35	1.42	23.6	0.60	0.66	18.3	0.40	16.9	0.38

5.3.4 Ocena potresne odpornosti testnih konstrukcij

V tem poglavju je za obravnavane testne konstrukcije v Preglednicah 5.36 – 5.41 prikazana primerjava ocen potresne odpornosti, določenih na različnih nivojih zahtevnosti. Potresna odpornost je tu v vseh primerih konstrukcij prikazana le za 1. etažo, z izjemo konstrukcije OK1 v smeri X, kjer se kot najbolj kritična etaža izkaže 3. etaža. Najbolj kritična etaža je določena na podlagi postopkov na najvišjih treh nivojih računa, kar je v nekaterih primerih konstrukcij v neskladju s postopki računa na prvih dveh nivojih. To velja za konstrukcije OK1 (smer Y), OK3 (smer X in Y), OK6 in OK8, kjer je na podlagi N2 in NDA metode najbolj kritična 1. etaža. Po drugi strani je na podlagi računa na prvih dveh nivojih pogostokrat najbolj kritična ena izmed višjeležečih etaž, tako kot je to prikazano v Preglednici 5.35. Glede na to, da so razlike potresne odpornosti $I_{C,j} / I_{D,j}$ v posameznih etažah na prvem in drugem nivoju razmeroma majhne, je zaradi primerjave rezultatov kot najbolj kritično etažo v vseh primerih mogoče upoštevati tisto, ki sledi iz računa na najvišjem nivoju zahtevnosti.

Preglednica 5.35: Najbolj kritična etaža konstrukcij OK1, OK3, OK6 in OK8 po postopku na 1. in 2. nivoju.

Table 5.35: The most critical storey for the OK1, OK3, OK6 and OK8 structures according to the 1st and 2nd level.

Primer konstrukcije	1. NIVO računa				2. NIVO računa			
	Najbolj kritična etaža		Primerjava s 1. etažo		Najbolj kritična etaža		Primerjava s 1. etažo	
	$(j^{1.nivo})$	$I_{C,j} / I_{D,j}$	j	$I_{C,1} / I_{D,1}$	$(j^{2.nivo})$	$I_{C,j} / I_{D,j}$	j	$I_{C,1} / I_{D,1}$
OK1 (smer Y)	2	0.19	1	0.20	3	0.50	1	0.58
OK3 (smer X)	5	0.33	1	0.34	5	1.29	1	1.41
OK3 (smer Y)	1	0.26	1	0.26	5	1.07	1	1.15
OK6 (smer X)	1	0.14	1	0.14	3	1.20	1	1.24
OK8 (smer X)	1	0.20	1	0.20	3	2.57	1	2.71

Preglednica 5.36: Ocena potresne odpornosti konstrukcij OK1 in OK2 v obliki količnika C/D .

Table 5.36: Seismic performance assessment for the OK1 and OK2 structure in terms of the C/D ratio.

Prostorski okvir iz Italije (n = 4) → osnovna varianta (smer X)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK1 (smer X)	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.1$				
	1.	$I_{C,3} = 0.12$	$I_{D,3} = 0.61$	0,20	
	2.	$I_{C,3} = 0.42$	$I_{D,3} = 0.61$	0,68	
	3.	$S_{e,NC} = 0.88g$	$S_{e,t} = 0.69g$	1,27	
	4.	$S_{e,NC} = 0.96g$	$S_{e,t} = 0.68g$	1,40	
	3.	$D_{NC} = 11.2cm$	$D_t = 8.8cm$	1,27	
	4.	$D_{NC} = 12.5cm$	$D_t = 8.9cm$	1,40	
	5.	$D_{NC} = 12.5cm$	$D_t = 7.9cm$	1,57	
	3.	$\delta_{NC,3} = 3.73\%$	$\delta_{t,3} = 2.93\%$	1,27	
	4.	$\delta_{NC,3} = 3.78\%$	$\delta_{t,3} = 2.56\%$	1,48	
	5.	$\delta_{NC,3} = 3.78\%$	$\delta_{t,3} = 1.95\%$	1,94	
	4.	$\theta_{NC,3} = 3.73\%$	$\theta_{t,3} = 2.51\%$	1,49	
Prostorski okvir iz Italije (n = 4) → osnovna varianta (smer Y)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK1 (smer Y)	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.1$				
	1.	$I_{C,1} = 0.17$	$I_{D,1} = 0.87$	0,20	
	2.	$I_{C,1} = 0.51$	$I_{D,1} = 0.87$	0,58	
	3.	$S_{e,NC} = 1.27g$	$S_{e,t} = 0.52g$	2,46	
	4.	$S_{e,NC} = 1.25g$	$S_{e,t} = 0.50g$	2,48	
	3.	$D_{NC} = 28.2cm$	$D_t = 11.5cm$	2,46	
	4.	$D_{NC} = 29.2cm$	$D_t = 11.8cm$	2,48	
	5.	$D_{NC} = 29.2cm$	$D_t = 11.0cm$	2,65	
	3.	$\delta_{NC,1} = 3.13\%$	$\delta_{t,1} = 1.27\%$	2,46	
	4.	$\delta_{NC,1} = 3.18\%$	$\delta_{t,1} = 1.17\%$	2,73	
	5.	$\delta_{NC,1} = 3.18\%$	$\delta_{t,1} = 0.88\%$	3,63	
	4.	$\theta_{NC,1} = 3.13\%$	$\theta_{t,1} = 1.11\%$	2,82	
Prostorski okvir iz Italije (n = 4) → varianta s polnili (smer X)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK2 (smer X)	Metoda za hitro oceno: $SS = 1.4$				
	1.	$I_{C,1} = 0.34$	$I_{D,1} = 0.87$	0,39	
	2.	$I_{C,1} = 1.15$	$I_{D,1} = 0.87$	1,32	
	3.	$S_{e,NC} = 2.09g$	$S_{e,t} = 0.87g$	2,40	
	4.	$S_{e,NC} = 2.08g$	$S_{e,t} = 0.87g$	2,39	
	3.	$D_{NC} = 9.2cm$	$D_t = 3.6cm$	2,55	
	4.	$D_{NC} = 9.5cm$	$D_t = 3.7cm$	2,55	
	5.	$D_{NC} = 9.5cm$	$D_t = 3.2cm$	2,96	
	3.	$\delta_{NC,1} = 3.06\%$	$\delta_{t,1} = 1.20\%$	2,55	
	4.	$\delta_{NC,1} = 3.07\%$	$\delta_{t,1} = 1.14\%$	2,68	
	5.	$\delta_{NC,1} = 3.07\%$	$\delta_{t,1} = 0.99\%$	3,11	
	4.	$\theta_{NC,1} = 3.06\%$	$\theta_{t,1} = 1.14\%$	2,68	
Prostorski okvir iz Italije (n = 4) → varianta s polnili (smer Y)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK2 (smer Y)	Metoda za hitro oceno: $SS = 1.4$				
	1.	$I_{C,1} = 0.17$	$I_{D,1} = 0.87$	0,20	
	2.	$I_{C,1} = 0.51$	$I_{D,1} = 0.87$	0,58	
	3.	$S_{e,NC} = 1.31g$	$S_{e,t} = 0.83g$	1,59	
	4.	$S_{e,NC} = 1.21g$	$S_{e,t} = 0.81g$	1,48	
	3.	$D_{NC} = 9.4cm$	$D_t = 5.9cm$	1,59	
	4.	$D_{NC} = 9.8cm$	$D_t = 6.6cm$	1,48	
	5.	$D_{NC} = 9.8cm$	$D_t = 6.2cm$	1,57	
	3.	$\delta_{NC,1} = 3.13\%$	$\delta_{t,1} = 1.98\%$	1,59	
	4.	$\delta_{NC,1} = 3.13\%$	$\delta_{t,1} = 2.06\%$	1,52	
	5.	$\delta_{NC,1} = 3.13\%$	$\delta_{t,1} = 1.93\%$	1,62	
	4.	$\theta_{NC,1} = 3.13\%$	$\theta_{t,1} = 2.06\%$	1,52	

Preglednica 5.37: Ocena potresne odpornosti konstrukcij OK3, OK8 in OK9 v obliki količnika C/D .

Table 5.37: Seismic performance assessment for the OK3, OK8 and OK9 structure in terms of the C/D ratio.

Prostorski okvir iz Italije (n = 7) v smeri X			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
OK3 (smer X)	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.2$		
	1.	$I_{C,I} = 0.20$	$I_{D,I} = 0.57$
	2.	$I_{C,I} = 0.80$	$I_{D,I} = 0.57$
	3.	$S_{e,NC} = 1.29g$	$S_{e,t} = 0.45g$
	4.	$S_{e,NC} = 1.02g$	$S_{e,t} = 0.38g$
	3.	$D_{NC} = 39.4cm$	$D_t = 13.8cm$
	4.	$D_{NC} = 43.9cm$	$D_t = 16.5cm$
	5.	$D_{NC} = 43.9cm$	$D_t = 16.0cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 2.46\%$	$\delta_{t,I} = 0.86\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 2.55\%$	$\delta_{t,I} = 0.75\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 2.55\%$	$\delta_{t,I} = 0.52\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 2.46\%$	$\theta_{t,I} = 0.68\%$

Prostorski okvir iz Italije (n = 7) v smeri Y			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
OK3 (smer Y)	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.2$		
	1.	$I_{C,I} = 0.15$	$I_{D,I} = 0.57$
	2.	$I_{C,I} = 0.65$	$I_{D,I} = 0.57$
	3.	$S_{e,NC} = 1.10g$	$S_{e,t} = 0.45g$
	4.	$S_{e,NC} = 1.06g$	$S_{e,t} = 0.40g$
	3.	$D_{NC} = 34.4cm$	$D_t = 13.9cm$
	4.	$D_{NC} = 42.8cm$	$D_t = 16.0cm$
	5.	$D_{NC} = 42.8cm$	$D_t = 15.5cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 2.64\%$	$\delta_{t,I} = 1.07\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 2.75\%$	$\delta_{t,I} = 0.98\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 2.75\%$	$\delta_{t,I} = 0.77\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 2.64\%$	$\theta_{t,I} = 0.87\%$

Prostorski okvir ELSA (n = 4) v smeri X			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
OK8 (smer X)	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.8$		
	1.	$I_{C,I} = 0.18$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 2.35$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 4.12g$	$S_{e,t} = 0.66g$
	4.	$S_{e,NC} = 3.90g$	$S_{e,t} = 0.63g$
	3.	$D_{NC} = 56.3cm$	$D_t = 9.0cm$
	4.	$D_{NC} = 58.5cm$	$D_t = 9.4cm$
	5.	$D_{NC} = 58.5cm$	$D_t = 8.3cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 5.93\%$	$\delta_{t,I} = 0.94\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 6.09\%$	$\delta_{t,I} = 0.90\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 6.09\%$	$\delta_{t,I} = 0.93\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 5.93\%$	$\theta_{t,I} = 0.75\%$

Prostorski okvir iz Rijeke (n = 8) v smeri X			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
OK9 (smer X)	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.9$		
	1.	$I_{C,I} = 0.06$	$I_{D,I} = 0.47$
	2.	$I_{C,I} = 0.55$	$I_{D,I} = 0.47$
	3.	$S_{e,NC} = 0.38g$	$S_{e,t} = 0.24g$
	4.	$S_{e,NC} = 0.43g$	$S_{e,t} = 0.23g$
	3.	$D_{NC} = 37.8cm$	$D_t = 23.6cm$
	4.	$D_{NC} = 46.3cm$	$D_t = 24.8cm$
	5.	$D_{NC} = 46.3cm$	$D_t = 20.4cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 3.78\%$	$\delta_{t,I} = 2.36\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 3.94\%$	$\delta_{t,I} = 1.73\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 3.94\%$	$\delta_{t,I} = 1.27\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 3.78\%$	$\theta_{t,I} = 1.56\%$

Preglednica 5.38: Ocena potresne odpornosti konstrukcij OK4 – OK7 v obliki količnika C/D .

Table 5.38: Seismic performance assessment for the OK4 – OK7 structure in terms of the C/D ratio.

Ravninski okvir (n = 2)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK4	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.1$				
	1.	$I_{C,I} = 0.10$	$I_{D,I} = 0.87$	0,12	
	2.	$I_{C,I} = 0.37$	$I_{D,I} = 0.87$	0,43	
	3.	$S_{e,NC} = 0.44g$	$S_{e,t} = 0.44g$	0,99	
	4.	$S_{e,NC} = 0.44g$	$S_{e,t} = 0.42g$	1,04	
	3.	$D_{NC} = 12.3cm$	$D_t = 12.4cm$	0,99	
	4.	$D_{NC} = 13.5cm$	$D_t = 12.9cm$	1,04	
	5.	$D_{NC} = 13.5cm$	$D_t = 10.1cm$	1,33	
	3.	$\delta_{NC,I} = 2.74\%$	$\delta_{t,I} = 2.76\%$	0,99	
	4.	$\delta_{NC,I} = 2.74\%$	$\delta_{t,I} = 2.62\%$	1,05	
5.	$\delta_{NC,I} = 2.74\%$	$\delta_{t,I} = 1.89\%$	1,45		
4.	$\theta_{NC,I} = 2.74\%$	$\theta_{t,I} = 2.62\%$	1,05		
Ravninski okvir (n = 5)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK5	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.5$				
	1.	$I_{C,I} = 0.07$	$I_{D,I} = 0.60$	0,12	
	2.	$I_{C,I} = 0.44$	$I_{D,I} = 0.60$	0,74	
	3.	$S_{e,NC} = 0.53g$	$S_{e,t} = 0.33g$	1,60	
	4.	$S_{e,NC} = 0.53g$	$S_{e,t} = 0.32g$	1,64	
	3.	$D_{NC} = 28.5cm$	$D_t = 17.8cm$	1,60	
	4.	$D_{NC} = 30.0cm$	$D_t = 18.3cm$	1,64	
	5.	$D_{NC} = 30.0cm$	$D_t = 15.1cm$	1,98	
	3.	$\delta_{NC,I} = 2.28\%$	$\delta_{t,I} = 1.42\%$	1,60	
	4.	$\delta_{NC,I} = 2.35\%$	$\delta_{t,I} = 1.40\%$	1,68	
5.	$\delta_{NC,I} = 2.35\%$	$\delta_{t,I} = 0.94\%$	2,50		
4.	$\theta_{NC,I} = 2.28\%$	$\theta_{t,I} = 1.33\%$	1,72		
Ravninski okvir (n = 8)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK6	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.6$				
	1.	$I_{C,I} = 0.06$	$I_{D,I} = 0.43$	0,14	
	2.	$I_{C,I} = 0.53$	$I_{D,I} = 0.43$	1,24	
	3.	$S_{e,NC} = 0.55g$	$S_{e,t} = 0.25g$	2,18	
	4.	$S_{e,NC} = 0.47g$	$S_{e,t} = 0.21g$	2,28	
	3.	$D_{NC} = 51.9cm$	$D_t = 23.8cm$	2,18	
	4.	$D_{NC} = 63.2cm$	$D_t = 27.7cm$	2,28	
	5.	$D_{NC} = 63.2cm$	$D_t = 19.8cm$	3,20	
	3.	$\delta_{NC,I} = 2.12\%$	$\delta_{t,I} = 0.97\%$	2,18	
	4.	$\delta_{NC,I} = 2.30\%$	$\delta_{t,I} = 0.75\%$	3,07	
5.	$\delta_{NC,I} = 2.30\%$	$\delta_{t,I} = 0.58\%$	3,99		
4.	$\theta_{NC,I} = 2.12\%$	$\theta_{t,I} = 0.56\%$	3,78		
Ravninski okvir (n = 4)					
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)		
OK7	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.5$				
	1.	$I_{C,I} = 0.13$	$I_{D,I} = 0.85$	0,16	
	2.	$I_{C,I} = 0.50$	$I_{D,I} = 0.85$	0,59	
	3.	$S_{e,NC} = 0.69g$	$S_{e,t} = 0.56g$	1,24	
	4.	$S_{e,NC} = 0.71g$	$S_{e,t} = 0.54g$	1,32	
	3.	$D_{NC} = 12.5cm$	$D_t = 10.1cm$	1,24	
	4.	$D_{NC} = 13.9cm$	$D_t = 10.5cm$	1,32	
	5.	$D_{NC} = 13.9cm$	$D_t = 8.3cm$	1,68	
	3.	$\delta_{NC,I} = 3.13\%$	$\delta_{t,I} = 2.52\%$	1,24	
	4.	$\delta_{NC,I} = 3.13\%$	$\delta_{t,I} = 2.27\%$	1,38	
5.	$\delta_{NC,I} = 3.13\%$	$\delta_{t,I} = 1.61\%$	1,94		
4.	$\theta_{NC,I} = 3.13\%$	$\theta_{t,I} = 2.26\%$	1,39		

Preglednica 5.39: Ocena potresne odpornosti konstrukcij SK1, SK2 in SK3 v obliki količnika C/D .

Table 5.39: Seismic performance assessment for the SK1, SK2 and SK3 structure in terms of the C/D ratio.

Ena konzolna stena (n = 3)			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
SK1	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.3$		
	1.	$I_{C,I} = 0.57$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 0.54$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 1.49g$	$S_{e,t} = 0.72g$
	4.	$S_{e,NC} = 1.45g$	$S_{e,t} = 0.71g$
	3.	$D_{NC} = 17.5cm$	$D_t = 8.5cm$
	4.	$D_{NC} = 17.5cm$	$D_t = 8.5cm$
	5.	$D_{NC} = 17.5cm$	$D_t = 8.1cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.47\%$	$\delta_{t,I} = 0.70\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.47\%$	$\delta_{t,I} = 0.72\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.47\%$	$\delta_{t,I} = 0.59\%$
4.	$\theta_{NC,I} = 1.47\%$	$\theta_{t,I} = 0.72\%$	
Dve konzolni steni (n = 3)			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
SK2	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.3$		
	1.	$I_{C,I} = 0.71$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 0.75$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 2.18g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	4.	$S_{e,NC} = 2.22g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	3.	$D_{NC} = 14.7cm$	$D_t = 5.7cm$
	4.	$D_{NC} = 14.7cm$	$D_t = 5.6cm$
	5.	$D_{NC} = 14.7cm$	$D_t = 5.5cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.22\%$	$\delta_{t,I} = 0.48\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.22\%$	$\delta_{t,I} = 0.41\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.22\%$	$\delta_{t,I} = 0.37\%$
4.	$\theta_{NC,I} = 1.22\%$	$\theta_{t,I} = 0.41\%$	
Tri konzolne stene (n = 3)			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
SK3	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.3$		
	1.	$I_{C,I} = 0.85$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 0.98$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 2.65g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	4.	$S_{e,NC} = 2.73g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	3.	$D_{NC} = 13.0cm$	$D_t = 3.8cm$
	4.	$D_{NC} = 13.0cm$	$D_t = 3.7cm$
	5.	$D_{NC} = 13.0cm$	$D_t = 3.3cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.08\%$	$\delta_{t,I} = 0.32\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.08\%$	$\delta_{t,I} = 0.27\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.08\%$	$\delta_{t,I} = 0.23\%$
4.	$\theta_{NC,I} = 1.08\%$	$\theta_{t,I} = 0.27\%$	

Preglednica 5.40: Ocena potresne odpornosti konstrukcij SK4, SK5 in SK6 v obliki količnika C/D .Table 5.40: Seismic performance assessment for the SK4, SK5 and SK6 structure in terms of the C/D ratio.

Ravninska mešana konstrukcija (n = 2)				
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)	
SK4	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.3$			
	1.	$I_{C,I} = 0.24$	$I_{D,I} = 0.87$	
	2.	$I_{C,I} = 0.43$	$I_{D,I} = 0.87$	
	3.	$S_{e,NC} = 0.65g$	$S_{e,t} = 0.58g$	
	4.	$S_{e,NC} = 0.67g$	$S_{e,t} = 0.57g$	
	3.	$D_{NC} = 11.1cm$	$D_t = 9.9cm$	
	4.	$D_{NC} = 11.5cm$	$D_t = 9.9cm$	
	5.	$D_{NC} = 11.5cm$	$D_t = 8.7cm$	
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.31\%$	$\delta_{t,I} = 1.16\%$	
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.31\%$	$\delta_{t,I} = 1.13\%$	
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.31\%$	$\delta_{t,I} = 1.00\%$	
	4.	$\theta_{NC,I} = 1.31\%$	$\theta_{t,I} = 1.12\%$	
Ravninska mešana konstrukcija (n = 5)				
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)	
SK5	Metoda za hitro oceno: $SS = 2.7$			
	1.	$I_{C,I} = 0.18$	$I_{D,I} = 0.87$	
	2.	$I_{C,I} = 0.34$	$I_{D,I} = 0.87$	
	3.	$S_{e,NC} = 0.74g$	$S_{e,t} = 0.41g$	
	4.	$S_{e,NC} = 0.74g$	$S_{e,t} = 0.40g$	
	3.	$D_{NC} = 28.9cm$	$D_t = 15.8cm$	
	4.	$D_{NC} = 30.2cm$	$D_t = 16.3cm$	
	5.	$D_{NC} = 30.2cm$	$D_t = 13.7cm$	
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.41\%$	$\delta_{t,I} = 0.77\%$	
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.37\%$	$\delta_{t,I} = 0.69\%$	
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.37\%$	$\delta_{t,I} = 0.55\%$	
	4.	$\theta_{NC,I} = 1.41\%$	$\theta_{t,I} = 0.73\%$	
Ravninska mešana konstrukcija (n = 8)				
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)	
SK6	Metoda za hitro oceno: $SS = 3.2$			
	1.	$I_{C,I} = 0.17$	$I_{D,I} = 0.64$	
	2.	$I_{C,I} = 0.35$	$I_{D,I} = 0.64$	
	3.	$S_{e,NC} = 0.67g$	$S_{e,t} = 0.31g$	
	4.	$S_{e,NC} = 0.59g$	$S_{e,t} = 0.28g$	
	3.	$D_{NC} = 46.1cm$	$D_t = 21.5cm$	
	4.	$D_{NC} = 48.8cm$	$D_t = 23.6cm$	
	5.	$D_{NC} = 48.8cm$	$D_t = 16.9cm$	
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.42\%$	$\delta_{t,I} = 0.66\%$	
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.35\%$	$\delta_{t,I} = 0.60\%$	
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.35\%$	$\delta_{t,I} = 0.38\%$	
	4.	$\theta_{NC,I} = 1.42\%$	$\theta_{t,I} = 0.66\%$	

Preglednica 5.41: Ocena potresne odpornosti konstrukcij SK7 in SK8 v obliki količnika C/D .

Table 5.41: Seismic performance assessment for the SK7 and SK8 structure in terms of the C/D ratio.

Prostorska mešana konstrukcija (n = 3) v smeri Y			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
Metoda za hitro oceno: $SS = 2.3$			
SK7 (smer Y)	1.	$I_{C,I} = 0.29$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 0.43$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 1.12g$	$S_{e,t} = 0.75g$
	4.	$S_{e,NC} = 1.08g$	$S_{e,t} = 0.73g$
	3.	$D_{NC} = 11.9cm$	$D_t = 8.0cm$
	4.	$D_{NC} = 12.2cm$	$D_t = 8.3cm$
	5.	$D_{NC} = 12.2cm$	$D_t = 8.2cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.19\%$	$\delta_{t,I} = 0.80\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.19\%$	$\delta_{t,I} = 0.80\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.19\%$	$\delta_{t,I} = 0.70\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 1.19\%$	$\theta_{t,I} = 0.80\%$
Prostorska mešana konstrukcija (n = 4) v smeri X			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
Metoda za hitro oceno: $SS = 2.7$			
SK8 (smer X)	1.	$I_{C,I} = 0.34$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 1.46$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 2.16g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	4.	$S_{e,NC} = 2.25g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	3.	$D_{NC} = 11.5cm$	$D_t = 4.1cm$
	4.	$D_{NC} = 11.9cm$	$D_t = 4.1cm$
	5.	$D_{NC} = 11.9cm$	$D_t = 3.7cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.03\%$	$\delta_{t,I} = 0.37\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.01\%$	$\delta_{t,I} = 0.33\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.01\%$	$\delta_{t,I} = 0.29\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 1.03\%$	$\theta_{t,I} = 0.33\%$
Prostorska mešana konstrukcija (n = 4) v smeri Y			
Oznaka	Nivo	Kapaciteta (C)	Zahteva (D)
Metoda za hitro oceno: $SS = 2.7$			
SK8 (smer Y)	1.	$I_{C,I} = 0.29$	$I_{D,I} = 0.87$
	2.	$I_{C,I} = 1.07$	$I_{D,I} = 0.87$
	3.	$S_{e,NC} = 2.00g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	4.	$S_{e,NC} = 2.11g$	$S_{e,t} = 0.87g$
	3.	$D_{NC} = 11.6cm$	$D_t = 4.8cm$
	4.	$D_{NC} = 11.9cm$	$D_t = 4.6cm$
	5.	$D_{NC} = 11.9cm$	$D_t = 4.6cm$
	3.	$\delta_{NC,I} = 1.03\%$	$\delta_{t,I} = 0.43\%$
	4.	$\delta_{NC,I} = 1.03\%$	$\delta_{t,I} = 0.38\%$
	5.	$\delta_{NC,I} = 1.03\%$	$\delta_{t,I} = 0.36\%$
	4.	$\theta_{NC,I} = 1.03\%$	$\theta_{t,I} = 0.38\%$

5.4 Analiza rezultatov in uporabljenih predpostavk

Metode za analizo potresne odpornosti konstrukcij so formulirane z uporabo določenih predpostavk. Število predpostavk uporabljene metode je obratno sorazmerno njeni stopnji težavnosti. Posamezne predpostavke lahko na rezultat potresne odpornosti vplivajo konzervativno ali pa nekonzervativno, pri čemer njihov skupen vpliv določa stopnjo zanesljivosti uporabe izbrane metode računa. Ta je za vse postopke, ki so predstavljeni v tej doktorski disertaciji, prikazana v poglavju 5.4.1. Analiza posameznih predpostavk na različnih nivojih računa je nato predstavljena v podpoglavjih, ki sledijo v nadaljevanju. Pri tem so rezultati prikazani ločeno za različne tipe konstrukcij oziroma v odvisnosti od tipa plastičnega mehanizma, pri čemer je mogoče ločiti okvirne in stenaste konstrukcije. Okvirne konstrukcije (oznaka: *OK*) so nadalje razdeljene na tiste, pri katerih se tvori etažni plastični mehanizem v obliki mehke etaže ter na tiste, pri katerih se tvori plastični mehanizem skozi več etaž. Stenaste konstrukcije so nadalje razdeljene še na čiste stenaste konstrukcije (oznaka: *ČSK*) in na mešane konstrukcije (oznaka: *MK*).

Rezultati računa potresne odpornosti obravnavanih testnih konstrukcij (glej rezultate Preglednic 5.36 – 5.41) kažejo, da sta metodi na prvih dveh nivojih zahtevnosti v primerjavi z višjimi nivoji računa zelo konzervativni. Prvi nivo je glede na drugi nivo računa konzervativen v največji meri zaradi neupoštevanja duktilnosti elementov, zelo približno pa so ocenjene mejne napetosti vertikalnih elementov nosilne konstrukcije. Predpostavka o neupoštevanju duktilnosti v nadaljevanju ni analizirana, saj je dokaj trivialna, medtem ko so predpostavljene vrednosti mejnih napetosti elementov analizirane v poglavju 5.4.2. Drugi nivo je glede na višje nivoje računa v večini primerov še vedno zelo konzervativen, pri čemer so v podpoglavju 5.4.3 podrobno analizirane njegove predpostavke. Bistvena poenostavitev obeh omenjenih nivojev računa izhaja iz računa potresne odpornosti na nivoju etaže, kar sicer ni mogoče kvantitativno ovrednotiti. Je pa ta poenostavitev povezana z nekaterimi predpostavkami, ki so podrobneje analizirane v nadaljevanju.

Pri N2 metodi na tretjem nivoju računa bistvene predpostavke nastopijo pri določitvi poenostavljenega matematičnega modela konstrukcije (glej poglavje 4.1). Za račun potresne odpornosti je v tej doktorski disertaciji dodana še predpostavka o deformacijski obliki konstrukcije. Ta predpostavka je pomembna tako pri določanju kapacitete konstrukcije kot pri določanju potresnih zahtev, t.j. pri določanju pomikov na vrhu D_{NC} , D_t in zamikov etaž $\delta_{NC,j}$, $\delta_{t,j}$. Vpliv kapacitete in potresnih zahtev je v podpoglavju 5.4.4 primerjan s količinami, ki se določijo na četrtem nivoju računa z bolj natančnim matematičnim modelom konstrukcije. N2 metoda vsebuje precej poenostavitev tudi na četrtem nivoju (glej poglavje 2.3.1), na tem nivoju pa je v tej disertaciji (poglavje 5.4.5) narejena le primerjava količin, s katerimi se določa potresna odpornost na višjih nivojih računa. Najmanj predpostavk vsebuje metoda nelinearne dinamike. Tu je kapaciteta konstrukcije povzeta iz računa na četrtem nivoju.

5.4.1 Primerjava rezultatov računa na različnih nivojih

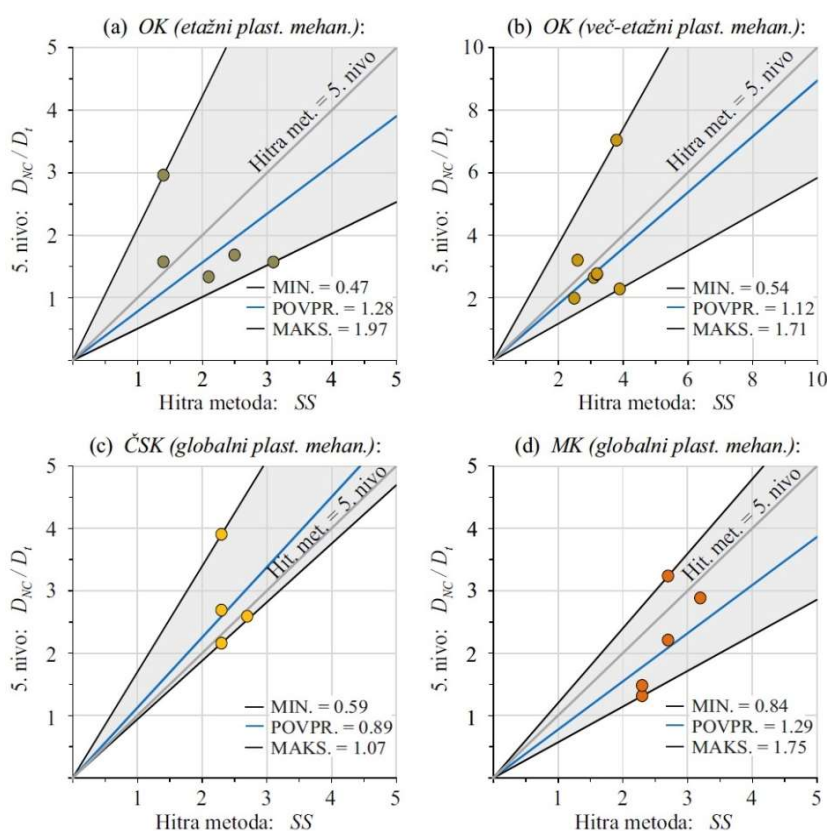
Nelinearna dinamična analiza je najbolj natančna metoda za določitev potresnega odziva konstrukcije, s tem pa tudi njene potresne odpornosti. Zaradi tega razloga so rezultati te metode privzeti kot reper in so primerjani z rezultati ostalih metod na nižjih nivojih računa. Kot je prikazano v podpoglavjih v nadaljevanju, je primerjavo kapacitete in potresnih zahtev v obliki pomikov D_{NC} / D_t mogoče primerjati tudi s potresno odpornostjo v obliki primerjave indeksov kapacitete in potresnih zahtev I_C / I_D na prvih dveh nivojih računa. Primerjava rezultatov potresne odpornosti je prikazana na Slikah 5.22 – 5.24, kjer so rezultati metode NDA za vse primere konstrukcij primerjani z rezultati hitre metode in z rezultati računa na nivoju 1 – 4.

Primerjava rezultatov potresne odpornosti testnih konstrukcij kaže, da enostavnejša kot je metoda, manjša je njena stopnja natančnosti. Konzervativnosti izjemoma ni mogoče opaziti pri hitri metodi, ki je v tej disertaciji predstavljena kot preliminarna, saj je metodo brez obsežnih statističnih podatkov o obnašanju obstoječih objektov med potresi nemogoče prilagoditi objektom v Sloveniji. Na podlagi srednje vrednosti primerjave rezultatov potresne odpornosti med računi na nižjih nivojih in NDA je določen faktor varnosti nižjih nivojev računa. Ta velja le za obravnavane testne konstrukcije in je skupaj s faktorjem varnosti posameznega tipa konstrukcije prikazan v Preglednici 5.42. V kolikor ne upoštevamo hitre metode, velja padajoča konzervativnost izbranih metod splošno za vse konstrukcije, kot tudi za posamezne konstrukcije z nekaj izjemami. Morebitna nekonzervativnost izbranega nivoja računa v primerjavi z višjim nivojem računa je pri obravnavanih testnih konstrukcijah zanemarljiva, kar je mogoče videti v Preglednicah 5.36 – 5.41.

Preglednica 5.42: Faktor varnosti izbranega nivoja računa v primerjavi s postopkom NDA v odvisnosti od tipa konstrukcije in skupaj za vse obravnavane testne konstrukcije.

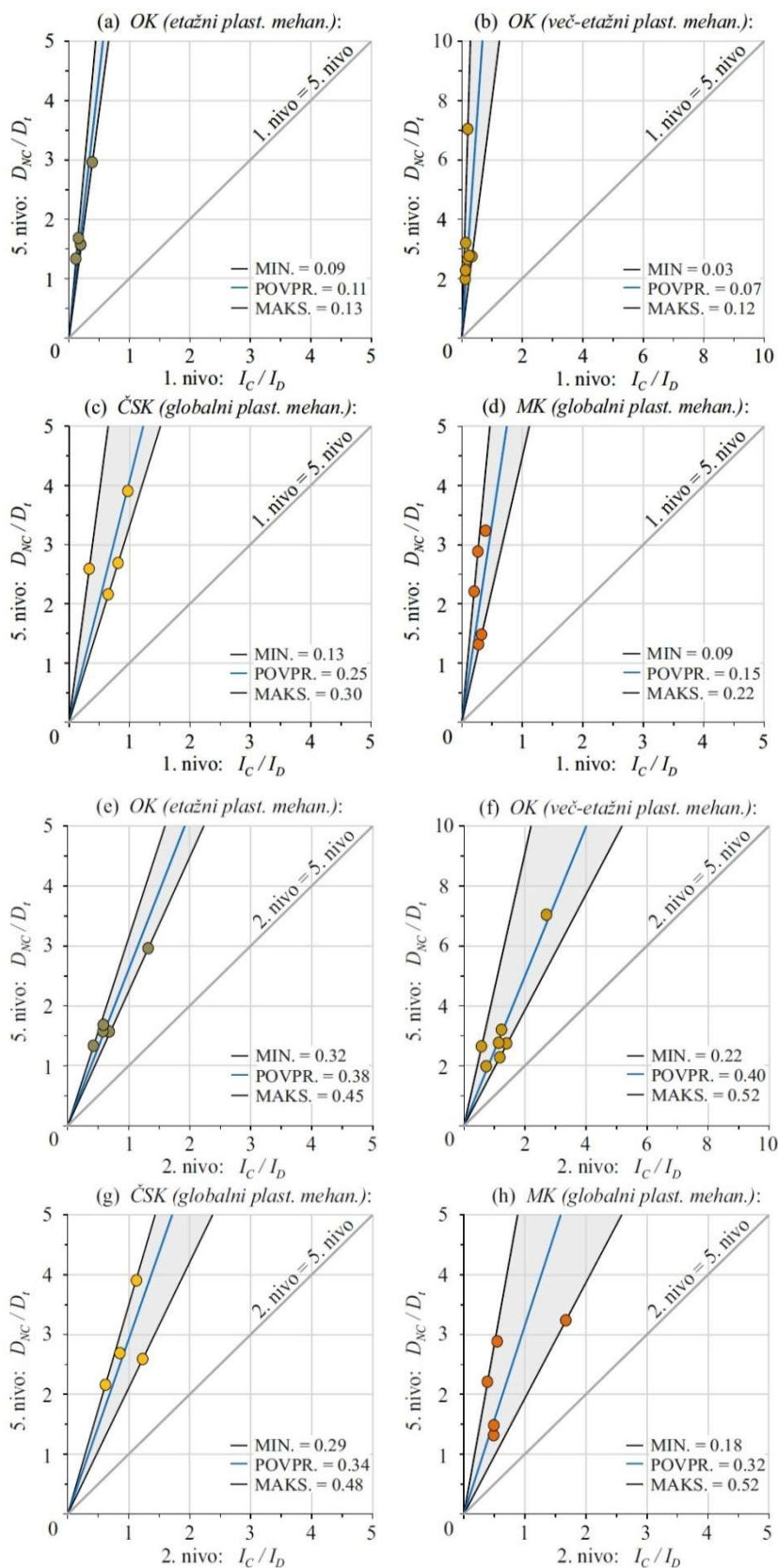
Table 5.42: Safety factor that corresponds to the discussed level of complexity compared to NDA method. It is presented for different types of structures and together for all of the test structures.

Tip konstr.	OK – etažni plast. mehan.	OK – več-etažni plast. mehan.	ČSK – globalni plast. mehan.	MK – globalni plast. mehan.	Skupni vpliv
Hitra metoda	1 / 1.28 = 0.78	1 / 1.12 = 0.89	1 / 0.89 = 1.12	1 / 1.29 = 0.77	1 / 1.16 = 0.87
1. nivo	1 / 0.11 = 8.87	1 / 0.07 = 14.58	1 / 0.25 = 4.06	1 / 0.15 = 6.71	1 / 0.13 = 7.57
2. nivo	1 / 0.38 = 2.60	1 / 0.40 = 2.49	1 / 0.34 = 2.92	1 / 0.32 = 3.15	1 / 0.37 = 2.73
3. nivo	1 / 0.83 = 1.20	1 / 0.85 = 1.18	1 / 0.93 = 1.08	1 / 0.86 = 1.16	1 / 0.86 = 1.16
4. nivo	1 / 0.85 = 1.17	1 / 0.87 = 1.14	1 / 0.95 = 1.05	1 / 0.87 = 1.15	1 / 0.88 = 1.13



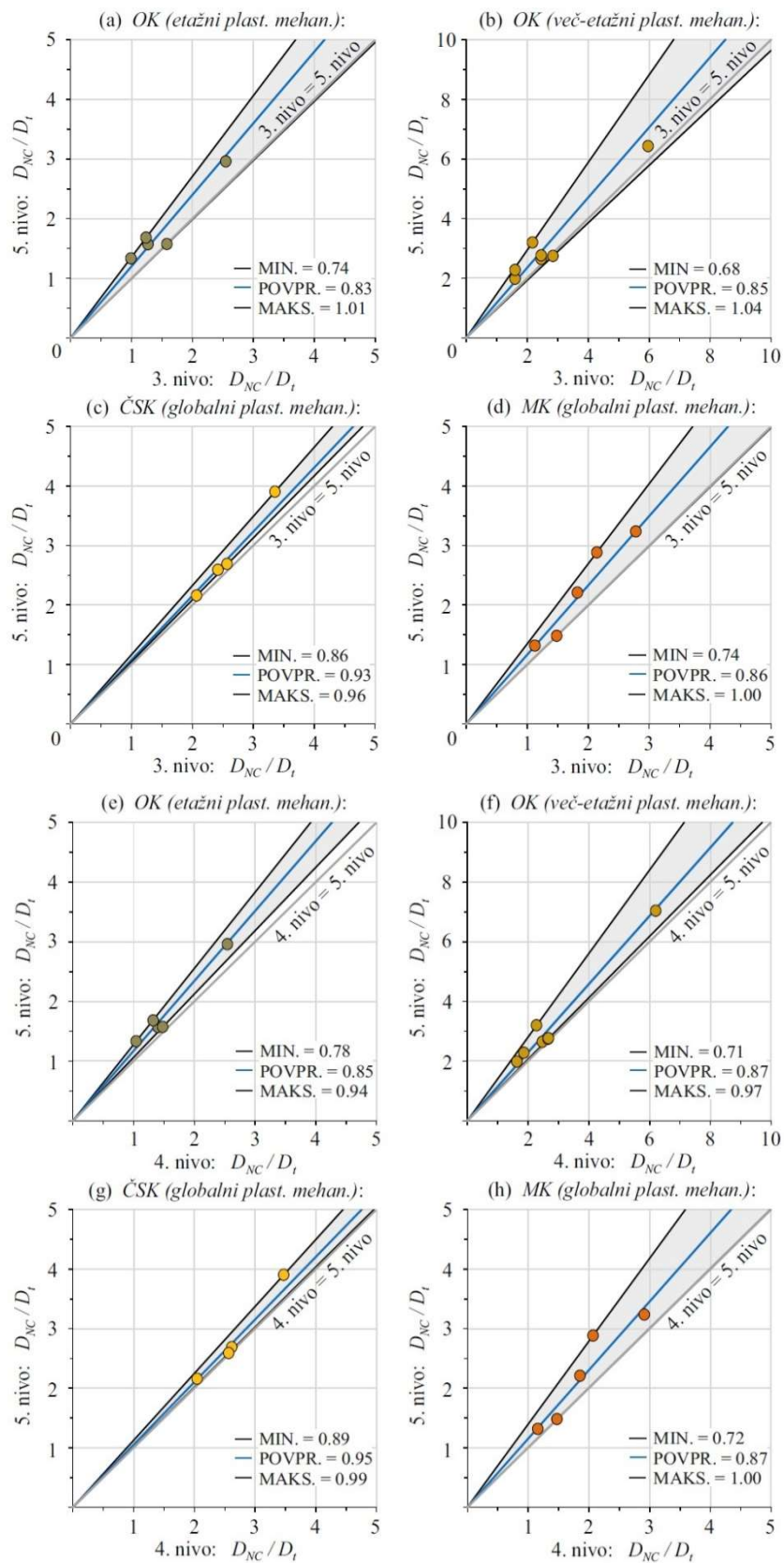
Slika 5.22: Primerjava potresne odpornosti vseh testnih konstrukcij med hitro metodo in NDA na najvišjem nivoju zahtevnosti. Vrednosti v legendi prikazujejo razmerje med najnižjim in najvišjim nivojem računa.

Figure 5.22: Comparison of the seismic resistance assessment for all the test structures between rapid visual screening method compared to NDA method at the highest level of complexity. The values in the legend represent the ratio between the lowest and the highest level.



Slika 5.23: Primerjava potresne odpornosti vseh testnih konstrukcij med (a) – (d) računom na prvem in petem nivoju zahtevnosti ter med (e) – (h) računom na drugem in petem nivoju zahtevnosti. Vrednosti v legendi prikazujejo razmerje med nižjim in najvišjim nivojem računa.

Figure 5.23: Comparison of the seismic resistance assessment for all the test structures between (a) – (d) the 1st and 5th level of complexity and between (e) – (h) the 2nd and 5th level of complexity. The values in the legend represent the ratio between the lower and the highest level.



Slika 5.24: Primerjava potresne odpornosti vseh testnih konstrukcij med (a) – (d) računom na tretjem in petem nivoju zahtevnosti ter med (e) – (h) računom na četrtem in petem nivoju zahtevnosti. Vrednosti v legendi prikazujejo razmerje med nižjim in najvišjim nivojem računa.

Figure 5.24: Comparison of the seismic resistance assessment for all the test structures between (a) – (d) the 3rd and 5th level of complexity and between (e) – (h) the 4th and 5th level of complexity. The values in the legend represent the ratio between the lower and the highest level.

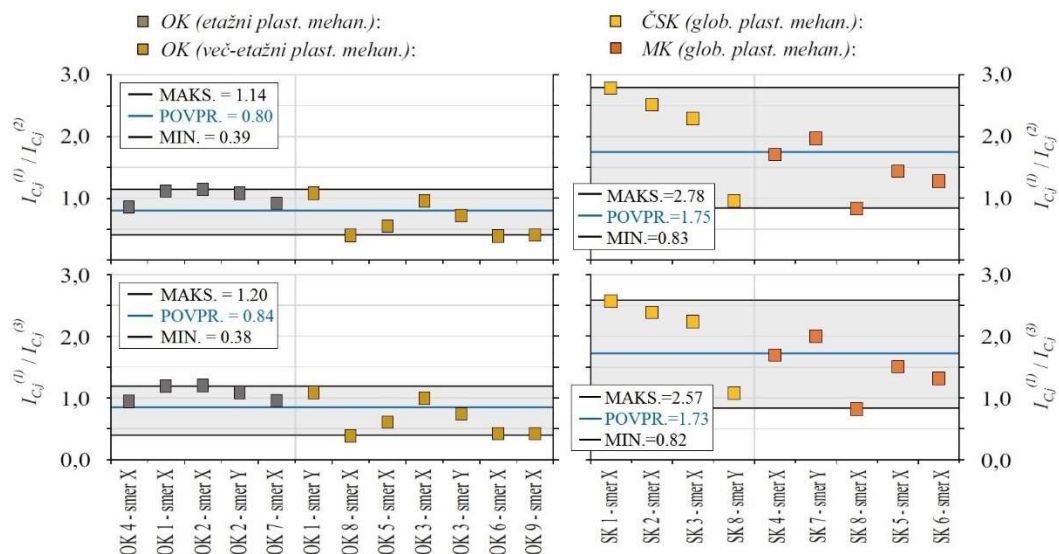
5.4.2 Prikaz vpliva uporabljenih predpostavk na 1. nivoju

Račun potresne odpornosti konstrukcij je na prvem nivoju zahtevnosti izveden na podlagi številnih predpostavk, pri čemer nekaj izmed njih nastopa tako na prvem kot na drugem nivoju računa. Te so zaradi sistematičnosti in zaradi skupne obravnave predstavljene v naslednjem podpoglavju. Konkretno se na prvem in na drugem nivoju računa pojavi predpostavka o določitvi potresnih zahtev v obliki predpostavljene vrednosti osnovnega nihajnega časa konstrukcije T_1 in razporeditvi potresnih zahtev vzdolž višine objekta $\varphi(n, j)$. Ti sta v poglavju 5.4.3 označeni s PREDP. 1 in PREDP. 2. Poleg tega se pri določitvi kapacitete oz. konkretno pri določitvi konstrukcijskega indeksa etaže E_{oj} predpostavi nivo nosilnosti neplastificiranih elementov vertikalne nosilne konstrukcije α , kar v poglavju 5.4.3 sovпада s predpostavko PREDP. 3. Pri tem se konstrukcijski indeks E_{oj} na prvem nivoju računa v primeru mešanih konstrukcij določi z enačbo (2.8), v primeru čistih konzolno stenastih konstrukcij pa z enačbo (2.9).

Bistvena poenostavitev prvega nivoja računa, ki v primerjavi z višjimi nivoji računa kvantitativno najbolj vpliva na razliko v rezultatu potresne odpornosti, je neupoštevanje duktilnosti. Ta poenostavitev v nadaljevanju ni analizirana, saj se razlika v potresni odpornosti med prvim in višjimi nivoji računa v tem primeru pojavi s faktorjem, ki je enak upoštevanju duktilnosti na višjem nivoju računa.

Na prvem nivoju računa je pri določitvi kapacitete etaže, poleg neupoštevanja duktilnosti, bistvena tudi uporaba predpostavljenih vrednosti mejnih napetosti τ . Te vrednosti so za vse testne konstrukcije v nadaljevanju ovrednotene, kar je prikazano na Sliki 5.25. Na tej sliki je za posamezno testno konstrukcijo prikazana primerjava indeksa kapacitete $I_{C,j}$ najbolj kritične etaže, ki je v prvem primeru določen na podlagi uporabe mejnih napetosti τ , v drugem primeru pa na podlagi uporabe bolj točno določenih nosilnosti elementov na višjih nivojih računa. Nosilnosti elementov so določene v obliki strižne sile pri upogibni nosilnosti $V_u = (M_u \text{ oz. } M_y) / L_v$, pri čemer se na drugem nivoju računa upogibna nosilnost M_u stebrov oz. sten določi z enačbo (2.13) oz. (2.14), na višjih nivojih računa pa se upogibna nosilnost M_y določi na podlagi analize prečnega prereza. (Za določitev indeksa kapacitete $I_{C,j}$ in za primerjavo rezultatov je strižno silo V_u smiselno primerjati s ploščino prečnega prereza posameznega elementa.) Primerjava posameznih vrednosti τ in V_u v tem podpoglavju ni prikazana, so pa te vrednosti prikazane tabelarično pri obravnavi posameznih konstrukcijah v poglavjih 5.3.1, 5.3.2 in 5.3.3.

Na Sliki 5.25 je v primeru določitve indeksa kapacitete z uporabo predpostavljenih mejnih napetosti τ uporabljena oznaka $I_{C,j}^{(1)}$, pri upoštevanju upogibne nosilnosti M_u je uporabljena oznaka $I_{C,j}^{(2)}$, pri upoštevanju upogibne nosilnosti M_y pa je uporabljena oznaka $I_{C,j}^{(3)}$. Območje rezultatov $I_{C,j}^{(1)} / I_{C,j}^{(2)}$ in $I_{C,j}^{(1)} / I_{C,j}^{(3)}$ je prikazano z maksimalno, povprečno in minimalno vrednostjo in sicer ločeno za okvirne in stenaste konstrukcije.



Slika 5.25: Primerjava indeksov kapacitet I_{Cj} vseh testnih konstrukcij, ki so v enem primeru določeni z uporabo predpostavljenih vrednosti mejne napetosti τ , v drugem primeru pa ob upoštevanju upogibnih nosilnosti M_u oz. M_y .

Figure 5.25: Capacity index I_{Cj} comparison for all the test structures. Indices are firstly determined according to the assumed values for ultimate stresses τ , and secondly according to the flexural strengths M_u and M_y .

5.4.3 Prikaz vpliva uporabljenih predpostavk na 2. nivoju

V tem poglavju so najprej zbrane glavne predpostavke, ki se pojavijo pri računu potresne odpornosti konstrukcij na drugem nivoju računa. Te so predstavljene v nadaljevanju:

- PREDP. 1:** Potresne zahteve so določene na podlagi enostavne empirične enačbe za določitev osnovnega nihajnega časa konstrukcije T_I z enačbo (2.3).
- PREDP. 2:** Zmanjševanje potresnih zahtev po višini konstrukcije je definirano s faktorjem etažnosti $\varphi(n, j)$, tako kot je to prikazano v enačbi (2.4). Faktor etažnosti $\varphi(n, j)$ je definiran ob predpostavki linearne deformacijske oblike in enakomerno porazdeljene mase vzdolž višine objekta.
- PREDP. 3:** Konstrukcijski indeks etaže $E_{o,j}$, ki je določen z enačbo (2.11), je v primeru mešanih konstrukcij določen ob predpostavljenem nivoju neplastificiranih vertikalnih elementov nosilne konstrukcije, t.j. stebrov. To je upoštevano z uporabo faktorja α . Poleg tega je v primeru čistih stenastih konstrukcij predpostavljeno, da se vse stene plastificirajo sočasno, kar je neskladno z višjimi nivoji računa v primeru sten različnih togosti in nosilnosti. (V primeru okvirnih konstrukcij predpostavljena sočasna plastifikacija stebrov vpliva zanemarljivo na rezultate potresne odpornosti).
- PREDP. 4:** Konstrukcijski indeks etaže $E_{o,j}$ je z enačbo (2.11) določen ob predpostavljeni duktilnosti μ_s , ki ustreza najmanj duktilnemu elementu. To je v nekaterih primerih čistih okvirnih konstrukcij neskladno z višjimi nivoji računa, kjer je kapaciteta določena na podlagi elementa, ki ima najmanjšo sposobnost deformiranja v neelastičnem območju.
- PREDP. 5:** Upogibna nosilnost M_u je na drugem nivoju računa določena s približnimi izrazi, ki so v primeru stebrov določeni z enačbo (2.13), v primeru sten pa z enačbo (2.14). V primeru računa na višjih nivojih zahtevnosti je ta nosilnost določena nekoliko bolj točno, t.j. na podlagi analize prečnega prereza.

- PREDP. 6:** Dolžina strižnega razpona stebrov je enaka $L_v = 0.5 \cdot L$, kjer L predstavlja višino etaže oz. stebra. Strižni razpon sten se določi na enak način, pri čemer L predstavlja višino stene od vpetja do vrha stene oz. celotno višino objekta. Predpostavljena vrednost strižnega razpona L_v ima vpliv tako na račun upogibne nosilnosti $V_u = M_u / L_v$ (PREDP. 6.1), kot tudi na račun rotacije na meji elastičnosti θ_y in mejne rotacije θ_{um} , oz. v konkretnem primeru na račun duktilnosti $\mu = \theta_{um} / \theta_y$ (PREDP. 6.2).
- PREDP. 7:** Duktilnost elementa je poleg mejne rotacije θ_{um} povezana še z rotacijo na meji elastičnosti θ_y . Ta se pri računu na drugem nivoju določi z enačbo (2.16), medtem ko se na višjih nivojih računa uporabi enačba (4.1) (PREDP. 7.1). Poleg tega je kapaciteta pri računu na drugem nivoju zahtevnosti določena z duktilnostjo najbolj kritičnega elementa, ta pa je zaradi predpostavljenega etažnega mehanizma določena na nivoju etaže. Po drugi strani je duktilnost elementa pri računih na višjih nivojih zahtevnosti izražena na globalnem nivoju, saj je analiza potresne odpornosti izvedena na MDOF modelu konstrukcije. Razliko med obema duktilnostima obravnava PREDP. (7.2), ta pa je med drugim odvisna od plastičnega mehanizma konstrukcije. V okviru primerjave duktilnosti je zaradi primerjave računa na drugem in četrtem nivoju dodatno prikazan tudi vpliv idealiziranega diagrama kapacitete, ki se pojavi pri formulaciji N2 metode (PREDP. 7.3).

Vse omenjene predpostavke so ovrednotene za vse testne konstrukcije. Pri tem je primerjan rezultat potresne odpornosti, kjer je v enem primeru upoštevana posamezna predpostavka na drugem nivoju, v drugem primeru pa bolj točna količina na podlagi N2 metode na četrtem nivoju računa. Primerjava enih in drugih količin je prikazana s faktorji, ki so zbrani v Preglednicah 5.43 in 5.44. Pri tem je potrebno omeniti, da se PREDP. 1 do PREDP. 3 nanašajo tako na prvi kot na drugi nivo računa, medtem ko se PREDP. 4 do PREDP. 7.2 nanašajo le na drugi nivo računa. PREDP. 7.3 je direktno zajeta le na četrtem nivoju računa, njen vpliv pa je kljub temu analiziran v tem podpoglavju v sklopu analize duktilnosti.

Preglednica 5.43: Ovrednotenje predpostavk na drugem nivoju, ki je izraženo s primerjavo med C / D količniki (okvirnih konstrukcij) določenih na podlagi računa na drugem nivoju. Pri tem so predpostavljene količine zamenjane z bolj točno določenimi količinami na četrtem nivoju računa.

Table 5.43: Influence of assumptions used in the case of the 2nd level of complexity that are expressed as the ratio of C / D ratios (of frame structures), determined at the 2nd level of complexity. They are obtained by replacing the assumed values, one by one, by the values used in the 4th level of complexity.

Primer konstrukcije	AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE									
	Predpostavka									
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6.1)	(6.2)	(7.1)	(7.2)	(7.3)
OK1 (smer X)	0,784	1,143	/	1,000	1,063	1,019	1,007	0,291	2,532	0,931
OK1 (smer Y)	0,578	1,000	/	1,000	1,009	1,374	1,098	0,280	1,732	0,740
OK2 (smer X)	1,000	1,000	/	1,563	1,049	1,017	1,016	0,288	1,360	0,793
OK2 (smer Y)	0,935	1,000	/	1,000	1,009	1,098	1,036	0,280	1,493	0,979
OK3 (smer X)	0,670	1,000	/	1,077	1,024	2,015	1,193	0,394	1,994	0,416
OK3 (smer Y)	0,694	1,000	/	1,000	1,034	1,541	1,153	0,394	1,631	0,571
OK4 (smer X)	0,488	1,000	/	1,000	1,101	1,111	1,039	0,492	1,530	1,017
OK5 (smer X)	0,538	1,000	/	1,000	1,105	1,414	1,097	0,453	1,606	0,856
OK6 (smer X)	0,487	1,000	/	1,000	1,069	2,527	1,307	0,567	2,228	0,392
OK7 (smer X)	0,636	1,000	/	1,000	1,042	1,119	1,034	0,359	1,886	1,010
OK8 (smer X)	0,722	1,000	/	1,023	0,950	1,450	1,137	0,364	1,549	0,865
OK9 (smer X)	0,486	1,000	/	1,000	1,033	1,816	1,194	0,539	2,020	0,704
MIN. =	0,486	1,000	/	1,000	0,950	1,017	1,007	0,280	1,360	0,392
POVPR. =	0,668	1,012	/	1,055	1,041	1,458	1,109	0,392	1,797	0,773
MAKS. =	1,000	1,143	/	1,563	1,105	2,527	1,307	0,567	2,532	1,017

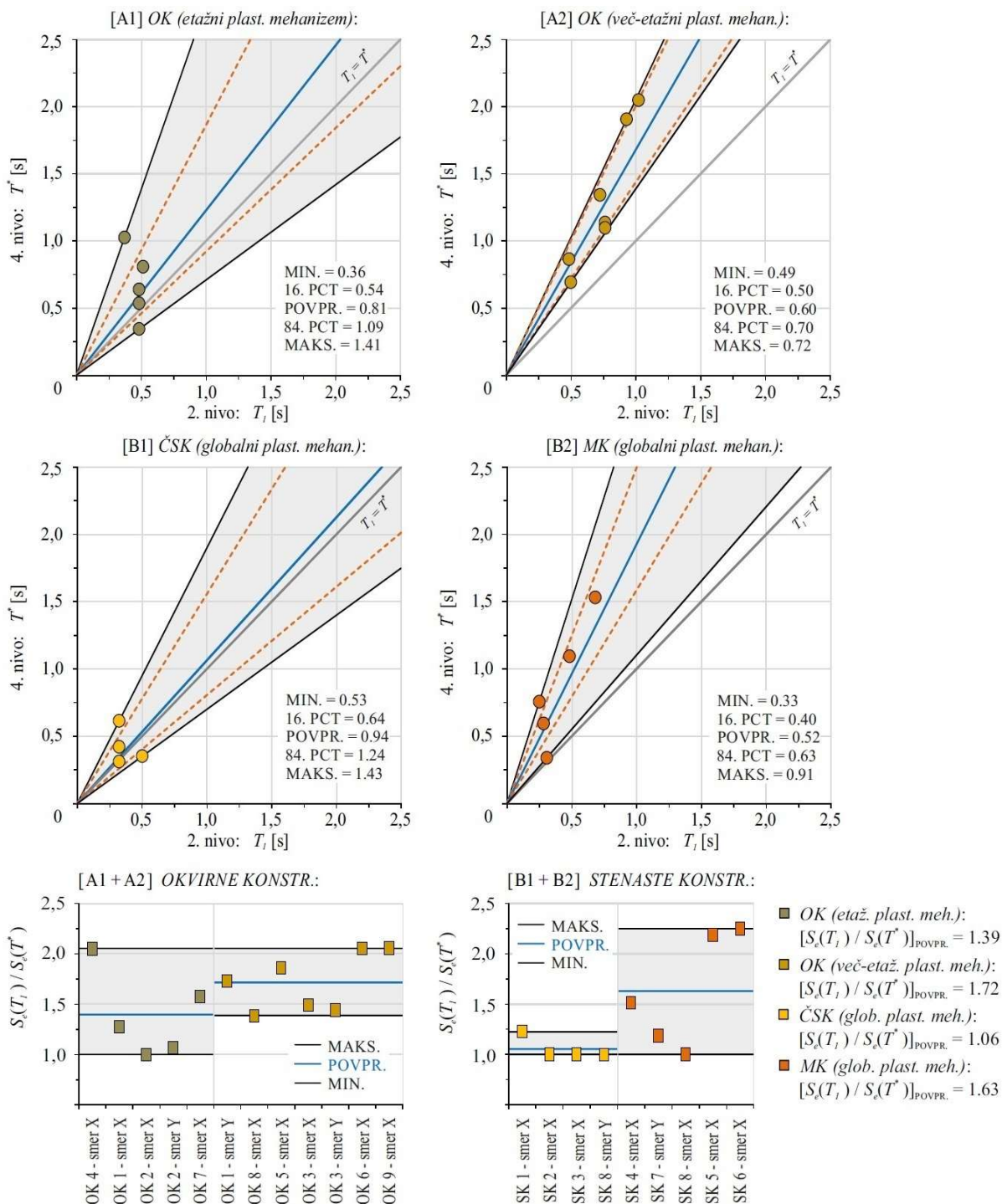
Preglednica 5.44: Ovrednotenje predpostavk na drugem nivoju, ki je izraženo s primerjavo med C/D količniki (stenastih konstrukcij) določenih na podlagi računa na drugem nivoju. Pri tem so predpostavljene količine zamenjane z bolj točno določenimi količinami na četrtem nivoju računa.

Table 5.44: Influence of assumptions used in the case of the 2nd level of complexity that are expressed as the ratio of C/D ratios (of wall structures), determined at the 2nd level of complexity. They are obtained by replacing the assumed values, one by one, by the values used in the 4th level of complexity.

Primer konstrukcije	AB STENASTE in MEŠANE KONSTRUKCIJE									
	Predpostavka									
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6.1)	(6.2)	(7.1)	(7.2)	(7.3)
SK1 (smer X)	0,816	1,000	1,000	1,000	0,924	1,689	1,253	0,174	1,855	1,000
SK2 (smer X)	1,000	1,000	1,213	1,000	0,951	1,681	1,243	0,119	1,781	1,037
SK3 (smer X)	1,000	1,000	1,327	1,000	0,978	1,653	1,217	0,090	1,802	1,068
SK4 (smer X)	0,661	1,000	1,561	1,000	0,991	1,389	1,142	0,130	1,709	1,687
SK5 (smer X)	0,457	1,000	1,851	1,000	1,048	1,226	0,992	0,177	1,355	1,401
SK6 (smer X)	0,445	1,000	2,182	1,000	1,032	1,347	0,965	0,192	1,327	1,560
SK7 (smer Y)	0,843	1,000	1,269	1,000	1,015	1,280	1,087	0,099	1,559	1,585
SK8 (smer X)	1,000	1,000	1,172	1,000	0,986	1,490	1,098	0,133	1,794	1,651
SK8 (smer Y)	1,005	1,000	1,000	1,000	1,119	1,618	1,124	0,104	1,840	1,565
MIN. =	0,445	1,000	1,000	1,000	0,924	1,226	0,965	0,090	1,327	1,000
POVPR. =	0,803	1,000	1,397	1,000	1,005	1,486	1,125	0,135	1,669	1,395
MAKS. =	1,005	1,000	2,182	1,000	1,119	1,689	1,253	0,192	1,855	1,687

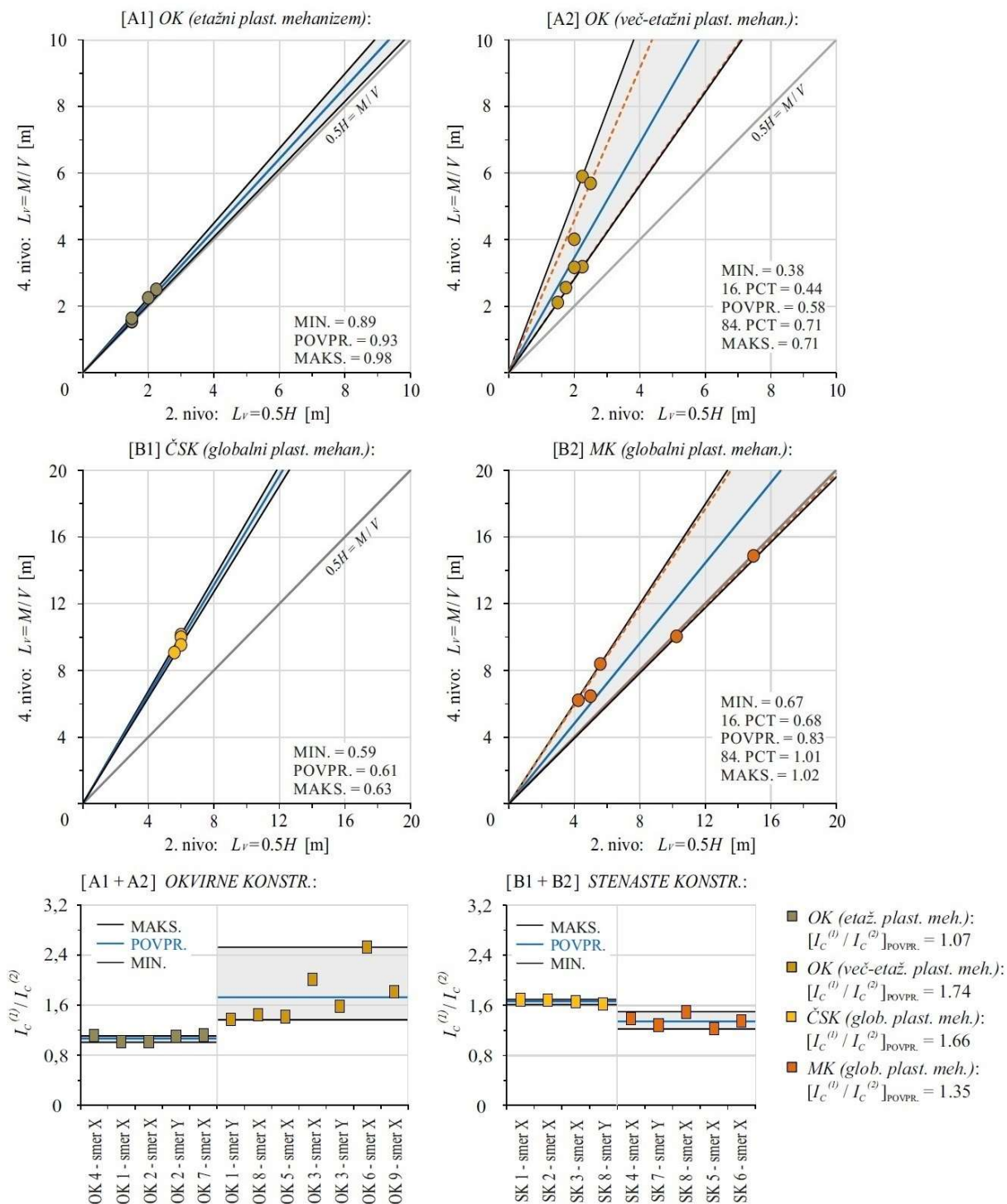
Vpliv nekaterih omenjenih predpostavk je prikazan na Slikah 5.26 – 5.32 in sicer tako, da je vpliv posamezne predpostavke mogoče spremljati v odvisnosti od tipa konstrukcijskega sistema ter dodatno še od tipa plastičnega mehanizma. Dodatno k temu je na omenjenih slikah prikazan še vpliv posamezne predpostavke na končno vrednost potresne odpornosti. To je prikazano tako, da je pri analizi potresnih zahtev na Sliki 5.29 prikazano razmerje $S_e(T_i) / S_e(T^*)$, na Slikah 5.27 – 5.32 pa je prikazano razmerje indeksov kapacitet $I_C^{(1)}$ oz. $I_C^{(2)}$ pri upoštevanju predpostavljenih količin na drugem nivoju računa oz. pri upoštevanju dejanskih količin na višjih nivojih zahtevnosti.

Na omenjenih slikah ni predstavljen vpliv PREDP. 2 ter PREDP. 4, ki sta trivialni. Poleg tega ni prikazana primerjava vpliva različne določitve nosilnosti elementov, t.j. PREDP. 5. Ta je za nekaj drugih primerov stebrov in sten že prikazana v poglavju 3.1.1 na Sliki 3.4, kjer je primerjava različne določitve upogibne nosilnosti narejena za 137 oz. 77 eksperimentnalno preizkušanih stebrov oz. sten. Podobno velja tudi za predpostavko (7.1), katere vpliv je prikazan na Sliki 5.29. Rezultate duktilnosti elementov, ki ustrezajo testnim konstrukcijam, je dodatno mogoče primerjati še z rezultati 137 oz. 77 eksperimentnalno preizkušanih stebrov oz. sten, ki so prikazani v poglavju 3.1.2 na Sliki 3.5.



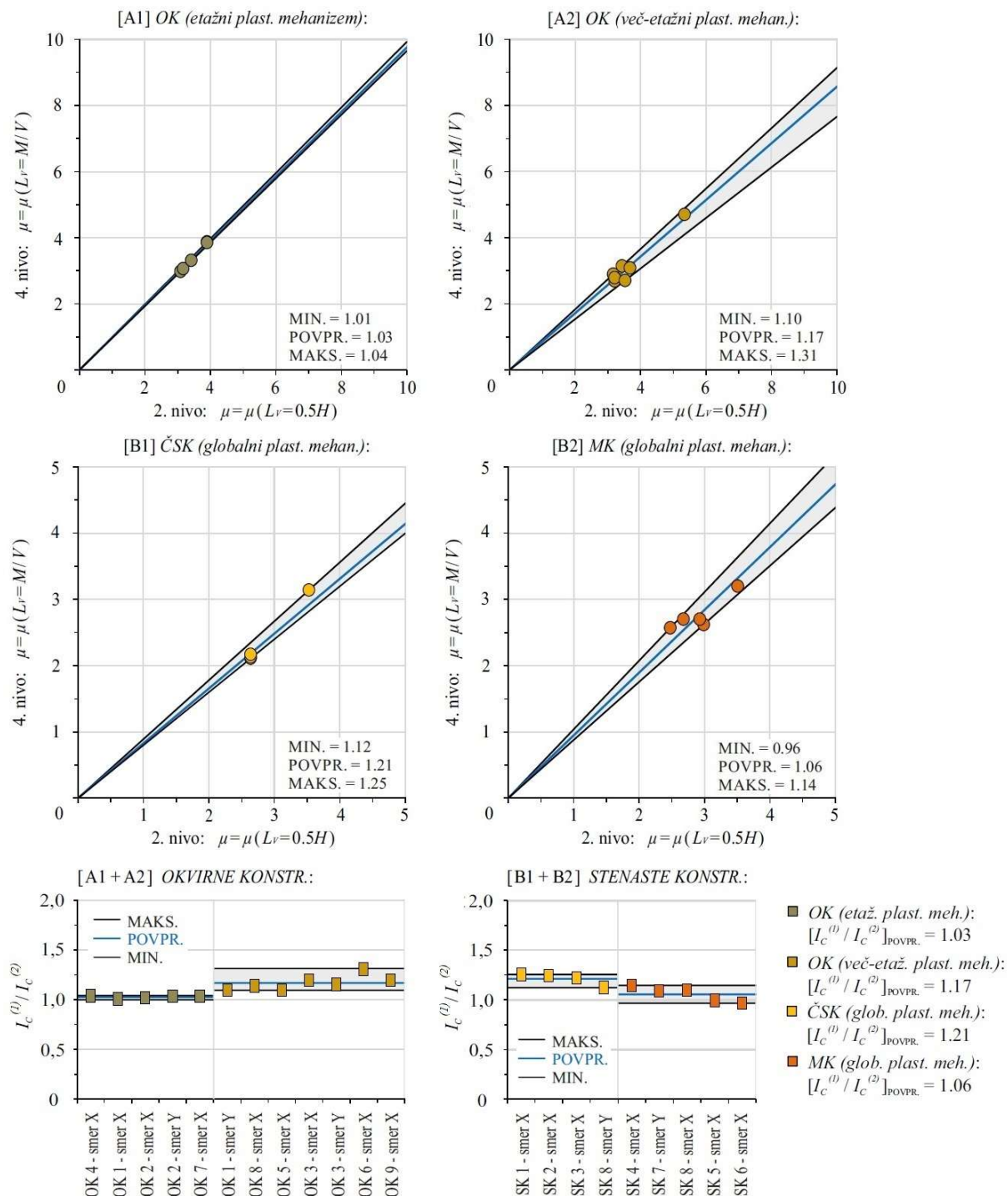
Slika 5.26: Primerjava nihajnega časa konstrukcije T_1 / T^* (PREDP. 1) in potresnih zahtev $S_e(T_1) / S_e(T^*)$.

Figure 5.26: Comparison between the period of the structure T_1 / T^* (PREDP. 1) and seismic demand $S_e(T_1) / S_e(T^*)$.



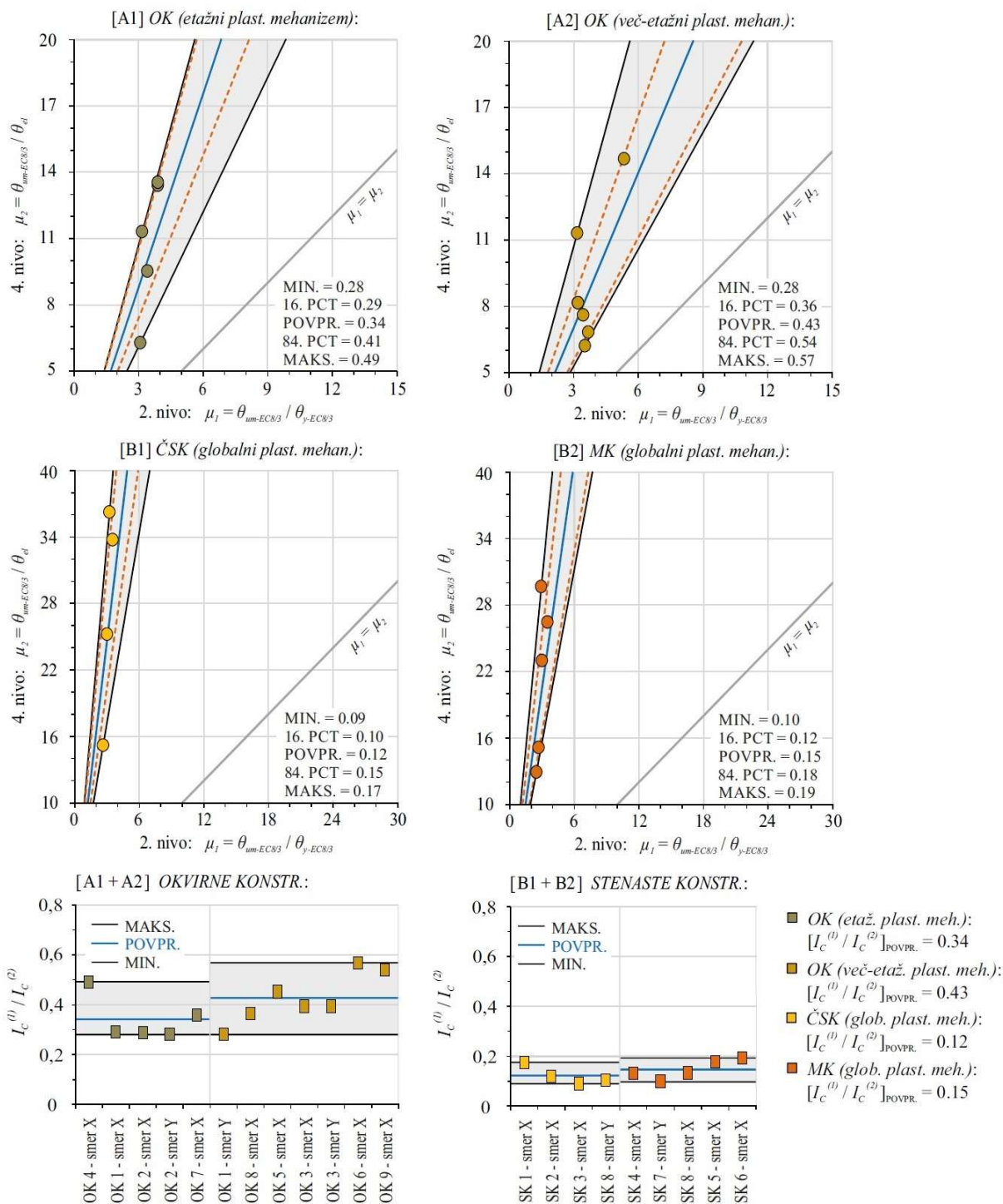
Slika 5.27: Primerjava strižnih razponov $[L_V = 0.5H] / [L_V = M/V]$ ter njihov vpliv na indeks kapacitete na drugem nivoju računa $[I_c^{(1)} (V_u = M_u / L_V; L_V = 0.5H)] / [I_c^{(2)} (V_u = M_u / L_V; L_V = M/V)]$, v kolikor predpostavljena vrednost strižnega razpona vpliva le na račun strižne sile pri upogibni nosilnosti (PREDP. 6.1).

Figure 5.27: Comparison between shear span lengths $[L_V = 0.5H] / [L_V = M/V]$ and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level of complexity $[I_c^{(1)} (V_u = M_u / L_V; L_V = 0.5H)] / [I_c^{(2)} (V_u = M_u / L_V; L_V = M/V)]$ in the case when the shear span length has influence only on the determination of the shear force at flexural yielding (PREDP. 6.1).



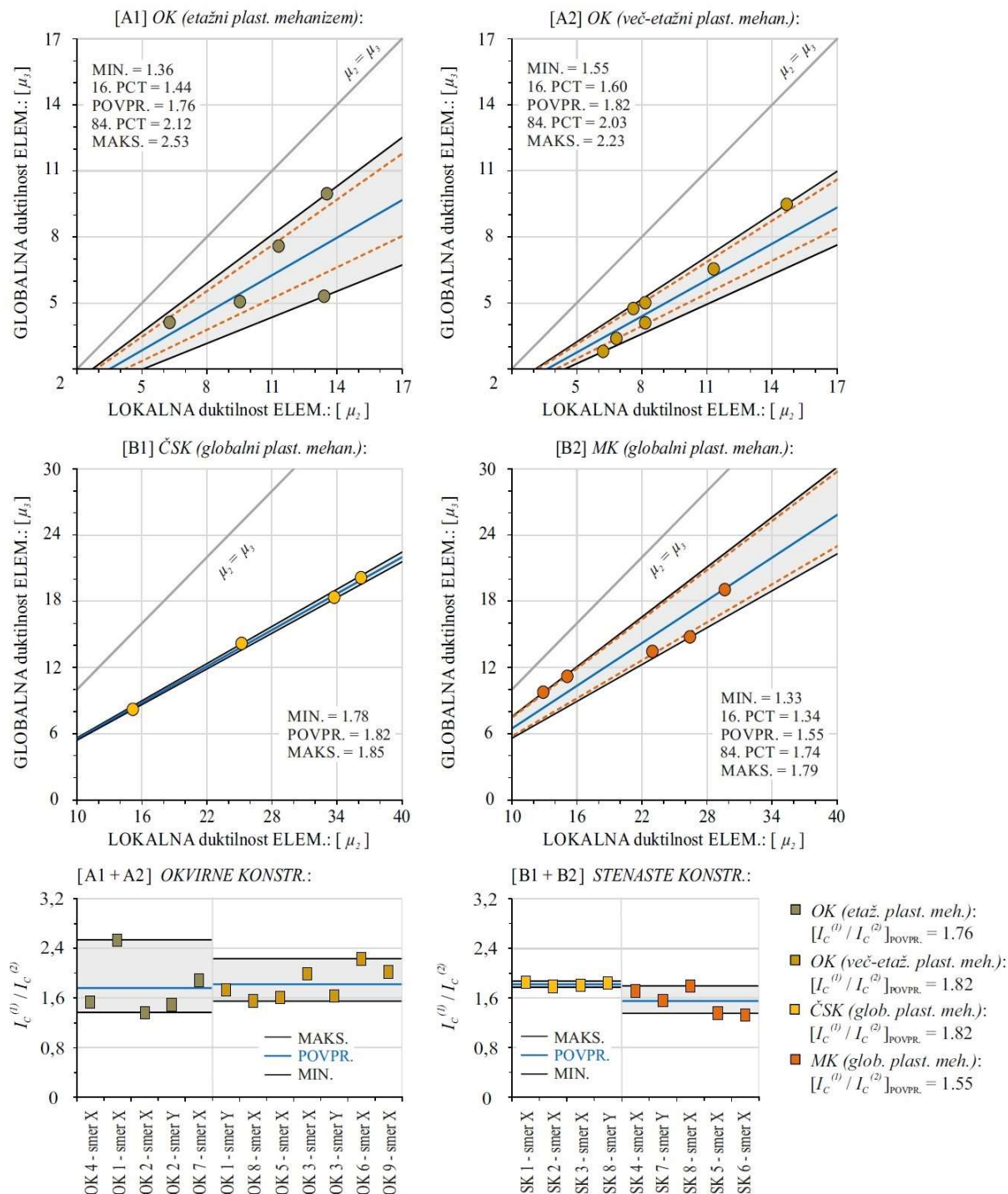
Slika 5.28: Primerjava duktilnosti najbolj kritičnih elementov konstrukcije $\mu(L_V = 0.5H) / \mu(L_V = M/V)$ ter njihov vpliv na primerjavo indeksa kapacitete na drugem nivoju računa $[I_C^{(1)}(\mu(L_V); L_V = 0.5H)] / [I_C^{(2)}(\mu(L_V); L_V = M/V)]$, v kolikor predpostavljena vrednost strižnega razpona vpliva le na račun duktilnosti (PREDP. 6.2).

Figure 5.28: Comparison between ductilities of the most critical elements $\mu(L_V = 0.5H) / \mu(L_V = M/V)$ and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level $[I_C^{(1)}(\mu(L_V); L_V = 0.5H)] / [I_C^{(2)}(\mu(L_V); L_V = M/V)]$ in the case when the shear span length has influence only on the determination of ductility (PREDP. 6.2).



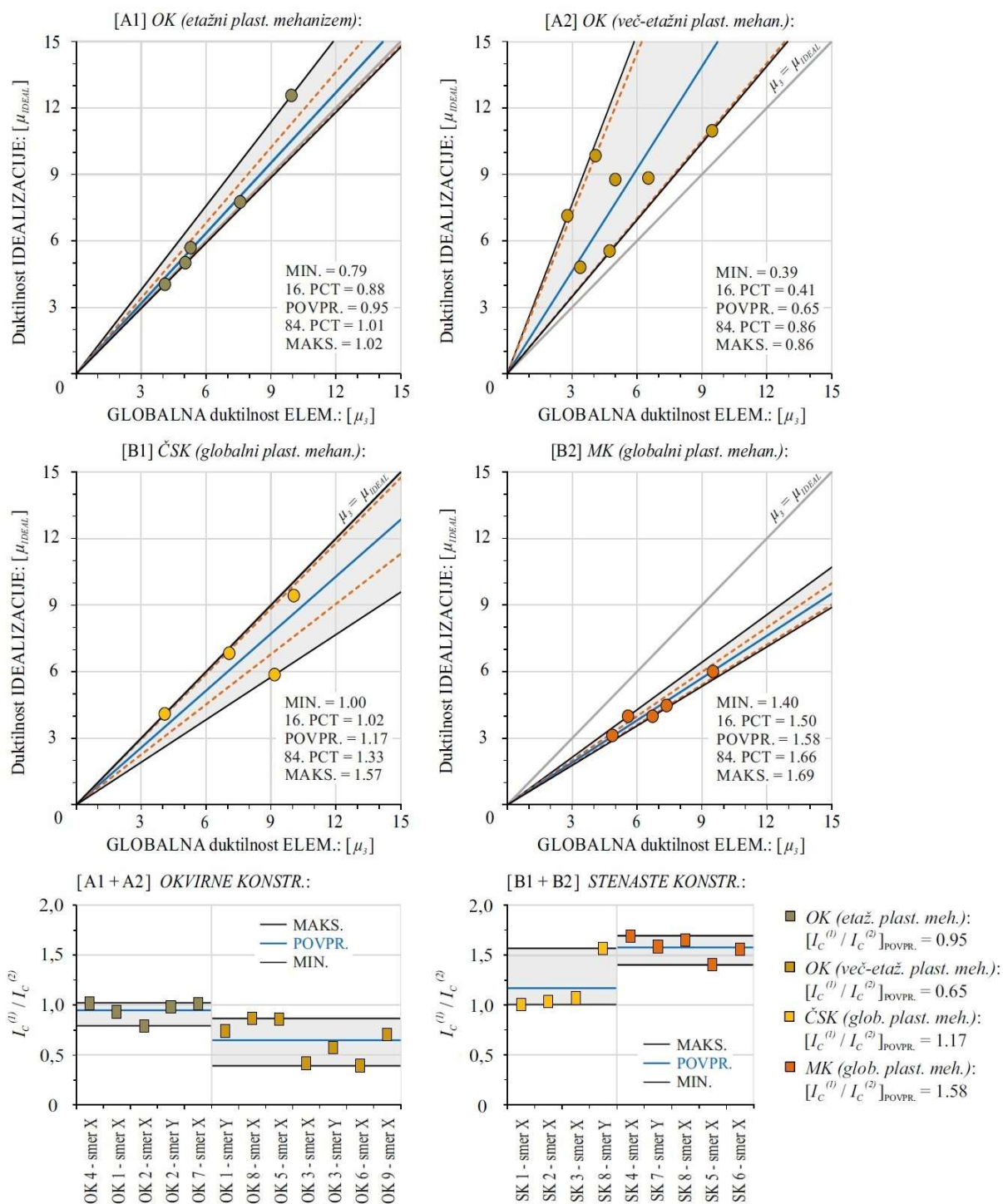
Slika 5.29: Primerjava lokalnih duktilnosti $[\mu_1 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{y-EC8/3}] / [\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}]$, ki ustrezajo najbolj kritičnim elementom nosilne konstrukcije ter njihov vpliv na vrednost indeksa kapacitete na drugem nivoju računa $[I_c^{(1)} = I_c(\mu_1)] / [I_c^{(2)} = I_c(\mu_2)]$ pri uporabi duktilnosti μ_1 in μ_2 (PREDP. 7.1).

Figure 5.29: Comparison between the local ductilities $[\mu_1 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{y-EC8/3}] / [\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}]$ of the most critical elements of load bearing structure and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level procedure $[I_c^{(1)} = I_c(\mu_1)] / [I_c^{(2)} = I_c(\mu_2)]$ by using ductilities μ_1 and μ_2 (PREDP. 7.1).



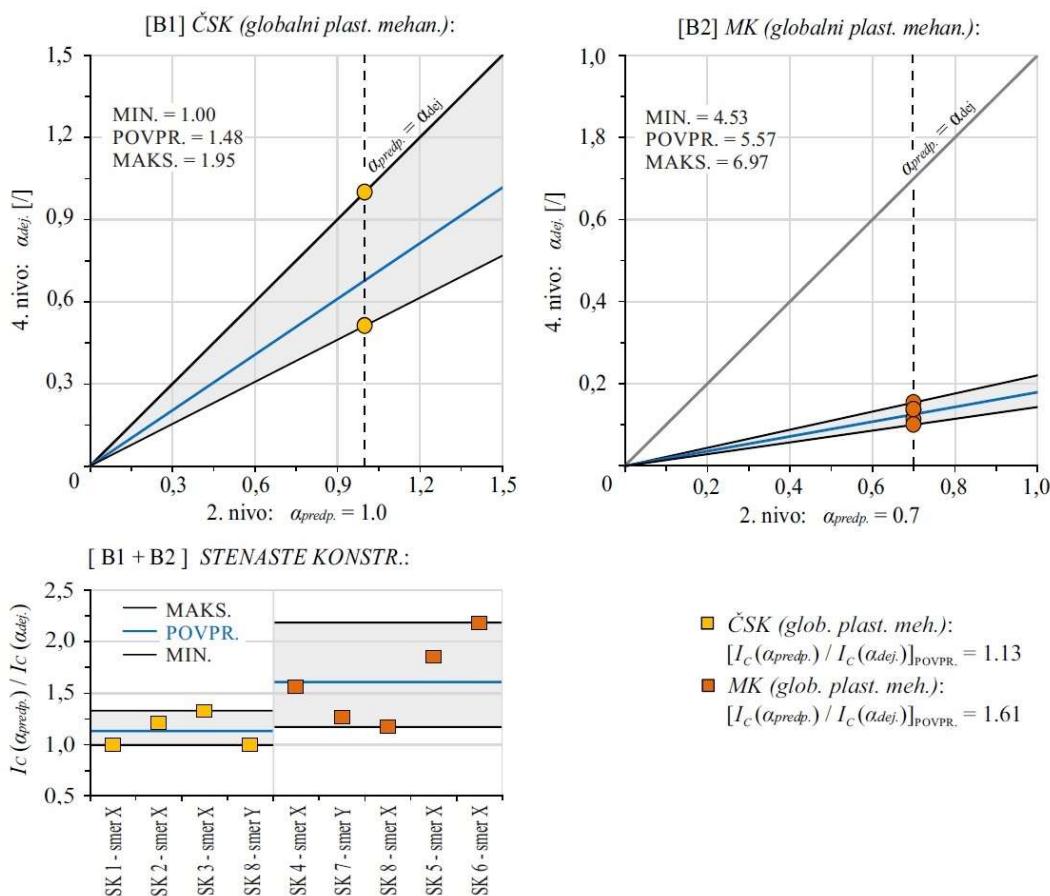
Slika 5.30: Primerjava lokalnih in globalnih duktilnosti $[\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}] / [\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)}]$, ki ustrezajo najbolj kritičnim elementom nosilne konstrukcije ter njihov vpliv na vrednost indeksa kapacitete na drugem nivoju računa $[I_c^{(1)} = I_c(\mu_2)] / [I_c^{(2)} = I_c(\mu_3)]$ pri uporabi duktilnosti μ_2 in μ_3 (PREDP. 7.2).

Figure 5.30: Comparison between the local and global ductilities $[\mu_2 = \theta_{um-EC8/3} / \theta_{el}] / [\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)}]$ of the most critical elements of load bearing structure and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level of complexity $[I_c^{(1)} = I_c(\mu_2)] / [I_c^{(2)} = I_c(\mu_3)]$ by using ductilities μ_2 and μ_3 (PREDP. 7.2).



Slika 5.31: Primerjava globalnih duktilnosti najbolj kritičnih elementov konstrukcije in duktilnosti idealiziranega diagrama kapacitete [$\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)} / [\mu_{IDEAL} = D_{NC}^{(konstr.)} / D_Y^{(konstr.)}$] ter njihov vpliv na vrednost indeksa kapacitete na drugem nivoju računa [$I_C^{(1)} = I_C(\mu_3) / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_{IDEAL})$] pri uporabi duktilnosti μ_3 in μ_{IDEAL} (PREDP. 7.3).

Figure 5.31: Comparison between the global ductilities of the most critical elements of the structure and ductilities of idealized capacity diagram [$\mu_3 = D_{NC}^{(elem.)} / D_Y^{(elem.)} / [\mu_{IDEAL} = D_{NC}^{(konstr.)} / D_Y^{(konstr.)}$] and their impact on the seismic capacity index at the 2nd level of complexity [$I_C^{(1)} = I_C(\mu_3) / [I_C^{(2)} = I_C(\mu_{IDEAL})$] by using ductilities μ_3 and μ_{IDEAL} (PREDP. 7.3).



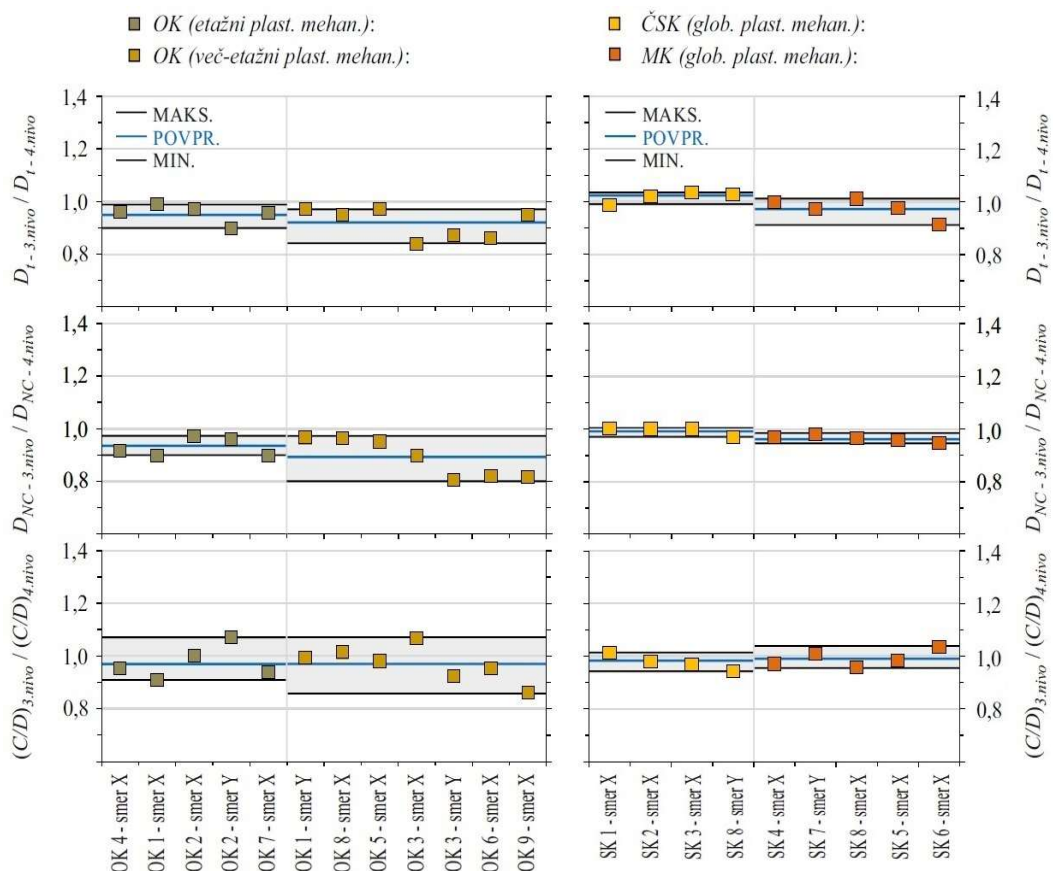
Slika 5.32: Primerjava predpostavljenih in dejanskih vrednosti faktorjev α (PREDP. 3) ter njihov vpliv na končno vrednost indeksa kapacitete etaže na drugem nivoju računa $I_C(\alpha_{predp.}) / I_C(\alpha_{dej.})$.

Figure 5.32: Comparison between the assumed and actual value of factor α (PREDP. 3) and their impact on the seismic capacity index of a storey at the 2nd level of complexity $I_C(\alpha_{predp.}) / I_C(\alpha_{dej.})$.

5.4.4 Prikaz vpliva uporabljenih predpostavk na 3. nivoju

V tem poglavju so za vse testne konstrukcije prikazani rezultati potresnih zahtev, izraženi z D_i in δ_i , ter kapaciteta konstrukcije, izražena z D_{NC} in δ_{NC} . Omenjene količine so najprej določene poenostavljeno (glej Sliko 2.2) na podlagi pseudo 3D matematičnega modela konstrukcije na tretjem nivoju računa, te pa so primerjane z bolj točno določenimi količinami na četrtem nivoju računa. Poleg tega je prikazan vpliv izbrane količine, t.j. pomika in/ali zamika, na potresno odpornost konstrukcije. Vse omenjene primerjave so prikazane na Sliki 5.33 in Sliki 5.34.

Območje rezultatov, ki so prikazani na Sliki 5.33 in Sliki 5.34, je za račun količnika C / D s pomiki na vrhu konstrukcije D_{top} prikazano v Preglednici 5.45, za račun količnika C / D z etažnimi zamiki δ_j pa v Preglednici 5.46. Območje rezultatov je tu predstavljeno z maksimalno, povprečno in minimalno vrednostjo in sicer za vsak konstrukcijski sistem posebej.



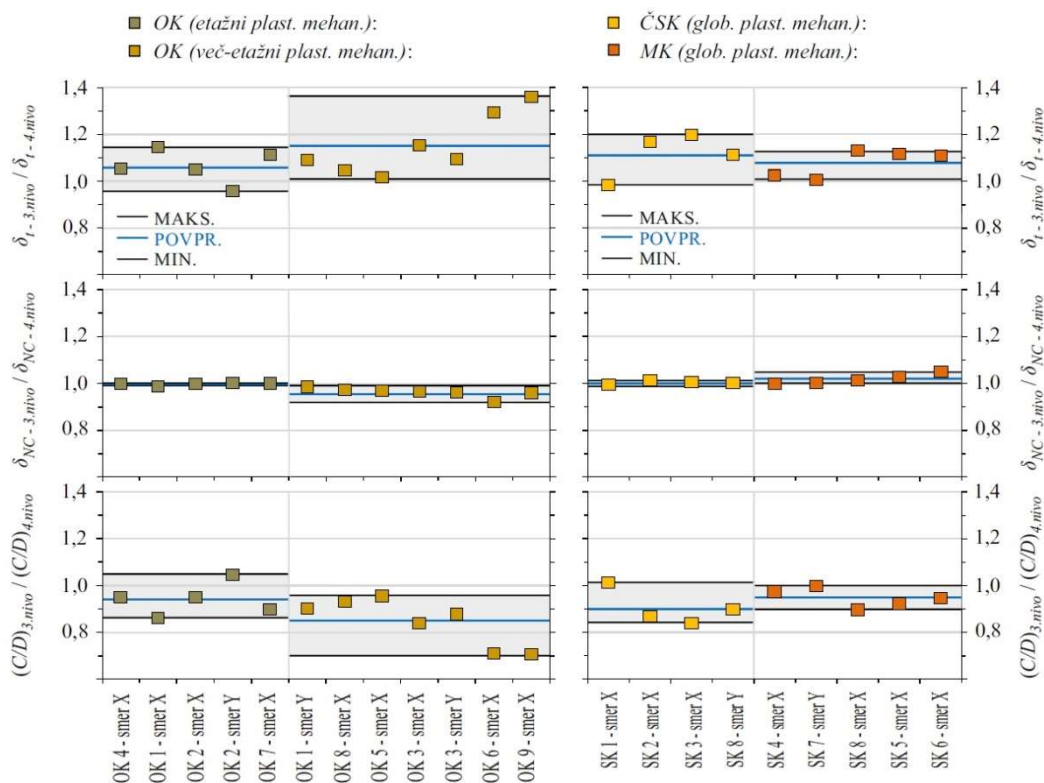
Slika 5.33: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki pomikov na vrhu D_t , D_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C/D = D_{NC}/D_t$ na tretjem in četrtem nivoju računa.

Figure 5.33: Comparison between seismic demand and capacity in terms of top displacements D_t , D_{NC} and the seismic resistance assessment $C/D = D_{NC}/D_t$ at the 3rd and 4th level of complexity.

Preglednica 5.45: Območje rezultatov potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki pomikov na vrhu D_t , D_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C/D = D_{NC}/D_t$ na tretjem in četrtem nivoju računa.

Table 5.45: The range of the results of the seismic demand and capacity in terms of top displacements D_t , D_{NC} and the seismic resistance assessment $C/D = D_{NC}/D_t$ at the 3rd and 4th level of complexity.

	OK – etažni plast. mehan.	OK – več-etažni plast. mehan.	ČSK – globalni plast. mehan.	MK – globalni plast. mehan.	
MAKS. =	0.99	0.97	1.03	1.01	$\frac{D_{t-3.nivo}}{D_{t-4.nivo}}$
POVPR. =	0.95	0.92	1.02	0.97	
MIN. =	0.90	0.84	0.99	0.91	
MAKS. =	0.97	0.97	1.00	0.98	$\frac{D_{NC-3.nivo}}{D_{NC-4.nivo}}$
POVPR. =	0.93	0.89	0.99	0.96	
MIN. =	0.90	0.80	0.97	0.94	
MAKS. =	1.07	1.07	1.01	1.04	$\frac{C/D_{3.nivo}}{C/D_{4.nivo}}$
POVPR. =	0.97	0.97	0.98	0.99	
MIN. =	0.91	0.86	0.94	0.96	



Slika 5.34: Primerjava potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki etažnih zamikov δ_i , δ_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C/D = \delta_{NC} / \delta_i$ na tretjem in četrtem nivoju računa.

Figure 5.34: Comparison between seismic demand and capacity in terms of storey drift ratios δ_i , δ_{NC} and the seismic resistance assessment $C/D = \delta_{NC} / \delta_i$ at the 3rd and 4th level of complexity.

Preglednica 5.46: Območje rezultatov potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije v obliki etažnih zamikov δ_i , δ_{NC} ter ocene potresne odpornosti $C/D = \delta_{NC} / \delta_i$ na tretjem in četrtem nivoju računa.

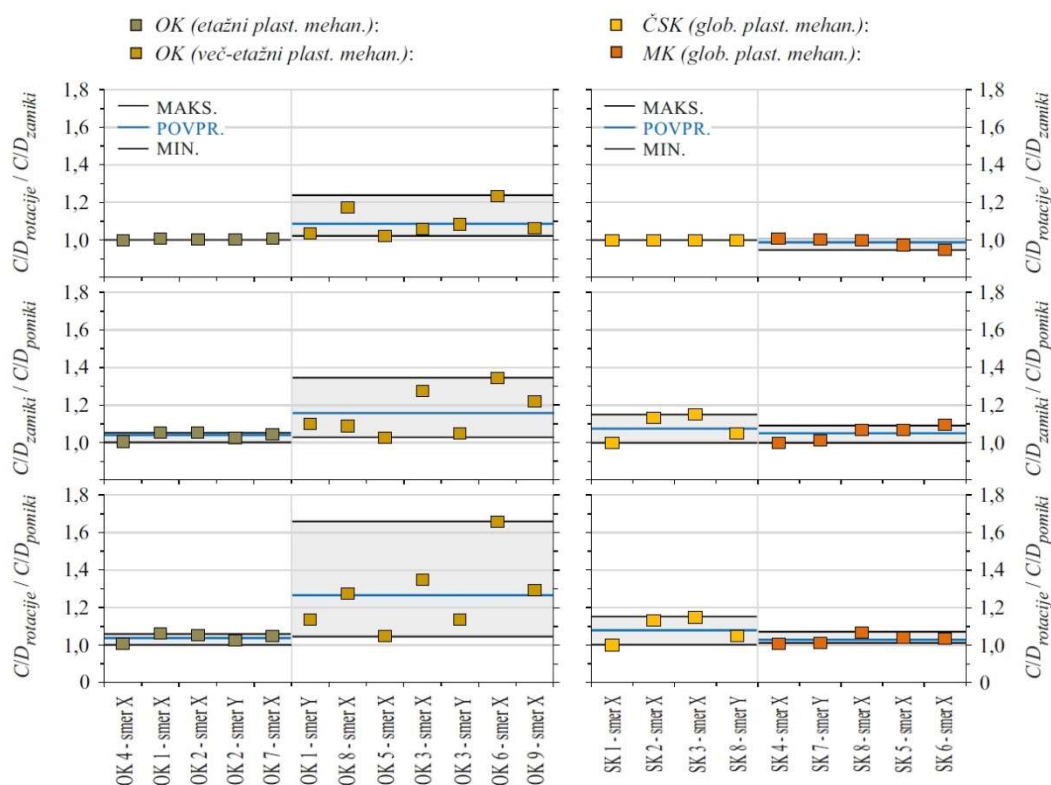
Table 5.46: The range of the results of the seismic demand and capacity in terms of storey drift ratios δ_i , δ_{NC} and the seismic resistance assessment $C/D = \delta_{NC} / \delta_i$ at the 3rd and 4th level of complexity.

	OK – etažni plast. mehan.	OK – več-etažni plast. mehan.	ČSK – globalni plast. mehan.	MK – globalni plast. mehan.	
MAKS. =	1.14	1.36	1.20	1.13	$\frac{\delta_{t-3.nivo}}{\delta_{t-4.nivo}}$
POVPR. =	1.06	1.15	1.11	1.08	
MIN. =	0.96	1.01	0.98	1.01	
MAKS. =	1.00	0.99	1.01	1.05	$\frac{\delta_{NC-3.nivo}}{\delta_{NC-4.nivo}}$
POVPR. =	1.00	0.96	1.00	1.02	
MIN. =	0.99	0.92	0.99	1.00	
MAKS. =	1.05	0.96	1.01	1.00	$\frac{C/D_{3.nivo}}{C/D_{4.nivo}}$
POVPR. =	0.94	0.85	0.90	0.95	
MIN. =	0.86	0.70	0.84	0.90	

5.4.5 Primerjava parametrov potresne odpornosti na 4. nivoju

Oceno potresne odpornosti je na najvišjih treh nivojih zahtevnosti mogoče izvesti s pomočjo dveh različnih parametrov odziva, t.j. s pomikom konstrukcije na vrhu D_{top} ali z etažnimi zamiki δ_j . Dodatno je na četrtem nivoju oceno potresne odpornosti mogoče izvesti s pomočjo rotacij elementov θ_i , zato je primerjava med vsemi tremi parametri odziva prikazana le za ta nivo računa. Primerjava količnikov $C /$

D , izračunana s temi parametri, je za vse testne konstrukcije prikazana na Sliki 5.35. Območje rezultatov omenjene primerjave je prikazano v Preglednici 5.47.



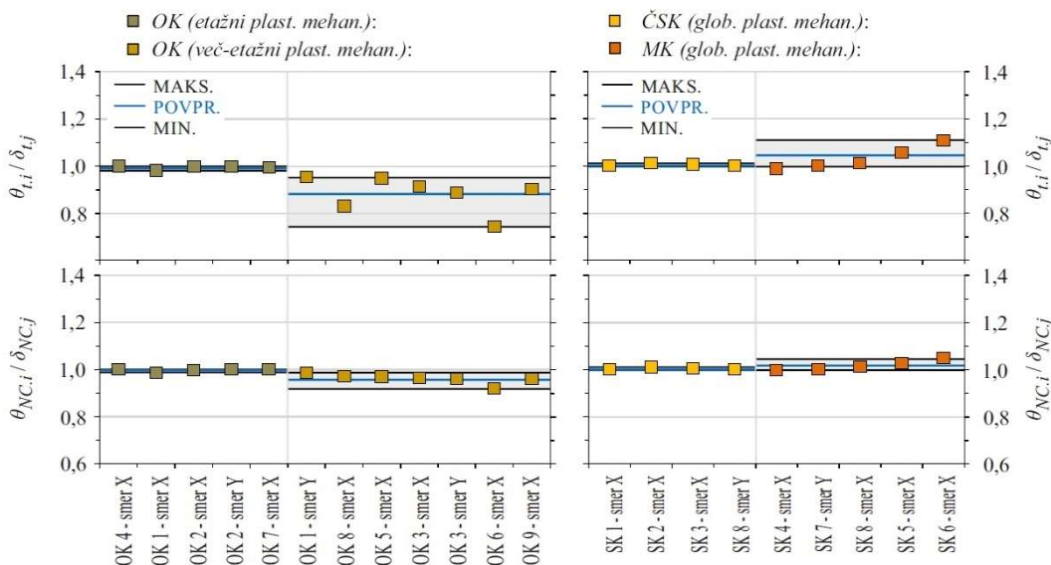
Slika 5.35: Primerjava vpliva parametrov D_{top} , δ_j in θ_i na določanje količnika C/D na četrtem nivoju.
Figure 5.35: The comparison of the influence of parameters D_{top} , δ_j in θ_i on the C/D ratio at the 4th level.

Preglednica 5.47: Območje rezultatov potresne odpornosti, ki so dobjeni s primerjavo parametrov pomika na vrhu D_{top} , zamika etaž δ_j in rotacije elementov θ_i pri računu na četrtem nivoju zahtevnosti.

Table 5.47: The range of the results of the seismic resistance assessment, which are determined by comparing top displacements D_t , storey drift ratios δ_j and chord rotations θ_i at the 4th level of complexity.

	OK – etažni plast. mehan.	OK – več-etažni plast. mehan.	ČSK – globalni plast. mehan.	MK – globalni plast. mehan.	
MAKS. =	1.00	1.23	1.00	1.01	$\frac{C/D_{rotacije}}{C/D_{zamiki}}$
POVPR. =	1.00	1.09	1.00	0.99	
MIN. =	1.00	1.02	1.00	0.95	
MAKS. =	1.05	1.34	1.15	1.09	$\frac{C/D_{zamiki}}{C/D_{pomiki}}$
POVPR. =	1.04	1.16	1.08	1.05	
MIN. =	1.00	1.03	1.00	1.00	
MAKS. =	1.06	1.66	1.15	1.07	$\frac{C/D_{rotacije}}{C/D_{pomiki}}$
POVPR. =	1.04	1.27	1.08	1.03	
MIN. =	1.00	1.05	1.00	1.01	

Na lokalnem nivoju oz. na nivoju etaže je mogoča tudi primerjava rotacij najbolj kritičnega elementa (θ_i in θ_{NC}) in pripadajoča vrednost etažnega zamika (δ_i in δ_{NC}), pri čemer je za vse testne konstrukcije ta primerjava prikazana na Sliki 5.36. Območje rezultatov je prikazano v Preglednici 5.48.



Slika 5.36: Primerjava rotacij najbolj kritičnih elementov (θ_t oz. θ_{NC}) in pripadajočih etažnih zamikov (δ_t oz. δ_{NC}) vseh obravnavanih testnih konstrukcij na četrtem nivoju računa.

Figure 5.36: Comparison between the rotations of the most critical elements (θ_t and θ_{NC}) and the corresponding storey drift ratio (δ_t and δ_{NC}) for all the investigated buildings at the 4th level of complexity.

Preglednica 5.48: Območje rezultatov primerjave rotacij najbolj kritičnih elementov (θ_t oz. θ_{NC}) in pripadajočih etažnih zamikov (δ_t oz. δ_{NC}) vseh obravnavanih testnih konstrukcij na četrtem nivoju računa.

Table 5.48: The range of the results between the rotations of the most critical elements (θ_t and θ_{NC}) and the corresponding storey drift ratio (δ_t and δ_{NC}) for all the investigated buildings at the 4th level.

	OK – etažni plast. mehan.	OK – več-etažni plast. mehan.	ČSK – globalni plast. mehan.	MK – globalni plast. mehan.	
MAKS. =	1.00	0.95	1.01	1.11	$\frac{\theta_{t,i}}{\delta_{t,j}}$
POVPR. =	0.99	0.88	1.00	1.04	
MIN. =	0.98	0.74	1.00	1.00	
MAKS. =	1.00	0.99	1.01	1.05	$\frac{\theta_{NC,i}}{\delta_{NC,j}}$
POVPR. =	1.00	0.96	1.00	1.02	
MIN. =	0.99	0.92	1.00	1.00	

5.5 Analiza rezultatov na različnih nivojih računa

Postopek računa na prvem nivoju vsebuje kar nekaj grobih predpostavk, pri čemer je ena izmed njih določitev predpostavljenih mejnih napetosti stebrov in sten. Pri primerjavi rezultatov v poglavju 5.4.2 je mogoče opaziti, da je lahko zaradi te predpostavke metoda na prvem nivoju nekonzervativna v primerjavi z računi na višjih nivojih. To velja predvsem za stenaste konstrukcije, kar se pokaže pri sedmih izmed devet variant konstrukcij. Podobna ugotovitev velja pri okvirnih konstrukcijah, saj so v nekaterih primerih predpostavljene mejne napetosti stebrov določene nekonzervativno. To posebej velja za primer vitkih stebrov v kombinaciji z majhno količino vzdolžne armature in z majhnim nivojem osne sile. Kljub nekonzervativno določeni nosilnosti nekaterih stebrov je v primeru okvirnih konstrukcij uporaba te predpostavke v splošnem konzervativna (glej Preglednico 5.43).

Poenostavljena računsko postopka na prvih dveh nivojih vsebujeta nekaj skupnih predpostavk, pri čemer je ena od njih določitev nihajnega časa konstrukcije T_l (PREDP. 1). Ta je empirična in je odvisna le od tipa konstrukcije ter od višine objekta (glej enačbo 2.3), medtem ko ima določitev nihajnega časa

konstrukcije T^* na višjih nivojih teoretično osnovo. Pri analizi testnih konstrukcij znaša razmerje nihajnih časov T_I / T^* v povprečju 81%, 60%, 94% oz. 52% za primer okvirnih konstrukcij z eno-etažnim plastičnim mehanizmom, več-etažnim plastičnim mehanizmom, čistih stenastih konstrukcij oz. mešanih konstrukcij (Slika 5.26). (Odvisnost nihajnega časa od višine konstrukcije v tej disertaciji ni obravnavana, saj so predpostavljene količine analizirane le v odvisnosti od tipa konstrukcij.) Predpostavljena vrednost nihajnega časa T_I ima na končno vrednost količnika C / D vseh tipov konstrukcij v povprečju precej konzervativen vpliv, saj so v povprečju spektralne vrednosti pospeškov na drugem nivoju računa $S_e(T_I)$ večinoma precej večje kot na četrtem nivoju računa $S_e(T^*)$. (Izjemoma različne vrednosti nihajnih časov T_I oz. T^* na platoju spektra pospeškov ne vplivajo na razlike v rezultatih potresne odpornosti na različnih nivojih računa.)

Raporeditev potresne sile po višini objekta je na prvem in drugem nivoju določena ob predpostavki enakomerno razporejene mase in linearne deformacijske oblike (PREDP. 2). V kolikor je količnik C / D kritičen v prvi etaži, PREDP. 2 ne vpliva na razlike v rezultatih na različnih nivojih računa. To velja neodvisno od števila etaž in od oblike plastičnega mehanizma konstrukcije, kar je mogoče opaziti pri skoraj vseh obravnavanih testnih konstrukcijah, z izjemo konstrukcije OK1 v smeri X (glej Preglednico 5.43). Omenjena predpostavka lahko na količnik C / D deluje tako konzervativno kot nekonzervativno, kar sicer v tej disertaciji ni predstavljeno. Pri tem je stopnja konzervativnosti oz. nekonzervativnosti odvisna od dejanskega plastičnega mehanizma, ki se ga primerja s predpostavljenim, t.j. z linearno deformacijsko obliko, poleg tega pa je ta stopnja odvisna tudi od obravnavane etaže. Omenjena konzervativnost oz. nekonzervativnosti v tej disertaciji ni podrobno predstavljena, jo je pa mogoče enostavno analitično preveriti.

Pri računu na prvih dveh nivojih zahtevnosti je potrebno omeniti, da PREDP. 3 v primeru čistih stenastih konstrukcij s stenami različnih togosti ne upošteva dejanskega dela nosilnosti neplastificiranih sten. Analiza, v kateri sta bili obravnavani le dve varianti konstrukcij, t.j. ravninski primer z dvema in tremi konzolnimi stenami (konstrukciji SK2 in SK3), je pokazala, da je bila povprečna vrednost dosežene nosilnosti neplastificiranih sten enaka $\alpha_{dej.} = 0.51$, kot je to mogoče videti na Sliki 5.32. V primeru obravnavanih testnih mešanih konstrukcij je predpostavljena efektivna nosilnost stebrov $\alpha_{predp.} = 0.7$ precenjena, saj je bolj točna vrednost na podlagi računa na četrtem nivoju pri upoštevanju vseh neplastificiranih stebrov v povprečju enaka $\alpha_{dej.} = 0.13$. Na končni rezultat potresne odpornosti ima tako predpostavljena količina $\alpha_{predp.}$ precej nekonzervativen vpliv, ki sledi iz primerjave indeksov kapacitet $I_C(\alpha_{predp.})$ in $I_C(\alpha_{dej.})$, kot je to mogoče videti na Sliki 5.32.

Upogibno obnašanje elementov nosilne konstrukcije se na drugem nivoju določi poenostavljeno v primerjavi z računom na najvišjih treh nivojih zahtevnosti. Pri tem se razlike pojavijo tako pri določitvi upogibne nosilnosti elementov M_u oz. M_y kot pri njihovi duktilnosti μ . Na duktilnost posameznega elementa pomembno vpliva parameter strižnega razpona L_V , ki ima še večji vpliv na strižno silo pri upogibni nosilnosti (M_u / L_V oz. M_y / L_V). Upogibna nosilnost (PREDP. 5) se na drugem nivoju določi z enačbo (2.13) in enačbo (2.14), ločeno za stebre in stene, na višjih nivojih računa pa z analizo prečnega prereza. V poglavju 3.1.1 je primerjava obeh količin prikazana za 137 oz. 77 ciklično preizkušanih stebrov oz. sten, pri čemer je v primeru stebrov ujemanje rezultatov v povprečju enako $M_u / M_y = 1.07$, v primeru sten pa $M_u / M_y = 0.99$. Podobno velja tudi za stebre in stene obravnavanih testnih konstrukcij, kar je prikazano v Preglednicah 5.34 in 5.44. Tu so sicer rezultati prikazani za (skupno) upogibno nosilnost obravnavane etaže. V primeru okvirnih konstrukcij velja $\sum M_u / \sum M_y = 1.04$, v primeru stenastih ter mešanih konstrukcij pa $\sum M_u / \sum M_y = 1.01$. Upogibna nosilnost na drugem nivoju računa ima na končen rezultat potresne odpornosti C / D nekoliko nekonzervativen vpliv, ki pa je zanemarljiv.

Na razlike v rezultatih C/D ima v povezavi z določitvijo upogibnega obnašanja bistven vpliv predvsem predpostavljena vrednost strižnega razpona $L_V = 0.5 \cdot L$ in sicer v primeru, ko ta vpliva na velikost strižne sile pri upogibni nosilnosti $V_u = M_u / L_V$. Kot kaže Slika 5.27, se ta predpostavka dobro ujame z dejansko količino $L_V = M / V$ iz analize na matematičnem modelu konstrukcije, ki je v primeru okvirnih konstrukcij z etažnimi plastičnimi mehanizmi v povprečju enaka $(L_V = 0.5L) / (L_V = M / V) = 0.93$. Tu se pojavi polnoplastični upogibni moment enake velikosti ob vpetju stebrov zgoraj in spodaj, posledično pa je prevojna momentna točka približno na sredini elementa. V primeru okvirov z več-etažnim plastičnim mehanizmom se plastificirajo tudi prečke vmesnih etaž, zaradi tega razloga pa se prevojna momentna točka pojavi nekoliko višje glede na predpostavljeno vrednost, t.j. glede na $L_V = 0.5 \cdot L$. Ujemanje količin je tu v povprečju določeno z $(L_V = 0.5L) / (L_V = M / V) = 0.58$. Predpostavljene vrednosti strižnih razponov sten variirajo od primera do primera, pri tem pa so pri analizi obravnavanih testnih konstrukcij v primeru nizkih objektov z etažnostjo $n \leq 4$ te manjše od dejanske vrednosti. V primeru srednje-visokih objektov, t.j. pri primeru SK5 ($n = 5$) in SK6 ($n = 8$), se predpostavljene vrednosti strižnih razponov sten zelo približajo dejanskim vrednostim. (Te so lahko manjše od predpostavljenih vrednosti, kar sicer v tej disertaciji ni prikazano.) Dolžina strižnega razpona je odvisna od togosti stene v primerjavi s togostjo preostale konstrukcije ter tudi od spreminjanja togosti konstrukcije in stene vzdolž višine objekta. Pri analizi čistih stenastih konstrukcij je razmerje predpostavljenih in dejanskih strižnih razponov v povprečju enako $(L_V = 0.5L) / (L_V = M / V) = 0.61$, v primeru mešanih konstrukcij pa to razmerje znaša $(L_V = 0.5L) / (L_V = M / V) = 0.83$.

V kolikor predpostavljena vrednost strižnega razpona pri računu na drugem nivoju zahtevnosti vpliva na račun strižne sile pri upogibni nosilnosti $V_u = M_u / L_V$, ima ta predpostavka nekonzervativen vpliv na potresno odpornost izraženo s C/D in sicer za vse tipe konstrukcij (PREDP. 6.1). Nekonzervativnost sledi iz primerjave indeksov kapacitet $I_C^{(1)}$ in $I_C^{(2)}$ (glej Sliko 5.27), pri čemer je primerjan vpliv predpostavljene vrednosti strižnega razpona $L_V = 0.5 \cdot L$, t.j. $I_C^{(1)} = I_C(V_u = M_u / L_V, L_V = 0.5 \cdot L)$, z vplivom točnejše vrednosti $L_V = M / V$, t.j. $I_C^{(2)} = I_C(V_u = M_u / L_V, L_V = M / V)$. V kolikor predpostavljena vrednost strižnega razpona pri računu na drugem nivoju vpliva na račun duktilnosti elementov (PREDP. 6.2), ima ta predpostavka nekonzervativen vpliv tudi v tem primeru. Ta sledi iz primerjave indeksov kapacitet $I_C^{(1)}$ in $I_C^{(2)}$, pri čemer je primerjan vpliv predpostavljene dolžine strižnega razpona $L_V = 0.5 \cdot L$, t.j. $I_C^{(1)} = I_C(\mu = \mu(L_V), L_V = 0.5 \cdot L)$, z vplivom točnejše vrednosti $L_V = M / V$, t.j. $I_C^{(2)} = I_C(\mu = \mu(L_V), L_V = M / V)$. Nekonzervativnost tu ni enakega velikostnega reda, kot v primeru PREDP. 6.1, njen vpliv pa kljub temu ni zanemarljiv.

Zavedati se je potrebno, da PREDP. 6.2 nima neposrednega vpliva na razliko v vrednostih C/D med računoma na drugem in četrtem nivoju. Vpliv strižnega razpona na duktilnost elementa je posredno že vključen v PREDP. 7.2, kjer je vključena analiza duktilnosti elementa na globalnem nivoju konstrukcije. V kolikor želimo ovrednotiti predpostavljeno duktilnost elementov na drugem nivoju računa in jo primerjati s četrtnim nivojem računa, je to potrebno narediti z upoštevanjem PREDP. 7.1, PREDP. 7.2 in PREDP. 7.3 hkrati. Konzervativnost/nekonzervativnost teh predpostavk je za posamezen konstrukcijski sistem prikazana na Slikah 5.29 – 5.31. Tu je mogoče opaziti, da konzervativnost drugega nivoja v največji meri izhaja iz različno določene lokalne duktilnosti elementa. Omenjena razlika nastane zaradi upoštevanja efektivne rotacije elementa na podlagi EC8-3 (glej enačbo 2.16), ki predstavlja rotacijo na meji tečenja, t.j. $\theta_{eff} = \theta_y$, medtem ko se pri računu na četrtem nivoju upošteva elastična rotacija razpokanega prereza $\theta_{el} = \theta_y$, ki je določena z enačbo (4.1).

Duktilnosti na nivoju konstrukcije μ_3 so običajno manjše kot na nivoju elementa μ_2 , zato PREDP. 7.2 deluje nekonzervativno na račun potresne odpornosti na drugem nivoju. Razlog se skriva predvsem v

poteku plastifikacije in povečevanju deformacij celotne konstrukcije, pri čemer se pri plastifikaciji nekega elementa deformira tudi neplastificiran del konstrukcije. Na ta način se povečuje pomik na vrhu konstrukcije, ki je povezan s plastifikacijo nekega elementa $D_{top,Y}$. Podobno velja tudi za pomik na vrhu konstrukcije, ki je povezan z mejnim stanjem elementa blizu porušitve $D_{top,NC}$. Glede na to, da je duktilnost elementa na globalnem nivoju veliko bolj občutljiva na povečanje pomika $D_{top,Y}$ kot na povečanje pomika $D_{top,NC}$, se globalna duktilnost zmanjša glede na vrednost lokalne duktilnosti. To velja za elemente pri vseh obravnavanih konstrukcijah, kar je prikazano na Sliki 5.30.

Vpliv idealizacije diagrama kapacitete pri N2 metodi vpliva na neujemanje rezultatov med računom na drugim in četrtem nivojem (PREDP. 7.3). V kolikor je razmerje μ_3 / μ_{IDEAL} manjše od 1.0, se plastifikacija najbolj kritičnega elementa pojavi pri pomiku na vrhu konstrukcije, ki je večji od pomika, ki ustreza plastifikaciji pri idealiziranem diagramu kapacitete. V primeru obravnavanih okvirnih konstrukcij z etažnim plastičnim mehanizmom omenjena pomika na diagramu kapacitete skoraj sovpadata, medtem ko v primeru okvirnih konstrukcij z več-etažnim plastičnim mehanizmom pomik na meji tečenja idealiziranega diagrama običajno nastopi nekoliko pred plastifikacijo najbolj kritičnega elementa. V primeru stenastih in mešanih konstrukcij velja ravno obratno (glej Sliko 5.31).

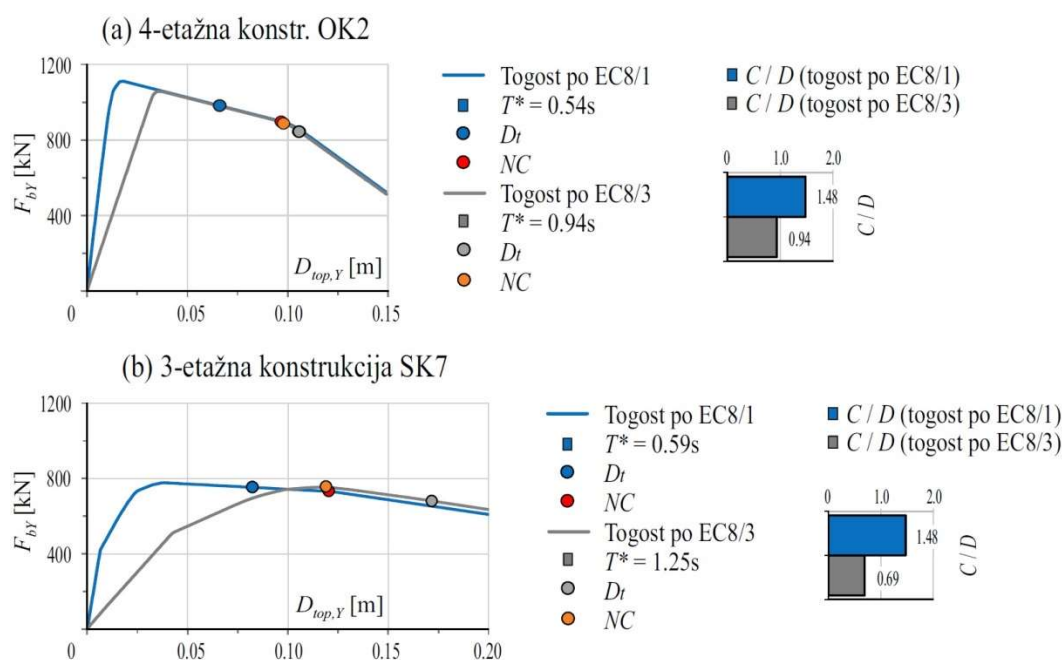
Na tretjem nivoju računa so analizirane predpostavke, uporabljene pri določitvi pomika konstrukcije D_{NC} in zamika najbolj kritične etaže $\delta_{NC,j}$, ki ustrežata mejnemu stanju blizu porušitve, ter pri določitvi istih količin potresnih zahtev, t.j. D_t in $\delta_{t,j}$. Zaradi nekoliko poenostavljenega matematičnega modela konstrukcije (in na ta način določenega diagrama kapacitete) se pojavijo manjša odstopanja omenjenih količin med računom na tretjem in četrtem nivoju zahtevnosti. Povprečne vrednosti razlik omenjenih količin, ki ustrezajo različnim tipom konstrukcij, so prikazane v Preglednici 5.45 in 5.46. V splošnem je kapaciteta konstrukcije na tretjem nivoju določena z majhno stopnjo konzervativnosti, pri čemer se pri določitvi pomika D_{NC} nekoliko večja konzervativnost pojavi le v primeru okvirnih konstrukcij. Razlike med prikazanimi količinami nastanejo zaradi (manjšega) odstopanja oblike plastičnega mehanizma v primerjavi z njegovo dejansko obliko. Večje kot je število neplastificiranih etaž pri obravnavani konstrukciji, večje je odstopanje v rezultatih, saj so na tretjem nivoju računa zanemarjeni etažni zamiki neplastificiranih etaž. Potresne zahteve s pomiki na vrhu konstrukcije D_t po drugi strani zmanjšujejo konzervativnost. To se pokaže predvsem v primeru okvirnih konstrukcij ter pri kombinaciji okvirov in sten. Togost teh konstrukcij je po plastifikaciji prvega makroelementa na tretjem nivoju računa precenjena, kar ima posledično vpliv na začetno togost pri idealizaciji diagrama kapacitete, v končni fazi pa neugoden vpliv na velikost ciljnega pomika D_t . Pri primerjavi kapacitete v obliki etažnih zamikov $\delta_{NC,j}$ je mogoče opaziti, da se manjša nekonzervativnost pojavi le pri mešanih konstrukcijah. V primeru nizkih in srednje-visokih objektov je ta nekonzervativnost zanemarljiva. Potresne zahteve v obliki etažnih zamikov $\delta_{t,j}$ na tretjem nivoju po drugi strani delujejo konzervativno, kar se v primeru okvirnih konstrukcij ponovno pojavi zaradi oblike plastičnega mehanizma, ki se pri srednje-visokih objektih na tretjem nivoju lahko pojavi skozi manjše število etaž v primerjavi z bolj točnim računom na četrtem nivoju zahtevnosti. V največji meri ima tu vpliv predpostavljena linearna deformacijska linija plastificiranih etaž.

5.6 Vpliv začetne togosti elementov na potresno odpornost konstrukcij

Pri računu potresne odpornosti konstrukcij na najvišjih treh nivojih zahtevnosti so potresne zahteve odvisne od predpostavljene začetne togosti konstrukcije. Pri tem je pri armiranobetonskih elementih pred začetkom tečenja vzdolžne armature potrebno upoštevati vpliv razpokanih prerezov oz. efektivno togost elementov. Za račun odziva konstrukcij je v tem primeru potreben iterativen postopek analize,

saj je togost razpokanega prereza odvisna od armiranja. Tak postopek analize ni praktičen, zato EC8-1 dovoljuje modeliranje togosti razpokanih prerezov betonskih konstrukcij na način, kjer so elastične karakteristike vseh upogibnih elementov enake eni polovici togosti nerazpokanih prerezov. Kljub temu, da je splošno znano (glej npr. Fardis, 2009), da je sekantna togost na nivoju elementa na meji tečenja vzdolžne armature veliko manjša od polovične togosti nerazpokanih prerezov, je uporaba polovične togosti v splošnem upravičena, saj se nekateri elementi konstrukcije ne plastificirajo.

V tem poglavju sta za dva primera konstrukcij primerjana vpliva različnega načina določitve efektivne togosti elementov. Pri primerjalni analizi je najprej določena efektivna togost elementov po EC8-1 ob upoštevanju polovične razpokanosti vseh prečnih prerezov. V drugi varianti je efektivna togost elementov določena z iterativnim postopkom, pri čemer je togost plastificiranih elementov določena z empirično enačbo na podlagi EC8-3. V tej disertaciji je ta rotacija prikazana z enačbo (2.16). Pri tistih elementih, ki se ne plastificirajo, je togost določena ob upoštevanju nerazpokanih prerezov. Pri tem je primerjan odziv konstrukcij na četrtem nivoju zahtevnosti in sicer v obliki potisnih krivulj ločeno za 4-etažno okvirno konstrukcijo s polnili (OK2) v smeri Y ter za 3-etažno mešano konstrukcijo (SK7) v smeri Y. Rezultati so prikazani na Sliki 5.37. Pri obeh konstrukcijah je mogoče opaziti veliko razliko efektivne togosti konstrukcije na globalnem nivoju, posledično pa tudi velike razlike pri potresnih zahtevah in količniku C/D .



Slika 5.37: Primerjava rezultatov na četrtem nivoju računa z uporabo togosti na podlagi EC8-1 (t.j. s 50% razpokanostjo prerezov) in z uporabo (sekantne) togosti na podlagi EC8-3.

Figure 5.37: Comparison between the results obtained at the 4th level of complexity by using EC8-1 (50% of gross sections) and the EC8-3 (secant) stiffness.

V primeru konstrukcij, katerih elementi so modelirani s sekantno togostjo na podlagi EC8-3, se nihajni čas idealiziranega diagram kapacitete konstrukcije v primeru 4-etažnega okvira s polnili spremenijo iz 0.54s na 0.94s, v primeru 3-etažne mešane konstrukcije pa iz 0.59s na 1.25s. Pri tem se količnik C/D zmanjša in postane v obeh primerih manjši od 1, kar nakazuje odpoved konstrukcije. Pri uporabi sekantne togosti na podlagi EC8-3 se rotacijska duktilnost elementov spremeni in postane enaka tisti, ki je uporabljena pri računu na drugem nivoju zahtevnosti. Zaradi tega razloga se spremenijo tudi rezultati količnika C/D na višjih nivojih računa. Občutne razlike med efektivno togostjo pri primerjavi

različnih postopkov so predstavili tudi Bardakis in Dritsos (2007), Mpampatsikos et al. (2008), Siahos in Dritsos (2010) in Ricci et al. (2013), ter številni drugi.

Opozoriti je treba, da je v primeru predstavljenih dveh konstrukcij razlika med efektivnima togostima po dveh različnih postopkih razmeroma velika predvsem zaradi majhne osne sile, ki je v večini primerov manjša od $0.2A_gf_{cm}$. Efektivna togost stebrov je na podlagi priporočil ASCE (2014), ki temeljijo na podlagi raziskav, ki sta jih opravila Elwood in Eberhard (2009), odvisna od nivoja osnih sil. V primeru stebrov z majhnim nivojem osne sile (tlačna osna sila zaradi vertikalne gravitacijske obtežbe manjše od $0.1A_gf_{cm}$), je efektivna togost po ASCE zmanjšana na 30% togosti pripadajočega nerazpokenega prereza. Številni preizkušeni elementi z majhnim nivojem osne sile so prikazali tudi mnogo manjše togosti (Elwood and Eberhard, 2006).

Ta stran je namenoma prazna.

6 ZAKLJUČKI

V doktorski disertaciji je predstavljena metodologija ocenjevanja potresne odpornosti AB konstrukcij na različnih nivojih zahtevnosti in njena aplikacija na nekaterih najpogostejših konstrukcijskih sistemih AB stavb, t.j. na okvirnih sistemih, sistemih konzolnih sten in mešanih sistemih, sestavljenih iz konzolnih sten in okvirov. Testne konstrukcije so omejene na objekte nizkih do srednjih etažnosti, t.j. na objekte do 8 etaž. Poleg tega so obravnavane konstrukcije relativno enostavnih geometrij. Dovolj splošno so obdelani predvsem okvirni sistemi, saj je kar nekaj izmed njih prostorskih primerov. Izbrani sistemi so predstavljali tako konstrukcije, ki so bile grajene v skladu s starejšimi predpisi, ki so glede potresno-odporne gradnje neustrezni, kot tudi konstrukcije, grajene v skladu z določili potresno-odporne gradnje po Evrokod 8. Posledično se v nekaterih primerih (starejših) okvirnih konstrukcij pojavi etažni plastični mehanizem. Pri stenastih in mešanih sistemih je obravnavanih manj primerov, zato je splošna veljavnost rezultatov tu manjša kot v primeru analize okvirnih sistemov.

6.1 Glavne ugotovitve doktorske disertacije

V tej disertaciji je obravnavan cel nabor metod, ki se bistveno razlikujejo po zahtevnosti in dolgotrajnosti računskega postopka. Metoda za hitro oceno temelji na vizualni oceni nekaterih značilnosti konstrukcije. Pri tem je uporabljen postopek, ki deluje po zgledu ameriške metode, ta pa temelji na rezultatih statističnih analiz opazovanih poškodb konstrukcij med potresi. Kljub temu, da so bile delne ocene potresne ogroženosti spremenjene in prilagojene objektom na slovenskem območju ter da so bili podatki o (ne)uporabi potresnih predpisov prilagojeni objektom na širšem območju Evrope, pa daje potresna ogroženost obravnavanih testnih konstrukcij v primerjavi z NDA na petem nivoju zahtevnosti rezultate na občutno nevarni strani (Slika 5.22). Zaradi tega razloga najenostavnejša metoda za hitro oceno še ni primerna za praktično določevanje potresne ogroženosti objektov na našem območju. Potrebna bo ponovna utežitev osnovnih vrednosti potresne ogroženosti in korekcijskih faktorjev. Pri tem je potrebno opomniti, da je brez statističnih analiz opazovanih poškodb za naše objekte razvoj modificirane metode vprašljiv.

Računsko določevanje potresne odpornosti konstrukcij je razvrščeno na postopke, ki delujejo na petih nivojih zahtevnosti. Celoten nabor postopkov je v predlagani metodologiji formuliran tako, da z naraščanjem stopnje zahtevnosti izbrane metode narašča tudi natančnost rezultatov, kar je za obravnavane testne konstrukcije mogoče videti na Sliki 5.23 in 5.24. Pri tem je mogoče opaziti majhne razlike pri rezultatih izračuna potresne odpornosti na najvišjih treh nivojih zahtevnosti, medtem ko postopka na prvih dveh nivojih kažeta veliko stopnjo konzervativnosti. Razlogi za te razlike so posledica številnih predpostavk na najnižjih dveh nivojih zahtevnosti, ki so analizirane v poglavju 5.5. Bistvena razlika med najnižjima dvema in najvišjimi tremi nivoji zahtevnosti izhaja iz upoštevanja oz. neupoštevanju analize celotne konstrukcije. Postopka na prvih dveh nivojih zahtevnosti delujeta na podlagi računa na nivoju etaže, ostali postopki pa temeljijo na analizi konstrukcije na globalnem nivoju.

Razlike med posameznimi postopki računa se pojavijo tako pri določevanju kapacitete konstrukcije, kot tudi pri določevanju potresnih zahtev. Kapaciteta konstrukcije je na prvem nivoju določena s seštevanjem predpostavljenih vrednosti mejnih napetosti elementov vertikalne nosilne konstrukcije, pri čemer ugoden vpliv duktilnosti elementov ni upoštevan. Na drugem nivoju se dodatno upošteva duktilnost elementov, poleg tega pa se nosilnost preveri nekoliko bolj natančno s primerjavo strižne in upogibne nosilnosti. Pri določitvi strižne nosilnosti je potrebno upoštevati, da lahko različni modeli dajejo zelo različne vrednosti in da noben izmed njih ni splošno uporaben.

Rezultati v Preglednicah 5.43 in 5.44 ter na Slikah 5.26 – 5.32 kažejo na to, da konzervativnost drugega nivoja računa v največji meri izhaja iz približno določenega nihajnega časa konstrukcije (PREDP. 1) in iz razlike pri določitvi duktilnosti elementov (PREDP. 7.1). Manjša konzervativnost se lahko pojavi tudi pri določanju upogibne nosilnosti elementov s PREDP. 5. Pri tem napaka zaradi približka pri nihajnem času konstrukcije ni bistveno odvisna od tipa konstrukcije, je pa raztros rezultatov občutno najmanjši pri okvirnih konstrukcijah z več-etažnim plastičnim mehanizmom. Primerjava lokalnih duktilnosti elementov med računom na drugem in najvišjih treh nivojih, t.j. med duktilnostima μ_1 in μ_2 , ne kaže bistvenih razlik v raztrosu rezultatov glede na posamezne oblike formacije plastičnega mehanizma, je pa mogoče opaziti občutno razliko med duktilnostima μ_1 in μ_2 , v kolikor se primerja okvirne konstrukcije s stenastimi.

Nekonzervativnost drugega nivoja računa najbolj občutno izhaja iz predpostavljene dolžine strižnega razpona (PREDP. 6) in razlike med lokalno in globalno duktilnostjo (PREDP. 7.2). V primeru strižnega razpona L_V je pri okvirnih konstrukcijah z eno-etažnim plastičnim mehanizmom mogoče opaziti skoraj popolno enakost predpostavljenih in dejanskih količin, t.j. količin $L_V = 0.5L$ in $L_V = M / V$. Skoraj popolno linearno odvisnost omenjenih količin je mogoče opaziti še v primeru čistih stenastih konstrukcij (ČSK), vendar pa so predpostavljene vrednosti tu občutno manjše od dejanskih. Primerjava med lokalno in globalno duktilnostjo μ_2 / μ_3 po drugi strani kaže različne raztrose rezultatov za različne tipe plastičnih mehanizmov. Izjemoma je pri ČSK mogoče opaziti skoraj popolno linearno odvisnost med duktilnostima μ_2 in μ_3 , vendar pa je tu potrebno opozoriti, da (le) pri ČSK niso analizirane konstrukcije različnih tipov, zato rezultati niso splošno veljavni.

Določitev potresne odpornosti na tretjem in četrtem nivoju temelji na podlagi analize na matematičnem modelu (celotne) konstrukcije. Razlika med enim in drugim nivojem je v natančnosti matematičnega modela, na tretjem nivoju pa so vpeljane tudi nekatere predpostavke pri določevanju etažnih zamikov in pomika na vrhu. Sam postopek računa je na obeh nivojih zahtevnejši v primerjavi z računom na prvih dveh nivojih, kar je v prvi vrsti posledica izdelave matematičnega modela konstrukcije. Po drugi strani postopka na tretjem in četrtem nivoju dajeta veliko bolj zanesljive rezultate. Verifikacija teh rezultatov je nato narejena s postopkom nelinearne dinamične analize na petem nivoju.

Rezultati tretjega nivoja računa na Slikah 5.33 in 5.34 kažejo dovolj dobro ujemanje približno izračunanih količin, t.j. količin D_{NC} , D_t , δ_{NC} in δ_t , z bolj točno določenimi. Pri tem se boljše ujemanje kaže v primeru potresne odpornosti s pomiki $C / D = D_{NC} / D_t$ kot v primeru potresne odpornosti z etažnimi zamiki $C / D = \delta_{NC} / \delta_t$. Pri okvirnih konstrukcijah se pojavijo večje razlike kot pri stenastih, predvsem zaradi slabših ujemanj detajlov plastičnega mehanizma konstrukcije na tretjem in četrtem nivoju. Potresna odpornost obravnavanih testnih konstrukcij je v večini primerov na varni strani, nekonzervativnost nekaterih konstrukcij pa je zanemarljiva.

Na četrtem nivoju računa je potresna odpornost določena z enim izmed treh različnih parametrov ocenjevanja, t.j. s pomikom na vrhu D_{top} , etažnim zamikom δ_j oz. z rotacijo elementov θ_i . Primerjava rezultatov na Sliki 5.35 kaže dobro ujemanje rezultatov, dobljenih pri upoštevanju vseh treh parametrov ocenjevanja predvsem v primeru okvirnih konstrukcij z eno-etažnim plastičnim mehanizmom. V teh primerih se formirajo plastični členki ob vpetju stebrov na spodnjem in zgornjem robu plastificirane etaže, prevojna (nična) momenta točka pa leži približno na sredini stebrov. Pri tem je relativni zamik neplastificiranih etaž pri vseh variantah konstrukcij zanemarljiv glede na vrednost etažnega zamika plastificirane etaže. Pri okvirnih konstrukcijah z več-etažnim plastičnim mehanizmom nastopijo večje razlike predvsem zaradi oblike plastičnega mehanizma. Prevojna momentna točka se

pojavi nekoliko višje, rotacije elementov pa so posledično nekoliko manjše od etažnih zamikov. Bistvene razlike se pojavijo tudi pri primerjavi globalnega zamika konstrukcije D_{top} / H z ostalima dvema parametroma ocenjevanja. Pri tem je globalni zamik konstrukcije D_{top} / H manjši od zamika etaže, še posebno pa je manjši od rotacij elementov. V primeru čistih stenastih konstrukcij je ujemanje skoraj popolno predvsem v primeru etažnih zamikov in rotacij elementov. Razlika med rotacijami elementa in etažnimi zamiki v primeru mešanih konstrukcij dodatno nastane zaradi okvira, ki se predvsem v spodnjih etažah naslanja na konzolno steno.

Na najvišjih treh nivojih je mogoče modelirati vpliv polnil, s tem pa tudi njihov neugoden vpliv, če obstajajo samo v višjeležečih etažah in s tem povzročijo mehko etažo spodaj. Poenostavljena računska postopka na prvih dveh nivojih v nasprotju s postopki na višjih nivojih ne zaznata morebitnega pojava mehanizma mehke etaže zaradi polnil v višjih etažah, kljub vsemu pa v splošnem zaznata najbolj kritično etažo.

Pri verifikaciji vseh rezultatov na vseh nivojih računa je kot najnatančnejša uporabljena metoda nelinearne dinamične analize.

6.2 Izvirni znanstveni prispevki doktorske disertacije

V doktorski disertaciji so pripravljene metode za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih armirano-betonskih stavb na nižjih stopnjah zahtevnosti. Te so uporabne za Slovenijo in širše za območje Srednje Evrope in Sredozemlja, kjer so se gradile stavbe podobnih značilnosti kot v Sloveniji. Zajete so stavbe z okvirno, stenasto in mešano (stenasto-okvirno) nosilno konstrukcijo. Izhajali smo iz metod, razvitih na Japonskem, ki pa so modificirane tako, da so uporabne za ocenjevanje objektov na obravnavanem območju. Na višjih stopnjah zahtevnosti je uporabljena N2 metoda v kombinaciji z določanjem kapacitete elementov konstrukcije po Evrokod 8.

Disertacija prispeva k boljšemu razumevanju potresnega odziva armiranobetonskih stavb pri potresni obtežbi in k bolj zanesljivemu ocenjevanju potresne odpornosti objektov. Opravljene so številne primerjalne analize z uporabo postopkov različnih stopenj zahtevnosti, pri čemer je preverjena stopnja natančnosti dobljenih rezultatov, posebej pa je analiziran kvantitativen vpliv posameznih predpostavk, ki pomembno vplivajo na razlike med rezultati potresne odpornosti pri uporabi različnih postopkov računa. Posebna pozornost je posvečena še analizi različnih modelov za določevanje kapacitete posameznih elementov nosilne konstrukcije, t.j. stebrov in sten, saj le ta pomembno vpliva na potresno odpornost objektov.

Kot izvirne prispevke doktorske disertacije lahko posebej izpostavimo naslednje dosežke oziroma ugotovitve:

1. Japonski metodi za ocenjevanje potresne odpornosti armiranobetonskih stavb na prvih dveh nivojih sta prilagojeni tako, da sta uporabni za Slovenijo in širše za območje Srednje Evrope in Sredozemlja.
2. Na številnih primerih je preverjen postopek ocenjevanja potresne odpornosti armiranobetonskih stavb na višjih nivojih, ki temelji na določanju potresnih zahtev z N2 metodo in kapacitete kritičnih elementov konstrukcije z enačbami, podanimi v tretjem delu Evrokod 8. Potrjena je uporabnost postopka (z delno izjemo določanja strižne nosilnosti po Evrokod 8, glej točko 3), kar je pomemben rezultat za nadaljni razvoj Evrokod 8.

3. S pregledom in primerjavo rezultatov za različne uveljavljene modele strižne nosilnosti stebrov so ugotovljene velike razlike med rezultati za različne modele. Razlike so še posebno velike pri zelo vitkih stebrih z majhno količino vzdolžne armature. Predlagano je, da se pri ocenjevanju strižne nosilnosti upošteva povprečje več modelov.
4. Ugotovljeno je, da daje poenostavljen model, uporabljen za nelinearno analizo v programu NEAVEK, ki je uporaben za določene tipe konstrukcij, primerno natančne rezultate. Predlagan je postopek za določitev kapacitete konstrukcije, ki je kompatibilen s tem modelom in ki omogoča določanje potresne odpornosti.
5. Rezultati analiz na višjih nivojih zahtevnosti so pokazali, da lahko izbira začetne togosti, s katero zajamemo vpliv razpokanosti prereza, pomembno vpliva na potresne zahteve in s tem na potresno odpornost.
6. Pokazano je, da konservativnost ocenjene potresne odpornosti praviloma narašča s padanjem nivoja zahtevnosti analize. Postopek na prvem nivoju je praviloma zelo konservativen, tudi postopek na drugem nivoju je praviloma precej bolj konservativen od postopkov na višjih nivojih. V disertaciji so jasno definirane vse pomembne predpostavke, njihov vpliv pa je kvantificiran.

Delni rezultati raziskav so že bili objavljeni v več člankih, med njimi v članku, objavljenem v reviji z drugim najvišjim faktorjem vpliva na področju potresnega inženirstva (Sinkovič et al., 2016a) in članku, objavljenem v monografiji pri založbi Springer (Sinkovič et al., 2016b).

Ocenjujemo, da rezultati doktorske disertacije prispevajo k razvoju znanosti in prakse na področju potresnega inženirstva. Rezultati raziskav lahko prispevajo k pripravi postopka za ocenjevanje potresne odpornosti s pomočjo N2 metode v novi verziji evropskih in slovenskih standardov Evrokod 8.

6.3 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

Da bi izboljšali zanesljivost ocene potresne odpornosti na različnih nivojih zahtevnosti, so potrebne nadaljne raziskave tako na področju določanja kapacitete kot tudi na področju določanja potresnih zahtev.

V povezavi s kapaciteto so predlagane naslednje raziskave:

1. Na prvem nivoju računa bi bilo potrebno predpostavljene vrednosti nosilnosti stebrov in sten preveriti z uporabo vseh obstoječih baz podatkov eksperimentalnih preiskav. Predvsem bi bilo potrebno analizirati nosilnost sten, saj je ta odvisna od večjega števila parametrov. Nosilnosti elementov bi bilo potrebno določiti za objekte v odvisnosti od geografske lokacije in od leta gradnje.
2. Na drugem nivoju računa je potrebna izboljšava modelov za določitev rotacij na meji elastičnosti θ_y , ki v trenutni verziji EC8-3 ne upošteva vpliva nivoja osne sile v .
3. Izboljšave so potrebne pri modelih strižne nosilnosti. Trenutni modeli namreč dajejo zelo različne rezultate, v projektantski praksi pa se inženirji tega problema ne zavedajo.

Pri določanju potresnih zahtev so nujno potrebne raziskave, ki bodo vodile do ustreznega načina določanja togosti razpokanih prereзов. Te togosti lahko pomembno vplivajo na rezultate, njihovo

določanje pa ni jasno definirano v standardih. Evrokod 8 naprimer dopušča, da se upošteva polovična togost nerazpokanega prereza. Ta način je izjemno enostaven, vendar lahko bistveno podceni potresne zahteve.

Vse postopke je potrebno preveriti na večjem številu konstrukcij, ki bi bolj celovito zajele značilnosti tipičnih konstrukcij stavb na področju Slovenije in na širšem območju Sredozemlja. V disertaciji je potresna odpornost objektov določena na testnih konstrukcijah zelo poenostavljenih geometrij, kar še posebej velja za stenaste konstrukcije. Za bolj realno sliko stanja bi bilo potrebno upoštevati večje število (obstoječih) stenastih konstrukcij, ki zajemajo tudi konstrukcijske sisteme sten z odprtinami, to je sten povezanih s prečkami. Te v Sloveniji predstavljajo velik del stavbnega fonda, predvsem pri stanovanjskih objektih. Med drugim bi bilo koristno izvesti naslednje raziskave:

1. Na prvem in drugem nivoju računa bi bilo treba preveriti parametre globalne geometrije konstrukcije, ki jih metodi upoštevata po zgledu originalne japonske metode.
2. Na tretjem nivoju računa je mogoče dopolniti matematični model konstrukcije, zaradi česar bi bil program NEAVEK bolj splošno uporaben v projektantski praksi. Dopolnitve programa so vezane tako na upoštevanje različnih tipov konstrukcijskih sistemov, še bolj pa na izboljšavo računa togosti posameznih makroelementov, ki se jo določi po plastifikaciji prvega makroelementa.

Ta stran je namenoma prazna.

7 POVZETEK

V svetu obstajajo različne metode ocenjevanja potresne odpornosti objektov, od najenostavnejših, ki so namenjene hitri oceni večjega števila objektov, do najbolj zahtevnih, ki se v praksi uporabljajo le za najbolj pomembne objekte. V evropskem standardu Evrokod 8 je mogoče najti posamezne elemente ocenjevanja na višjih nivojih zahtevnosti, ni pa podana celotna metodologija. Namen te disertacije je bil iz celotnega nabora obstoječih postopkov za ocenjevanje potresne odpornosti gradbenih objektov izbrati tiste, ki so potencialno primerni za objekte v Sloveniji ter širše za območje Srednje Evrope in Sredozemlja, preveriti njihovo uporabnost in jih po potrebi prilagoditi razmeram v Srednji Evropi in Sredozemlju. Namen je bil tudi kvantitativno določiti vplive posameznih predpostavk, ki se uporabljajo pri različnih postopkih in s tem po eni strani omogočajo poenostavitev analiz, po drugi strani pa povečujejo natančnost rezultatov.

Preliminaren pregled različnih postopkov so v preteklosti opravili Fajfar et al. (2002). Na podlagi ameriške metodologije (FEMA, 2002a in 2002b) je bila izbrana hitra metoda za določanje potresne ogroženosti, ki temelji na vizualni oceni nekaterih najpomembnejših značilnosti konstrukcije. Po zgledu japonskih metod (JBDPA, 2001) sta bila izdelana poenostavljena računski postopka na najnižjih dveh nivojih zahtevnosti. Natančnejša postopka, ki uporabljata nelinearno statično analizo konstrukcije, temeljita na N2 metodi (Fajfar, 2000). Za verifikacijo rezultatov vseh postopkov je uporabljena metoda nelinearne dinamične analize, ki predstavlja najzahtevnejši in najdalgotrajnejši računski postopek. Glavni rezultat te disertacije je priprava nabora postopkov na različnih nivojih zahtevnosti, ki so primerni za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih konstrukcij in kvantitativna ocena vpliva posameznih predpostavk na natančnost rezultatov. Postopki so uporabni za različne AB konstrukcijske sisteme na območju Srednje Evrope in Sredozemlja, grajene v različnih obdobjih.

Pri izdelavi metodologije za ocenjevanje potresne odpornosti posameznih objektov se je potrdilo znano dejstvo, da je razvoj določene metode tem bolj zahteven, čim bolj je metoda enostavna. Enostavne metode zahtevajo namreč celo vrsto poenostavitev in empiričnih podatkov. Pri tem je metodo za hitro oceno brez obsežnih statističnih podatkov o obnašanju obstoječih objektov med potresi nemogoče prilagoditi objektom v Sloveniji, dobljene rezultate pa je potrebno jemati z rezervo. Metoda za hitro oceno je iz tega razloga v tej disertaciji definirana kot preliminarna. Velika večina raziskav je bila namenjena računskim postopkom na petih nivojih zahtevnosti. Na začetku je predstavljen poenostavljen računski postopek za oceno na prvem nivoju, ki je namenjen identifikaciji izrazito potresno odpornih objektov. V tej disertaciji so ohranjeni principi originalne verzije postopka, pri čemer je potresna odpornost j -te etaže ocenjena na podlagi primerjave konstrukcijske kapacitete in potresnih zahtev v obliki indeksa kapacitete I_C in indeksa potresnih zahtev I_D . Potresna odpornost je tu določena na osnovi nosilnosti posameznih etaž, in sicer za vsako etažo, ki je lahko potencialno kritična. Pri računu se upošteva le nosilnost vertikalnih elementov nosilne konstrukcije, t.j. stebrov in sten. Za oceno potresne odpornosti konstrukcije je nato merodajna najbolj kritična etaža. Drugi nivo, ki je zahtevnejši od prvega, pri določitvi nosilnosti posamezne etaže upošteva tudi ugoden vpliv sipanja energije zaradi neelastičnih deformacij stebrov in sten. Nekoliko bolj natančno se določi še nosilnost teh elementov, pri čemer se primerja strižno in upogibno nosilnost. Originalna verzija tega postopka je v disertaciji nekoliko modificirana z namenom, da bi bil postopek bolj primeren za objekte na širšem območju Evrope. Zaradi tega razloga so duktilnost elementov ter potresne zahteve določene v skladu z evropskim standardom Evrokod 8. Enostavnima postopkoma po zahtevnosti sledi N2 metoda na tretjem in četrtem nivoju, pri čemer se potresna odpornost določi na podlagi matematičnega modela (celotne) konstrukcije. Razlika med tretjim in četrtem nivojem je v izdelavi matematičnega modela konstrukcije, ki je v prvem primeru poenostavljen, tako da se lahko uporablja program NEAVEK (Kilar, 1995). V drugem primeru

je uporabljen standardni model konstrukcije z linijskimi elementi in koncentrirano plastičnostjo v plastičnih členkih, analize pa so izvedene s programom OpenSees (McKenna in Fenves, 2007), ki deluje v kombinaciji s paketom funkcij PBEE-toolbox (Dolšek, 2010). N2 metoda predstavlja dobro uveljavljen postopek za določitev nelinearnega odziva konstrukcij. Za določitev kapacitete celotne konstrukcije je v tej disertaciji uporabljen postopek, ki kot mejno stanje blizu porušitve uporablja mejno stanje blizu porušitve najbolj kritičnega elementa vertikalne nosilne konstrukcije. (Postopek določitve kapacitete celotne konstrukcije v trenutni verziji Evrokod 8 ni definiran.) Na ta način je oceno potresne odpornosti mogoče določiti z različnimi parametri ocenjevanja, t.j. s pomikom na vrhu konstrukcije D_{top} , etažnim zamikom δ_j ali z rotacijo elementa θ_i . V kolikor se pojavi strižna porušitev vertikalnih elementov nosilne konstrukcije, se potresno odpornost oceni s primerjavo strižnih sil V_i za najbolj kritičen element. Verifikacija vseh rezultatov je narejena s postopkom nelinearne dinamične analize na petem nivoju, pri kateri je predpostavljeno, da je kapaciteta konstrukcije enaka kapaciteti, določeni na četrtem nivoju (razlikujejo pa se potresne zahteve).

Določanje kapacitete posameznih nosilnih elementov konstrukcije in celotne konstrukcije je v splošnem precej manj raziskano kot določanje potresnih zahtev. Da bi dobili ustrezne podatke o kapacitetah, ki jih je treba poznati pri ocenjevanju potresne odpornosti, sta v disertaciji narejena tudi pregled in analiza različnih modelov določevanja kapacitete vertikalnih elementov nosilne konstrukcije. Medtem, ko primerjave modelov duktilnega upogibnega obnašanja ne prikazujejo večjega raztrosa rezultatov, pa je le tega mogoče opaziti pri uporabi različnih modelov strižne nosilnosti. Modeli duktilnega in neduktilnega obnašanja elementov so prikazani v poglavju 3, pri čemer so prikazane razlike med izračunanimi vrednostmi upogibne nosilnosti, duktilnosti in rotacije elementov na meji elastičnosti na drugem in na najvišjih treh nivojih računa. Poleg tega so tako za stebre kot za stene prikazani po štirje različni modeli strižne nosilnosti. Za posamezen strižni model je prikazano njegovo območje uporabe, uporabnost pa je dodatno kontrolirana s primerjavo rezultatov eksperimentalnih preiskav za izbrane preizkušance stebrov in sten.

Izbrani postopki so v poglavju 5 uporabljeni na primerih okvirnih in stenastih konstrukcij. Pri tem je obravnavanih 12 variant okvirnih konstrukcij, 4 variante (konzolno) stenastih konstrukcij ter 5 variant mešanih konstrukcij. Potresna obtežba je na prvih štirih nivojih definirana z elastičnim spektrom po Evrokod 8-1 (EC8-1; CEN, 2004a), na petem nivoju pa je ta definirana s skupino 30-ih akceleroگرامov, pri čemer vrednost njihovega povprečnega spektra ustreza spektru po EC8-1. Za vse variante testnih konstrukcij so na vseh nivojih zahtevnosti najprej zbrani rezultati kapacitete C in potresnih zahtev D . V nadaljevanju so pri posamezni konstrukciji narejene še primerjave v obliki količnika C/D . Primerjave rezultatov C/D testnih konstrukcij kažejo, da enostavnejša kot je metoda, manjša je njena stopnja natančnosti. V splošnem velja, da se konservativnost postopkov povečuje pri uporabi nižje stopnje zahtevnosti. Izjemoma konservativnosti ni mogoče opaziti pri hitri metodi, ki še ni uporabna za oceno konstrukcij na našem območju. Pri primerjavi ocen potresne odpornosti je narejena analiza končnih rezultatov C/D , predstavljene pa so tudi poenostavitve in predpostavke, predvsem postopkov na prvih treh nivojih, posamezne predpostavke pa so tudi ovrednotene.

Bistvena poenostavitev prvega nivoja računa, ki v primerjavi z višjimi nivoji računa kvantitativno najbolj vpliva na razliko v rezultatih potresne odpornosti, je neupoštevanje duktilnosti. Poleg tega je pri določitvi kapacitete etaže bistvena tudi uporaba predpostavljenih vrednosti mejnih napetosti stebrov in sten. Te vrednosti so za vse testne konstrukcije ovrednotene, pri čemer rezultati pokažejo, da so lahko v nekaterih primerih mejne napetosti elementov predpostavljene nekonservativno. To velja predvsem v večini primerov stenastih konstrukcij, poleg tega pa tudi v primeru vitkih stebrov v kombinaciji z majhno

količino vzdolžne armature in z majhnim nivojem osne sile. Pri stenastih konstrukcijah je potrebno omeniti, da so bile obravnavane konstrukcije zelo podobnih tipov, zato rezultatov ni mogoče posplošiti.

Prvi in drugi nivo računa vsebujeta kar nekaj skupnih predpostavk, pri čemer je ena najpomembnejših določitev nihajnega časa konstrukcije. Ta predpostavka deluje v primerjavi z višjimi nivoji računa s precej veliko stopnjo konservativnosti, kar se je izkazalo pri vseh tipih konstrukcij. Na prvem in drugem nivoju vpliva tudi predpostavka o razporeditvi potresne sile vzdolž etažnosti konstrukcije. Ta je določena ob predpostavki enakomerno razporejene mase in linearne deformacijske oblike. Omenjena predpostavka lahko glede na višje nivoje računa vpliva tako konservativno kot tudi nekonservativno, kar je odvisno od odstopanja dejanskega plastičnega mehanizma od predpostavljenega, ki predstavlja linearno deformacijsko obliko. Poleg tega so razlike potresnih zahtev vzdolž etažnosti konstrukcije odvisne tudi od obravnavane etaže. Na prvem in drugem nivoju računa vpliva tudi predpostavka o delni nosilnosti neplastificiranih vertikalnih elementov nosilne konstrukcije, kar je aplicirano predvsem na nosilnost stebrov v primeru mešanih konstrukcij. Originalna verzija metod na nižjih nivojih računa namreč predpostavlja, da stebri dosežejo 70% svoje nosilnosti, ko se plastificira prva izmed sten. Ta predpostavka se izkaže za zelo grobo in je običajno nekonservativna v primerjavi z višjimi nivoji računa.

Po drugi strani so nekatere predpostavke uporabljene le na drugem nivoju računa. Predvsem velja to za določitev strižne sile, ki ustreza upogibni nosilnosti elementov, ki se jo na drugem nivoju določi poenostavljeno brez analize prečnega prereza. Na velikostni red strižne sile v veliki meri vpliva tudi predpostavljena dolžina strižnega razpona. Ta vpliva tudi na določitev duktilnosti elementa. Dolžina strižnega razpona je na drugem nivoju računa predpostavljena nekonservativno, pri čemer njen vpliv na potresno odpornost ni velik, ni pa zanemarljiv. Izjemoma se predpostavljena in dejanska vrednost strižnega razpona na četrtem nivoju dobro ujameta v primeru okvirnih konstrukcij z eno-etažnim plastičnim mehanizmom, kjer se pri analizi odziva celotne konstrukcije pojavi polnoplastični upogibni moment enake velikosti ob vpetju stebrov zgoraj in spodaj, posledično pa je prevojnina momentna točka približno na sredini elementa.

Obe metodi na prvih dveh nivojih kažeta veliko stopnjo konservativnosti v primerjavi z rezultati metod na višjih nivojih, t.j. z rezultati N2 metode in z rezultati metode nelinearne dinamične analize. Rezultati so sicer dobljeni na zelo omejenem številu testnih primerov, kljub temu pa je pri nekaterih predpostavljenih količinah mogoče opaziti njihovo odvisnost od izbranega tipa konstrukcije. To velja predvsem za predpostavljene vrednosti strižnega razpona, poleg tega pa tudi za parametre ocenjevanja potresne odpornosti na najvišjih treh nivojih, t.j. za D_{top} , δ_j , θ_i .

V disertaciji so pripravljene in preverjene postopki za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih AB objektov na različnih stopnjah zahtevnosti, pri čemer so postopki uporabni za različne konstrukcijske sisteme, grajene v različnih obdobjih. Za posamezne postopke je ocenjena njihova uporabnost, pri čemer je ugotovljeno, da postopki dajajo za prakso uporabne rezultate z natančnostjo, ki je sorazmerna s stopnjo zahtevnosti. Pri tem za prakso še ni uporabna metoda za hitro oceno. Računski postopki še niso preverjeni za konstrukcijske sisteme sten povezanih s prečkami. Podan je tudi predlog za nadaljnje delo pri ocenjevanju potresne odpornosti armiranobetonskih konstrukcij stavb, saj je postopke na različnih mestih mogoče izboljšati.

Ta stran je namenoma prazna.

8 SUMMARY

Many different procedures are used worldwide for the assessment of the seismic resistance of buildings, from the simplest procedures, which are used for the rapid visual screening of a group of buildings, to procedures at the highest levels of complexity, which are used for the most important buildings. In the European standard Eurocode 8 it is possible to find some assessment procedures at the highest levels of complexity, but they are not defined as a whole. This dissertation presents a set of different procedures that were taken from the literature, and could, potentially, be used in the European standard for the seismic resistance assessment of individual existing buildings. The procedures are slightly modified with respect to the original versions. The aim of this dissertation was to make such modifications in such a way that the procedures would be suitable for the assessment of the buildings in Slovenia, and in the wider area of Central Europe and the Mediterranean. The aim of this dissertation was also to quantify the effects of taking into account the particular assumptions of different procedures, which on the one hand simplifies the analysis, but on the other hand increases the inaccuracy of the obtained results.

An initial review of the different available procedures was performed by Fajfar et al. (2002). Based on the US methodology (FEMA, 2002a and 2002b), rapid visual screening of the typical characteristics of structures can be used as a preliminary method for estimating their seismic resistance. This is followed by procedures that are based on Japanese methods (JBDPA, 2001), at the lowest two levels of complexity. More accurate procedures are based on the non-linear static analysis using the N2 method (Fajfar, 2000). Non-linear dynamic analysis, which is the most complex and time-consuming procedure, was used in order to verify the results of all the other procedures. The main result of this dissertation was therefore the definition of a set of procedures at different levels of complexity, and an investigation of the quantitative influence of the particular assumptions of different procedures on the accuracy of the results. These procedures can be used for a variety of structural RC systems in the case of buildings located in Central Europe and in Mediterranean areas, which were built in different building eras.

Formulation of the methodology for seismic resistance assessment confirmed a well known fact, i.e. that the simpler a procedure is, the more effort has to be made to define it. The simplest procedures require many simplifications and much empirical data. At the moment, the rapid visual screening method cannot be applied to buildings in Slovenia, since there are no reliable data about their performance during strong earthquakes. The results should consequently be taken with care. For this reason the rapid visual screening procedure was treated, in this dissertation, as a preliminary method. Most of the research was focused on procedures at five different levels of complexity. A simplified analytical procedure for assessment at the 1st level of complexity is first presented. The procedure is designed in such a way that it can be used to identify highly earthquake-resistant buildings. In this dissertation, the original principles of the procedure are retained, in which the seismic resistance of the j^{th} -storey is assessed on the basis of a comparison between the structural capacity and the seismic demand in terms of the capacity index $I_{C,j}$ and the seismic demand index $I_{D,j}$. The seismic resistance of a building is determined based on the resistance of each storey which could be critical. Only the vertical load-bearing elements of the structure are taken into account, i.e. its columns and walls. The most critical storey determines the seismic resistance of the whole structure. The procedure at the 2nd level of complexity is more complex than the 1st level, since the capacity is determined by taking into account the favourable influence of energy dissipation due to inelastic deformations in the columns and walls. Also, the capacity of the columns and walls is determined more specifically, since a comparison is made between the shear and flexural strength. The procedure at the 2nd level is slightly modified compared to the original version in order to make the procedure more suitable for the assessment of RC structures within a wider area of Europe. For this reason, the ductility of elements and their seismic demand are determined

according to European standard Eurocode 8. The procedures at the 1st and 2nd level are then followed by the N2 method at the 3rd and 4th level. Here the seismic resistance of a building is assessed using a mathematical model of the (whole) structure. The difference between the 3rd and 4th level is in the mathematical modelling, which is in the first case simplified, and the analyses are performed using the NEAVEK program (Kilar, 1995). In the second case standard modelling with line elements and lumped plasticity in plastic hinges is used, and the analyses are performed with the OpenSees software (McKenna and Fenves, 2007) in conjunction with the PBEE-toolbox (Dolšek, 2010). The N2 method is a well-known procedure for performing a non-linear analysis of a structure. In this dissertation, a slightly modified procedure for calculating the capacity of the whole structure is proposed. The near collapse limit state of the whole structure is defined with the near collapse limit state of the most critical vertical element, i.e. column or wall. (The procedure for determining the capacity of a whole structure is not included in the current version of Eurocode 8). Seismic resistance assessment is then performed by comparing one of the three parameters of assessment, i.e. top displacement of the structure D_{top} , the storey drift ratio δ_j , or the rotation of an element θ_i . If a shear failure of vertical elements is expected, the seismic resistance assessment is performed by comparing the shear forces V_i for the most critical element. Verification of all the results is then carried out by means of non-linear dynamic analysis at the 5th level of complexity. Here it is assumed that the capacity of a structure is equal to the capacity defined at the 4th level (while there is a difference in the seismic demand).

Determination of the capacity of individual structural elements and of the whole structure of a building is, in general, less studied than the determination of seismic demand. In order to obtain relevant information about such capacity which has to be known for the assessment of seismic resistance, an overview of various models for estimating the capacity of vertical load-bearing elements is also presented. Comparisons between models showing ductile flexural behavior do not show a large scatter of the results. On the other hand, large differences can be observed when various models for the determination of non-ductile shear behaviour are compared. The models for flexural and shear behaviour are shown in Chapter 3, where the difference in flexural strength between the second and the higher three levels of complexity are shown together with the differences in ductility and the yielding rotation of elements. Additionally, four shear capacity models are discussed for both the columns and the walls. The area of application is shown for each shear capacity model, whereas the usability is further controlled by comparing the results of experimental tests for the selected column and wall specimens.

In Chapter 5 the presented methodology is applied to test variants of various frame and wall structures. This was done for 12 variants of frame structures, 4 variants of (cantilever) wall structures, and 5 variants of dual structures. At the first four levels of complexity the seismic load is defined by the elastic acceleration spectrum according to Eurocode 8-1 (EC8-1; CEN, 2004), whereas at the 5th level, a set of 30 accelerograms is used and the value of their mean spectrum corresponds to the elastic spectrum according to EC8-1. For this assessment, for all the variants of the test structures, the results of the capacities C and the seismic demand D are first collected for all levels of complexity. For individual structures, a comparison in the form of the C / D ratio is then presented. The results show that simpler the procedure is, the less is the accuracy of the results. In general, conservatism of the procedures at the lower two levels compared to higher three levels applies. Exceptionally, this conservatism cannot be observed in the case of the rapid visual screening procedure, which is not useful for the assessment of structures in our area. At the end, an analysis was performed by comparing the final results of the seismic resistance assessments. Also, the simplifications and assumptions are presented, particularly for the procedures at the first three levels. The most important assumptions are also evaluated.

The main simplification of the procedure at the 1st level of complexity concerns the ductility, which is not taken into account. Moreover, assumed values for the ultimate stresses of columns and walls are used. These values are evaluated for all of the test structures, the results showing that, in some cases, the assumed values can yield non-conservative results. This particularly applies to most of the wall structures and also in the case of slender columns in combination with a small amount of longitudinal reinforcement and a low level of the axial force. It should be noted that the discussed cantilever wall structures do not much differ from one to another, which does not allow generalization of the results.

The procedures at the 1st and 2nd level of complexity have some common assumptions, one of the most important being the determination of the period of the structure. This assumption is highly conservative compared to the procedures at the higher levels, which was shown for all the different types of structures. At the 1st and 2nd level, the distribution of seismic forces along the height of the structure is determined by assuming an equally distributed mass and linear deformation shape. The above assumption may, compared to the higher levels, be both conservative and non-conservative, which depends on the differences between the actual plastic mechanism of a structure and the assumed, i.e. linear deformation shape. Moreover, the differences between the seismic demand along the height of the structure also depend on the investigated storey. In the 1st and 2nd levels partial strength of the non-yielding elements is assumed, which is related mainly to the capacity of the columns in the case of dual systems. The basic version of lower two levels assumes that the columns develop 70% of their capacity at the yielding of the wall. It turns out that this assumption is very rough and usually yields non-conservative results.

On the other hand, some assumptions apply only to the procedure at the 2nd level of complexity. The shear force that corresponds to flexural yielding is determined in a simplified way without any cross-sectional analysis. Additionally, the assumed shear span length has a strong effect on the determination of the shear force and also on the ductility of the elements. The assumed shear span length in most cases yields non-conservative results, and its influence on the differences in the seismic resistance assessment between the procedures at the 2nd and 4th level is not large, although neither is it negligible. Exceptionally, negligible differences between the assumed and the actual shear span length occur in the case of frame structures with a single-storey plastic mechanism. Here a yielding moment of the same value is developed at the start and end of the element, and the point of contraflexure is developed at the middle of the element.

Both procedures at the lower two levels show a high degree of conservatism compared with the results of procedures at the higher levels, i.e. of the N2 method and the non-linear dynamic analysis. The results were obtained on a limited number of test structures. Nevertheless, it can be observed that in the case of some assumptions a specific quantity depends on the selected type of structure. This can be observed in the case of an assumed value for the shear span length, and it also applies to the parameters for the seismic resistance assessment at the highest three levels, i.e. to D_{top} , δ_j , θ_i .

In this dissertation, different procedures were developed for the seismic resistance assessment of existing RC structures at different levels of complexity, where procedures are applicable to various structural systems built in different building eras. The procedures give useful results in practice with a precision that is proportional to the level of complexity. However, the rapid visual screening procedure is not suitable for the assessment of buildings in Slovenia. Other procedures are not yet applicable and verified for coupled wall systems. Future work related to the seismic assessment of reinforced concrete building structures is proposed, since the procedures can be further improved.

Ta stran je namenoma prazna.

VIRI

ACI 318-08:2008. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI, American Concrete Institute.

ACI 318R-77:1977. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Washington, D.C., American Concrete Institute.

Ambraseys, N.N., Douglas, J., Berge-Thierry, C., Suhadolc, P., Costa, G., Sigbjörnsson, R., Smit, P.M. 2004. Dissemination of European Strong-Motion Data, Vol. 2 using Strong-motion Datascape Navigator: CD-ROM. UK, Swindon, Engineering and Physical Sciences Research Council.

ARSO. 2012. Močni potresi v preteklosti. Agencija Republike Slovenije za okolje. Dostopno na naslovu: <http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20aktivnost/> (Pridobljeno 15. 01. 2015.)

ASCE/SEI 41-13:2014. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, American Society of Civil Engineers.

Barbat, A.H., Pujades, L.G., Lantada, N. 2008. Seismic Damage Evaluation in Urban Areas using the Capacity Spectrum Method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28: 851–865.

Bardakis, V.G., Dritsos, S.E. 2007. Evaluating Assumptions for Seismic Assessment of Existing Buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27: 223–233.

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Biskinis, D.E. 2007. Resistance and Deformation Capacity of Concrete Members With or Without Retrofitting. Ph.D. Thesis. Patras, University of Patras: 380 f.

Biskinis, D.E., Fardis, M.N. 2004. Cyclic Strength and Deformation Capacity of RC Members, Including Members Retrofitted for Earthquake Resistance. In: Walraven et al. (ed), 5th International PhD Symposium in Civil Engineering, Balkema, Rotterdam, str. 1125–1133.

Biskinis, D.E., Roupakias, G.K., Fardis, M.N. 2004. Degradation of Shear Strength of RC Members with Inelastic Cyclic Displacements. *ACI Structural Journal* 101, 6: 773–783.

Borzi, B., Pinho, R., Crowley, H. 2008. Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis for Large-Scale Assessment of RC Buildings. *Engineering Structures* 30: 804–820.

Brozovič, M. 2013. Izbira akcelerogramov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG: 154 str.

Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F., Crowley, H. 2006. Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology* 43, 3: 75–104.

- Calvi, G.M., Pavese, A., Rasulo, A., Bolognini, D. 2005. Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of RC Hollow Bridge Piers. *Bulletin of Earthquake Engineering* 3, 3: 267–297.
- Carvalho, E.C., Fajfar, P., Fardis, M.N., Pecker, A. 2015. *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. 1st edition. Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL: 401 str.
- Celarec, D. 2012. Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG: 158 str.
- Celarec, D., Ricci, P., Dolšek, M. 2012. The Sensitivity of Seismic Response Parameters to the Uncertain Modelling Variables of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames. *Engineering Structures* 35: 165–177.
- CEN 1992-1-1:2004b. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, European Committee for Standardization.
- CEN 1998-1:2004a. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, European Committee for Standardization.
- CEN 1998-1-1:1994. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-1: General rules – Seismic actions and general requirements for structures. Brussels, European Committee for Standardization.
- CEN 1998-3:2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels, European Committee for Standardization.
- CEN 1998-3:2005/AC:2010. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels, European Committee for Standardization.
- Chopra, A.K. 2012. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th edition. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ: 980 f.
- Combesure, D. 2006. Some Contributions of Physical and Numerical Modelling to the Assessment of Existing Masonry Infilled RC Frames under Extreme Loading. In: *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland, 3 – 8 September 2006.
- Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M., Verderame, G.M. 2005. A Multi-Level Approach to the Capacity Assessment of Existing RC Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 9, 1: 1–22.
- Crisafulli, F.J., Carr, A.J. 2007. Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structure. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 40, 2: 69–77.
- Crisafulli, F.J., Carr, A.J., Park, R. 2000. Analytical Modelling of Infilled Frame Structures – A General Overview. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 33, 1: 30–47.
- Crisafulli, F.J. 1997. *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*. Ph.D. Thesis. Christchurch, University of Canterbury: 368 f.

Crowley, H., Pinho, R. 2004. Period–Height Relationship for Existing European Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 8, 1: 93–119.

Čaušević, M., Mitrović, S. 2011. Comparison between Non-linear Dynamic and Static Seismic Analysis of Structures according to European and US Provisions. *Bull. of Earthq. Eng.* 9, 2: 467 – 489.

De Luca, F., Verderame, G.M. 2013. A Practice-Oriented Approach for the Assessment of Brittle Failures in Existing Reinforced Concrete Elements. *Engineering Structures* 48: 373–388.

De Luca, F. 2011. Records, Capacity Curve Fits and Reinforced Concrete Damage States within a Performance Based Earthquake Engineering Framework. Ph.D. Thesis. Neapelj, University of Naples Federico II: 281 f.

Dolšek, M., 2010. Development of Computing Environment for Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Frames by Using Simplified Nonlinear Models. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 6: 1309–1329.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. The Effect of Masonry Infills on the Seismic Response of a Four-Storey Reinforced Concrete Frame – A Deterministic Assessment. *Engineering Structures* 30, 7: 1991–2001.

Dymiotis, C., Kappos, A.J., Chryssanthopoulos, M.K. 1999. Seismic Reliability of RC Frames with Uncertain Drift and Member Capacity. *Journal of Structural Engineering* 125, 9: 1038–1047.

Elnashai, A.S., McClure, D.C. 1996. Effect of Modelling Assumptions and Input Motion Characteristics on Seismic Design Parameters of RC Bridge Piers. *Earthquake engineering and Structural Dynamics* 25, 5: 435–463.

Elwood, K.J., Eberhard, M.O. 2009. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal* 106, 4: 476–484.

Elwood, K.J., Eberhard, M.O. 2006. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. Research Digest No. 2006-1. PEER center, Berkeley.

Elwood, K.J., Moehle, J.P. 2005. Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement. *Earthquake Spectra*, 21, 1: 71 – 89.

Erberik, M.A. 2008. Fragility-Based Assessment of Typical Mid-Rise and Low-Rise RC Buildings in Turkey. *Engineering Structures* 30, 5: 1360–1374.

Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., Dolšek, M., Kramar, M., Kreslin, M., Rejec, K., Rozman, M., Vidrih, Z., Ilc, A., Peljhan, M. 2006. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji. Razvojno – raziskovalna naloga. Ljubljana, UL FGG, IKPIR. 2 zv. (loč. pag.), ilustr.

Fajfar, P., Dolšek, M., Marušić, D., Peruš, I. 2003. Pregled metod za ocenjevanje potresnega tveganja: razvoj in uvajanje metodologije za ocenjevanje potresnega tveganja v Sloveniji. Raziskovalno – razvojna naloga. Ljubljana, UL FGG, IKPIR: 99 str.

Fajfar, P., Fischinger, M., Peruš, I., Dolšek, M., Kante, P. 2002. Pregled metod za ocenjevanje potresnega tveganja. Raziskovalno – razvojna naloga. Ljubljana, UL FGG, IKPIR: 119 str.

Fajfar, P. 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra* 16, 3: 573–592.

Fajfar, P., Drobnič, D. 1998. Nonlinear Seismic Analysis of the “ELSA” Buildings. In: *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France, 6 – 11 September 1998.

Fajfar, P. 1988. Verifikacija programa EAVEK s pomočjo primerjave z eksperimenti. Četrty seminar Računalnik v gradbenem inženirstvu, Zbornik, str. 74-83, Ljubljana.

Fajfar, P., Fischinger, M. 1987. Non-linear Seismic Analysis of RC buildings: Implications of a Case Study. *European Earthquake Engineering* 1: 31–43.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Fajfar, P. 1981. EAVEK : program za elastično analizo večetažnih konstrukcij. Druga dopolnjena izd. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, IKPIR: 64 str.

Fardis, M.N. 2009. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Dordrecht, Springer: 743 f.

Fardis, M.N. 1996. *Experimental and Numerical Investigations on the Seismic Response of RC Infilled Frames and Recommendations for Code Provisions*. Lisbon, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC): 199 f.

FEMA 154:2002a. *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards. A Handbook*, 2nd edition. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency.

FEMA 155:2002b. *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards. Supporting Documentation*, 2nd edition. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency.

FEMA 356:2000b. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency (FEMA) & American Society of Civil Engineers (ASCE).

FEMA 366:2000a. *HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Loss for the United States*. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency.

FEMA. 1999a. *HAZUS[®]99 Service Release 2 (SR2) User Manual – ArcView*. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency (FEMA) & National Institute of Building Sciences (NIBS).

FEMA. 1999b. *HAZUS[®]99 Service Release 2 (SR2) Technical Manual – ArcView*. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency (FEMA) & National Institute of Building Sciences (NIBS).

Fiore, A., Porco, F., Raffaele, D., Uva, G. 2012. About the Influence of the Infill Panels over the Collapse Mechanisms Activated under Pushover Analysis: Two Case Studies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 39: 11–22.

Fischinger, M., Vidic, T., Šelih, J., Fajfar, P., Zhang, H.Y., Damjanić, F.B. 1990. Validation of a Macroscopic Model for Cyclic Response Prediction of RC Walls. 2nd International Conference on Computer Aided Analyses and Design Concrete Structures. Zell am See, Austria, 4 – 6 April 1990.

Freeman, S.A. 1998. Development and Use of Capacity Spectrum Method. Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD-ROM). EERI, Seattle, Washington, 31 May – 4 June 1998.

Ghobarah, A. 2000. Seismic Assessment of Existing RC Structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 2: 60–71.

Grabec, I., Sachse, W. 1997. Synergetics of Measurement, Prediction and Control. Berlin, Springer: 458f.

Hiraishi, H., Tomatsuri, H., Mochizuki, S., Kanoh, Y. 1992. Structural Design Equations and Recommendations for Multi-Storey Shear Walls. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, Spain, 19 – 24 July 1992.

Isaković, T., Bevc, L., Fischinger, M. 2008. Modeling the Cyclic Flexural and Shear Response of the RC Hollow Box Columns of an Existing Viaduct. *Journal of Earthquake Engineering* 12, 7: 1120–1138.

Isaković, T., Fischinger, M. 2006. Strižna nosilnost ciklično obremenjenih mostnih stebrov. *Gradbeni vestnik* 55, 11: 276–287.

Jaiswal, K., Wald, D. and D'Ayala, D. 2011. Developing Empirical Collapse Fragility Functions for Global Building Types. *Earthquake Spectra* 27, 3: 775–795.

Jaiswal, K., Wald, D. 2010. Analysis of Collapse Fragilities of Global Construction Types obtained during WHE-PAGER phase I survey.

JBDPA. 2001. Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (english version). Tokyo, Japan, The Japan Building Disaster Prevention Association.

Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG: 242 str.

Kilar, V., Fajfar, P. 1997. Simple Push-over Analysis of Asymmetric Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26, 2: 233–249.

Kilar, V. 1995. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij stavb pri horizontalni obtežbi. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG: 171 str.

Kosič, M. 2014. Določanje raztrosa potresnega odziva armiranobetonskih stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG: 154 str.

Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. 2000. Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular RC Columns in Seismic Regions. *ACI Structural Journal* 97, 3: 388–396.

Kreslin, M., Fajfar, P. 2012. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering* 10, 2: 695–715.

Kreslin, M., Fajfar, P. 2011. The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40, 11: 1571–1589.

Lupoi, G., Calvi, G.M., Lupoi, A., Pinto, P.E. 2004. Comparison of Different Approaches for Seismic Assessment of Existing Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 8, 1: 121–160.

MathWorks, Matlab R2010a. Dostopno na naslovu: <http://www.mathworks.com/products/matlab>

McKenna, F., Fenves, G.L. 2007. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Berkeley, University of California, CA. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Dostopno na naslovu: <http://opensees.berkeley.edu/> (Pridobljeno 09. 12. 2011.)

Mehanny, S.S.F., El Howary, H.A. 2010. Assessment of RC Moment Frame Buildings in Moderate Seismic Zones: Evaluation of Egyptian Seismic Code Implications and System Configuration Effects. *Engineering Structures* 32, 8: 2394–2406.

Melchers, R.E. 1999. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 2nd edition. New York, USA, John Wiley & Sons: 456 f.

Meyer, C. 1991. Computation of Inelastic Response. Symposium on Earthquake-Resistant Concrete Structures – Inelastic Response and Design, ACI Special Publication No. 127, Detroit, MI.

Mochizuki, S. et al. 1987. Restoring Force Characteristics of Shear Walls Falling in Shear – Parts 1 and 2. *Proceedings of AIJ Annual Meeting*: 247–250 f.

Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., Petrini, L. 2008. A Critical Review of the RC Frame Existing Building Assessment Procedure according to Eurocode 8 and Italian Seismic Code. *Journal of Earthquake Engineering*, 12, S1: 52 – 82.

NZNSSEE. 2002. *The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings*. New Zealand National Society for Earthquake Engineering.

Odlok o tem, kateri gradbeni objekti se štejejo za pomembnejše gradbene objekte po zakonu o seizmološki službi. Uradni list SRS št. 12/1986.

Otani, S. 2000a. Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo* 47: 5–28.

Otani, S. 2000b. Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology* 2, 2: 47–56.

Padgett, J., DesRoches, R. 2007. Sensitivity of Seismic Response and Fragility to Parameter Uncertainty. *Journal of Structural Engineering* 133, 12: 1710–1718.

Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 2001. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal* 98, 2: 135–148.

Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 1996. Seismic response of infilled RC frame structures. In: *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, 23 – 28 June 1996.

Park, R., Paulay, T. 1975. *Reinforced Concrete Structures*. New York, USA, John Wiley & Sons.

PEER. 2012. PEER Ground Motion Database. Berkeley, University of California, CA. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Dostopno na naslovu: <http://peer.berkeley.edu/>

PEER. 2007. The UW-PEER Reinforced Concrete Column Test Database. University of Washington, WA. Dostopno na naslovu: <http://www.ce.washington.edu/~peera1/>

Peruš, I., Biskinis, D., Fajfar, P., Fardis, M.N., Grammatikou, S., Krawinkler, H., Lignos, D. 2014. The SERIES Database of RC Elements. *The 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Istanbul, Turkey, 24 – 29 August 2014.

Peruš, I., Fajfar, P. 2007. Prediction of the Force-Drift Envelope for RC Columns in Flexure by the CAE Method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36, 15: 2345–2363.

Peruš, I., Poljanšek, K., Fajfar, P. 2006. Flexural Deformation Capacity of Rectangular RC Columns Determined by the CAE Method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35, 12: 1453–1470.

Peruš, I., Fajfar, P. 1994. Prediction of the Seismic Capacity of RC Structural Walls by Non-Parametric Multidimensional Regression. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23, 10: 1139–1155.

Porter, K. 2009. Cracking an Open Safe: HAZUS Vulnerability Functions in Terms of Structure-Independent Intensity. *Earthquake Spectra* 25, 2: 361–378.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ, 5. junij 1981.

Priestley, M.J.N., Verma, R., Xiao, Y. 1994. Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 120, 8: 2310–2329.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Verma, R., Xiao, Y. 1993. Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. *Structural Systems Research Project Report No. SSRP 93/06*. San Diego, University of California.

Privremeni tehnički propisi za građenje u seizmičkim područjima. Službeni list SFRJ br. 39/1964.

Puglisi, M., Uzcategui, M., Florez-Lopez, J. 2009. Modeling of Masonry of Infilled Frames, Part I: The Plastic Concentrator. *Engineering Structures* 31, 1: 113–118.

Rejec, K., Fajfar, P. 2014. On the Relation between the Near Collapse Limit States at the Element and Structure Level. The 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Istanbul, Turkey, 25 – 29 August 2014.

Rejec, K. 2011. Neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG: 354 str.

Rešenje o privremenim tehničkim propisima za opterećenje zgrada. Službeni list FNRJ br. 61/1948.

Ricci, P., Verderame, G., Manfredi, G. 2013. ASCE/SEI 41 Provisions on Deformation Capacity of Older-Type Reinforced Concrete Columns with Plain Bars. *Journal of Structural Engineering*, 139, 12: 04013014.

Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. 2010. Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels. *Journal of Earthquake Engineering* 14, 3: 390–416.

Rossetto, T., Elnashai, A. 2003. Derivation of Vulnerability Functions for European-Type RC Structures Based on Observational Data. *Engineering Structures* 25, 10: 1241–1263.

Sezen, H., Moehle, J.P. 2004. Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 130, 11: 1692–1703.

Sezen, H. 2002. Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns. Ph.D. Thesis. Berkeley, University of California: 290 f.

Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P., Carballo, J.E. 1998. Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses. *Earthquake Spectra* 14, 3: 469–500.

Siahos, G., Dritsos, S. 2010. Procedural Assumption Comparison for Old Buildings via Pushover Analysis Including the ASCE 41 Update. *Earthquake Spectra*, 26, 1: 187 – 208.

Sinkovič, K., Peruš, I., Fajfar, P. 2016a. Assessment of the seismic performance of low-rise RC structures by procedures with different levels of complexity. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14, 1: 213–239.

Sinkovič, K., Peruš, I., Fajfar, P. 2016b. Seismic assessment of RC frame buildings. V: Zembaty, Z. (ur.), De Stefano, M. (ur.). *Seismic behaviour and design of irregular and complex civil structures II. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 40: Springer: 89-97.

Takagi, H. et al. 1987. Experimental Study on Effect of Interior Beams on Shear Strength of Shear Walls Falling in Shear – Parts 1 and 2. *Proceedings of AIJ Annual Meeting*: 243–246 f.

Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N. 1970. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *ASCE Journal of Structural Division* 96, 12: 2557–2573.

UPATRAS. 2002. Guidelines of the Japan Building Disaster Prevention Association. Report prepared by University of Patras. E-poštno sporočilo za Fajfar, P. Osebna komunikacija.

Verderame, G.M., Iervolino, I., Manfredi, G. 2010. Elastic Period of sub-standard Reinforced Concrete Moment Resisting Frame Buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8:955–972.

Vukobratović, V., Fajfar, P. 2015. A Method for the Direct Determination of Approximate Floor Response Spectra for SDOF Inelastic Structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 5: 1405–1424.

Wood, S.L. 1990. Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal* 87, 1: 99–107.

Zakon o seizmološki službi. Uradni list SRS št. 14/1978.

Zhu, L., Elwood, K.J., Haukaas, T. 2007. Classification and Seismic Safety Evaluation of Existing RC Columns. *Journal of Structural Engineering* 133, 9: 1316–1330.

