

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/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Žižmond, J. 2012. Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 107 str.

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 original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Žižmond, J. 2012. Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 107 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

JURE ŽIŽMOND

**RAZČLENITEV POTRESNE VARNOSTI PRI
PROJEKTIRANJU ARMIRANOBETONSKE STAVBE**

Diplomska naloga št.: 3238/KS

**DEAGGREGATION OF SEISMIC SAFETY IN THE
DESIGN OF THE REINFORCED CONCRETE
BUILDING**

Graduation thesis No.: 3238/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

doc. dr. Mojca Šraj
prof. dr. Mitja Brilly

Ljubljana, 07. 09. 2012

ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Jure Žižmond izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitorju UL FGG.

Ljubljana, 30.8.2012

Jure Žižmond

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 006:624.012.45:624.042.7(043.2)
Avtor: Jure Žižmond
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe
Obseg in oprema: 107 str., 38 pregl., 49 sl., 62 en.
Ključne besede: potresno inženirstvo, potresno tveganje, potresna nevarnost, potresnovarno projektiranje, Evrokod, faktor obnašanja, nelinearna statična (potisna) analiza, zanesljivost konstrukcij, potresna nevarnost

Izvleček

Projektiranje potresno odpornih konstrukcij po standardu Evrokod 8 ne izhaja iz sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve, temveč vpelje osnovni zahtevi po neporušitvi in omejitvi poškodb, ki se nanašata na projektno potresno obtežbo. Prvi zahtevi je zadoščeno, če dokažemo, da se konstrukcija ne poruši za potres s povratno dobo 475 let. Ker je verjetnost pojava projektne potresa 10 % v 50 letih, je jasno, da bi bila verjetnost porušitve konstrukcije, ki bi jo projektirali dosledno glede na osnovno načelo po neporušitvi, bistveno prevelika in zato nesprejemljiva za družbo. Izkaže pa se, da konstrukcije zaradi varnosti pri projektiranju prenesejo bistveno močnejše potrese, kot je predpisan projektni potres. Z namenom, da bi ugotovili, ali je varnost pri projektiranju zadostna in kateri dejavniki najbolj vplivajo nanjo, smo v okviru diplomske naloge obravnavali primer osemetažne armiranobetonske stavbe. Za šest variant konstrukcije smo s potisno analizo izračunali nosilnost in globalno duktilnost konstrukcije, pri čemer smo postopoma uvajali zahteve standardov Evrokod 2 in 8 ter izločali projektne predpostavke. Varnost pri projektiranju objekta smo vrednotili z razliko med izračunanim in predpostavljenim faktorjem obnašanja, z deležem med projektnim pospeškom tal in pospeškom tal za mejno stanje blizu porušitve, ki smo ga izračunali z metodo N2, in s stopnjevanjem varnosti v smislu verjetnosti prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve. Izkaže se, da je izračunani faktor obnašanja, ki smo ga določili iz principa redukcije potresnih sil in projektne potresne obtežbe, za 75 % večji od predpostavljenega faktorja obnašanja, kar se odraža tudi s pospeškom tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve. Kljub temu se pojavlja vprašanje, ali je potresno tveganje za tako projektirano konstrukcijo sprejemljivo, saj znaša ocenjena verjetnost prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve konstrukcije $8,5 \cdot 10^{-4}$, kar je bistveno več od ciljne zanesljivosti, ki je predpisana v Evrokodu 0.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 006:624.012.45:624.042.7(043.2)
Author: Jure Žižmond
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title: Deaggregation of seismic safety in the design of the reinforced concrete building
Notes: 107p., 38 tab., 49 fig., 62 eq.
Keywords: earthquake engineering, seismic risk, seismic hazard, design for earthquake safety, Eurocode, behaviour factor, nonlinear static (pushover) analysis, reliability of structures

Abstract

Design of earthquake-resistant buildings according to Eurocode 8 is not based on the concept of acceptable probability of failure since standard introduces fundamental non-collapse and damage limitation requirements, which are associated with the design seismic action. It is foreseen that the non-collapse requirement is satisfied when the regular buildings are designed to withstand design earthquake, which corresponds to a return period of 475 years and thus to probability of occurrence of 10 % in 50 years. Therefore, it is obvious that structures, which would be designed strictly according to the fundamental non-collapse requirement of the standard, would be unacceptable for society. Due to design safety factors it appears that structures withstand much stronger earthquakes in comparison to the design earthquake. In order to assess whether the safety in design is sufficient and which factors have the greatest impact on it, an eight-storey reinforced concrete building is investigated in the thesis. The strength and system ductility of the six variants of the structure were evaluated on the basis of the pushover analysis, wherein the requirements of Eurocode 2 and 8 were gradually taking into account and the design assumptions were gradually excluded. Safety in design of the building was evaluated by the difference between the calculated and prescribed behavior factor, the ratio between the design and the near-collapse ground acceleration, which was assessed using the N2 method, and by the escalation of the safety in terms of probability of exceedance of the near collapse limit state. It is shown that the calculated behavior factor for the investigated building is 75 % higher than that prescribed by Eurocode 8. This is reflected by the near-collapse ground acceleration. However, questions arises whether the seismic risk of so designed building is acceptable, since estimated probability of exceedance of near collapse limit state is $8.5 \cdot 10^{-4}$, which is significantly higher than the target reliability associated with other actions as prescribed by Eurocode 0.

Zahvala

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki mi je ves čas nastajanja naloge nudil nasvete in strokovno pomoč.

Zahvaljujem se tudi staršema, prijateljem in vsem ostalim, ki so mi kakorkoli pomagali med študijem ali pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi mag. Katji Denša za lektoriranje diplomske naloge.

KAZALO

1	UVOD	1
2	OSNOVNA NAČELA ZA POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE STAVB... 4	
2.1	Princip redukcije potresnih sil..... 5	
2.1.1	Redukcijski faktor R_{μ}	7
2.1.2	Faktor dodatne nosilnosti R_s	8
2.2	Maksimalni pospešek tal	10
2.3	Elastični in projektni spekter pospeškov	12
2.4	Načrtovanje nosilnosti	14
2.4.1	Razmerje nosilnost - duktilnost	14
2.4.2	Metoda načrtovanja nosilnosti	16
2.5	Dejavniki za doseganje varnosti	19
3	OSNOVE N2 METODE IN NELINEARNEGA MODELIRANJA STAVB	21
3.1	Potisna (»pushover«) analiza..... 21	
3.2	Opis postopka za določitev mejnega pospeška z N2 metodo..... 22	
3.3	Nelinearni model za potisno analizo..... 26	
3.4	Materialni zakoni za nelinearne analize	29
3.4.1	Beton.....	30
3.4.2	Jeklo.....	31
4	TEORETIČNE OSNOVE METODE ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA. 34	
4.1	Ocena potresnega tveganja	34
4.2	Ciljna zanesljivost..... 37	
5	RAZČLENITEV VARNOSTI NA PRIMERU OSEM ETAŽNE	
	ARMIRANOBETOSNKE STAVBE	39
5.1	Opis objekta	40
5.1.1	Material.....	42
5.1.2	Vplivi na konstrukcijo	42
5.1.2.1	Lastna in stalna teža.....	42
5.1.2.2	Spremenljivi vpliv	43
5.1.2.3	Potresni vpliv	43
5.2	Rezultati modalne analize	46
5.3	Variante konstrukcij in nelinearna statična potisna analiza	47

5.3.1	Vhodni podatki za potisno analizo	47
5.3.2	Varianta 0	48
5.3.3	Varianti 1A in 1B	49
5.3.3.1	Rezultati analize	54
5.3.4	Varianta 2	57
5.3.4.1	Rezultati analize	59
5.3.5	Varianta 3	62
5.3.5.1	Rezultati analize	66
5.3.6	Varianta 4	69
5.3.6.1	Rezultati analize	72
5.3.7	Primerjava količine uporabljene armature.....	74
5.4	Primerjava rezultatov in diskusija.....	78
5.4.1	Vzroki za nastanek razlik	79
5.4.1.1	Primerjava duktilnosti robnih stebrov	82
5.4.2	Ocena velikosti q faktorja.....	83
5.4.2.1	Faktor R_{μ}	83
5.4.2.2	Faktor R_s	84
5.4.2.2.1	Razčlenitev faktorja R_s	85
5.4.3	Izračun faktorja q in diskusija	88
5.5	Račun mejnega pospeška in poškodovanosti konstrukcije za projektni pospešek...90	
5.5.1	Mejni pospeški	90
5.5.2	Poškodovanost konstrukcije za projektni pospešek.....	92
5.6	Ocena potresnega tveganja.....95	
5.7	Komentar rezultatov	97
6	ZAKLJUČEK.....	101
VIRI.....		104

KAZALO SLIK

Slika 1: Prikaz redukcije potresnih sil: pomik neelastične konstrukcije je enak pomiku elastične konstrukcije (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	6
Slika 2: Prikaz redukcije potresnih sil: pomik neelastične konstrukcije je večji od pomika elastične konstrukcije (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	6
Slika 3: R_{μ} v odvisnosti od nihajnega časa	8
Slika 4: Shematična predstavitev stanja, ko se pojavi tečenje armature v prvih elementih konstrukcije, in stanje, ko je dosežena maksimalna nosilnost konstrukcije pri kateri je jasno razviden plastični mehanizem.	9
Slika 5: Karta potresne nevarnosti za pospešek tal za povratno dobo 475 let (Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001d)	11
Slika 6: Elastični spekter pospeškov v SIST EN 1998	13
Slika 7: Elastični in projektni spektri za različne vrednosti q faktorja	13
Slika 8: Sila-pomik: z večanjem nosilnost lahko zmanjšujemo duktilnost (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	14
Slika 9: Metoda načrtovanja nosilnosti: Močan neduktilen člen zavarujemo s šibkim duktilnim (Vir: Fajfar, 2007)	16
Slika 10: Račun prečne sile - Metoda načrtovanja nosilnosti (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	17
Slika 11: Določitev idealizirane krivulje (Vir: SIST EN 1998-1: 2005)	23
Slika 12: Grafična ponazoritev določanja elastičnega pospeška	26
Slika 13: Odnos moment-rotacija ob upoštevanju mehčanja materiala (Vir: Dolšek, 2010)	27
Slika 14: Konstitutivni zakon za linearno analizo-beton (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	30
Slika 15: Bilinearni konstitutivni zakon za linearno analizo-beton (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	30
Slika 16: Konstitutivni zakon za nelinearno analizo-beton (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	31
Slika 17: Konstitutivni zakon za jeklo (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)	32
Slika 18: Tloris etaže in pozicije	41
Slika 19: Prerez konstrukcije	41
Slika 20: Elastični in projektni spekter pospeškov za tip tal C	44
Slika 21: Prva nihajna oblika	46
Slika 22: Druga nihajna oblika	46
Slika 23: Potisna krivulja za varianto 1A za smer X in smer Y	54
Slika 24: Potisna krivulja za varianto 1B za smer X in smer Y	55
Slika 25: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa	56
Slika 26: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila	56

Slika 27: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve	56
Slika 28: Potisna krivulja za varianto 2 za smer X in smer Y	60
Slika 29: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa	61
Slika 30: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila	61
Slika 31: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve	61
Slika 32: Potisna krivulja za varianto 3 za smer X in Y	67
Slika 33: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa	68
Slika 34: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila	68
Slika 35: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve	68
Slika 36: Potisna krivulja za varianto 4 za smer X in Y	72
Slika 37: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa	73
Slika 38: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila	73
Slika 39: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve	74
Slika 40: Odnos skupna prečna sila pri vpetju – pomik na vrhu konstrukcije za vse variante za smer X	78
Slika 41: Skupna prečna sila pri vpetju – pomik na vrhu konstrukcije za vse variante za smer Y	79
Slika 42: Etažni pomiki pri stanju NC – smer X	81
Slika 43: Etažni pomiki za variante 3 in 4 za stanje, ko prvi steber variante 3 zapusti elastično območje, in pri pomiku pri mejnem stanju NC – smer X	82
Slika 44: Primerjava odnosa moment–rotacija za vogalna stebra ob vpetju	83
Slika 45: Zahtevana (zelen trikotnik) in dejanska (rdeč štirikotnik) deformacijska kapaciteta	94
Slika 46: Poškodovanost konstrukcije pri pomiku, ki ga povzroči projektni pospešek – smer X	94
Slika 47: Poškodovanost konstrukcije pri pomiku, ki ga povzroči projektni pospešek – smer Y	95
Slika 48: Idealizirane krivulje sila–pomik za MDOF sisteme za smer X	99
Slika 49: Idealizirane krivulje sila–pomik za MDOF sisteme za smer Y	100

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Kategorije pomembnosti stavb in faktorji pomembnosti (Vir: SIST EN 1998-1: 2005)	10
Preglednica 2: Meje tečenja in nosilnosti palic (Vir: Drobnič, 1997)	33
Preglednica 3: Razredi glede na posledice (Vir: SIST EN 1990: 2005)	38
Preglednica 4: Razredi zanesljivosti ter pripadajoči indeksi zanesljivosti β in dovoljene verjetnosti porušitve	38
Preglednica 5: Opis variant konstrukcije za potisno analizo	40
Preglednica 6: Karakteristike betona, uporabljenega pri dimenzioniranju konstrukcije	42
Preglednica 7: Karakteristike armaturnega jekla, uporabljenega pri dimenzioniranju konstrukcije	42
Preglednica 8: Mase in masni vztrajnostni momenti v etažah (Zupančič, 2011)	43
Preglednica 9: Torzijski momenti po etažah zaradi slučajne ekscentričnosti (Zupančič, 2011)	45
Preglednica 10: Primerjava med normiranimi pomiki za prvi dve nihajni obliki in normiranimi pomiki iz modalne analize	47
Preglednica 11: Normirane sile za potisno analizo	47
Preglednica 12: Vrednosti materialnih karakteristik za nelinearno analizo	48
Preglednica 13: Armatura v gredah za varianti 1A in 1B	51
Preglednica 14: Armatura v stebrih za varianti 1A in 1B	53
Preglednica 15: Rezultati potisne analize za varianti 1A in 1B	55
Preglednica 16: Armatura gred za varianto 2	57
Preglednica 17: Armatura stebrov za varianto 2	58
Preglednica 18: Rezultati potisne analize za varianto 2	60
Preglednica 19: Armatura gred za varianto 3	64
Preglednica 20: Armatura stebrov za varianto 3	65
Preglednica 21: Rezultati potisne analize za varianto 3	67
Preglednica 22: Armatura gred za varianto 4	69
Preglednica 23: Armatura stebrov za varianto 4	71
Preglednica 24: Rezultati potisne analize za varianto 4	72
Preglednica 25: Zgornja (negativna) vzdolžna armatura gred (v cm^2) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije	74
Preglednica 26: Spodnja (pozitivna) vzdolžna armatura gred (v cm^2) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije	75
Preglednica 27: Prečna armatura gred (cm^2/m) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije	75
Preglednica 28: Vzdolžna armatura za stebrov (cm^2) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije	75

Preglednica 29: Prečna armatura v kritičnem območju stebrov (cm^2/m) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije	76
Preglednica 30: Povzetek sil, pomikov in faktor R_μ za izbrana mejna stanja za smer X	78
Preglednica 31: Povzetek sil, pomikov in faktor R_μ za izbrana mejna stanja za smer Y	79
Preglednica 32: Nosilnost konstrukcije in faktor R_s	84
Preglednica 33: Vhodni parametri za izračun q faktorja in q faktor za različne variante konstrukcij in za analizo v smeri X	89
Preglednica 34: Vhodni parametri za izračun q faktorja in q faktor za različne variante konstrukcij in za analizo v smeri Y	89
Preglednica 35: Pomika d_y in d_{NC} ter sila F_y za idealizirano potisno krivuljo (MDOF sistem). Rezultati so prikazani za vse obravnavane variante	91
Preglednica 36: Pomiki, sile in nihajni čas za SDOF sistem ter redukcijski faktor	92
Preglednica 37: Pospeški konstrukcije in projektni pospeški tal	92
Preglednica 38: Potresno tveganje izraženo s P_f in $P_{f,50}$, ter pospešek tal konstrukcije, pri katerem konstrukcija doseže stanje NC	96

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

Gradbene konstrukcije so v času predvidene življenjske dobe objektov obremenjene z različnimi vplivi. Stalne vplive, kot so lastna teža nosilne konstrukcije, teža estriha, pohodnega sloja in izolacije, ter spremenljive vplive, kamor sodi teža opreme, snega in vetra, znamo dokaj dobro določiti. To pa ne velja za nezgodne vplive, kot sta požar in eksplozije. Potres predstavlja poseben primer vpliva na konstrukcijo, saj ne vemo natančno, kje se bo pojavil, niti tega, kakšna bo njegova intenziteta in frekvenčni sestav gibanja tal. Zato lahko potresno obtežbo določimo le z verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Rezultat te analize so spektri pospeškov enotne potresne nevarnosti za izbrane povratne dobe, ki se razlikujejo glede na lokacijo objekta in sestavo tal. Tako definirano potresno obtežbo uporabljamo za določitev projektne potresne obtežbe, kar predstavlja osnovo za projektiranje potresnoodpornih objektov.

Na srečo se močni potresi, ki povzročijo poškodbe obstoječih objektov, redko pojavijo, zato bi bilo neekonomično, če bi objekte načrtovali tako, da bi za obdobje predvidene življenjske dobe objekta preprečevali vsakršno poškodovanost objekta zaradi potencialnih močnih potresov. Večina veljavnih standardov za potresnoodporno projektiranje konstrukcij zato predpisuje, da se lahko konstrukcije, ki niso pomembne za civilno zaščito, močno poškodujejo, ne smejo pa se porušiti. Podobna filozofija načrtovanja varnosti velja tudi v avtomobilski industriji; lahko bi na primer izdelali avtomobil, ki se med prometno nesrečo ne bi poškodoval, vendar bi bil tak avtomobil predrag, pretežak, pa tudi stroški vzdrževanja bi bili preveliki. Namesto tega se torej pričakuje, da se avtomobil v prometni nesreči poškoduje, pri čemer pa se poskuša varovati voznika, ostale potnike in udeležence v prometu.

Projektiranje potresnoodpornih objektov je v Sloveniji urejeno s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998), ki se navezuje na ostale dele standarda Evrokod. Osnovni prispevek k varnosti konstrukcij standard uvede z definicijo projektne potresne obtežbe, ki v primeru uporabe linearno elastičnih metod analize, temelji na elastičnem spektru pospeškov in faktorju obnašanja q , s katerim upoštevamo redukcijo potresnih sil. Elastični spekter pospeškov ustreza spektru pospeškov enotne potresne nevarnosti, ki je za običajne objekte določen za povratno dobo potresa 475 let. Za takšen potres obstaja približno 10 % verjetnosti, da se bo zgodil v 50 letih, kolikor traja pričakovana življenjska doba običajnih objektov. Elastični spekter pospeškov reduciramo s faktorjem obnašanja q , saj standard SIST EN 1998 dopušča močne poškodbe, konstrukcije pa dimenzioniramo z linearnimi metodami analize. Faktor obnašanja q je odvisen od konstrukcijskega sistema, uporabljenega materiala, pravilnosti konstrukcije in kakovosti konstrukcijskih detajlov. V splošnem je faktor obnašanja sestavljen iz dodatne nosilnosti konstrukcije in duktilnost konstrukcije, česar z linearno

elastično analizo ni mogoče določiti. Zato je potrebna q faktor v fazi projektiranja predpostaviti, kakor je to urejeno s standardom Evrokod 8.

V zadnjem času se pri analizi in ugotavljanju zadostne varnosti konstrukcij uveljavljajo postopki, kjer na podlagi verjetnostnih metod analize ocenjujemo verjetnost pojava izbranega mejnega stanja konstrukcije ali celo verjetnost porušitve objekta. To verjetnost primerjamo s sprejemljivo oziroma tolerirano verjetnostjo porušitve, ki temelji na subjektivni oceni ljudi. Takšen način projektiranja terja uporabo nelinearnih metod analize, kar je trenutno za prakso še prezahtevno, vendar omogoča projektiranje konstrukcij glede na sprejemljivo tveganje tako v smislu tolerirane verjetnosti za izgubo življenja kot v smislu sprejemljivega tveganja za ekonomske izgube. Na tem načelu sprejemljivega tveganja je zasnovan tudi krovni standard Evrokod 0 (SIST EN 1990), ki določa, da je treba konstrukcijo projektirati in izvesti tako, da bo v predvideni življenjski dobi primerno zanesljivo in ob primernih stroških služila svojemu namenu. Primerna stopnja zanesljivosti je v tem standardu definirana z indeksom zanesljivosti, vendar je potresna obtežba v tem primeru izključena, saj standard SIST EN 1998 uvaja drugačen pristop za potresnoodporno projektiranje objektov kot je to predvideno v SIST EN 1990, čeprav naj bi bili standardi Evrokod med seboj usklajeni. SIST EN 1998 namreč vpelje osnovno zahtevo po neporušitvi in omejitvi poškodb. Prvi zahtevi je zadoščeno, če dokažemo, da se konstrukcija ne poruši v primeru projektnega potresa. Ker je verjetnost pojava projektnega potresa 10 % v 50 letih, je jasno, da bi bila verjetnost porušitve konstrukcije, ki bi jo projektirali dosledno glede na osnovno načelo po neporušitvi, bistveno prevelika in nesprejemljiva za družbo. To se v praksi k sreči ne dogaja, saj standard SIST EN 1998 v kombinaciji z drugimi standardi za projektiranje konstrukcij zagotavlja večjo varnost, ki pa je eksplicitno ne poznamo. Zato smo se s tem problemom ukvarjali v diplomski nalogi, kjer smo ocenili varnost pri projektiranju osemetažne armiranobetonske stavbe. Razčlenili smo prispevek k varnosti konstrukcije zaradi statične nedoločenosti konstrukcije, razlike med računsko in dejansko armaturo, upoštevanja projektnih vrednosti za trdnost vgrajenega materiala, minimalnih zahtev armiranja za zagotavljanje lokalne duktilnosti konstrukcijskih elementov in zaradi uporabe načel metode načrtovanja nosilnosti.

V prvem delu diplomske naloge so opisana osnovna načela za potresnoodporno projektiranje stavb. Podan je princip določanja potresnih sil in redukcijskega faktorja obnašanja q . Na kratko je opisan postopek za določitev maksimalnega pospeška tal za določeno območje. Predstavljeni so elastični in projektni spektri pospeškov ter faktorji obnašanja, ki so predpisani v standardu SIST EN 1998. V nadaljevanju teoretičnega dela diplomske naloge sledi opis metode N2, ki vključuje nelinearno statično (potisno, angl. *pushover*) analizo in neelastične spektre odzive. Metoda je bila razvita na UL FGG in je vključena v evropski in slovenski standard EN 1998. Na kratko so opisani tudi nelinearni

modeli, ki smo jih uporabljali v študiji. Prvi del diplomske naloge sklenemo s teoretičnimi osnovami verjetnostne ocene potresnega tveganja.

V drugem delu naloge je najprej predstavljena osemetažna konstrukcija, za katero smo vrednotili dejavnike, ki vplivajo na varnost konstrukcije, in prikazali, kako se stopnjuje varnost pri projektiranju zaradi upoštevanja dejanskih mehanskih lastnosti materiala, večje količine armature in zahtev standardov, ki obravnavajo potresnoodporno projektiranje konstrukcij. Za ta namen smo definirali različne variante konstrukcije. Z varianto 0 smo prikazali zahteve glede potresne obtežbe, ki jih podaja SIST EN 1998. Za varianto 1 smo uporabili armaturo, ki je rezultat obremenitev iz projektne potresne obtežbe ter minimalnih zahtev standarda SIST EN 1992. V varianti 2 je uporabljena dejanska izbrana armatura, ki jo določimo ob upoštevanju računsko potrebne armature iz variante 1. Armatura v varianti 3 je dejanska izbrana armatura, ki zadovolji pogoju obremenitve iz projektnega potresnega stanja in minimalnih zahtev standarda SIST EN 1998. Varianta 4 predstavlja konstrukcijo, ki je projektirana skladno s SIST EN 1998, kar pomeni, da smo v tem primeru upoštevali tudi načela metode načrtovanja nosilnosti, ki se nanašajo na zagotavljanje globalne duktilnosti konstrukcije (načelo močni stebri – šibke grede) in na preprečevanje strižne porušitve elementov. Za vse variante konstrukcije smo z uporabo potisne analize določili razmerje med skupno prečno silo pri vpetju in pomikom najvišje etaže, na podlagi teh rezultatov pa ocenili vrednosti faktorja q ter ocenili verjetnost prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve. Diplomsko nalogo sklenemo z zaključki, kjer smo predstavili glavne ugotovitve študije.

2 OSNOVNA NAČELA ZA POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE STAVB

Močni potresi, ki povzročijo negativne posledice na objekte in ljudi, se redko pojavijo, vendar jih ne moremo izključiti. Zato je osnovno načelo pri načrtovanju objektov zaščita pred izgubo življenja in omejitev škode. Na primer, osnovni namen standard SIST EN 1998 (Evrokod 8) (člen 1.1.1 1(P)) je v primeru potresa naslednji:

- zaščititi človeška življenja,
- omejiti škodo in
- zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

Prva in tretja zahteva sta pričakovani, saj bi bilo nesmiselno, da standard zahteva gradnjo, pri kateri bi bila dopustna izguba življenja ali pa na primer velika poškodovanost bolnišnice, zaradi česar ne bi mogli zdraviti ljudi, ki bi se poškodovali med potresom. Prav tako je smiselna druga zahteva, saj je pomembno, da preprečimo ekonomsko škodo, v primeru bolj pogostih potresov, ki imajo manjšo jakost kot projektni potres.

V primeru močnih potresov se stavbe poškodujejo, čeprav so bile projektirane v skladu s predpisi za potresnoodporno projektiranje konstrukcij. To večkrat vodi do negotovanja nad delom gradbenika, vendar je v večini primerov razlog za negotovanje nepoznavanje filozofije projektiranja konstrukcij. Za običajne objekte (torej tiste, ki niso pomembni za civilno zaščito) standard namreč ne zahteva preprečitve škode, ampak omejitev škode, saj za veliko večino konstrukcij potres predstavlja najmočnejšo pričakovano obtežbo, po drugi strani pa je verjetnost, da se bo zgodil potres, ki je enak ali močnejši od projektnega potresa, razmeroma majhna. Zato v večini primerov ne bi bilo ekonomično, da bi projektirali konstrukcije tako, da bi ostale nepoškodovane pri projektnem potresu.

Porušitev konstrukcije za projektni potresni vpliv lahko preprečimo na več načinov, saj lahko konstrukciji zagotovimo večjo nosilnost in manjšo duktilnost ter obratno. V vsakem primeru pa je ekonomično, da izkoristimo zmožnost sipanja energije v neelastičnem območju. Na ta način lahko precejšnji del vhodne energije potresa sipamo v skrbno načrtovanih kritičnih območjih konstrukcije. Ob primernem načrtovanju konstrukcije na ta način zagotovimo, da se konstrukcija ne poruši, čeprav je lahko močno poškodovana.

Problem nastopi, ko želimo opisani princip načrtovanja stavb uporabiti na praktičnem primeru, saj bi morali uporabiti metode nelinearne analize. Takšne analize so zaenkrat še prezahtevne za vsakodnevno projektiranje. Zato se za načrtovanje objektov uporabljajo elastične metode analize, sposobnost sipanja

konstrukcije pa se implicitno zajame s faktorjem obnašanja, kar se odraža z redukcijo potresnih sil, ter s primernim načinom načrtovanja nosilnosti konstrukcijskih elementov.

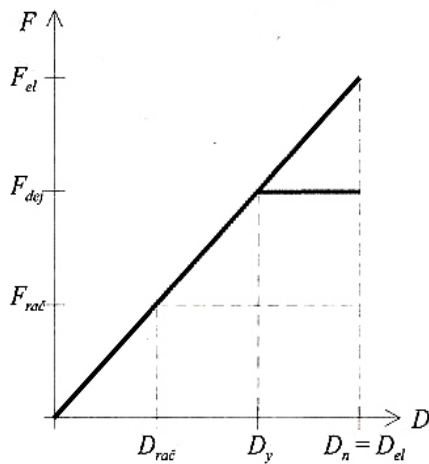
2.1 Princip redukcije potresnih sil

Princip redukcije potresnih sil vpeljemo, ker v fazi načrtovanja uporabljamo elastične metode analize, s katerimi lahko določamo le obremenitve konstrukcije v elastičnem območju, poškodovanosti konstrukcije pa ne, čeprav je v skladu z osnovnim načelom načrtovanja konstrukcij na potresno obtežbo dovoljeno, da se konstrukcija poškoduje. Posledično je nosilnost načrtovane konstrukcije lahko manjša od tiste potresne sile, ki bi se razvila v konstrukciji, če bi zagotovili elastično obnašanje.

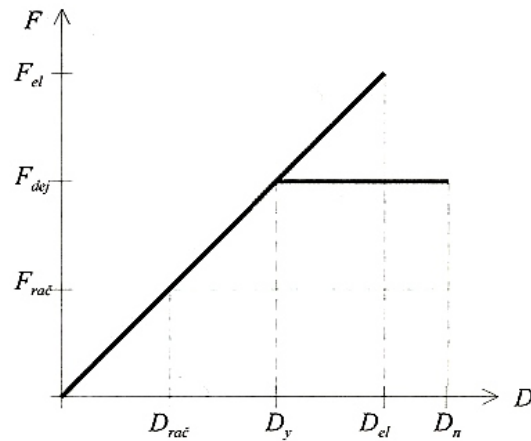
Projektna potresna sila ($F_{rač}$) je zato manjša od 'elastične' potresne sile (F_{el}). Takšno zmanjšanje potresnih sil vpeljemo s t.i. redukcijskim faktorjem, ki se v Evrokodih imenuje faktor obnašanja q :

$$F_{rač} = \frac{F_{el}}{q} \quad (2.1)$$

Metoda redukcije potresnih sil izhaja iz predpostavke, da je maksimalni pomik konstrukcije, ki ga vsili potresno gibanje tal, neodvisno od nosilnosti, ali z drugimi besedami, da je pomik elastične in neelastične konstrukcije pri potresni obtežbi približno enak (slika 1). Ta empirično utemeljena predpostavka pri običajnih potresih dokaj dobro velja za konstrukcije z osnovnim nihajnim časom v območju srednjih in dolgih nihanjnih časov, to je za konstrukcije, katerih nihajni čas je večji od T_C (SIST EN 1998-1). V primeru, da je nihajni čas konstrukcije manjši od T_C , je pomik 'elastične' konstrukcije manjši od pomika 'neelastične' konstrukcije (slika 2).



Slika 1: Prikaz redukcije potresnih sil: pomik neelastične konstrukcije je enak pomiku elastične konstrukcije (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)



Slika 2: Prikaz redukcije potresnih sil: pomik neelastične konstrukcije je večji od pomika elastične konstrukcije (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Dejansko na faktor obnašanja q poleg duktilnosti vpliva tudi dodatna nosilnost, kar je posledica prerazporeditve obremenitve pri statično nedoločenih konstrukcijah, večje količine armature in večjih prerezov armaturnih palic, ki običajno presegajo računске zahteve in dejanskih karakteristik materiala, ki presegajo projektne vrednosti trdnosti materiala.

Del faktorja obnašanja, ki upošteva vpliv duktilnosti označimo z R_μ , drugi del, ki upošteva dodatno nosilnost, pa z R_s (Fajfar, 2007).

Prispevek R_s je torej razmerje med dejansko (F_{dej}) in računsko ($F_{rač}$) nosilnostjo konstrukcije

$$R_s = \frac{F_{dej}}{F_{rač}} \quad (2.2)$$

duktilnost pa je definirana z razmerjem med maksimalnim pomikom konstrukcije in pomikom konstrukcije na meji elastičnosti

$$\mu = \frac{D_n}{D_y} \quad (2.3)$$

Iz podobnih trikotnikov sledi, da je

$$\mu = \frac{F_{el}}{F_{dej}} \quad (2.4)$$

Duktilnost μ nato v odvisnosti od nihajnega časa pretvorimo v redukcijski faktor R_μ . V primeru, ko je nihajni čas konstrukcije T večji ali enak T_C , sledi:

$$F_{el} = R_\mu \cdot F_{dej}$$

$$F_{dej} = R_s \cdot F_{rač}$$

$$F_{el} = R_\mu \cdot R_s \cdot F_{rač}$$

$$q = R_\mu \cdot R_s \quad (2.5)$$

$$F_{rač} = \frac{F_{el}}{q}$$

S tako definirano redukcijo potresnih sil implicitno upoštevamo zmožnost neelastičnega obnašanja konstrukcije, pri čemer se izognemo nelinearnih analizam konstrukcije, kar bistveno olajša postopek načrtovanja objektov na potresni vpliv.

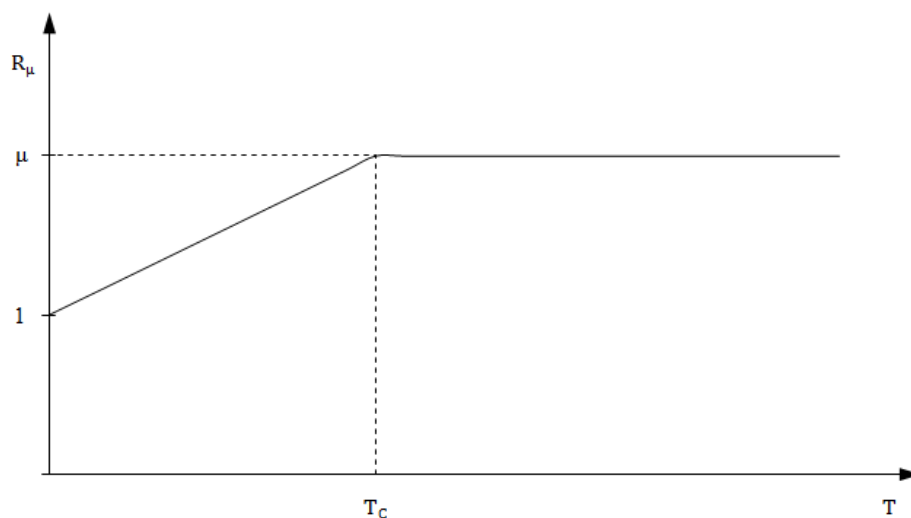
2.1.1 Redukcijski faktor R_μ

V preteklosti je bilo narejenih veliko študij na temo določitve redukcijskega faktorja R_μ (na primer Miranda in Bertero 1994, Vidic in sod., 1994). Skozi čas se je oblikovalo stališče, da so pomiki elastične in neelastične konstrukcije zelo podobni, če je nihajni čas konstrukcije večji od T_C . V področju kratkih nihanjnih časov pa so maksimalni pomiki neelastične konstrukcije večji od maksimalnih pomikov elastične konstrukcije. Posledično je redukcijski faktor R_μ , ki upošteva redukcijo potresnih sil zaradi sposobnosti duktilnega obnašanja, manjši od duktilnosti (Vidic in sod., 1994). V skrajnem primeru, ko je konstrukcija neskončno toga ($T=0$), ni nobenega sipanja energije zaradi neelastičnega obnašanja in zato redukcija potresnih sil zaradi duktilnosti ni možna. Obstajajo različni predlogi glede povezave med R_μ , duktilnostjo in nihajnim časom T (t.i. $R - \mu - T$ odnosi). Odličen povzetek predlaganih odnosov sta podala Miranda in Bertero (1994), precej učinkovit model pa so predlagali Vidic in sod. (1994). Poenostavljena verzija tega modela je vključena v Evrokod (glej sliko 3):

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{če je } T < T_C \quad (2.6)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{če je } T \geq T_C \quad (2.7)$$

kjer je μ duktilnost in T osnovni nihajni čas konstrukcije.



Slika 3: R_{μ} v odvisnosti od nihajnega časa

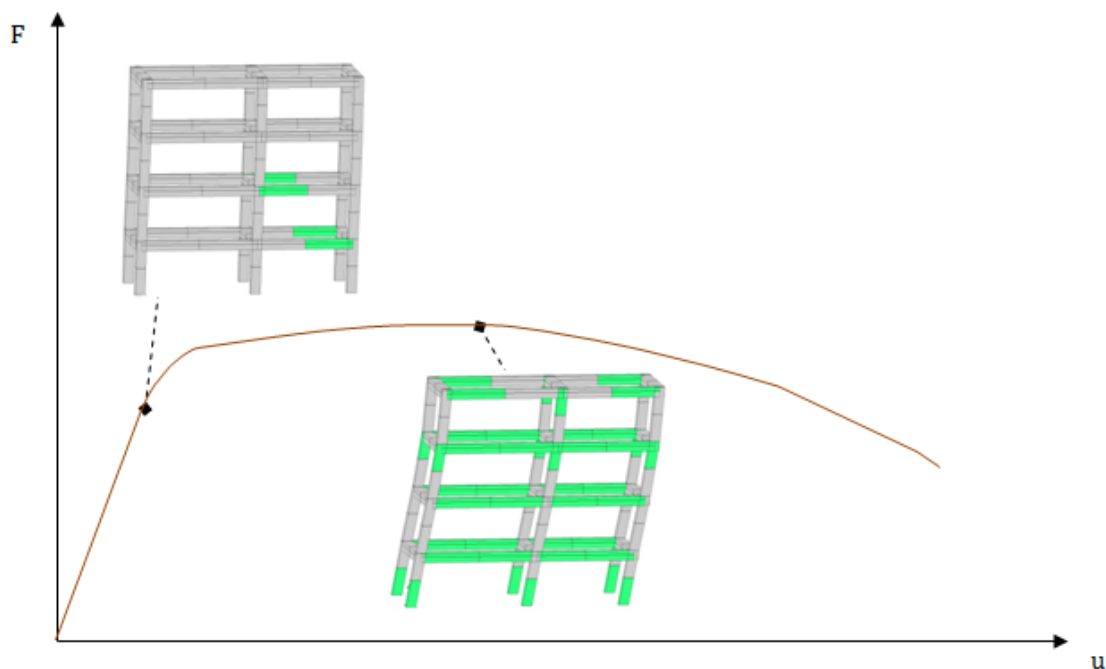
2.1.2 Faktor dodatne nosilnosti R_s

Faktor dodatne nosilnosti je odvisen od dejanskih lastnosti konstrukcije, kar je s poenostavljenim modelom upoštevano tudi v predpisih. V splošnem je R_s odvisen od več dejavnikov, v grobem ga lahko razdelimo na del, ki je odvisen od statične nedoločenosti konstrukcije, na del, ki nastane zaradi razlike med računsko potrebno in dejansko količino armature (ali profilov jeklenih elementov), in na del, ki izhaja iz razlike med projektnimi in dejanskimi vrednostmi mehanskih lastnosti materiala.

Statična nedoločenost

Pri statično nedoločenih konstrukcijah nosilnost konstrukcije ni dosežena, ko se pojavi plastifikacija prvega konstrukcijskega elementa, saj imajo takšne konstrukcije sposobnost prerazporeditve obremenitve na druge elemente, poleg tega pa se nosilnost elementov lahko še nekoliko poveča po tečenju armature, kar je posledica utrditve in duktilnosti materiala. Zunanja obtežba lahko narašča vse dotlej, ko se pojavi plastični mehanizem celotne konstrukcije (slika 4). Dejanska nosilnost konstrukcije je zaradi vpliva statične nedoločenosti večja od projektne potresne sile, na kar lahko vplivamo tudi v fazi projektiranja. Na primer, če konstrukcijo zasnujemo po metodi načrtovanja nosilnosti, omogočimo, da se bo prerazporeditev obremenitve izvršila v več korakih analize, če le to

dopušča konstrukcijski sistem. S slabim projektiranjem pa lahko v najslabšem primeru ustvarimo konstrukcijo, ki se ruši po principu 'mehke' etaže. V takem primeru se obremenitev ne more prerazporediti, saj tvori plastični mehanizem takoj, ko se plastificirajo elementi v mehki etaži.



Slika 4: Shematična predstavitev stanja, ko se pojavi tečenje armature v prvih elementih konstrukcije, in stanje, ko je dosežena maksimalna nosilnost konstrukcije pri kateri je jasno razviden plastični mehanizem.

Dejanska trdnost materiala in količina armature

Dejanska nosilnost prevezov je navadno mnogo večja od projektne (računske) nosilnosti. Vzroke gre iskati tako v količini armature kot v trdnosti materiala. Predpisi običajno podajajo pogoje glede minimalne količine armature, ki je na določenih mestih konstrukcije običajno večja od računsko potrebne. Poleg tega je izbrana dejanska armatura večja od računsko potrebne količine armature, saj z armaturnimi palicami ne moremo natančno zadostiti potrebi po računski količini armature. Še večji vpliv na povečanje armature ima poenostavitev armiranja po konstrukciji. Zaradi lažjega dela na gradbiščih različnim gredam in stebrom predpišemo isto armaturo in s tem dodatno povečamo nosilnost. Poleg večje količine armature ima na dejansko nosilnost prereza velik vpliv tudi trdnost materiala, ki je bistveno večja od projektne trdnosti. V fazi načrtovanja namreč upoštevamo karakteristično trdnost materiala, ki jo dodatno zmanjšamo z materialnimi varnostnimi faktorji. Na povečano nosilnost poleg tega vplivajo še nekateri drugi dejavniki, kot sta utrjevanje armature in večja

nosilnost betona zaradi staranja. Ker imajo ti dejavniki majhen vpliv na nosilnost prereza, jih v fazi načrtovanja konstrukcij običajno ne upoštevamo.

2.2 Maksimalni pospešek tal

Referenčni pospešek tal je po Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1:2005, 3.2.1(3)) vezan na zahtevo po neporušitvi in ustreza referenčni povratni dobi T_{NCR} potresnega vpliva. Določen je z referenčno verjetnostjo prekoračitve (P_{NCR}) potresa v 50 letih. P_{NCR} je nacionalni parameter. Priporočena je vrednost 10%, kar je sprejeto tudi v Sloveniji. V enačbi 2.8 je prikazana zveza med verjetnostjo prekoračitve P_R določenega potresnega vpliva v T_L letih in povratno dobo T_R . Z njo lahko dobimo povratno dobo, ki je v tem primeru 475 let.

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (2.8)$$

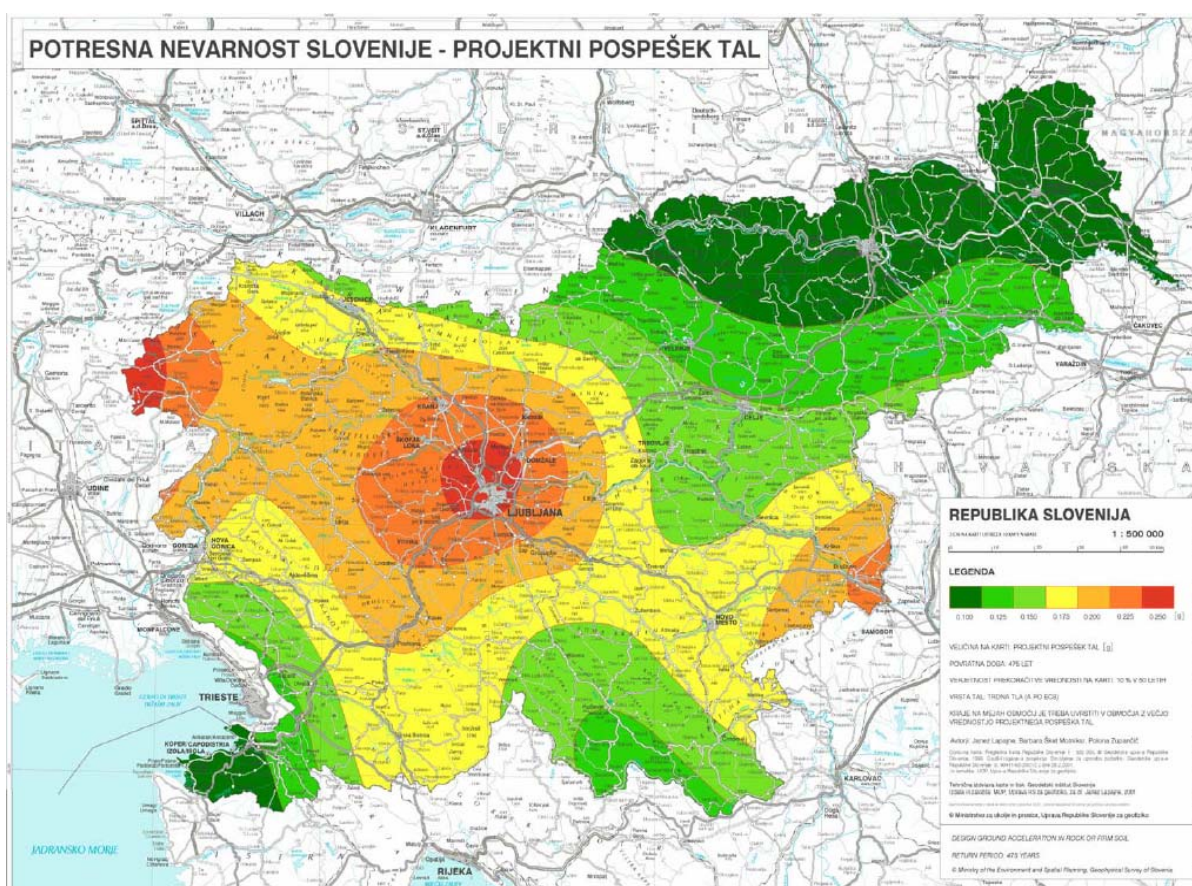
Referenčni pospešek, ki ga Evrokod 8 enači s projektnim pospeškom tal, ustreza pospeškom tal za dobra (skalnata) tla tipa A, verjetnost prekoračitve referenčnega potresa pa je predpisana za običajne objekte. Za ostale objekte Evrokod ne podaja verjetnosti nastopa potresa. Zahteva le, da referenčni pospešek povečamo s faktorjem pomembnosti γ_I (preglednica 1). Vpliv slabših tal pa je v Evrokodu zajet s faktorjem tal S.

Preglednica 1: Kategorije pomembnosti stavb in faktorji pomembnosti (Vir: SIST EN 1998-1: 2005)

Kategorija pomembnosti	Stavbe	Faktor pomembnosti (γ_I)
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0,8
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	1
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1,2
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4

Določevanje projektnega pospeška tal za določeno območje je domena seizmologov. Za območje Slovenije je karte potresne nevarnosti izdelal Urad za seizmologijo na Agenciji RS za okolje in prostor (slika 5). Teoretičnih osnov za določitev kart potresne nevarnosti ne bomo navedli (Lapajne, Motnikar, Zupančič 2001a, Lapajne in Šket Motnikar 2000), ker to presega okvire te študije, pač pa bomo na kratko opisali le postopek.

Prva faza analize potresne nevarnosti obsega razdelitev območja na celice primernih velikosti (v primeru določanja karte projektnega pospeška Slovenije na kvadrate velikosti 5 km x 5 km (Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001a)). Vsaki celici se nato na podlagi podatkov preteklih potresov, poznavanja prelomov in tektonike plošč ter modela pojemanja potresnega nihajna tal predpiše nivo potresne dejavnosti. Sledi izračun letne pogostosti prekoračitve izbrane vrednosti parametra gibanja tal (pospeška) za določeno celico. Tu se upošteva vpliv ostalih celic na obravnavano celico. Rezultat je letna verjetnost prekoračitve vnaprej izbranih vrednosti projektnega pospeška tal (npr. 0,0023 za pospešek 0,20 g, itd.). Letna verjetnost prekoračitve pa je obratna vrednost povratne dobe potresa (npr: 0,01 ustreza povratni dobi 100 let, 0,005 povratni dobi 200 let itd.). Z interpolacijo nato izračunajo vrednost pospeška za želeno povratno dobo (v primeru Evrokoda je to 475 let).



Slika 5: Karta potresne nevarnosti za pospešek tal za povratno dobo 475 let (Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001d)

2.3 Elastični in projektni spekter pospeškov

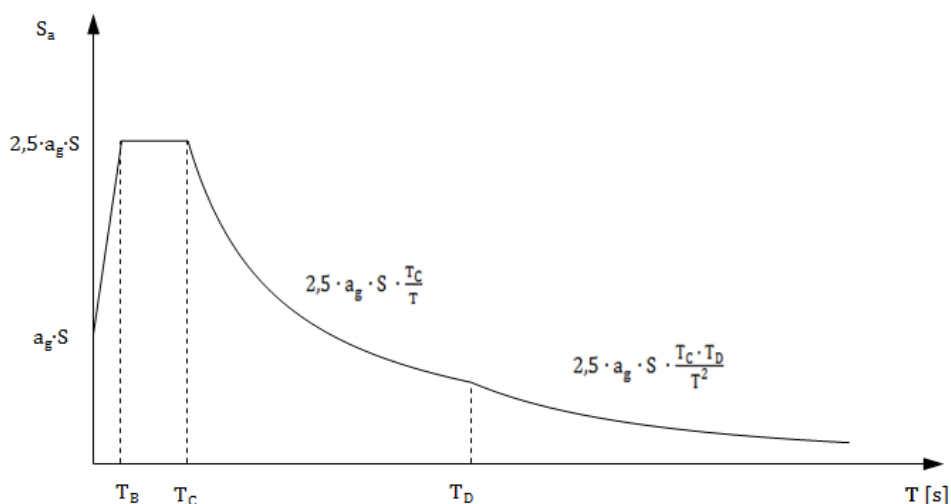
Pri določevanju potresne obtežbe se prej kot slej srečamo s pojmom spektra pospeškov. Najpogosteje ga uporabimo v modalni analizi, s katero običajno določamo obremenitve konstrukcije zaradi vpliva potresa. Potresno obtežbo se s spektrom pospeškov opiše tudi v primeru poenostavljenih nelinearnih metod analize. Zato ga pogosto uporabimo tudi za določanje pospeška, ki v konstrukciji povzroči izbrano mejno stanje.

Po definiciji je spekter odziva maksimum absolutnih vrednosti pomika, hitrosti ali pospeška, ki so določeni z elastično dinamično analizo sistema z eno prostostno stopnjo in za določeno gibanje tal. Spekter odziva je funkcija nihajnega časa T in koeficienta dušenja ξ . Navadno na os X nanašamo nihajni čas, na os Y pa odzive. Spekter za sistem z eno prostostno stopnjo z določenim nihajnim časom dobimo z numerično integracijo Duhamelovega integrala (glej Fajfar, 1984) za zapise gibanja tal za posamezen potres. Da torej lahko predstavimo spekter kot funkcijo časa, moramo račun ponoviti za vse nihajne čase. Spektre, ki jih dobimo v predpisih so idealizirani oziroma zglajeni spektri, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal na ozemlju, kjer predpis oziroma standard velja.

Chopra (2007) in Trifunac (2006) navajata, da ideja o opisu potresnega vpliva s spektri odzivov segajo v dvajseta leta prejšnjega stoletja, ko je Suyehiro v članku iz leta 1926 predstavil ugotovitev, da nihala z različnimi nihajnimi časi med potresom zapišejo različen odziv. Sledilo je več deset letno obdobje v katerem so raziskovalci ta pojav raziskali ter matematično opredelili. Vrednosti spektrov odziva so določali z različnimi numeričnimi, grafičnimi (Hudsonova grafična integracija) in mehanskimi (Biotovo torzijsko nihalo) metodami. Napredek pri računu spektrov odziva je v zgodnjih šestdesetih letih prejšnjega stoletja sprožil razvoj digitalnih računalnikov. Z njimi se je določanje spektrov z integracijo Duhamel-ovega integrala zelo pospešilo in olajšalo. Zglajene spektre, ki združujejo karakteristike različnih potresov in jih v podobni obliki vsebujejo današnji predpisi, sta uvedla Newmark in Hall (1969).

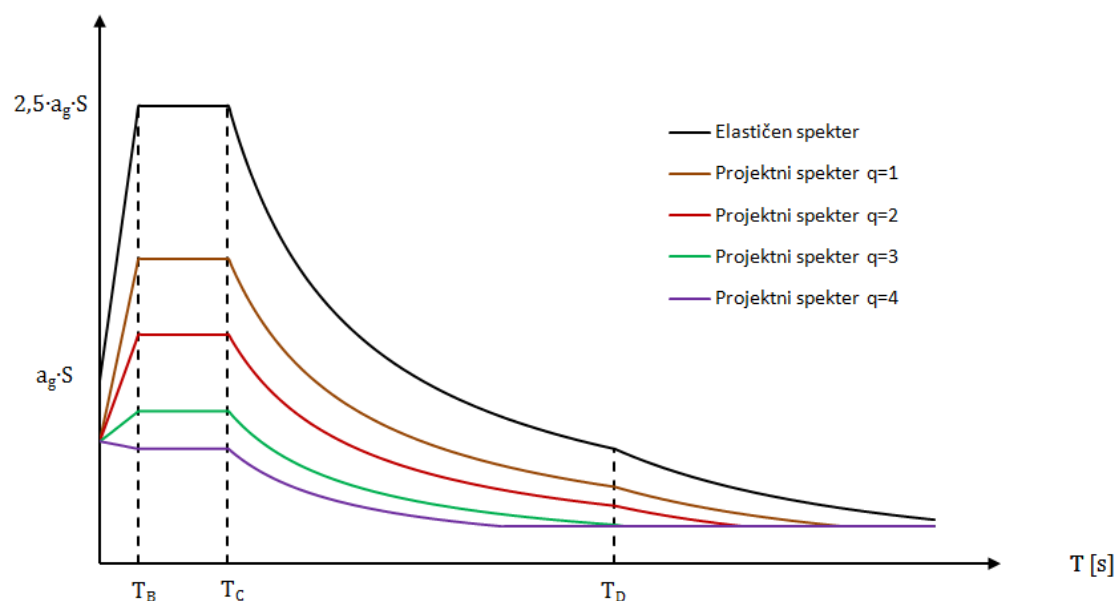
V Evrokodu 8 je elastični spekter definiran odsekoma (slika 6) med različnimi nihajnimi časi (T_B , T_C , T_D), ki predstavljajo meje med različnimi krivuljami, ki sestavljajo spekter. Vrednosti pospeškov v spektru so določene v odvisnosti od temeljnih tal, deleža kritičnega dušenja in od lokacije objekta. Korekcija spektra ni potrebna za tip tal A in 5 % kritičnega dušenja. V primeru manjšega ali večjega deleža kritičnega dušenja je potrebna korekcija s faktorjem η . Evrokod 8 loči sedem različnih tipov tal (A, B, C, D, E, S1, S2), pri čemer so tla A najboljša (skala), tla E pa najslabša. Vpliv slabih tal korigiramo s korekcijskim faktorjem S (1,0 za tla A in 1,7 za tla E). Omeniti velja tudi, da za

posamezne tipe tal vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D niso enake. S tem je približno zajet vpliv frekvenčnega sestava gibanja tal na spekter pospeškov.



Slika 6: Elastični spekter pospeškov v SIST EN 1998

Za določitev projektne potresne sile uporabljamo projektne spektre. Najpomembnejša razlika med elastičnim in projektним spektrom je v tem, da je v projektne spektru upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti sipanja energije in dodatne nosilnosti, torej so, pospeški in s tem posledično tudi sile so z uporabo projektne spektrov približno zmanjšane s faktorjem q . Projektni spekter dobimo tako, da elastični spekter za 5 odstotno dušenje delimo s q faktorjem za vse nihajne čase večje od T_B (slika 7). Vrednost pospeška pri $T = 0$ s pa delimo z vrednostjo 1,5, pri čemer za spekter pospeškov v območju $T \in [0, T_B]$ upoštevamo linearno zvezo.



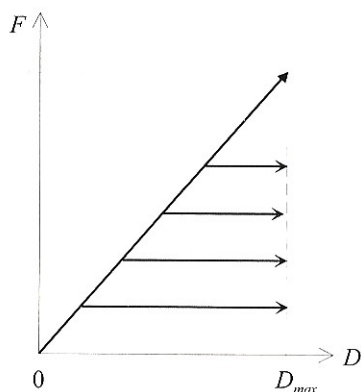
Slika 7: Elastični in projektne spektre za različne vrednosti q faktorja

2.4 Načrtovanje nosilnosti

SIST EN 1998-1 projektantu dopušča, da izbira razmerje med zahtevano duktilnostjo in nosilnostjo konstrukcije. Zahtevo po večji duktilnosti ureja strožji konstrukcijski ukrepi za zagotavljanje lokalne duktilnosti ter z strožji ukrepi za zagotavljanje globalne (sistemske) duktilnosti. Med slednje ukrepe se sodi kriterij za načrtovanje stebrov glede na nosilnost gred in ne glede na obremenitev stebrov iz projektne potresne obremenitve.

2.4.1 Razmerje nosilnost - duktilnost

Projektant mora konstrukciji s primernim dimenzioniranjem zagotoviti ustrezno nosilnost in duktilnost. Teoretično je mogoče konstrukcijo dimenzionirati na elastično potresno silo, v praksi pa je projektna potresna sila vedno manjša od elastične potresne sile. V tem primeru mora projektant zagotoviti zadostno lokalno in globalno duktilnost ter sposobnost sipanja energije, vendar lahko izbira med možnostjo večje nosilnosti in manjše sposobnosti plastičnega deformiranja oziroma manjše nosilnosti in večje sposobnosti plastičnega deformiranja (slika 8). Če se projektant odloči, da bo konstrukcijo projektiral na sorazmerno majhno nosilnost, mora zagotoviti veliko duktilnost, da se lahko sipa dovolj energije. Z večanjem plastičnih deformacij pa se večajo tudi nepovratne poškodbe.



Slika 8: Sila-pomik: z večanjem nosilnost lahko zmanjšujemo duktilnost (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Evrokod 8 definira dva razreda glede na razmerje nosilnosti in duktilnosti, ki jo moramo zagotoviti s primernim projektiranjem. Srednja stopnja duktilnosti - DCM (angl. ductility class medium) - upošteva manjšo redukcijo potresnih sil (posledično zahteva tudi manjšo duktilnost). Nekoliko večja redukcija potresnih sil je dovoljena ob uporabi visoke stopnje duktilnosti - DCH (angl. ductility class high). Temu primerne so tudi strožje zahteve glede izpolnjevanja lokalne in globalne duktilnosti. Definirana je tudi nizka stopnja duktilnosti DCL (angl. ductility class low). V tem primeru lahko sile reduciramo le za faktor 1,5, s čimer se upošteva dodatna nosilnost. Za armiranobetonske stavbe je za

stopnjo duktilnosti DCM in DCH definiran referenčni faktor obnašanja q_0 , ki je odvisen od konstrukcijskega sistema in pravilnosti konstrukcije. Faktor obnašanja q nadaljnje izračunamo kot:

$$q = q_0 \cdot k_w \quad (2.9)$$

kjer je k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih. Za okvirne sisteme je faktor enak 1.

Glede pravilnosti konstrukcij Evrokod loči med tlorisno pravilnostjo in pravilnostjo po višini. Tlorisna pravilnost konstrukcije projektantu omogoča uporabo poenostavljenih računskih analiz (metoda z vodoravnimi silami, ravninska analiza (če je tudi pravilna po višini)). Po drugi strani pa pravilnost po višini vpliva na velikost referenčnega faktorja obnašanja q_0 . Če konstrukcija ne izpolnjuje zahtev Evrokoda glede pravilnosti po višini (SIST EN 1998-1:2005 4.2.3.3) Evrokod 8 zahteva, da referenčni faktor obnašanja q_0 zmanjšamo za 20%. Na zmanjšanje faktorja obnašanja vpliva tudi nepravilnost konstrukcije po tlorisu, saj Evrokod 8 predvideva zmanjšanje faktorja α_U/α_1 .

Za okvirne in mešane sisteme ter sisteme povezanih in nepovezanih sten je vrednost q_0 odvisna tudi od faktorja α_U/α_1 , pri čemer sta vrednosti α_U in α_1 opredeljeni na naslednji način (SIST EN 1998-1:2005 točka 5.2.2.2 (4)):

- α_1 je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni), tako da se v prvem elementu konstrukcije doseže upogibna odpornost (upogibni plastični členek);
- α_U je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni), tako da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor α_U se lahko določi s potisno (angl. *pushover*) analizo.

Če faktor α_U/α_1 ni izpeljan z eksplicitnim računom, se lahko za stavbe, ki so v tlorisu pravilne uporabijo naslednje približne vrednosti za α_U/α_1 :

Okvirni ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:

-enoetažne stavbe: $\alpha_U/\alpha_1 = 1,0$

-večetažni okvirji z enim poljem: $\alpha_U/\alpha_1 = 1,2$

-večetažni okvirji z več polji ali več mešanimi sistemi, ekvivalentni okvirnemu: $\alpha_U/\alpha_1 = 1,3$

V primeru, ko se vrednost α_U/α_1 določa računsko, je vrednost tega faktorja navzgor omejena z 1,5 (SIST EN 1998-1 5.2.2.2 (7)).

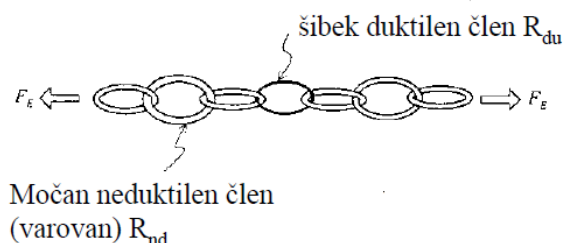
Faktor α_U/α_1 torej po Evrokodih zajema samo povečanje nosilnosti zaradi prerazporeditve obremenitve, ki jo omogoča statična nedoločnost. Ostalo je za okvirne sisteme zajeto v številčni vrednosti, ki je primnožena α_U/α_1 .

2.4.2 Metoda načrtovanja nosilnosti

Metoda načrtovanja nosilnosti (angl. *Capacity design method*) je metoda projektiranja, pri kateri izbrane elemente konstrukcijskega sistema projektiramo in konstruiramo tako, da lahko sipajo energijo med velikimi deformacijami. Vsem ostalim elementom zagotovimo tako veliko nosilnost, da je izbrani način sipanja energije mogoč (Fajfar 2007).

Princip delovanja lahko pokažemo na primeru verige (slika 9) (Vir: Fajfar 2007). Neduktilni člen zavarujemo s šibkim duktilnim členom, pri čemer mora biti zunanja sila (F_E), ki deluje na verigo manjša od nosilnosti šibkega člena ($R_{act,du}$):

$$F_E \leq R_{act,du} \quad (2.10)$$



Slika 9: Metoda načrtovanja nosilnosti: Močan neduktilen člen zavarujemo s šibkim duktilnim (Vir: Fajfar, 2007)

Nosilnost neduktilnega člena ($R_{CD,nd}$) mora biti večja od dejanske nosilnosti šibkega duktilnega člena. Ker je dejanska nosilnost šibkega duktilnega člena večja, kot se to upošteva pri načrtovanju, moramo njegovo projektno nosilnost povečati s faktorjem nosilnosti γ_{Rd} :

$$R_{CD,nd} > R_{act,du} = \gamma_{Rd} \cdot R_{d,du} \quad (2.11)$$

Če bi pri projektiranju neduktilnega člena upoštevali projektno nosilnost duktilnega člena, bi se lahko zgodilo, da bi neduktilni člen odpovedal prej kot duktilen, čemur pa se želimo izogniti.

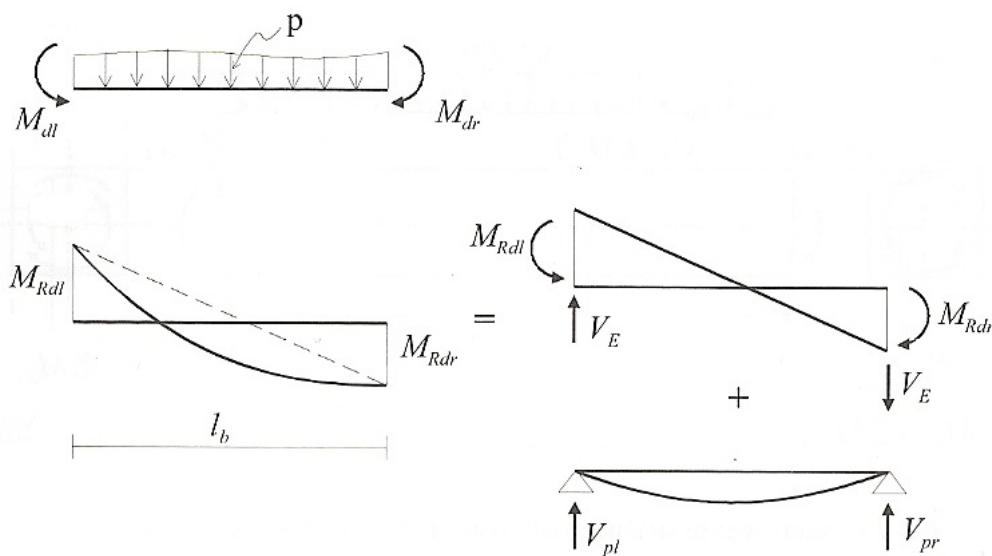
Pri načrtovanju gradbenih konstrukcij je naloga projektanta, da zagotovi ustrezno sipanje energije s primernim načrtovanjem globalnega in lokalnega obnašanja konstrukcije. To storimo tako, da območja plastifikacije poskušamo čim bolj enakomerno razporediti po konstrukciji, ob tem pa paziti, da se ne pojavi plastični mehanizem. Za okvirje velja, da so varovani elementi stebri, grede pa so varovalke, v katerih dopuščamo plastifikacijo zaradi upogiba. Za vse elemente pa moramo preprečiti krhko strižno porušitev.

Mehko etažo je mogoče preprečiti na dva načina:

- s stenami v konstrukciji,
- z načrtovanjem nosilnosti stebrov v okvirjih in okvirjem ekvivalentnih sistemih, tako da se preveri, če je vsota vseh odpornosti stebrov v enem vozlišču večja od odpornosti vseh gred v enem vozlišču, povečane za varnostni faktor 1,3

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.12)$$

Vzdolžno armaturo gred dimenzioniramo na projektni vpliv, za določitev prečne armature pa upoštevamo maksimalno prečno silo z namenom, da preprečimo krhko porušitev grede. Postopek je sledeč: gredo izrežemo iz konstrukcije in jo obremenimo z vertikalno obtežbo iz potresne obtežbe kombinacije (p) ter momentom, ki ustreza upogibni nosilnosti (M_{dl} , M_{dr}), ki jo izračunamo ob upoštevanju projektnih vrednosti materialnih karakteristik in dejanskega razporeda armature. Kot prikazuje slika 10, lahko obtežbo zaradi momentov in porazdeljene obtežbe zaradi superpozicije obravnavamo ločeno, notranje sile pa nato seštejemo.



Slika 10: Račun prečne sile - Metoda načrtovanja nosilnosti (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Maksimalno prečno silo, ki izhaja iz momentov ob vozliščih (V_E), izračunamo z izrazom:

$$V_E = \frac{(|M_{Rdl}| + |M_{Rdr}|)}{l_b} \quad (2.13)$$

pri čemer je l_b svetli razpon grede.

Zaradi prečne obtežbe vzdolž grede dobimo še dodatno prečno silo, ki je največja na robovih izrezanega elementa. To silo prištejemo sili V_E in dobimo silo, na katero lahko dimenzioniramo prečno armaturo.

Ne smemo pa pozabiti, da potres deluje v pozitivni in negativni smeri, zato moramo poiskati še skupno prečno silo zaradi potresa v drugi smeri. Za vsak rob elementa nato poiščemo absolutno maksimalno prečno silo in nanjo dimenzioniramo armaturo.

Upoštevano je tudi, da so lahko v nekaterih izjemah stebri šibkejši od prečk. V takem primeru upogibno nosilnost $M_{b,i,d}$ za izračun prečne sile V_E izračunamo kot:

$$M_{b,i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.14)$$

pri čemer je γ_{Rd} faktor povečane nosilnosti, ki je za DCM enak 1,0, za DCH pa 1,2.

Za primarne potresne stebre je postopek določanja potrebne armature nekoliko drugačen. Da stebre zaščitimo, moramo preprečiti upogibno (izjema je steber ob vpetju in na vrhu konstrukcije) in strižno porušitev stebrov. Zato vzdolžno armaturo stebrov določimo iz največje možne obremenitve stebra, pri čemer upoštevamo zahtevo za zadostitev globalne duktilnosti, ki je podana z enačbo 2.12. Strižno armaturo določimo na podoben način kot v primeru gred. Steber izrežemo iz konstrukcije in ga obremenimo s korigiranim upogibnim momentom ($M_{c,i,d}$):

$$M_{c,i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (2.15)$$

pri čemer je tokrat faktor povečane nosilnosti γ_{Rd} za DCM enak 1,1, za DCH pa 1,3. Prečne sile določimo iz ravnotežja momentov v izrezanih stebrih za plus in minus smer, prečno armaturo pa dimenzioniramo na maksimalno absolutno vrednost.

2.5 Dejavniki za doseganje varnosti

Govorimo, da je konstrukcija dovolj zanesljiva oziroma varna, ko je verjetnost njene porušitve manjša od sprejemljive verjetnosti. Takšno definicijo povzema tudi standard Evrokod 0, vendar se ta ne nanaša na potresno obtežbo, saj standard Evrokod 8 uvaja drugačen pogoj za doseganje varnosti konstrukcij. Glede doseganja varnosti (zanesljivosti) konstrukcije Evrokod 8 vpelje osnovno zahtevo po neporušitvi in omejitvi poškodb. Zahtevi po neporušitvi je zadoščeno, če dokažemo, da se konstrukcija ne poruši za projektni pospešek, za katerega obstaja 10 % verjetnosti, da se pojavi v 50 letih. Ob upoštevanju zgolj tega pogoja bi bila konstrukcija nevarna za bivanje, saj bi bila verjetnost porušitve zaradi potresa bistveno prevelika. K sreči standard Evrokod uvaja še ostale dejavnike za doseganje varnosti konstrukcije. Govorimo o t.i. varnosti pri projektiranju. Zato so konstrukcije, ki so projektiranje po standardu Evrokod 8 sposobne prevzeti bistveno večje pospeške tal, kot je to predpisano s projektnim potresom, ki ustreza povratni dobi 475 let.

Osnovni prispevek za doseganje varnosti konstrukcij izhaja iz definicije projektne potresne obtežbe. Slednjo definiramo s projektnim pospeškom tal ter s faktorjem obnašanja q (glej poglavje 2.3). Ta je sestavljen iz delov, ki pripadata dodatni nosilnosti in duktilnosti, vendar se izkaže, da sta dejanski dodatna nosilnost in duktilnost večji kot jo pri določitvi q faktorja predpostavi Evrokod 8. Na takšno povečanje vplivajo naslednji dejavniki:

- Dejanske trdnosti vgrajenega materiala so večje od projektnih vrednosti materiala. V splošnem se pri projektiranju upoštevajo karakteristične vrednosti trdnosti materiala, ki so dodatno zmanjšane še za materialni varnostni faktor, ki za beton znaša 1.5, za armaturo pa 1.15. Dejstvo je, da je srednja trdnost betona v povprečju za 8 MPa večja od karakteristične trdnosti, srednja meja tečenja jekla pa za približno 10% do 15% večja od njene karakteristične vrednosti. Ker Evrokod 8 zahteva, da se prerezi armiranobetonskih elementov obnašajo duktilno, ima prevladujoč vpliv na nosilnost prereza jeklo. S hitro oceno lahko tako sklenemo, da so nosilnosti elementov, ki se upoštevajo pri projektiranju za okrog 30% manjše od dejanskih nosilnosti elementov.
- Pogoj minimalnega armiranja. Zaradi precej strogih zahtev po minimalni armaturi se velikokrat zgodi, da je računsko potrebna armatura manjša od tiste, ki je predpisana z minimalnim pogojem armiranja. To pomeni, da je nosilnost konstrukcije na določenih delih precej večja od računsko potrebne. Minimalni pogoji armiranja pa so vezani tudi na zadostitev lokalne duktilnosti prerezov, kar posledično povečuje tudi globalno duktilnost konstrukcije.
- Zaokroževanje števila in premera palic. Vzorci armiranja elementov so omejeni z končnim številom vrst armaturnih palic in pogojev za armiranje, zato je izkoriščenost prerezov manjša od 1, kar pa je odvisno od projektanta, saj so nekateri projektanti bolj nagnjeni k optimizaciji

količine armature v primerjavi z računsko potrebno količino armature, medtem ko drugi raje poenostavljajo vzorce armiranja zaradi lažje gradnje.

- Izbor enakih vzorcev armiranja za določene dele konstrukcije. Zaradi poenostavitve gradnje se projektanti pogosto odločijo, da določene dele konstrukcije armirajo z enako armaturo. To velja še posebej za isti konstrukcijski element, ki se razteza preko več etaž. Tako je na primer, armatura stene enaka preko več etaž, čeprav to ni skladno z računsko analizo. Zaradi tega ukrepa je izkoriščenost prereza na določenih delih konstrukcije še dodatno zmanjšana.
- Metoda načrtovanja nosilnosti. Evrokod 8 je pri nas uvedel projektiranje po metodi načrtovanja nosilnosti, zaradi katere se nosilnost konstrukcije lahko precej poveča v primerjavi s projektno potresno silo, saj je projektna obremenitev po metodi načrtovanja nosilnosti za večino elementov precej večja od tiste, ki izhaja iz projektne potresne stanja. Po drugi strani načela metode načrtovanja nosilnosti vplivajo na večjo lokalno (np. preprečitev strižnega mehanizma porušitve, zagotavljanje duktilnosti prerezov v povezavi z minimalnimi pogoji armiranja) in globalno duktilnost.
- Za količino armature ni merodajen potresni vpliv. Na območjih z nizko seizmičnostjo se namreč lahko zgodi, da je vpliv vertikalne obtežbe ali horizontalne obtežbe, ki izhaja npr. iz vpliva vetra, večji od vpliva potresne obtežbe. Tako dobimo večjo količino armature, kot bi jo zahtevali potresni predpisi.

3 OSNOVE N2 METODE IN NELINEARNEGA MODELIRANJA STAVB

V primeru, da želimo vrednotiti poškodovanost objekta glede na izbrano potresno obtežbo, moramo za to uporabiti nelinearne metode analize, ki so s stališča priprave podatkov za model konstrukcije in s stališča numerične analize bistveno bolj zahtevne kot linearne metode analize. Za linearne analize je namreč dovolj, da v modelu objekta definiramo togost konstrukcije, saj ostane konstrukcija ves čas v elastičnem območju, medtem ko je treba pri nelinearnih analizah modelirati tudi nosilnost v povezavi z deformacijami. Za to so potrebni tudi podatki o armaturi konstrukcijskih elementov in o mehanskih lastnostih vgrajenega materiala, ki pa jih v fazi projektiranja pravzaprav ne poznamo.

Nelinearna dinamična analiza je teoretično najnatančnejša različica nelinearne analize. Rezultat te analize je časovni odziv konstrukcije ter poškodovanost elementov v vsakem času trajanja potresa. Takšen način izračuna je precej zahteven - tudi s stališča negotovosti vhodnih podatkov - saj je potrebno analizo izvajati za večje število akceleroogramov. Alternativa nelinearni dinamični analizi je N2 metoda (Fajfar 2002), ki je vključena v standard Evrokod 8. N2 metoda, ki jo bomo na kratko opisali v tem poglavju, povezuje nelinearno statično potisno (angl. *pushover*) analizo z neelastičnimi spektri odziva.

V tem poglavju bomo opisali tudi poenostavljene nelinearne modele, ki jih bomo pozneje uporabili tudi v našem primeru.

3.1 Potisna (»pushover«) analiza

V potisni analizi predpostavimo horizontalno obliko sil in s to obliko sil obtežimo konstrukcijo tudi v območju preko njene nosilnosti. Zaradi tega se v tej analizi običajno krmili pomik. Potisna analiza temelji na predpostavki, da je za nihanje konstrukcije med potresom pomembna samo ena nihajna oblika, ki ni odvisna od poškodovanosti. Zaradi te predpostavke, je smiselno uporabiti različne porazdelitve horizontalne obtežbe po višini. Evrokod 8 na primer zahteva uporabo najmanj dveh porazdelitev:

- »enakomerne« porazdelitve, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam po višini;
- »modalne« porazdelitve, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo.

Uporablja se tudi porazdelitev, ki je določena iz nihajnih oblik. V tem primeru obliko sil za posamezno smer izračunamo tako, da pomike etaž iz nihajne oblike za določeno smer množimo z maso v tisti etaži.

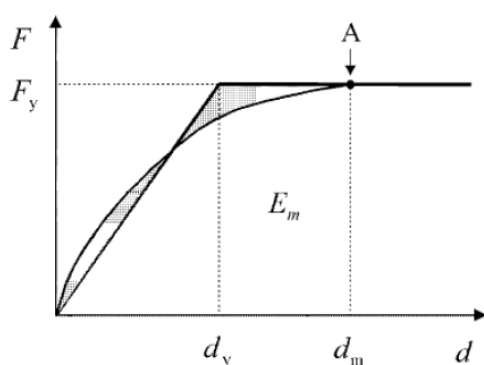
Ker so za konstrukcije z večjim številom etaž pomembne tudi višje nihajne oblike, nekateri raziskovalci uporabljajo oblike sil, ki ustrezajo drugi ali tretji nihajni obliki (Chopra in Goel 2002), nekateri pa predlagajo spreminjanje oblike sil v odvisnosti od poškodovanosti konstrukcije. V slednjem primeru govorimo o t.i. adaptivni potisni analizi (npr. Antoniou and Pinho 2004).

3.2 Opis postopka za določitev mejnega pospeška z N2 metodo

N2 metoda predstavlja vez med zahtevnimi nelinearnimi dinamičnimi in linearno elastičnimi metodami analize konstrukcije. Metoda temelji na potisni analizi sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF) in neelastičnih spektrih odziva, ki so podani za sisteme za eno prostostno stopnjo (SDOF). Iz tega izhaja tudi ime metode: N kot nelinearen, 2 pa kot dva matematična modela MDOF in SDOF (Fajfar 2002). Rezultat metode je zveza med seizmično intenziteto in mero poškodovanosti. Običajno za ti dve količini uporabimo spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo ali maksimalni pospešek tal in pomik na vrhu konstrukcije. Rezultate navadno predstavimo v diagramu pomik–pospešek (AD format). Z N2 metodo lahko določimo mejni pospešek, ki povzroči pojav izbranega mejnega stanja ali ciljni pomik in pripadajočo poškodovanost za izbrano intenziteto potresa.

Za regularne konstrukcije je postopek analize sledeč: na konstrukciji izvedemo potisno analizo za vsako smer posebej. Navadno za rezultat dobimo t.i. potisno krivuljo, pri kateri na X os nanašamo pomik najvišje etaže, na Y os pa skupno prečno silo pri vpetju.

Potisno krivuljo nato idealiziramo, kar lahko storimo na več načinov. Osnovna N2 metoda dopušča uporabo idealno elasto-plastične idealizacije potisne krivulje (slika 11), ki jo predpisuje tudi Evrokod 8. V skladu s SIST EN 1998-1:2005, dodatek B3, je sila tečenja F_y , ki predstavlja tudi nosilnost idealiziranega sistema, enaka celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma. Začetna togost idealiziranega sistema je določena tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki.



Slika 11: Določitev idealizirane krivulje (Vir: SIST EN 1998-1: 2005)

Pomik d_y na meji elastičnosti določimo kot:

$$d_y = 2 \cdot \left(d_m - \frac{E_m}{F_y} \right) \quad (3.1)$$

kjer je d_m pomik pri največji preči sili pri vpetju, E_m površina pod potisno krivuljo od vrednosti nič pa do vrednosti d_m ter F_y skupna maksimalna sila pri vpetju.

Ker smo potisno analizo izvedli na sistemu z več prostostnimi stopnjami, spektri oz. AD format pa so podani za sisteme z eno prostostno stopnjo, moramo idealizirano krivuljo MDOF sistema pretvoriti na odnos sila–pomik ekvivalentnega SDOF sistema. Za to uporabimo transformacijski faktor Γ , ki ga izrazimo kot:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (3.2)$$

kjer je m_i masa i-te etaže, Φ_i normirana komponenta pomika v vektorju, ki jo uporabimo za izračun horizontalne sile na konstrukcijo, m^* pa predstavlja maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

Pri enakomerni razporeditvi so vse komponente pomikov v vektorju Φ enake 1, posledično pa je tudi faktor Γ enak 1. Pri modalni in razporeditvi iz osnovne nihajne oblike je vrednost transformacijskega faktorja večja od 1.

Mejo tečenja ekvivalentnega SDOF sistema (d_y^* , F_y^*) lahko zdaj določimo na naslednji način:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} \quad (3.3)$$

$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} \quad (3.4)$$

Potrebujemo tudi nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.5)$$

Idealizirani odnos med silo in pomikom bomo primerjali z zahtevami potresa, ki so definirane v formatu pospešek-pomik. Zato sile F^* izrazimo s pospeški:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.6)$$

Pri določitvi pospeška pri mejnem stanju konstrukcije izhajamo iz zahtevane duktilnosti neelastične konstrukcije μ , ki jo določimo kot razmerje med pomikom na vrhu konstrukcije pri določenem mejnem stanju (D_{ms}) in pomikom na meji elastičnosti (D_y):

$$\mu = \frac{D_{ms}}{D_y} \quad (3.7)$$

Nato izračunamo redukcijski faktor R_μ , pri čemer uporabimo $R - \mu - T$ odnos (glej poglavje 2.1.1), ki je podan v enačbah 2.6 in 2.7.

Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med elastičnim spektralnim pospeškom konstrukcije S_{ae} pri nihajnem času T^* in pospeškom konstrukcije na meji tečenja za idealiziran sistem z eno prostostno stopnjo, ki ga določimo takole:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (3.8)$$

Sledi še izračun elastičnega pospeška, ki povzroči določeno mejno stanje:

$$S_{ae} = S_{ay} \cdot R_{\mu} \cdot \quad (3.9)$$

Elastični spektralni pospešek, ki povzroči določeno neelastično obnašanje konstrukcije (duktilnost), lahko povežemo s pospeškom tal (a_g) oziroma referenčnim projektnim pospeškom (a_{gR}) (na tleh tipa A), pri katerem bo konstrukcija dosegla določeno mejno stanje. Za ta namen uporabimo elastični spekter pospeškov, kot je definiran v Evrokodu 8:

$$a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_e(T^*)}{\left[1 + \frac{T^*}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right]} \quad \text{za } T^* \text{ med } 0 \leq T^* \leq T_B \quad (3.10)$$

$$a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_e(T^*)}{\eta \cdot 2,5} \quad \text{za } T^* \text{ med } T_B \leq T^* \leq T_C \quad (3.11)$$

$$a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_e(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T^*}} \quad \text{za } T^* \text{ med } T_C \leq T^* \leq T_D \quad (3.12)$$

$$a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_e(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{(T^*)^2}} \quad \text{za } T^* \text{ med } T_D \leq T^* \leq 4s \quad (3.13)$$

Opisani postopek lahko prikažemo tudi grafično za posamezna mejna stanja konstrukcije na grafu odnosa pospešek–pomik (AD format). Odnos pospešek–pomik izračunamo takole :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae} \quad (3.14)$$

kjer je S_{de} spektralni pomik elastičnega sistema, S_{ae} spektralni pospešek elastičnega sistema, T pa nihajni čas.

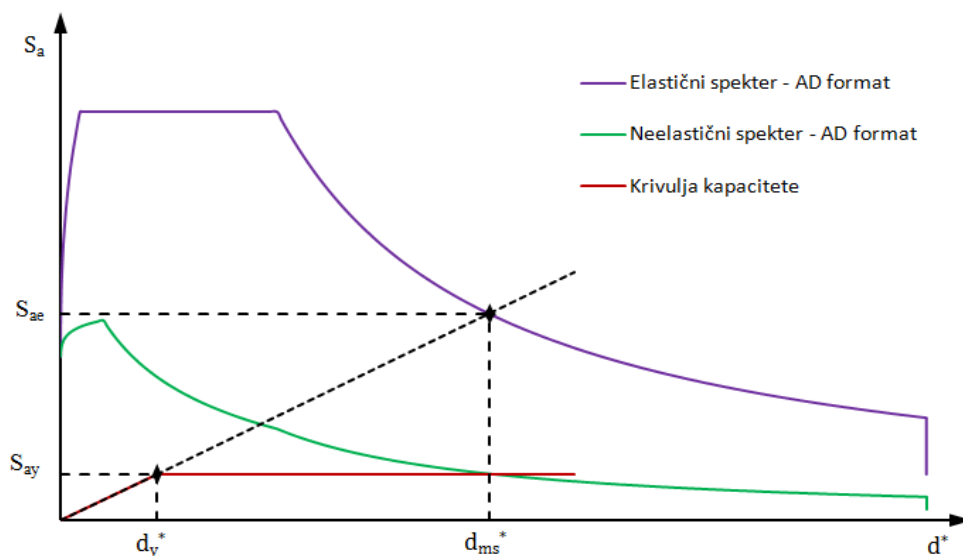
V primeru grafičnega postopka je treba določiti tudi neelastični spekter pospeškov, to je odnos med S_{ane} in pomikom S_{dne} :

$$S_{ane} = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}(\mu, T)} \quad (3.15)$$

$$S_{dne} = \frac{\mu}{R_{\mu}(\mu, T)} \cdot S_{de} \quad (3.16)$$

pri čemer je R_{μ} redukcijski faktor, ki je odvisen od nihajnega časa in duktilnosti.

Na sliki 12 je prikazana določitev pospeška tal pri določenem mejnem stanju, kjer konstrukcija doseže pomik d_{ms}^* . Če pospešek S_{ay} povečamo za redukcijski faktor R_{μ} , dobimo pospešek elastičnega sistema S_{ae} . Sedaj ko poznamo S_{ae} in nihajni čas T^* , lahko z enačbami od 3.10 do 3.13 izračunamo projektni pospešek tal, ki povzroči izbrano mejno stanje.

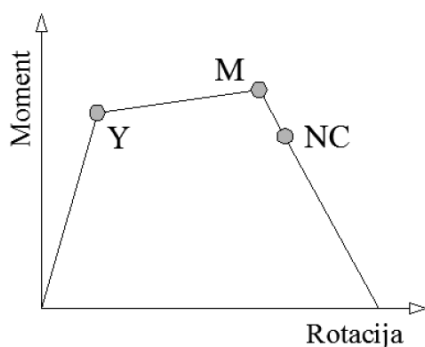


Slika 12: Grafična ponazoritev določanja elastičnega pospeška

3.3 Nelinearni model za potisno analizo

V primeru potresne analize moramo računati odziv celotne konstrukcije, ne le njenega dela, saj sta odziv konstrukcije in potresna obtežba medsebojno odvisna. Zato uporabljamo poenostavljene nelinearne modele. Običajno nelinearni model konstrukcije definiramo na osnovi elastičnega modela, pri čemer nelinearnost modeliramo v diskretnih točkah, t.i. plastičnih členkih, ki jih definiramo na krajiščih stebrov in gred.

Plastični členek opišemo z odnosom moment–rotacija, ki je odvisen od prereza elementa, armature (vzdolžne in stremenske), betona, geometrijskih karakteristik elementa, osne sile in predpostavljene oblike ukrivljenosti vzdolž elementa. Običajno odnos moment–rotacija definiramo s tremi točkami (slika 13).



Slika 13: Odnos moment–rotacija ob upoštevanju mehčanja materiala (Vir: Dolšek, 2010)

Točko Y definirata moment M_y in njemu pripadajoča rotacija. Moment izračunamo za stanje, ko pri pripadajoči osni sili armatura zapusti elastično območje (doseže deformacijo f_y/E_s) ali pa beton preseže deformacijo -3,5‰ (v primeru neduktilne porušitve po betonu), rotacijo pa – ob predpostavki linearnega poteka ukrivljenosti po elementu – z enačbo 3.17:

$$\theta_y = \frac{M_y \cdot L_0}{3 \cdot E \cdot I}, \quad (3.17)$$

pri čemer je M_y moment na meji tečenja armature, L_0 razdalja med koncem elementa in nično točko momenta, ki je običajno definirana na sredini elementa, E elastični modul prereza (običajno se upošteva elastični modul betona), I pa vztrajnostni moment prereza.

Točka M je definirana z maksimalnim momentom (M_u), ki ga pri pripadajoči osni sili prenese prerez. Točka NC označuje mejno stanje blizu porušitve, ki je definirana pri 80% nosilnosti prereza v območju mehčanja elementa.

Rotacijo za elastični plus neelastični del pri momentu NC v skladu s standardom EN 1998-3, točka A3.2.2, definiramo z naslednjim izrazom:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_{cd} \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c})} \cdot (1,25^{(100 \cdot \rho_a)}) \quad (3.18)$$

kjer je:

- γ_{el} faktor, ki je enak 1,5 za primarne seizmične elemente in 1,0 za sekundarne
- h višina prečnega prereza
- $L_V = M/V$ razmerje momenta in prečne sile na koncu elementa

$v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$	b=širina tlačene cone, N=osna sila; pozitivna za tlak
ω, ω'	mehanski volumski delež armiranja v natezni oziroma tlačni coni
f_c	tlačna trdnost betona v MPa
f_{yw}	natezna trdnost stremen v MPa
$\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_h)$	delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe
s_h	razmik med stremeni,
ρ_d	delež diagonalne armature
α	faktor objetja betonskega dela prereza $\alpha = (1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_c})(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_c})(1 - \frac{\Sigma b_i^2}{2 \cdot b_c \cdot h_c})$
b_i	razdalja med vzdolžnimi palicami v prerezu

Evrokod 8 določa tudi, da moramo mejno rotacijo za konstrukcijske elemente, ki nimajo detajlov, primernih za potresna območja, zmanjšati s faktorjem 0,825. V analizah, ki jih prikazujemo v nadaljevanju, smo za ta faktor upoštevali vrednost 0,85, kot je bilo navedeno v predhodni različici standarda Evrokod 8.

Največja negotovost nastopi pri določitvi rotacije pri popolni porušitvi in posledično pri rotaciji, ki ustreza maksimalnemu momentu (linearni potek mehčanja). Teh podatkov ne znamo izračunati, zato na podlagi eksperimentalnih rezultatov določimo razmerje rotacij med momentom pri porušitvi in maksimalnim momentom. Običajno je razmerje rotacij med momentom pri porušitvi in maksimalnim momentom med 3 in 4. Za modele, ki jih obravnavamo v nadaljevanju, smo predpostavili vrednost 3,5.

Za izračun momentov M_y in M_u ter rotacij za posamezne elemente konstrukcije se navadno uporabi osna sila iz gravitacijskega dela potresne obtežbe, čeprav se osna sila po vsakem koraku potisne analize spremeni. Za konstrukcijo, ki smo jo obravnavali v poglavju 5, je analiza pokazala, da je vpliv zanemarljiv. Maksimalna nosilnost ostane praktično enaka, minimalno se poveča le pomik konstrukcije pri stanju blizu porušitve.

Model konstrukcije je poenostavljen še z dodatnimi predpostavkami, ki niso nujno povezane z modeliranjem nelinearnega odziva konstrukcije. Običajno predpostavimo, da so plošče absolutno toge v svoji ravnini. Maso in masne vztrajnostne momente postavimo v težišče posamezne etaže. Maso v posameznih etažah izračunamo v skladu s standardom SIST EN 1998-1, točka 3.2.4, ki predpisuje, da je izvor mase celotni lastni in stalni vpliv ter del spremenljivega vpliva:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.19)$$

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (3.20)$$

pri čemer je $G_{k,j}$ obtežba zaradi stalnega vpliva v eni etaži, $Q_{k,i}$ obtežba zaradi spremenljivih vplivov v eni etaži, $\Psi_{2,i}$ kombinacijski faktor v skladu s SIST EN 1990, točka A.1.2.2., φ pa koeficient, ki se določi v skladu s SIST EN 1998, točka 4.2.4. Za običajne stavbe je, ker se v njih večinoma zadržujejo ljudje, vrednost enaka 0,5 (razen za vrhnje etaže, kjer je ta vrednost enaka 1).

Tako lahko modeliramo konstrukcije z različnimi uporabniku bolj ali manj prijaznimi programi. Ena od možnosti je uporaba PBEE toolbox-a (Dolšek 2010), ki deluje v kombinaciji s programom OpenSEES (2004), ki so ga razvili na Univerzi Berkeley. PBEE toolbox je niz Matlab-ovih funkcij, ki pripravi vhodne podatke za različne vrste analiz, ki jih omogoča OpenSEES. Na podlagi geometrije, armature konstrukcije, mas, materialnih karakteristik, razporeda in vrste obtežbe itd. izračuna odnose moment-rotacija v plastičnih členkih, pripravi podatke o konstrukciji in analizi ter zažene analizo v OpenSEES. Tako uporabniku ni treba ročno vnašati lastnosti plastičnih členkov, kar omogoča prihranek časa.

3.4 Materialni zakoni za nelinearne analize

V skladu s priporočili Evrokoda za nelinearne analize se lahko materialna nelinearnost definira v diskretnih točkah v t.i. plastičnih členkih. Za odnos moment – rotacija, ki je prikazan na sliki 13, je poleg prereza betona ter vzdolžne in prečne armature potrebno definirati še materialne karakteristike in konstitutivne zakone za betona in armature.

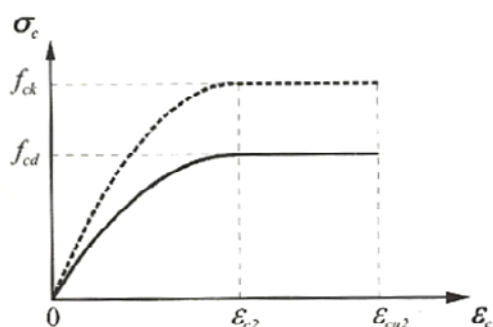
Evrokod 8 se glede na konstitutivne zakone za armiran beton navezuje na Evrokod 2. Za nelinearne analize, če ni določeno drugače, svetuje uporabo srednjih vrednosti za materialne karakteristike. Evrokod 2 loči med razmerjem med napetostjo in deformacijo za dimenzioniranje prerezov in med sovisnostjo med napetostjo in deformacijo za nelinearne analize.

3.4.1 Beton

Za dimenzioniranje je mogoče uporabiti dva zakona. Prvi je prikazan na sliki 14 in je sestavljen iz kvadratne parabole (do deformacije ε_{c2}) in premice (od ε_{c2} do ε_{cu2}):

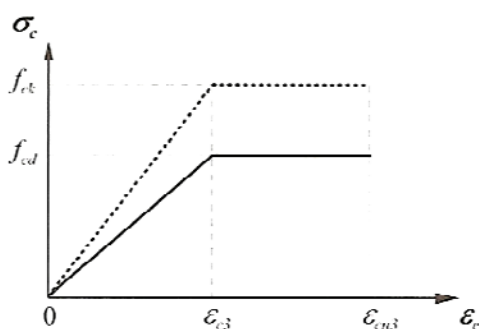
$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}: \quad \sigma_c = f_{ck(d)} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}: \quad \sigma_c = f_{ck(d)} \quad (3.22)$$



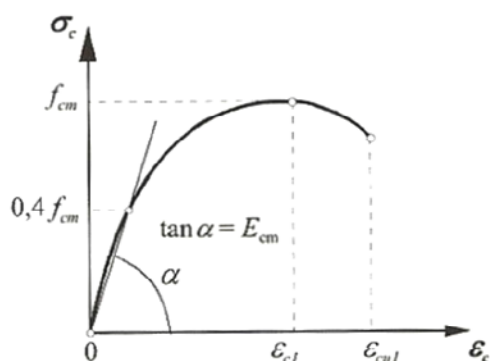
Slika 14: Konstitutivni zakon za linearno analizo–beton (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Dovoljena je uporaba drugih sovisnosti med napetostjo in deformacijo, če so enakovredne ali bolj konzervativne od sovisnosti, podane na sliki 14. Takšen je bilinearni zakon (slika 15), kjer napetost narašča do deformacije ε_{c3} , nato sledi premica (od ε_{c3} do ε_{cu3}).



Slika 15: Bilinearni konstitutivni zakon za linearno analizo–beton (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Za nelinearne analize Evrokod 2 podaja sovisnost med napetostjo in deformacijo za kratkotrajno enoosno obremenitev. Ta je prikazana na sliki 16.



Slika 16: Konstitutivni zakon za nelinearno analizo–beton (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Matematično pa zvezo zapišemo na naslednji način:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (3.23)$$

kjer koeficient k izračunamo kot:

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (3.24)$$

pri čemer η predstavlja razmerje med ε_c in ε_{c1} , E_{cm} pa elastični modul betona. Ta model smo uporabili za določitev nelinearnega modela za potisno analizo.

Tlačne trdnosti betona f_{ck} , f_{cm} , deformacije ε_{c1} , ε_{cu1} , ε_{c2} , ε_{cu2} in koeficient n se za različne kvalitete betona razlikujejo, podani pa so v preglednici 3.1 v SIST EN 1992-1.

3.4.2 Jeklo

Za nelinearno analizo odvisnost napetost–deformacija za jeklo za armiranje ni posebej podana. Če se ne odločimo drugače, torej uporabljamo bilinearni odnos. Lahko uporabimo sovisnost ob upoštevanju utrditve po meji tečenja ali pa brez (slika 17). V slednjem primeru mejna deformacija jekla ε_{ud} ni omejena. Če pa utrditev upoštevamo, se za mejno deformacijo jekla ε_{ud} upošteva priporočena vrednost, ki znaša $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$. Omejitve glede vrednosti razmerja med natezno trdnostjo in napetostjo na meji tečenja $k = (f_t/f_y)_k$ in glede karakteristične deformacije pri največji sili ε_{uk} so podane v preglednici C1 v standardu Evrokod 2.

Odnos napetost–deformacija za jeklo za armiranje zapišemo z naslednjimi izrazi:

- če ne upoštevamo utrditve:

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd}: \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (3.25)$$

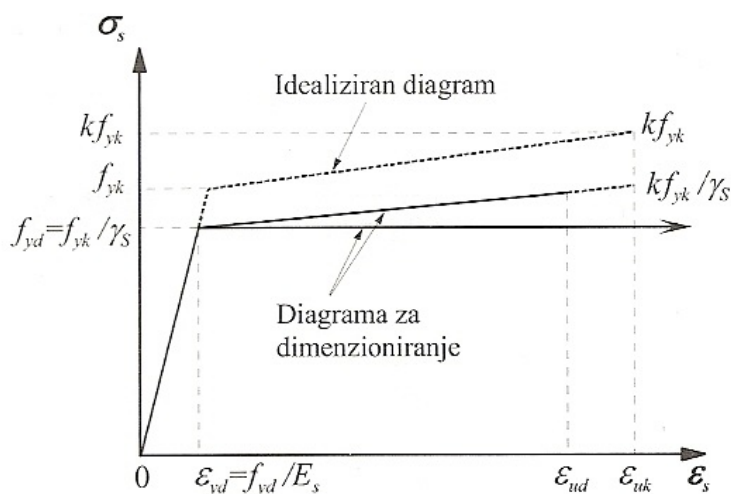
$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}: \quad \sigma_s = f_{yd} \quad (3.26)$$

- če upoštevamo utrditev:

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd}: \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}: \quad \sigma_s = f_{yd} \cdot \left[1 + (k - 1) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{yd}} \right] \quad (3.28)$$

kjer je E_s elastični modul jekla za armiranje, ki mu Evrokod določa vrednost 200 GPa. Pomen ostalih simbolov za napetost in deformacijo je razviden s spodnje slike.



Slika 17: Konstitutivni zakon za jeklo (Vir: Beg, Pogačnik, 2009)

Težave nastopijo, če želimo upoštevati priporočila Evrokoda 8 za nelinearne analize. Standard namreč zahteva uporabo srednjih vrednosti materialnih karakteristik, vendar pa definira le srednjo vrednost za trdnost betona, medtem ko srednje vrednosti natezne trdnosti jekla za armiranje ne definira v odvisnosti od kvalitete izbranega materiala.

V okviru naše raziskave smo zato uporabili podatke o izmerjenih vrednostih natezne trdnosti jekla (preglednica 2), ki jih je v okviru magistrske študije uporabila Dušica Drobnič (1997).

Preglednica 2: Meje tečenja in nosilnosti palic (Vir: Drobnič, 1997)

Premer palice [mm]	A_s [mm ²]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Mejna deformacija
6	29,2	566,0	633,5	23,5
8	51,4	572,5	636,1	22,3
10	80,3	545,5	618,8	27,5
12	113,1	589,2	689,4	23,0
14	153,3	583,2	667,4	22,7
16	199,2	595,7	681,0	20,6
20	310,0	553,5	660,0	23,1
26	517,2	555,6	657,3	21,6

Armaturne palice so bile deklarirane kvalitete S500. Na podlagi rezultatov nateznega preizkusa za različne debeline palic smo izračunali povprečno srednjo mejo tečenja 570 MPa in to vrednost nato uporabili pri potisni analizi.

4 TEORETIČNE OSNOVE METODE ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA

4.1 Ocena potresnega tveganja

Najenostavnejša mera za oceno potresnega tveganja je srednja letna frekvenca (verjetnost) prekoračitve izbranega mejnega stanja obnašanja stavbe ali srednja letna frekvenca za izbrane finančne izgube.

Splošno metodo izračuna potresnega tveganja sta podala Cornell in Krawinkler (2000). Ta je sestavljena iz treh temeljnih analiz. Prva je analiza potresne nevarnosti, druga analiza odziva stavbe pri določeni potresni nevarnosti, tretja pa analiza izgub ali analiza določenega stanja obnašanja konstrukcije. Vse tri analize povezuje izrek o popolni verjetnosti dogodka, pri katerem verjetnost prekoračitve zapišemo v odvisnosti od vektorja ključnih spremenljivk DV (angl. Decision Variables):

$$P_{DV}(dv) = \iint G_{DV|DM}(dv|dm) |dG_{DM|IM}(dm|im)| d\lambda_{IM}(im) \quad (4.1)$$

V izrazu nastopajo še mera za poškodovanost konstrukcije DM (angl. Damage Measure) in mera za intenziteto potresne obtežbe IM (angl. Intensity Measure). Posamezni členi izraza imajo naslednji pomen:

- $G_{DV|DM}(dv|dm)$ pomeni verjetnost, da vektor ključnih spremenljivk DV prekorači določeno vrednost dv , pri pogoju, da ima mera za poškodovanost DM vrednost dm (npr: maksimalni zamik konstrukcije, maksimalni zamik etaže, prekoračitev strižne nosilnosti in podobno).
- $G_{DM|IM}(dm|im)$ predstavlja verjetnost, da vektor za mero poškodovanosti DM prekorači vrednost dm pri pogoju, da je intenziteta potresne obtežbe IM enaka vrednost im (npr: spektralni pospešek, maksimalni pospešek tal, ...).
- $\lambda_{IM}(im)$ predstavlja verjetnost prekoračitve potresne intenzitete im

V členu $G_{DV|DM}(dv|dm)$ je predpostavljeno, da je vektor ključnih spremenljivk DV pri pogoju DM neodvisen od IM , zato je treba za mero poškodovanosti izbrati tako količino, da se ključne spremenljivke DV pri neki izbrani količini DM ne spreminjajo glede na intenziteto potresne obtežbe IM .

Srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja lahko zapišemo tudi kot produkt verjetnosti nastopa potresa za dobo enega leta na določenem območju λ_e in verjetnosti, da je stopnja poškodovanosti (D) večja od dovoljene stopnje poškodovanosti (C):

$$P_f = \lambda_e \cdot P[D > C] \quad (4.2)$$

Izračun verjetnosti po zgornji formuli je dokaj zahtevna operacija. Na faktor $P[D > C]$ vplivajo magnituda (M), oddaljenost od preloma (R) in različne vrste gibanja tal. Upoštevati moramo vse možne kombinacije prej omenjenih lastnosti.

Problem reševanja enačbe lahko poenostavimo, če vpeljemo še intenziteto potresne obtežbe (s) in upoštevamo odvisnost intenzitete od magnitude in oddaljenosti od preloma in s pomočjo izreka o popolni verjetnosti dogodka dobimo naslednji izraz:

$$P_f = \lambda_e \cdot \iiint_{s,m,r} P[D > C | S = s, M = m, R = r] \cdot f_{S|M,R}(s, m, r) \cdot f_{M,R}(m, r) \, dm \, dr \, ds \quad (4.3)$$

Če za D in C uporabimo količine, kot sta etažni zamik in mejni etažni zamik, kjer lahko predpostavimo, da v večini primerov nista odvisna od magnitude in oddaljenosti od preloma, ampak samo od intenzitete, lahko enačbo (4.3) poenostavimo tako, da vpeljemo konvencionalno funkcijo potresne nevarnosti $H_s(s)$, ki združuje srednjo letno frekvenco nastopa kakršnega koli potresnega pojava in odvisnosti intenzitete od magnitude in oddaljenosti od preloma:

$$P_f = \int P[D > C | S = s] \cdot |dH_s(s)| \quad (4.4)$$

Zgornji izraz je ena od izpeljank enačbe 4.1 in predstavlja verjetnost prekoračitve mejnega stanja za dobo enega leta. Določitev drugega člena zgornje enačbe je domena seizmologov, določitev prvega člena pa je naloga gradbenika. Ta člen namreč predstavlja verjetnost, da je na primer pri neki določeni intenziteti maksimalni zamik večji od mejnega. Mejni zamik C se lahko spreminja za različne akcelerograme, je pa neodvisen od intenzitete (s) akcelerograma in od maksimalnega zamika D . Maksimalni zamik D pa je odvisen od intenzitete akcelerograma.

Enačbo 4.4 lahko numerično integriramo, v posebnem primeru pa je možno izpeljati analitično rešitev (npr. Cornell 1996, Dolšek 2002). Za takšno rešitev moramo uvesti dodatne predpostavke:

- slučajni spremenljivki C in D sta porazdeljeni lognormalno s standardnima odklonoma naravnih logaritmov σ_{CR} in σ_{DR}

- funkcijo potresne nevarnosti predpostavimo kot

$$H_s(s) = k_0 \cdot s^{-k} \quad (4.5)$$

- mediano zamikov etaž v odvisnosti od potresne intenzitete predpostavimo kot

$$\tilde{D}(s) = a \cdot s^b \quad (4.6)$$

Ob upoštevanju dodatnih predpostavk lahko izpeljemo analitično rešitev za srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja (npr. Dolšek 2002). Rezultat je zaključena enačba za izračun prekoračitve mejnega stanja poškodovanosti konstrukcije v dobi enega leta oziroma potresno tveganje:

$$P_f = H_s(s_c) \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2}(\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2)} = k_0 \cdot s_c^{-k} \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2}(\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2)} \quad (4.7)$$

kjer je s_c intenziteta potresa, ki ustreza srednji vrednosti mejne mere za poškodovanost konstrukcije, σ_{DR} in σ_{CR} sta standardna odklona naravnih logaritmov za poškodovanost in kapaciteto konstrukcije zaradi raznolikosti potresne obtežbe, k_0 , k in b pa koeficienti predpostavljene funkcije potresne nevarnosti in funkcije potresnih zahtev.

Konstanti k_0 in k določimo iz vrednosti potresne nevarnosti za različne seizmične intenzitete za določeno območje. Ker so za območje Slovenije vrednosti potresne nevarnosti in seizmične intenzitete izdelane samo za izbrana območja (npr. Krško (Fajfar in sod., 1994), Jalovišče Boršt (Lapajne, Šket Motnikar, 2000)), za določitev konstant uporabimo kar karte projektnih pospeškov tal za različne povratne dobe (npr. slika 5). Potrebujemo najmanj dve intenziteti za dve različni povratni dobi (npr.: 0.25 g za $T_R = 475$ let in 0.30 g za $T_R = 1000$ let). Če upoštevamo, da je potresna nevarnost obratna vrednost povratne dobe potresa (npr. za potres s povratno dobo 1000 let je potresna nevarnost $H_s = 1/1000 = 0,001$), lahko iz dveh enačb za dve neznanki določimo k_0 in k .

Konstanti a in b lahko določimo iz dveh točk na grafu pospešek – pomik. Za ti dve točki odčitamo pomik in spektralni pospešek ali maksimalni pospešek tal ter iz dveh enačb z dvema neznankama določimo koeficienta a in b . Če upoštevamo pogoj o enakosti pomikov je elastični del pomikov premica in koeficient b ima vrednost 1.

Za določitev standardnih deviacij σ_{DR} in σ_{CR} bi potrebovali rezultate inkrementne dinamične analize (Vamvatsikos in Cornell 2002), vendar to presega okvire te študije, zato bomo privzeli vrednosti po rezultatih preteklih analiz (Fajfar, Dolšek, 2012, Dolšek 2009) in sicer $\sigma_{DR} = 0,40$ in $\sigma_{CR} = 0,25$.

Če predpostavimo, da s Poissonovo porazdelitvijo dobro opišemo verjetnostno porazdelitev pojava potresa v določenem časovnem obdobju, potem lahko izračunamo verjetnost porušitve za daljše obdobje s sledečo enačbo:

$$P_f^{k \text{ let}} = 1 - e^{-P_f \cdot k} \quad (4.8)$$

kjer je P_f verjetnost porušitve za obdobje enega leta, k pa obdobje (v letih), za katerega iskano verjetnost iščemo. Pri takšnem modelu predpostavimo, da je verjetnost za pojav potresa odvisna samo od dolžine opazovanega časovnega obdobja in neodvisna od morebitnih predhodnih pojavov. Poleg tega se upošteva, da je verjetnost za več kot en pojav potresa v kratkem časovnem obdobju zanemarljiva.

4.2 Ciljna zanesljivost

Vrednosti ocene potresnega tveganja nam same po sebi ne povedo kaj dosti. Da dobimo občutek o velikosti teh vrednosti, jih primerjamo z ciljno zanesljivostjo oz. s sprejemljivimi vrednostmi za prekoračitev mejnih stanj. Modeli ciljne zanesljivosti so za različne standarde različni (npr. SIST EN 1990, JCSS, ISO 2394), saj na je to subjektivna mera, na katero vplivajo različni družbeno-ekonomski vidiki kot so razvitost države, ekonomska moč, izobraženost in podobno.

Na tem mestu bomo podali samo ciljne zanesljivosti, ki jih predpisuje standard SIST EN 1990 v dodatku B. Podane so z indeksom zanesljivost β , ki predstavlja količnik med razliko srednjih vrednosti (μ_R in μ_S) in kvadratnim korenem vsote kvadratov standardnih odklonov (σ_R in σ_S) normalno porazdeljenih slučajnih spremenljivk odpornosti (R) in obremenitve (S) konstrukcije.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (4.9)$$

Ta indeks je z verjetnostjo porušitve povezan preko porazdelitvene funkcije standardizirane normalne spremenljivke:

$$P_f = \Phi(-\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\beta} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (4.10)$$

Standard SIST EN 1990 pozna tri razrede glede na posledice CC (angl. *consequence classes*), ki jih določimo glede na posledice slabega delovanja konstrukcije (glej preglednico 3). Te razrede lahko povežemo s tremi razredi zanesljivosti, ki jih lahko vidimo v preglednici 4. V tabeli so podane najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za dobo enega oziroma petdesetih let. Ob upoštevanju enačbe 4.8 so iz vrednotene tudi pripadajoče največje dovoljene letne in petdesetletne verjetnosti porušitve. Za dobo enega leta se največje dovoljene verjetnosti porušitve gibljejo med 10^{-7} in 10^{-5} , za obdobje 50 let pa med 10^{-6} in 10^{-4} .

Preglednica 3: Razredi glede na posledice (Vir: SIST EN 1990: 2005)

Razred glede na posledice	Opis posledic	Primeri stavb ali inženirskih objektov
CC3	Številne izgube človeških življenj ali velika gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Tribune in javne stavbe, kjer so posledice odpovedi velike
CC2	Srednje velike izgube človeških življenj ali občutna gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Stanovanjske, poslovne in javne stavbe, kjer so posledice srednje velike
CC1	Maloštevilne izgube človeških življenj ali zanemarljiva gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Kmetijske stavbe, v katerih so ljudje le izjemoma (npr. skladišča, rastlinjaki)

Preglednica 4: Razredi zanesljivosti ter pripadajoči indeksi zanesljivosti β in dovoljene verjetnosti porušitve

Razredi zanesljivosti	Referenčna doba 1 leto		Referenčna doba 50 leto	
	Najmanjše vrednosti β	Največja dovoljena verjetnost porušitve	Najmanjše vrednosti β	Največja dovoljena verjetnost porušitve
RC3	5,2	$9,96 \cdot 10^{-8}$	4,3	$8,54 \cdot 10^{-6}$
RC2	4,7	$1,30 \cdot 10^{-6}$	3,8	$7,23 \cdot 10^{-5}$
RC1	4,2	$1,33 \cdot 10^{-5}$	3,3	$4,83 \cdot 10^{-4}$

5 RAZČLENITEV VARNOSTI NA PRIMERU OSEM ETAŽNE ARMIRANOBETOSNE STAVBE

Z namenom, da ugotovimo iz kje izhaja varnost konstrukcije pri projektiranju armiranobetonskih stavb po standardu Evrokod 8, obravnavamo 8-etažno stolpnico (Zupančič, 2011). Dejavnike za doseganje varnosti konstrukcije smo obravnavali postopoma, zato smo definirali šest modelov (variant) 8-etažne stolpnice (glej preglednico 5). Armaturo in materialne karakteristike za posamezno varianto smo izbrali tako, da smo poizkušali stopnjevati vplive različnih dejavnikov za doseganje varnosti konstrukcije. Iz variante 0, ki upošteva le osnovni dejavnik za doseganje varnosti konstrukcije (t.j. vpliv projektne potresne obtežbe), smo prek variant, v katerih smo upoštevali vpliv dejanske trdnosti materiala, dejanske količine armature in minimalnih zahtev armiranja po Evrokodu 8, prišli do variante 4, pri kateri je konstrukcija projektirana v skladu z vsemi zahtevami Evrokoda 8.

Pri vsaki varianti smo preverili ali plastični mehanizem ustreza zahtevam standarda EC8 in, ali izbrani q faktor ustreza ocenjenemu q faktorju iz nelinearne analize. Poizkušali smo tudi ugotoviti, kakšna je dejanska velikost faktorja, ki upošteva duktilnosti konstrukcije, faktorja, ki upošteva dodatno nosilnost, ter koliko k njegovi velikosti prispeva razlika med računskimi in dejanskimi vrednostmi materialnih karakteristik, razlika med računsko in dejansko armaturo upoštevanje minimalnih zahtev standarda Evrokod 8 in metoda načrtovanja nosilnosti. Nazadnje smo za vsako varianto ocenili potresno tveganje. Povedati velja tudi, da bi bil lahko preskok med posameznimi variantami lahko drugačen od tega, ki smo ga definirali v naši študiji, vendar ocenjujemo, da ta bistveno ne bi vplival na velikosti delov, ki sestavljajo faktor dodatne nosilnosti.

Preglednica 5: Opis variant konstrukcije za potisno analizo

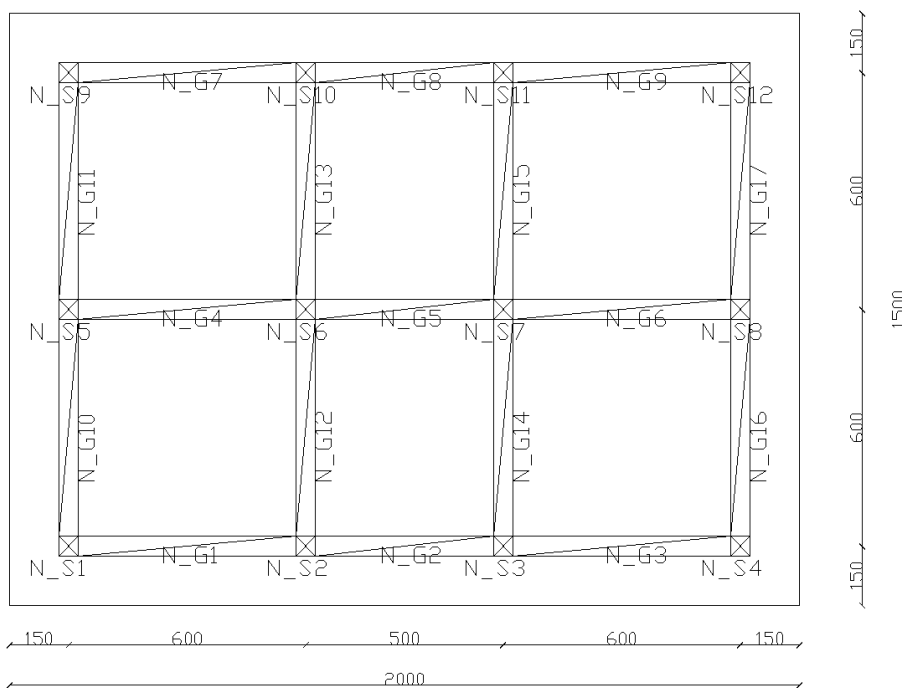
Varianta	Pogoji za določitev armature in armatura v stavbi	Armatura	Materialne karakteristike za potisno analizo
0	Projektna potresna obtežba	/	/
1A	Projektna potresna obtežba Minimalne zahteve glede armiranja po Evrokod 2	Računsko potrebna ali minimalne zahteve po EC 2	Projektne vrednosti
1B	Glej varianto 1A	Glej varianto 1A	Srednje vrednosti
2	Glej varianto 1A	Dejansko izbrana armatura	Srednje vrednosti
3	Projektna potresna obtežba Minimalne zahteve glede armiranja po Evrokod 8	Dejansko izbrana armatura	Srednje vrednosti
4	Varianta 3 Upoštevanje metode načrtovanja nosilnosti	Dejansko izbrana armatura	Srednje vrednosti

5.1 Opis objekta

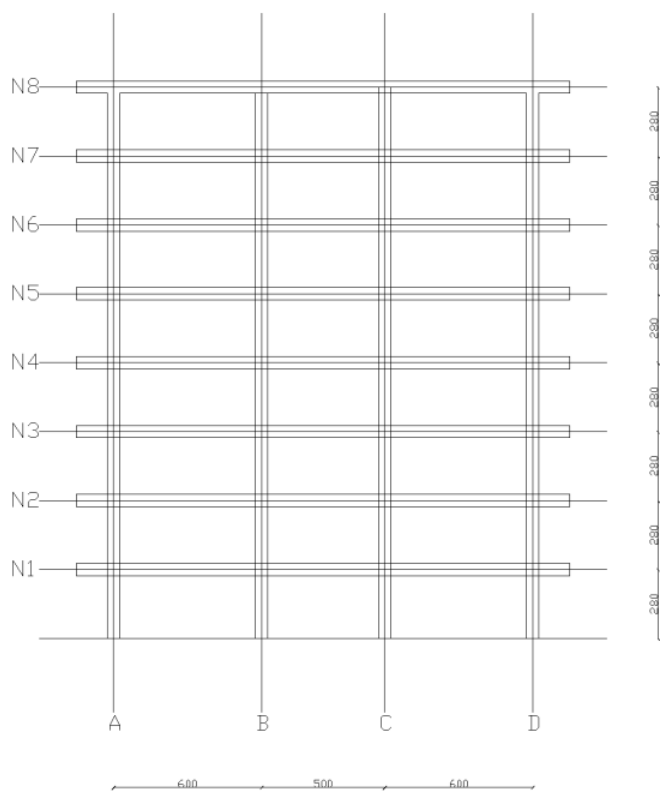
Tloris in prerez obravnavane armiranobetonske stavbe je prikazan na slikah 18 in 19. Konstrukcijski sistem je prostorski okvir, ki ga v smeri X sestavljajo trije okvirji v smeri Y pa dva okvirja. Dimenzije prečnih prerezov gred in stebrov so neodvisne od etaže objekta. Okvirji so toga vpeti v klet. Za medetažno konstrukcijo je predvidena plošča debeline 20 cm. Objekt je lociran na območju Ljubljane na tleh tipa C. V njem se bo predvidoma izvajala poslovna dejavnost.

Geometrija konstrukcije:

- število etaž: 8
- etažna višina: 2,8 m
- dolžina konstrukcije v X smeri: $L_x = 20$ m
- dolžina konstrukcije v Y smeri: $L_y = 15$ m
- prečni prerez elementov in plošče:
 - o stebri 50/50 cm
 - o grede 50/50 cm
 - o plošča 20 cm



Slika 18: Tloris etaže in pozicije



Slika 19: Prerez konstrukcije

5.1.1 Material

Za dimenzioniranje stebrov, gred in plošče je bil uporabljen beton kvalitete C30/37. Uporabljene vrednosti za elastični modul (E_{cm}), karakteristično (f_{ck}) in srednjo (f_{cm}) tlačno trdnost, deformacijo betona pri največji napetosti (ε_{c1}), mejno deformacija betona (ε_{cu1}) in specifično težo so podane v preglednici 6. Za armaturno jeklo je bil uporabljen material kvalitete S500C. Karakteristična (f_{yk}) ter srednja (f_{ym}) meja tečenja ter elastični modul (E_s) tega materiala so podane v preglednici 7.

Preglednica 6: Karakteristike betona, uporabljenega pri dimenzioniranju konstrukcije

Trdnostni razred	C30/37
f_{ck}	3 kN/cm ²
f_{cm}	3,8 kN/cm ²
E_{cm}	3300 kN/cm ²
ε_{c1}	2,2 ‰
ε_{cu1}	3,5 ‰
specifična teža	25 kN/m ³

Preglednica 7: Karakteristike armaturnega jekla, uporabljenega pri dimenzioniranju konstrukcije

Trdnostni razred	S500C
f_{yk}	50 kN/cm ²
f_{ym}	57 kN/cm ²
E_s	20000 kN/cm ²

5.1.2 Vplivi na konstrukcijo

5.1.2.1 Lastna in stalna teža

Za določitev lastne teže je bila uporabljena specifična teža betona 25 kN/m³. Poleg lastne teže deluje na konstrukcijo tudi stalna obtežba. Lastno in stalno obtežbo smo upoštevali kot enakomerno zvezno porazdeljeno obtežbo po tlorisu objekta $q_{L+S} = 9 \text{ kN/m}^2$.

5.1.2.2 Spremenljivi vpliv

V skladu s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 točka 6.3.1.2 konstrukcijo uvrstimo v kategorijo B (poslovni prostori – pisarne). Za to kategorijo je priporočena vrednost koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb $q_K = 3 \text{ kN/m}^2$.

5.1.2.3 Potresni vpliv

Konstrukcija se nahaja v Ljubljani na tleh tipa C. Za območje Ljubljane je predpisan projektni pospešek tal $a_{gR} = 0,25 \text{ g}$. Stavba je bila uvrščena v II. kategorijo stavb, za katero znaša faktor pomembnosti objekta $\gamma_I = 1,0$.

Račun mas

Mase in masni vztrajnostni momenti so bili izračunani v skladu s standardom SIST EN 1998-1, točka 3.2.4, in sicer po enačbi 3.19 in 3.20. Na tam mestu računa ne bomo prikazali. Vrednosti so povzete iz diplomskega dela Zupančič (2011) in so prikazane v preglednici 8.

Preglednica 8: Mase in masni vztrajnostni momenti v etažah (Zupančič, 2011)

Etaža	$M[\text{t}]$	$M_\varphi[\text{t/m}^2]$
1	289	15051
2	289	15051
3	289	15051
4	289	15051
5	289	15051
6	289	15051
7	289	15051
8	303	15780

Faktor obnašanja q

V skladu s standardom SIST EN 1998-1 je bil za srednjo stopnjo duktilnosti za okvirni sistem izbran faktor obnašanja $q_0 = 3,0 \cdot \alpha_U / \alpha_1$.

$$q = q_0 \cdot k_w$$

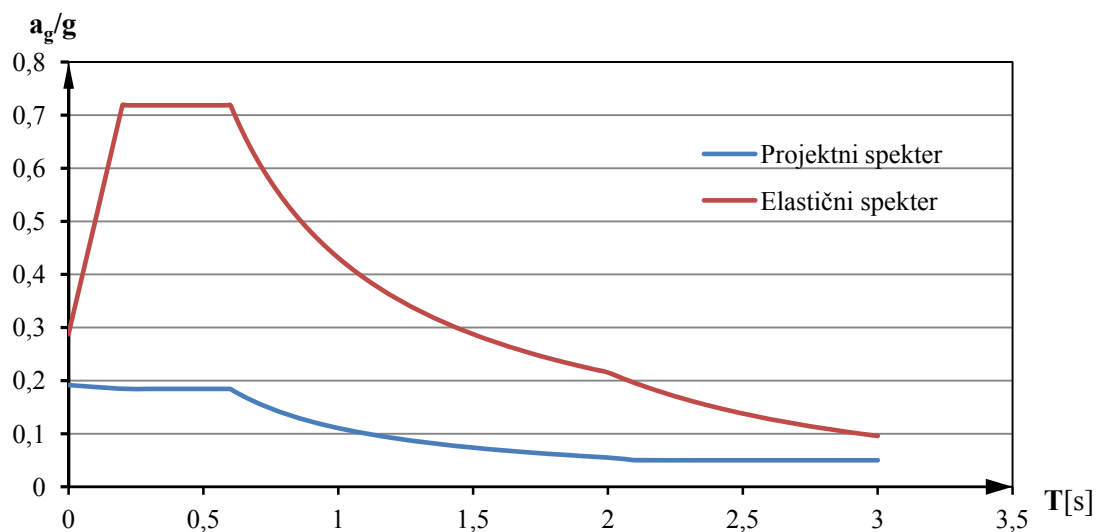
$$\alpha_U/\alpha_1 = 1,3$$

$$k_w = 1,0$$

$$q = 3,0 \cdot \alpha_U/\alpha_1 \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,9$$

Spekter pospeškov

V skladu s standardom SIST EN 1998-1 je za konstrukcijo upoštevan spekter tipa 1 za tla C (slika 20).



Slika 20: Elastični in projektni spekter pospeškov za tip tal C

Slučajna ekscentričnost mase

Slučajna ekscentričnost je bila upoštevana s torzijskimi momenti, ki so bili določeni v skladu SIST EN 1998-1:2006, točka 4.3.3.3.3 (1). Izračuna torzijskih momentov na tem mestu ne bomo prikazovali, velikosti za posamezne etaže pa so prikazane v preglednici 9.

Vpliv momentov je bil upoštevan z negativnim in pozitivnim predznakom, prijemališče momentov je bilo v centru mas. Tako so bili dobljeni štirje obtežni primeri. Pri projektiranju je bila upoštevana ovojnica teh obtežnih primerov, ki je bila kombinirana z osnovno potresno kombinacijo.

Preglednica 9: Torzijski momenti po etažah zaradi slučajne ekscentričnosti (Zupančič, 2011)

M_x	[kNm]	M_x	[kNm]
M_{1x}	36	M_{1y}	45
M_{2x}	72	M_{2y}	90
M_{3x}	107	M_{3y}	135
M_{4x}	143	M_{4y}	180
M_{5x}	179	M_{5y}	225
M_{6x}	215	M_{6y}	270
M_{7x}	251	M_{7y}	315
M_{8x}	300	M_{8y}	377

Potresna obtežna kombinacije za izračun obremenitve elementov

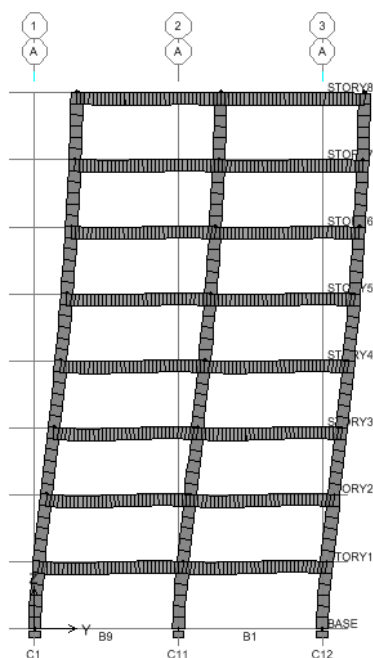
Obtežne kombinacije za izračun notranjih sil smo upoštevali v skladu s standardom SIST EN 1998-1. Merodajni sta bili naslednji dve kombinaciji:

- K1: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot EX + 0,3 \cdot EX + 1,0 \cdot ENVmEKS,$
- K2: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot EX + 1,0 \cdot EY + 1,0 \cdot ENVmEKS,$

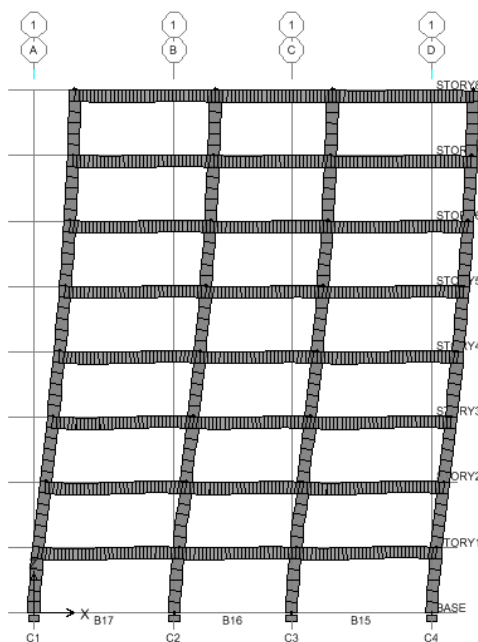
kjer G ponazarja vpliv zaradi lastne in stalne teže, Q vpliv zaradi spremenljive obtežbe, EX in EY sta vpliva zaradi projektne potresne obtežbe v X in Y smeri, $ENVmEKS$ pa predstavlja ovojnico vplivov slučajne ekscentričnosti mase.

5.2 Rezultati modalne analize

Za namene nadaljnje analize in primerjave rezultatov bomo predstavili še nekatere rezultate modalne analize s spektri odziva. Ker je konstrukcija dvojno simetrična in torzijsko nepodajna, sta prvi dve nihajni obliki translacijski. Konstrukcija niha v prvi nihajni obliki (slika 21) v Y smeri ($T_1 = 1.54$ s), v drugi nihajni obliki (slika 22) pa v X smeri z nihajnim časom ($T_2 = 1,45$ s). Tako za prvo kot za drugo nihajno obliko in pripadajoče smeri vzbujanja znaša efektivna masa 81 % celotne mase konstrukcije. Skupna prečna sila pri vpetju za smer X znaša 1493 kN, kar je 6,5 % celotne teže konstrukcije, za smer Y pa 1411 kN, kar je 6,2 % celotne teže konstrukcije. Projektni spektralni pospešek za prvo nihajno obliko znaša 0,072 g, za drugo pa 0,076 g.



Slika 21: Prva nihajna oblika



Slika 22: Druga nihajna oblika

Pri potisni analizi za določitev razporeditve horizontalne obtežbe po višini potrebujemo pomike posameznih etaž. Čeprav Evrokod 8 priporoča modalno razporeditev obtežbe (glej poglavje 3.1), bomo za našo analizo uporabili razporeditev iz prve in druge nihajne oblike. V preglednici 10 so prikazani normirani pomiki za prvo nihajno obliko za vsako smer in normirani pomik iz modalne analize. Vidimo, da se vrednosti dokaj dobro ujemajo, kar pomeni, da lahko uporabimo razporeditev iz nihajnih oblik.

Preglednica 10: Primerjava med normiranimi pomiki za prvi dve nihajni obliki in normiranimi pomiki iz modalne analize

Etaža	1. nih. oblika	Mod. analiza - Y	2. nih. oblika	Mod. analiza - X
1	0,107	0,112	0,112	0,116
2	0,281	0,290	0,288	0,296
3	0,458	0,466	0,465	0,473
4	0,621	0,624	0,627	0,630
5	0,761	0,760	0,766	0,765
6	0,873	0,870	0,877	0,874
7	0,953	0,951	0,955	0,953
8	1,000	1,000	1,000	1,000

5.3 Variante konstrukcij in nelinearna statična potisna analiza

5.3.1 Vhodni podatki za potisno analizo

Na konstrukcijah smo z uporabo PBEE toolbox-a (Dolšek 2009), ki deluje v kombinaciji s programom OpenSEES (2004), izvedli nelinearno potisno analizo. Analizo smo naredili ločeno za X in Y smer. Za namene določitve horizontalne obtežbe smo upoštevali pomike iz prvih nihajnih oblik. Porazdelitev sil po višini smo dobili tako, da smo pomik Φ_i iz posamezne nihajne oblike utežili z masami v posamezni etaži m_i (Fajfar 2002). Vrednosti normiranih sil so prikazane v preglednici 11.

Preglednica 11: Normirane sile za potisno analizo

Etaža	Smer X	Smer Y
1	0,107	0,102
2	0,275	0,268
3	0,444	0,437
4	0,598	0,592
5	0,731	0,726
6	0,836	0,833
7	0,911	0,909
8	1,000	1,000

Analizo smo glede na varianto izvedli za srednje ali projektne vrednosti materialnih karakteristik. Modul elastičnosti za beton in jeklo je v obeh primerih ostal enak. V preglednici 12 so povzete vrednosti, ki smo jih uporabili v analizah. Projektne vrednosti trdnosti betona oziroma meje tečenja

armature dobimo tako, da karakteristične vrednosti zmanjšamo z materialnim varnostim faktorjem, ki je za beton enak 1,5, za armaturo pa 1,15. Razlika med srednjo tlačno trdnostjo betona in njeno karakteristično trdnostjo po Evrokodu 2 znaša 8 MPa. Srednje vrednosti trdnosti na meji tečenja armature Evrokod ne podaja, zato uporabimo vrednost, ki smo jo dobili na podlagi rezultatov nateznega preizkusa armature (glej poglavje 3.4.2). Deformacije ε_{c1} oziroma ε_{cu1} betona pa glede na tlačno trdnost betona odčitamo v preglednici 3.1 v stadnardu SIST EN 1992-1.

Preglednica 12: Vrednosti materialnih karakteristik za nelinearno analizo

Lastnost materiala	Srednja vrednost	Projektna vrednost
Tlačna trdnost betona (f_c)	3,8 kN/cm ²	2 kN/cm ²
Modul elastičnosti betona (E_{cm}),	3300 kN/cm ²	3300 kN/cm ²
Deformacijo betona pri največji napetosti (ε_{c1})	2,2 ‰	1,8 ‰
Mejna deformacija betona (ε_{cu1})	3,5 ‰	3,5 ‰
Meja tečenja armature (f_{yk})	57 kN/cm ²	43,5 kN/cm ²
Modul elastičnosti armature (E_s)	20000 kN/cm ²	20000 kN/cm ²

5.3.2 Varianta 0

V primeru variante 0 upoštevamo le vpliv osnovnega dejavnika za doseganje potresne varnosti. Standard Evrokod 8 navaja, da mora biti konstrukcija zgrajena tako, da prenese potresni vpliv, za katerega obstaja 10 odstotna verjetnost pojava v 50 letih. Za območje Ljubljane in tla tipa C, kjer se naša konstrukcija nahaja, je to pospešek 0,288 g. Ker je potres redek in izreden dogodek Evrokod 8 dovoljuje, da se konstrukcija poškoduje. Na ta način projektantu dovoli izkoristiti nelinearni odziv, posledično pa lahko pospešek, ki deluje na konstrukcijo, zmanjšamo. Pospešek zmanjšamo s faktorjem obnašanja q . Evrokod 8 ne podaja razlage, kolikšen del faktorja q pripada dodatni nosilnosti in kolikšen del odraža zahtevano globalno duktilnost konstrukcije. Iz tega razloga lahko za varianto 0 definiramo več različnih razmerji meh zahtevano nosilnostjo in duktilnostjo. Skupni prispevek dodatne nosilnosti (pojavi se zaradi razlike med dejanskimi in računskimi količinami armature in vrednostmi materialnih lastnosti), ki je večja od nosilnosti pri kateri dimenzioniramo elemente ter duktilnosti pa mora biti enak velikosti faktroja q .

V primeru naše konstrukcije skupna prečna sili pri kateri dimenzioniramo elemente konstrukcije, znašata za smer X 1493 kN, za smer Y pa 1411kN. Sili sta bili reducirani s faktorjem 3,9, ki vključuje tako vpliv dodatne nosilnosti kot tudi vpliv zahtevane globalne duktilnosti konstrukcije. Glede na

razlago iz zgornjega odstavka, smo za dodano nosilnost (R_s) smo predpostavili vrednost 1,5. Takšne vrednosti nismo izbrali naključno. Kot smo omenili v poglavju 2.5, Evrokod 8 za konstrukcije, ki niso sposobne sipati energijo, dovoljuje redukcijo potresnih sil s faktorjem 1,5. Ta redukcija je namenjena dodatni nosilnosti. Preostali del q faktorja pa se nanaša na zahtevano globalno duktilnost konstrukcije ($R_\mu = q/R_s$). Ker sta ti vrednosti zahteve Evrokoda 8, bomo v nadaljevanju za njiju uporabili notaciji zahtevana dodatna nosilnost ($R_{s,z}$) in zahtevana duktilnost ($R_{\mu,z}$).

S tako definiranimi dodatno nosilnostjo in duktilnostjo lahko zdaj določimo nosilnost in duktilnost variante 0. Nosilnost za smer X znaša 2240 kN, za smer Y pa 2117 kN. Duktilnost je v obeh primerih enaka in znaša $R_\mu = 2,6$.

5.3.3 Varianti 1A in 1B

Armaturu za varianti 1A in 1B smo določili s pomočjo vmesnika za avtomatsko dimenzioniranje prereзов v programu ETABS (CSI 2002) iz rezultatov modalne analize za projektno potresno obtežbo ter minimalnih zahtev standarda Evrokod 2. Uporabljena je bila računsko potrebna armatura. Prikazana je v preglednicah 13 in 14. Pri potisni analizi smo za varianto 1A uporabili računске vrednosti materialnih karakteristik, za varianto 1B pa dejanske (srednje) vrednosti. Upoštevali smo naslednje minimalne zahteve, ki jih podaja Evrokod 2:

Grede

Minimalni pogoj za vzdolžno armaturo grede znaša (SIST EN 1992-1-1: 2005 9.2.1.1(1)):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (5.1)$$

kjer je f_{ctm} srednja natezna trdnost betona, f_{yk} karakteristična napetost na meji tečenja za armaturno jeklo, b_t srednja širina natezne cone in d statična višina prereza grede.

Za grede 50/50cm, beton kvalitete C30/37 in jeklo S500 dobimo $A_{s,min} = 3,4 \text{ cm}^2$.

Kriteriji za minimalno prečno armaturo grede so naslednji (SIST EN 1992-1-1: 2005 9.2.2(5)):

- Stopnja armiranja

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.2)$$

kjer je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona.

Za beton kvalitete C30/37 in jeklo S500 dobimo $(A_{sw}/s)_{min} = 4,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- Največja vzdolžna medsebojna oddaljenost skupin strižne armature

$$s_l < 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \quad (5.3)$$

kjer je α kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo.

Za statično višino in kot α upoštevamo $d = 45 \text{ cm}$ $\alpha = 90^\circ$ ter dobimo $s_l < 33,75 \text{ cm}$

Stebri

Vzdolžna armatura stebrov je omejena s premerom palice in minimalno količino armature (SIST EN 1992-1-1:2005 9.5.2(1) in (2)):

- premer palice vzdolžne armature ne sme biti manjši od $\Phi 12$
- minimalni prerez vzdolžne armature

$$A_{s,min} = \min \left\{ 0,003 \cdot A_c; \frac{0,15 \cdot N_{ED}}{f_{yd}} \right\} \quad (5.4)$$

kjer je A_c površina betonskega prereza, N_{ED} osna sila, f_{yd} pa računski napetost na meji tečenja za armaturno jeklo.

Za armiranje stebrov dimenzij 50/50 cm je merodajen pogoj $0,003 \cdot A_c$. Dobimo $A_{s,min} = 7,5 \text{ cm}^2$.

Za prečno armaturo so pogoji sledeči (SIST EN 1992-1-1: 2005 9.5.3):

- minimalni premer palice je $\Phi 6$ oziroma $\frac{1}{4}$ premera najdebelejše vzdolžne palice v prerezu,
- razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra ne sme presegati manjše vrednosti izmed 12-kratnika najmanjšega premera vzdolžne palice, manjšo dimenzijo prečnega prereza stebra oziroma 300 mm,
- razdaljo med stremeni je treba neposredno nad in pod gredjo zmanjšati s faktorjem 0,6, in sicer na oddaljenosti, ki je enaka večji dimenziji prečnega prereza stebra.

Armatura, ki je prikazana v preglednici 13 nekoliko odstopa od tiste, ki jo je določil Zupančič (2011). Nekoliko manjša je armatura v stebrih. Razlog se skriva v faktorju izkoriščenosti prereza za stebre. Program ETABS za vrednost tega faktorja upošteva 0,95, če ni drugače določeno. Ker pa se želimo v okviru te študije čim bolj približati minimalni možni armaturi, ki izhaja iz obremenitve, smo to vrednost nastavili na 1.

V preglednicah 13 in 14 je prikazana potrebna površina armature za grede in stebre za varianti 1A in 1B. Prikazana je potreba armatura A_s za negativno (zgornjo) in pozitivno (spodnjo) vzdolžno armaturo (v cm^2). Izračunan je tudi fiktivni premer palice. Te vrednosti služijo za primerjavo z ostalimi variantami. Potrebna površina stremen na tekoči meter je prikazana v zadnjem stolpcu. V predzadnjem stolpcu je podan potreben razmik med stremeni (v cm), pri čemer je bila za streme predpostavljena palica premera 8mm.

Preglednica 13: Armatura v gredah za varianti 1A in 1B

Etaža	Opis	Grede	b/h [cm]	Negativna			Pozitivna			Stremena		
				n	Φ [mm]	A_s [cm^2]	n	Φ [mm]	A_s [cm^2]	Φ [mm]	s [cm]	A_s [cm^2/m]
1	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	6	17,4	14,2	4	16,7	8,8	6	8,7	6,5
	Zun. sr. X	2/8	50/50	6	16,8	13,3	4	17,1	9,2	6	8,7	6,5
	Sr. rob. X	4/6	50/50	6	18,5	16,1	4	14,6	6,7	6	6,7	8,5
	Sr. sr. X	5	50/50	6	17,4	14,3	4	14,0	6,2	6	7,2	7,9
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	6	17,8	15,0	4	17,6	9,7	6	8,3	6,8
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	6	18,8	16,7	4	14,9	7	6	6,2	9,1
2	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	6	18,2	15,6	4	17,5	9,6	6	8,3	6,8
	Zun. sr. X	2/8	50/50	6	17,7	14,7	4	18,4	10,6	6	8,0	7,1
	Sr. rob. X	4/6	50/50	6	19,3	17,6	4	14,7	6,8	6	6,3	9
	Sr. sr. X	5	50/50	6	18,2	15,6	4	15,5	7,5	6	6,7	8,4
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	6	18,9	16,9	4	18,5	10,8	6	7,9	7,2
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	6	19,9	18,7	4	15,5	7,5	6	6,0	9,4
3	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	6	17,7	14,8	4	16,6	8,7	6	8,7	6,5
	Zun. sr. X	2/8	50/50	6	17,1	13,8	4	17,6	9,7	6	8,4	6,7
	Sr. rob. X	4/6	50/50	6	18,9	16,9	4	14,3	6,4	6	6,4	8,8
	Sr. sr. X	5	50/50	6	17,7	14,7	4	14,6	6,7	6	7,0	8,1
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	6	18,4	16,0	4	17,8	9,9	6	8,2	6,9
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	6	19,5	18,0	4	14,8	6,9	6	6,2	9,1

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 13

4	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	6	16,9	13,5	4	15,2	7,3	6	9,3	6,1
	Zun. sr. X	2/8	50/50	6	16,2	12,4	4	16,4	8,5	6	9,1	6,2
	Sr. rob X	4/6	50/50	6	18,3	15,8	4	13,7	5,9	6	6,7	8,4
	Sr. sr X	5	50/50	6	16,9	13,5	4	13,4	5,6	6	7,4	7,6
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	6	17,6	14,6	4	16,4	8,4	6	8,7	6,5
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	6	18,9	16,8	4	14,0	6,2	6	6,5	8,7
5	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	6	15,9	11,9	4	13,6	5,8	6	10,1	5,6
	Zun. sr. X	2/8	50/50	6	15,2	10,9	4	14,9	7	6	10,1	5,6
	Sr. rob X	4/6	50/50	6	17,5	14,4	4	13,1	5,4	6	7,1	8
	Sr. sr X	5	50/50	6	16,0	12,0	4	11,7	4,3	6	8,0	7,1
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	6	16,6	13,0	4	14,6	6,7	6	9,4	6
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	6	18,1	15,4	4	13,4	5,6	6	6,9	8,2
6	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	6	14,6	10,1	3	13,4	4,2	6	12,9	4,4
	Zun. sr. X	2/8	50/50	6	13,8	9,0	3	14,7	5,1	6	12,9	4,4
	Sr. rob X	4/6	50/50	6	16,4	12,7	3	14,3	4,8	6	7,5	7,5
	Sr. sr X	5	50/50	6	14,8	10,3	3	12,0	3,4	6	8,8	6,4
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	6	15,3	11,0	3	14,1	4,7	6	10,7	5,3
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	6	16,9	13,5	3	14,6	5	6	7,3	7,7
7	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	5	14,3	8,0	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Zun. sr. X	2/8	50/50	5	13,1	6,7	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Sr. rob X	4/6	50/50	5	16,7	10,9	3	13,2	4,1	6	8,2	6,9
	Sr. sr X	5	50/50	5	14,5	8,2	3	12,0	3,4	6	10,3	5,5
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	5	14,9	8,7	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	5	17,1	11,5	3	13,2	4,1	6	8,1	7
8	Zun. rob. X	1/3/7/9	50/50	4	12,4	4,8	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Zun. sr. X	2/8	50/50	4	11,6	4,2	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Sr. rob X	4/6	50/50	4	15,2	7,3	3	14,0	4,6	6	9,4	6
	Sr. sr X	5	50/50	4	13,8	6,0	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Zun. Y	10/11/16/17	50/50	4	13,1	5,4	3	12,0	3,4	6	12,9	4,4
	Not. Y	12/13/14/15	50/50	4	16,0	8,0	3	13,5	4,3	6	9,7	5,8

Preglednica 14: Armatura v stebrih za varianti 1A in 1B

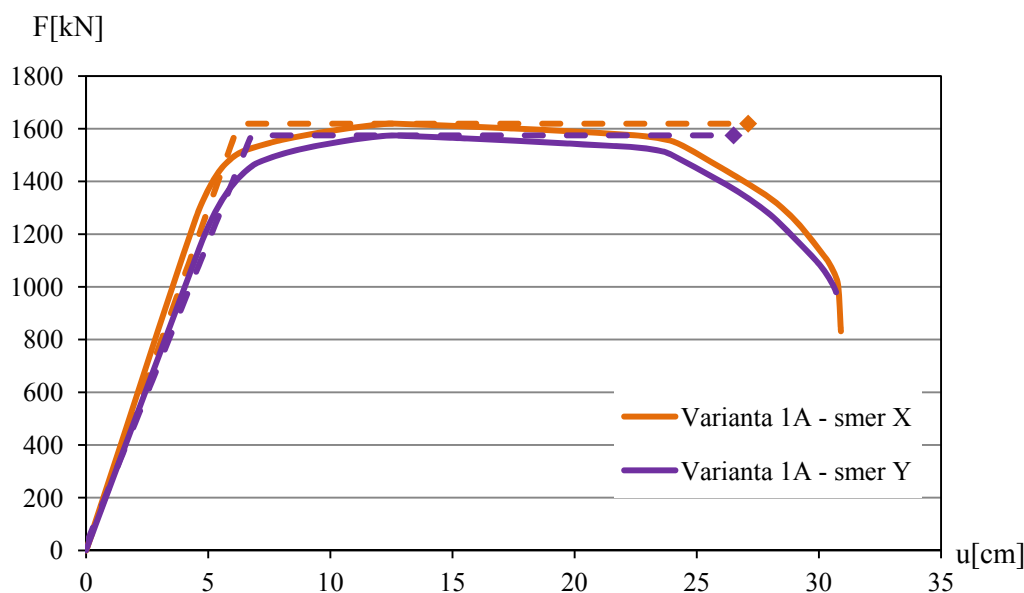
Etaža	Območje	Stebri	b/h[cm]	Φ_{palica}	n	Φ_{streme}	s[cm]	Strižnost	N[kN]
1	Vogalni	1/4/9/12	50/50	22,2	8	6	12,9	2	-1587
	Robni X	2/3/10/11	50/50	17,4	8	6	12,6	2	-1953
	Robni Y	5/8	50/50	16,1	8	6	11,6	2	-2157
	Notranji	6/7	50/50	12,2	8	6	8,8	2	-2642
2	Vogalni	1/4/9/12	50/50	18,4	8	6	12,9	2	-1394
	Robni X	2/3/10/11	50/50	17,2	8	6	12,4	2	-1712
	Robni Y	5/8	50/50	15,8	8	6	11,4	2	-1883
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-2300
3	Vogalni	1/4/9/12	50/50	18,0	8	6	12,9	2	-1197
	Robni X	2/3/10/11	50/50	16,7	8	6	12,0	2	-1469
	Robni Y	5/8	50/50	15,2	8	6	10,9	2	-1612
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-1966
4	Vogalni	1/4/9/12	50/50	17,8	8	6	12,8	2	-999
	Robni X	2/3/10/11	50/50	16,6	8	6	12,0	2	-1225
	Robni Y	5/8	50/50	15,5	8	6	11,2	2	-1343
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-1635
5	Vogalni	1/4/9/12	50/50	17,5	8	6	12,6	2	-799
	Robni X	2/3/10/11	50/50	16,4	8	6	11,8	2	-980
	Robni Y	5/8	50/50	15,5	8	6	11,1	2	-1074
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-1307
6	Vogalni	1/4/9/12	50/50	17,3	8	6	12,4	2	-599
	Robni X	2/3/10/11	50/50	16,2	8	6	11,7	2	-735
	Robni Y	5/8	50/50	15,5	8	6	11,1	2	-886
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-981
7	Vogalni	1/4/9/12	50/50	16,4	8	6	11,8	2	-397
	Robni X	2/3/10/11	50/50	15,7	8	6	11,3	2	-490
	Robni Y	5/8	50/50	14,4	8	6	10,4	2	-538
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-658
8	Vogalni	1/4/9/12	50/50	17,3	8	6	12,5	2	-194
	Robni X	2/3/10/11	50/50	17,8	8	6	12,8	2	-234
	Robni Y	5/8	50/50	17,6	8	6	12,7	2	-272
	Notranji	6/7	50/50	12,0	8	6	8,6	2	-338

5.3.3.1 Rezultati analize

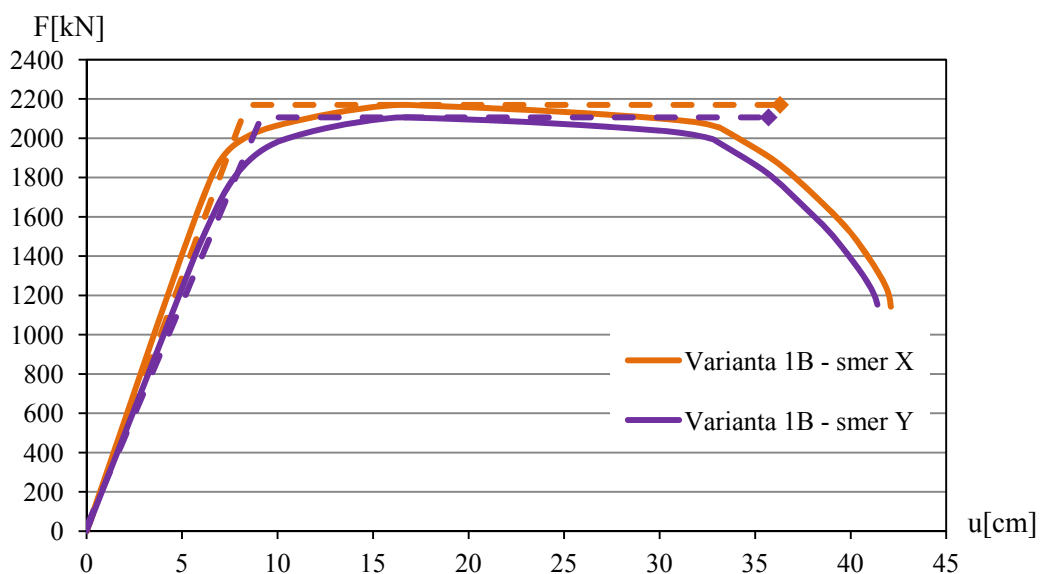
Za lažjo obravnavo rezultatov potisne analize smo najprej definirali mejna stanja konstrukcije. Prvo mejno stanje je doseženo, ko prvi element v konstrukciji zapusti elastično območje, torej, ko moment preseže vrednost M_y . Drugo mejno stanje je doseženo, ko je dosežena maksimalna nosilnost konstrukcije. Tretje mejno stanje določa mejno stanje blizu porušitve NC (*»near collapse«*). Določili smo, da konstrukcija doseže mejno stanje blizu porušitve (NC), ko vsi stebri ali grede v eni etaži presežejo stanje NC.

Odnos med celotno prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije je prikazan na slikah 23 in 24. Dodan je tudi graf za idealiziran odnos, ki smo ga določili po priporočilih Evrokoda 8 (glej poglavje 3.2) in bo služil za nadaljnjo obravnavo rezultatov. Idealiziran odnos se zaključi, ko konstrukcija doseže stanje NC.

V preglednici 15 so prikazani rezultati potisne analize. Vidimo, da sta tako za varianto 1A kot tudi za varianto 1B nosilnost kot tudi pomik pri stanju NC večja za smer X. Pri varianti 1A za smer X znašata maksimalna sila, ki jo prenese konstrukcija in pomik pri stanju NC enaka $F_{max} = 1620$ kN in $d_{NC} = 27,2$ cm, za smer Y pa $F_{max} = 1575$ kN in $d_{NC} = 26,7$ cm. Za varianto 1B za smer X znašata $F_{max} = 2170$ kN in $d_{NC} = 36,4$ cm, za smer Y pa $F_{max} = 2107$ kN in $d_{NC} = 35,9$ cm.



Slika 23: Potisna krivulja za varianto 1A za smer X in smer Y



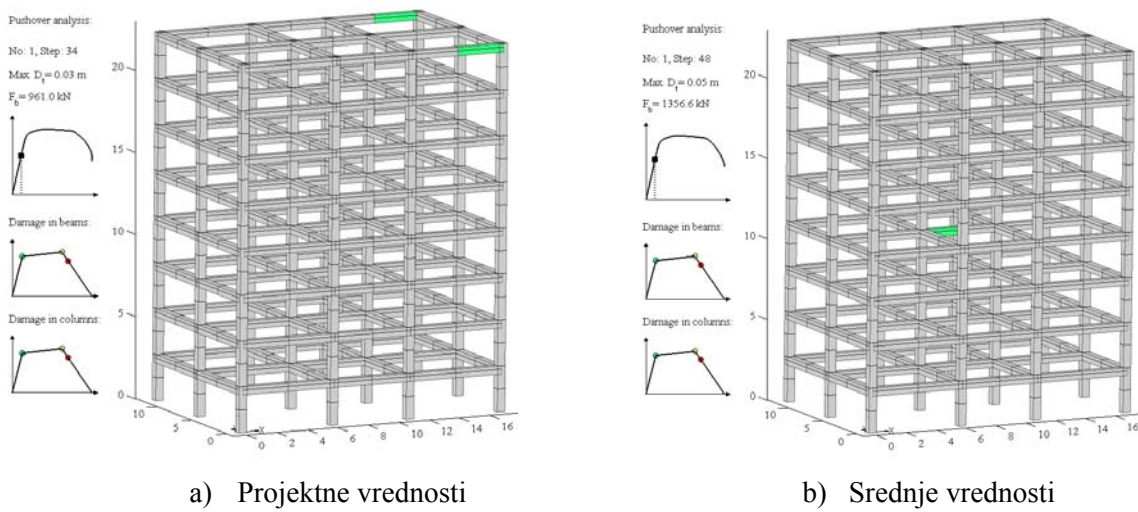
Slika 24: Potisna krivulja za varianto 1B za smer X in smer Y

Preglednica 15: Rezultati potisne analize za varianti 1A in 1B

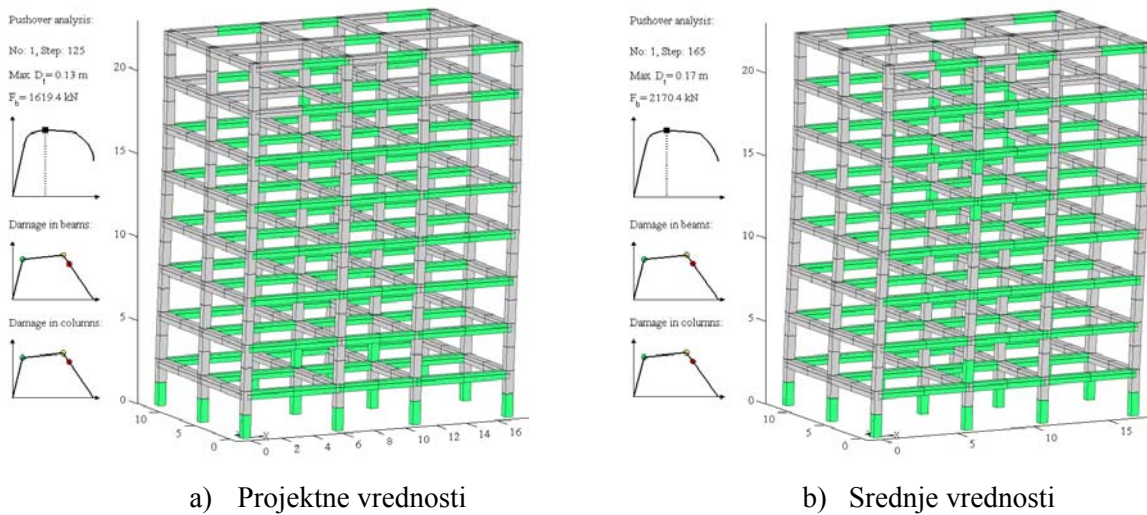
	Varianta 1A		Varianta 1B	
	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y
$d_{prva\ plast.}$ [cm]	3,4	4,4	4,8	5,6
$F_{prva\ plast.}$ [kN]	961	1089	1357	1385
F_{max} [kN]	1619	1575	2170	2107
$d_{F_{max}}$ [cm]	12,5	12,5	16,5	16,6
d_{NC} [cm]	27,2	26,7	36,4	35,9
d_y [cm]	6,2	6,9	8,4	9,2
μ	4,36	3,89	4,34	3,88

Na slikah 25 do 27 je prikazana poškodovanost po konstrukciji za tri različna mejna stanja ob upoštevanju projektnih (varianta 1A) in srednjih (varianta 1B) vrednosti ter za primer potisne analize v smeri X. Na sliki 25 je prikazano stanje, ko prvi steber zapusti elastično območje, na sliki 26 stanje, ko je dosežena maksimalna sila v konstrukciji, na sliki 27 pa stanje konstrukcije blizu porušitve.

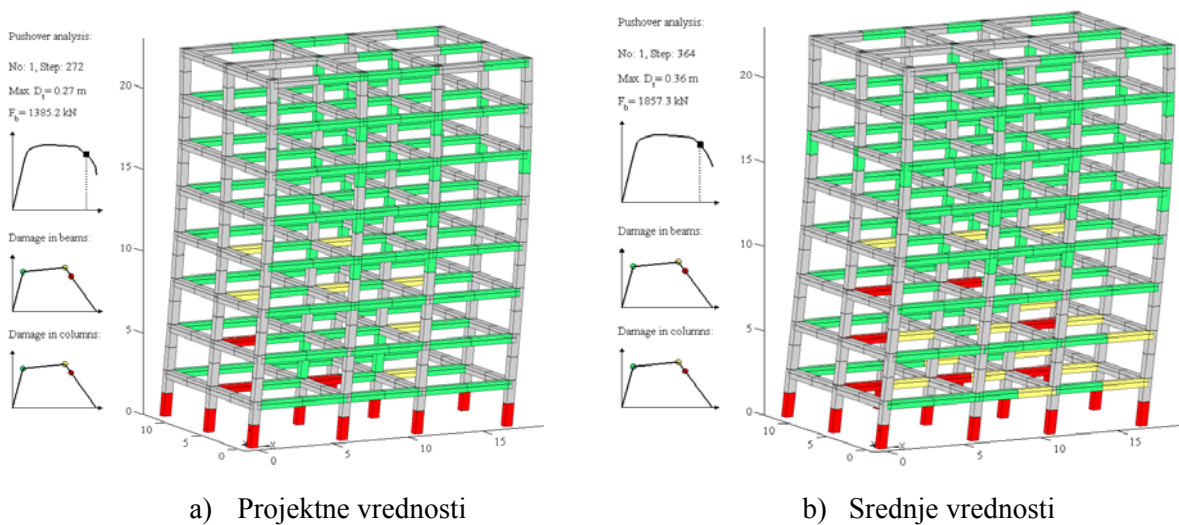
Če primerjamo sliki, ki ponazarjata poškodovanost za prvo mejno stanje, vidimo, da se tečenje armature ne pojavi na istih elementih. Tudi za ostali dve mejni stanji je razporeditev poškodovanosti po konstrukciji različna. To pomeni, da materialne karakteristike vplivajo na mehanizem porušitve konstrukcije.



Slika 25: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa



Slika 26: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila



Slika 27: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve

5.3.4 Varianta 2

Varianta 2 je nadgradnja variante 1B. V tej varianti smo na podlagi zahtev glede količine armature iz variant 1A in 1B izbrali ustrezne armaturne palice. Za grede smo uporabili armaturne palice $\Phi 14$, $\Phi 16$ in $\Phi 18$, za stebre pa $\Phi 12$, $\Phi 14$, $\Phi 16$, $\Phi 18$, $\Phi 20$ in $\Phi 24$. Za potisno analizo smo uporabili dejanske (srednje) vrednosti materialnih karakteristik. Izbrana armatura v gredah in stebrih za varianto 2 je prikazana preglednicah 16 in 17.

Preglednica 16: Armatura gred za varianto 2

Etaža	Opis	Prečke	b/h [cm]	Negativna		Pozitivna		Stremena	
				n	Φ [mm]	n	Φ [mm]	Φ [mm]	s
1	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	18	4	18	8	15
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	4	18	8	15
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	3	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	6	18	3	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	6	18	4	18	8	14
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	18	3	18	8	11
2	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	7	18	4	18	8	14
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	5	18	8	14
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	3	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	7	18	3	18	8	11
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	18	5	18	8	13
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	18	3	18	8	10
3	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	18	4	18	8	15
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	4	18	8	15
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	3	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	6	18	3	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	18	4	18	8	14
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	18	3	18	8	11
4	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	7	16	4	16	8	16
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	7	16	4	18	8	16
	Srednje robne X	4/6	50/50	8	16	3	16	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	7	16	3	16	8	13
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	8	16	4	18	8	15
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	18	3	18	8	11

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 16

5	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	16	3	16	8	17
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	16	4	16	8	17
	Srednje robne X	4/6	50/50	8	16	3	16	8	12
	Srednje srednje X	5	50/50	6	16	3	14	8	14
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	16	4	16	8	16
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	16	3	16	8	12
6	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	16	3	14	8	22
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	5	16	3	16	8	22
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	16	3	16	8	13
	Srednje srednje X	5	50/50	6	16	3	14	8	15
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	6	16	3	16	8	18
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	16	3	16	8	13
7	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	4	16	3	14	8	22
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	4	16	3	14	8	22
	Srednje robne X	4/6	50/50	6	16	3	14	8	14
	Srednje srednje X	5	50/50	5	16	3	14	8	18
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	5	16	3	14	8	22
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	6	16	3	14	8	14
8	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	3	16	3	14	8	22
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	3	16	3	14	8	22
	Srednje robne X	4/6	50/50	4	16	3	14	8	16
	Srednje srednje X	5	50/50	3	16	3	14	8	22
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	3	16	3	14	8	22
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	4	16	3	14	8	17

Preglednica 17: Armatura stebrov za varianto 2

Etaža	Območje	Stebri	b/h[cm]	Φ_{palica}	n	Φ_{streme}	s[cm]	Strižnost	N[kN]
1	Vogalni	1/4/9/12	50/50	24	8	8	17	2	-1587
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-1953
	Robni Y	5/8	50/50	18	8	8	12	2	-2157
	Notranji	6/7	50/50	14	8	8	10	2	-2642
2	Vogalni	1/4/9/12	50/50	24	8	8	17	2	-1394
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-1712
	Robni Y	5/8	50/50	18	8	8	12	2	-1883
	Notranji	6/7	50/50	14	8	8	10	2	-2300

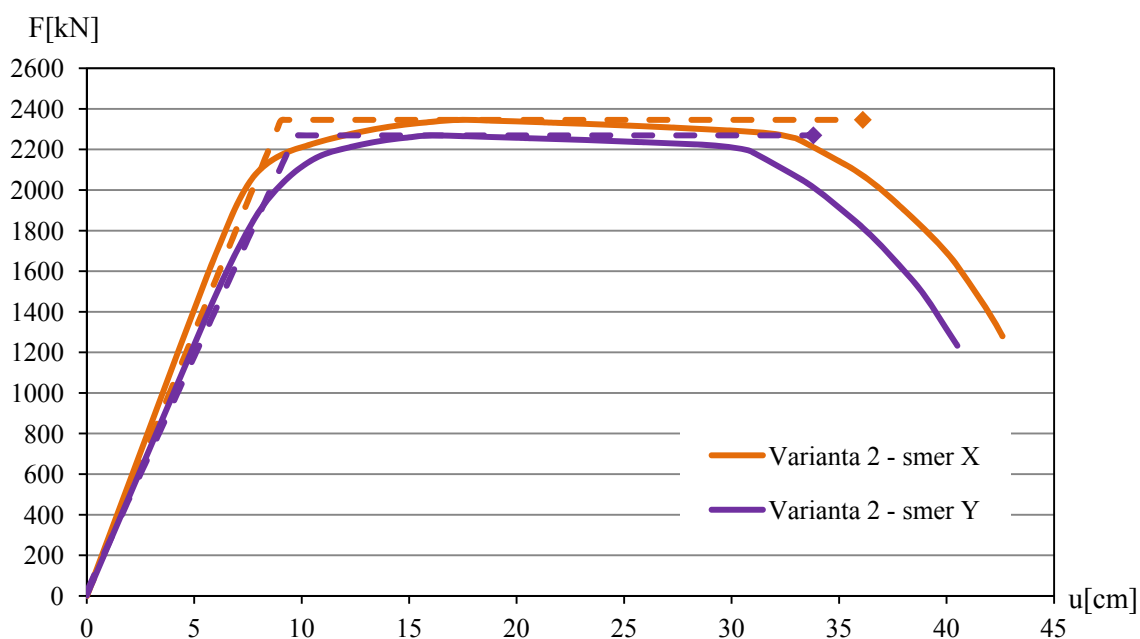
se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 17

3	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	2	-1197
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-1469
	Robni Y	5/8	50/50	16	8	8	11	2	-1612
	Notranji	6/7	50/50	12	8	8	8	2	-1966
4	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	2	-999
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-1225
	Robni Y	5/8	50/50	16	8	8	11	2	-1343
	Notranji	6/7	50/50	12	8	8	8	2	-1635
5	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	2	-799
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-980
	Robni Y	5/8	50/50	16	8	8	11	2	-1074
	Notranji	6/7	50/50	12	8	8	8	2	-1307
6	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	2	-599
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-735
	Robni Y	5/8	50/50	16	8	8	11	2	-886
	Notranji	6/7	50/50	12	8	8	8	2	-981
7	Vogalni	1/4/9/12	50/50	18	8	8	12	2	-397
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-490
	Robni Y	5/8	50/50	16	8	8	11	2	-538
	Notranji	6/7	50/50	12	8	8	8	2	-658
8	Vogalni	1/4/9/12	50/50	18	8	8	12	2	-194
	Robni X	2/3/10/11	50/50	18	8	8	12	2	-234
	Robni Y	5/8	50/50	18	8	8	12	2	-272
	Notranji	6/7	50/50	12	8	8	8	2	-338

5.3.4.1 Rezultati analize

Podobno kot za predhodni varianti smo na sliki 28 prikazali odnos med celotno prečno silo pri vpetju in pomikom na vrhu. V skladu s priporočili Evrokoda smo določili tudi idealiziran odnos. Iz podatkov v preglednici 18 opazimo, da je nosilnost za smer X (2347 kN) nekoliko višja kot tista za smer Y (2270 kN). Pomik pri mejnem stanju NC je prav tako večji v smeri X (smer X: 36,2 cm, smer Y: 34,0 cm).

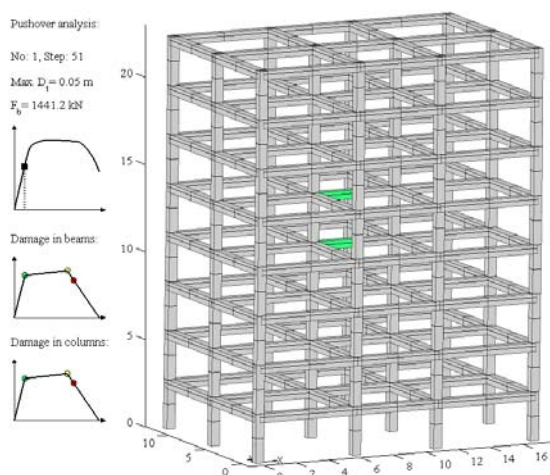


Slika 28: Potisna krivulja za varianto 2 za smer X in smer Y

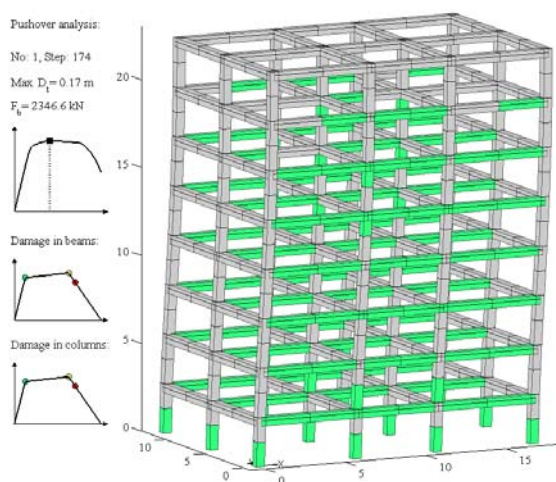
Preglednica 18: Rezultati potisne analize za varianto 2

	Varianta 2	
	Smer X	Smer Y
$d_{prva\ plast.}$ [cm]	5,1	5,7
$F_{prva\ plast.}$ [kN]	1441	1410
F_{max} [kN]	2347	2270
$d_{F_{max}}$ [cm]	17,4	16,1
d_{NC} [cm]	36,2	34,0
d_y [cm]	9,0	9,8
μ	4,01	3,5

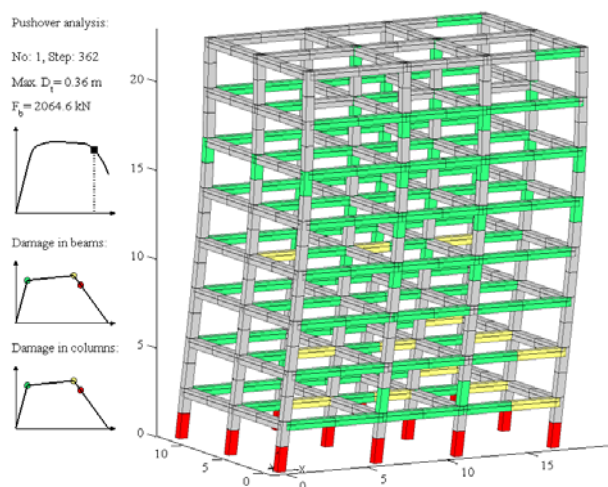
Podobno kot v prejšnjem primeru smo tudi tokrat prikazali konstrukcijo v različnih stanjih analize za smer X. Opazimo lahko, da se razporeditev poškodovanosti za ista mejna stanja razlikuje od poškodovanosti pri variantah 1A in 1B.



Slika 29: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa



Slika 30: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila



Slika 31: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve

5.3.5 Varianta 3

Tu smo prereze dimenzionirali na podlagi rezultatov modalne analize s spektri odziva in modula za avtomatsko dimenzioniranje v programu ETABS. Upoštevali smo zahteve standarda SIST EN 1992-1-1, ki so predstavljene v poglavju 5.3.3 ter zahteve glede minimalne količine armature, ki jo podaja standard SIST EN 1998-1. Upoštevali smo dejansko izbrano armaturo in razmik med stremeni. Izbrana armatura je prikazana v preglednicah 19 in 20. Za potisno analizo smo uporabili srednje vrednosti materialnih karakteristik.

Minimalne upoštewane zahteve standarda SIST EN 1992 so podane v razdelku o varianti 1, v nadaljevanju pa podajamo minimalne upoštewane zahteve standarda SIST EN 1998-1 za grede in stebre.

Grede

Kriteriji za minimalno armaturo vzdolž grede so naslednji (SIST EN 1998-1:2006 5.4.3.1.2)

- Površina natezne armature A'_s mora znašati vsaj polovico površine tlačne armature A_s

$$A'_s > 0,5 \cdot A_s \quad (5.5)$$

- Delež armature v natezni coni ρ ne sme biti manjši od

$$\rho > \rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (5.6)$$

- Delež armature v natezni coni ρ ne sme biti večji od

$$\rho < \rho_{max} = \frac{A'_s}{b_w \cdot d} + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.7)$$

kjer je $\varepsilon_{sy,d}$ projektna deformacija armaturnega jekla na meji tečenja, μ_ϕ faktor lokalne duktilnosti, določimo pa ga v odvisnosti od nihajnega časa in faktorja obnašanja q

Za beton kvalitete C30/37 in jeklo S500 dobimo $A_{s,min} = 6,53 \text{ cm}^2$. Minimalna in maksimalna dovoljena armatura iz prve in tretje alineje se spreminjajo za vsak element.

Kriteriji za minimalno prečno armaturo v kritičnem območju grede so po Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1: 2006 5.4.3.1.2(6P)) skoraj vedno strožji kot po Evrokodu 2:

- Stremena morajo biti zaprta in minimalnega premera 6 mm
- Razmik med stremeni v kritičnem območju mora biti najmanj (v mm)

$$s < \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot \Phi_{str}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot \Phi_{min,vzd} \right\} \quad (5.8)$$

kjer je h_w višina grede v mm, Φ_{str} premer stremena v mm, $\Phi_{min,vzd}$ pa premer najtanjše vzdolžne palice v mm.

Stebri

Minimalna vzdolžna armatura znaša (SIST EN 1998-1: 2006 5.4.3.2.2 (1P))

- Delež celotne vzdolžne armature ρ mora biti med

$$0,01 < \rho < 0,04 \quad (5.9)$$

Za stebre 50/50 cm dobimo $A_{s,min} = 25,0 \text{ cm}^2$ in $A_{s,max} = 100,0 \text{ cm}^2$.

Prečna armatura je omejena z sledečimi pogoji (SIST EN 1998-1: 2006 5.4.3.2.2 (10 in 11)):

- V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je treba postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm,
- razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra v kritičnem območju ne sme presegati manjše vrednosti izmed 8-kratnika najmanjšega premera vzdolžne palice, polovico minimalne dimenzije betonskega jedra oziroma 175mm,
- razdalja med dvema sosednjim vzdolžnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi ne sme biti večja od 200 mm.

Preglednica 19: Armatura gred za varianto 3

Etaža	Opis	Prečke	b/h [cm]	Negativna		Pozitivna		Stremena	
				n	Φ[mm]	n	Φ[mm]	Φ[mm]	s
1	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	18	4	18	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	4	18	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	4	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	6	18	3	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	6	18	4	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	18	4	18	8	11
2	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	7	18	4	18	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	5	18	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	4	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	7	18	4	18	8	11
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	18	5	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	18	4	18	8	10
3	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	18	4	18	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	4	18	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	4	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	6	18	3	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	18	4	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	18	4	18	8	11
4	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	7	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	7	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	8	16	4	18	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	7	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	8	16	4	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	18	4	18	8	11
5	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	8	16	4	16	8	12
	Srednje srednje X	5	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	16	4	16	8	12

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 19.

6	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	5	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	16	4	16	8	12
	Srednje srednje X	5	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	6	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	16	4	16	8	12
7	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	4	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	4	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	6	16	4	16	8	12
	Srednje srednje X	5	50/50	5	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	5	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	6	16	4	16	8	12
8	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	3	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	3	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	4	16	4	16	8	12
	Srednje srednje X	5	50/50	3	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	3	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	4	16	4	16	8	12

Preglednica 20: Armatura stebrov za varianto 3

Etaža	Območje	Stebri	b/h[cm]	Φ_{palica}	n	Φ_{streme}	s[cm]	Strižnost	N[kN]
1	Vogalni	1/4/9/12	50/50	24	8	8	17	$2 \times \sqrt{2}$	-1587
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1953
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-2157
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-2642
2	Vogalni	1/4/9/12	50/50	24	8	8	17	$2 \times \sqrt{2}$	-1394
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1712
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1883
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-2300
3	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1197
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1469
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1612
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1966

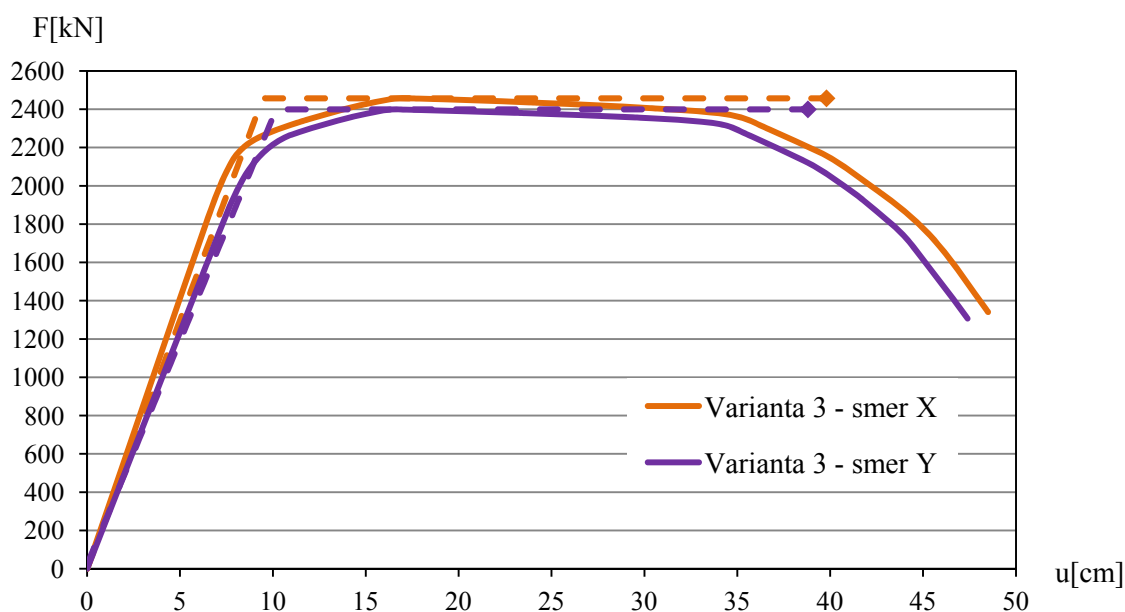
se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 20.

4	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-999
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1225
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1343
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1635
5	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-799
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-980
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1074
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1307
6	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-599
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-735
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-886
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-981
7	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-397
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-490
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-538
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-658
8	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-194
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-234
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-272
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-338

5.3.5.1 Rezultati analize

Podobno kot za ostale primere je na sliki 32 prikazano razmerje med celotno prečno silo pri vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije. Določili smo tudi idealiziran odnos. Rezultati analize so prikazani v preglednici 21. Vidimo, da je nosilnost za smer X (2458 kN) nekoliko višja kot za smer Y (2400 kN). Pomik pri mejnem stanju NC je prav tako večji za smer X (smer X: 39,9 cm, smer Y: 39,0 cm).

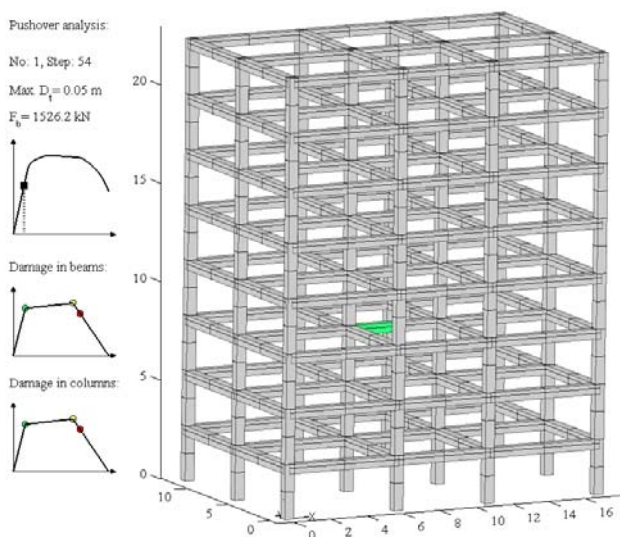


Slika 32: Potisna krivulja za varianto 3 za smer X in Y

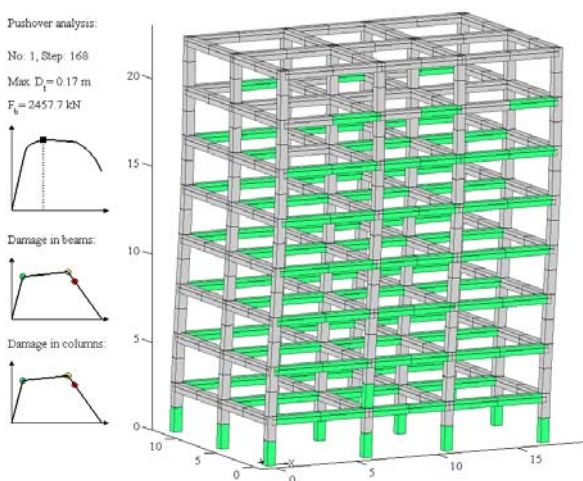
Preglednica 21: Rezultati potisne analize za varianto3

	Varianta 3	
	Smer X	Smer Y
$d_{prva\ plast.}$ [cm]	5,4	7,2
$F_{prva\ plast.}$ [kN]	1526	1781
F_{max} [kN]	2458	2400
$d_{F_{max}}$ [cm]	16,8	16,5
d_{NC} [cm]	39,9	39,0
d_y [cm]	9,5	10,3
μ	4,22	3,80

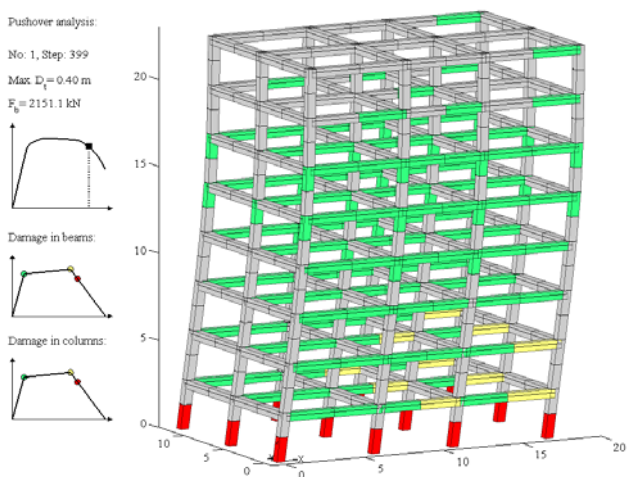
Še tretjič prikažimo konstrukcijo v različnih stanjih analize za smer X (slike 33, 34 in 35). Tudi tokrat je razporeditev poškodovanosti nekoliko drugačna kot pri prejšnjih varianta. Če primerjamo sliki 29 in 33 opazimo, da se prva plastifikacija ne zgodi na isti gredi. Različni sta tudi poškodovanosti pri ostalih dveh mejnih stanjih: predvsem pri mejnem stanju blizu porušitve je poškodovanost variante 3 večja od poškodovanosti variante 2.



Slika 33: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa



Slika 34: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila



Slika 35: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve

5.3.6 Varianta 4

Prereze smo dimenzionirali na podlagi rezultatov modalne analize s spektri odziva in modula za avtomatsko dimenzioniranje v programu ETABS. Tako kot pri varianti 3 smo upoštevali zahteve standarda SIST EN 1992 (glej poglavje 5.3.3) in zahteve glede minimalne količine armature, ki jo podaja standard SIST EN 1998-1 (glej poglavje 5.3.5), vendar smo za razliko od variante 3 za določitev vzdolžne in prečne armature v stebrih uporabili tudi pravila metode načrtovanja nosilnosti, ki jih predpisuje Evrokod 8. Postopek določanja armature z metodo načrtovanja nosilnosti je opisan v poglavju 2.4.2, zato ga na tem mestu ne bomo navajali. Upoštevali smo dejansko izbrano armaturo. Pri potisni analizi smo uporabili srednje vrednosti materialnih karakteristik.

Armaturo za grede in stebre je prikazana v preglednicah 22 in 23. Vzdolžna armatura v gredah je enaka kot pri varianti 3, razlikuje pa se prečna armatura. Pri stebrih se vzdolžna armatura ne razlikuje od tiste pri varianti 3, kar kaže, da so za določitev vzdolžne armature merodajne zahteve za minimalno količino armature. Zaradi uporabe metode načrtovanja nosilnosti se pojavi velika razlika v prečni armaturi v prvi etaži. V ostalih etažah je strižna nosilnost prereza večja od prečne sile, ki izhaja iz metode načrtovanja nosilnosti. V teh etažah so kritične minimalne zahteve glede prečne armature.

Preglednica 22: Armaturo gred za varianto 4

Etaža	Opis	Prečke	b/h [cm]	Negativna		Pozitivna		Stremena	
				n	Φ[mm]	n	Φ[mm]	Φ[mm]	s
1	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	18	4	18	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	4	18	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	4	18	8	10
	Srednje srednje X	5	50/50	6	18	3	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	6	18	4	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	18	4	18	8	10
2	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	7	18	4	18	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	5	18	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	4	18	8	10
	Srednje srednje X	5	50/50	7	18	4	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	18	5	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	18	4	18	8	9

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 22.

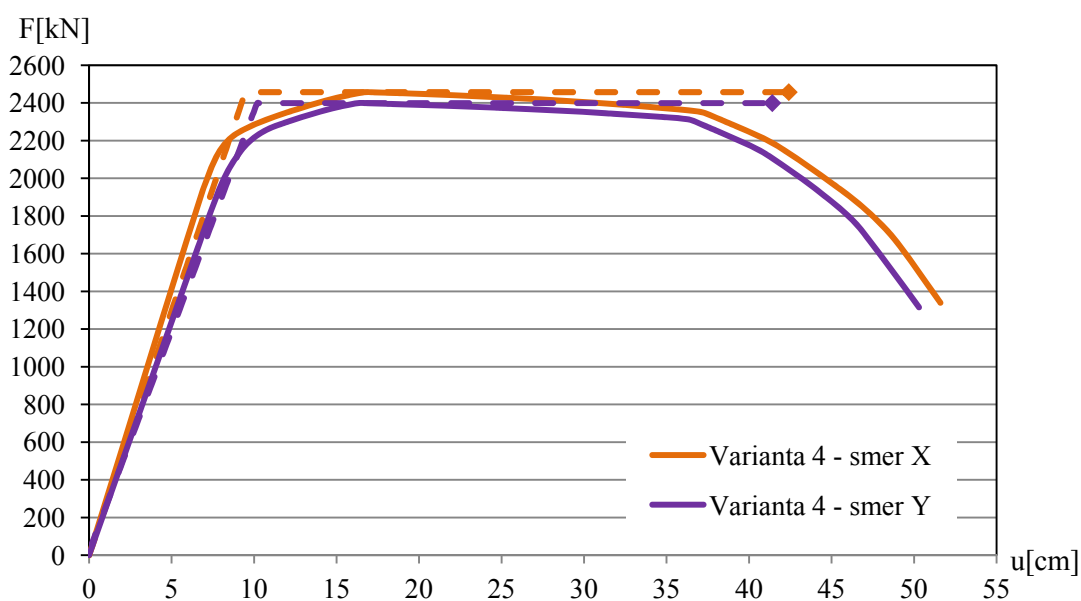
3	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	18	4	18	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	18	4	18	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	18	4	18	8	10
	Srednje srednje X	5	50/50	6	18	3	18	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	18	4	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	18	4	18	8	9
4	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	7	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	7	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	8	16	4	18	8	10
	Srednje srednje X	5	50/50	7	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	8	16	4	18	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	18	4	18	8	10
5	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	6	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	8	16	4	16	8	10
	Srednje srednje X	5	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	7	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	8	16	4	16	8	10
6	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	5	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	7	16	4	16	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	6	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	6	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	7	16	4	16	8	11
7	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	4	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	4	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	6	16	4	16	8	11
	Srednje srednje X	5	50/50	5	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	5	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	6	16	4	16	8	11
8	Zunanje robne X	1/3/7/9	50/50	3	16	4	16	8	12
	Zunanje srednje X	2/8	50/50	3	16	4	16	8	12
	Srednje robne X	4/6	50/50	4	16	4	16	8	12
	Srednje srednje X	5	50/50	3	16	4	16	8	12
	Zunanje Y	10/11/16/17	50/50	3	16	4	16	8	12
	Notranje Y	12/13/14/15	50/50	4	16	4	16	8	12

Preglednica 23: Armatura stebrov za varianto 4

Etaža	Območje	Stebri	b/h[cm]	Φ_{palica}	n	Φ_{streme}	s[cm]	Strižnost	N[kN]
1	Vogalni	1/4/9/12	50/50	24	8	8	10	$2 \times \sqrt{2}$	-1587
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	7	$2 \times \sqrt{2}$	-1953
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	7	$2 \times \sqrt{2}$	-2157
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	4,5	$2 \times \sqrt{2}$	-2642
2	Vogalni	1/4/9/12	50/50	24	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1394
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1712
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1883
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-2300
3	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1197
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1469
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1612
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1966
4	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-999
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1225
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1343
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1635
5	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-799
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-980
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1074
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-1307
6	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-599
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-735
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-886
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-981
7	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-397
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-490
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-538
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-658
8	Vogalni	1/4/9/12	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-194
	Robni X	2/3/10/11	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-234
	Robni Y	5/8	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-272
	Notranji	6/7	50/50	20	8	8	14	$2 \times \sqrt{2}$	-338

5.3.6.1 Rezultati analize

Na sliki 36 je prikazano razmerje med celotno prečno silo pri vpetju in pomikom na vrhu. Določili smo tudi idealiziran odnos. Opazimo (preglednica 24), da sta nosilnosti tako za smer X (2458 kN) kot tista za smer Y (2400 kN) enaki kot v varianti 3. To je pričakovano, saj je vzdolžna armatura v stebrih in gredah za obe varianti enaka. Pomik pri mejnem stanju NC je večji kot v varianti 3 (smer X: 42,5 cm, smer Y: 41,6 cm). Tudi to je pričakovano, saj je v varianti 4 več strižne armature, kar vpliva na rotacijsko kapaciteto stebrov in gred.

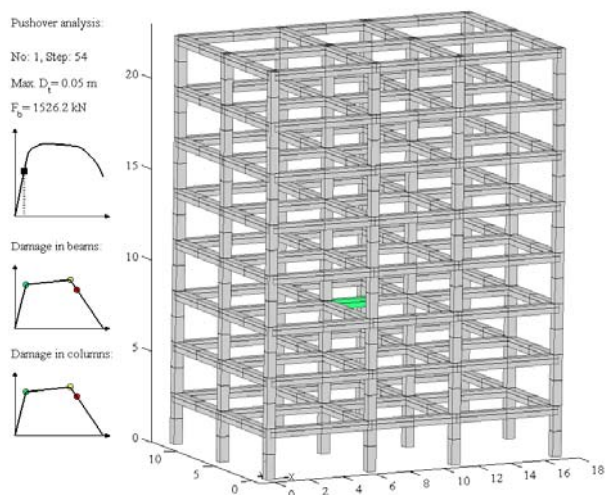


Slika 36: Potisna krivulja za varianto 4 za smer X in Y

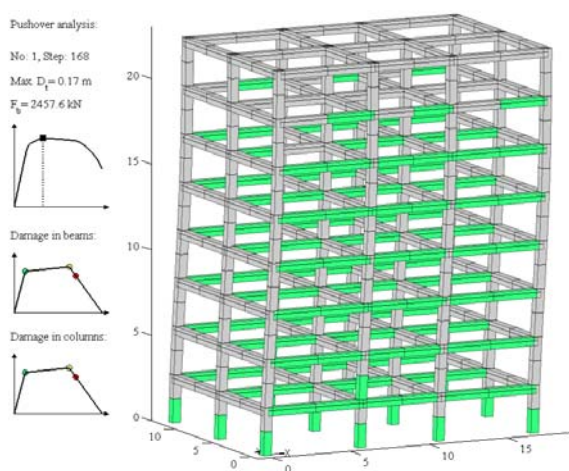
Preglednica 24: Rezultati potisne analize za varianto 4

	Varianta 3	
	Smer X	Smer Y
$d_{prva\ plast.}$ [cm]	5,4	7,2
$F_{prva\ plast.}$ [kN]	1526	1781
F_{max} [kN]	2458	2400
$d_{F_{max}}$ [cm]	16,8	16,5
d_{NC} [cm]	42,5	41,6
d_y [cm]	9,5	10,3
μ	4,49	4,05

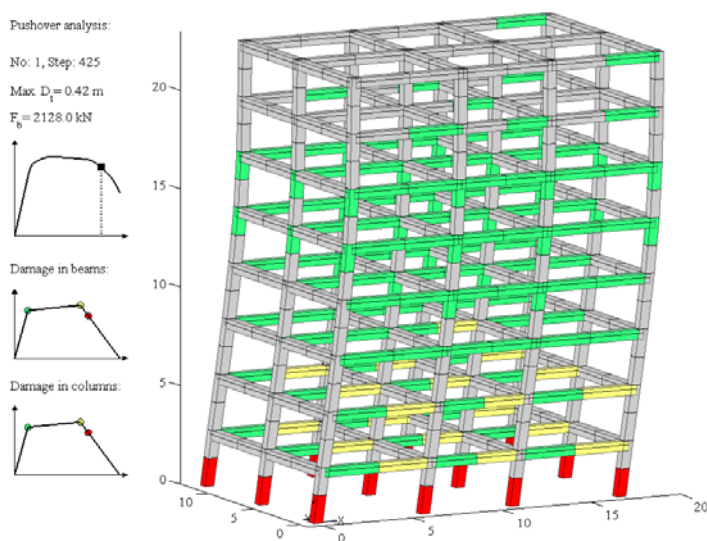
Na slikah 37–39 je prikazana poškodovanost konstrukcije za različna mejna stanja za smer X. Opazimo, da je poškodovanost pri prvem in drugem mejnem stanju za varianti 3 in 4 ista, razlikujeta pa se poškodovanosti pri mejnem stanju blizu porušitve.



Slika 37: Poškodovanost konstrukcije za prvo mejno stanje – plastifikacija prvega elementa



Slika 38: Poškodovanost konstrukcije za drugo mejno stanje – maksimalna sila



Slika 39: Poškodovanost konstrukcije za tretje mejno stanje – mejno stanje blizu porušitve

5.3.7 Primerjava količine uporabljene armature

V nadaljevanju smo predstavili podatke o skupni površini armature. Želimo namreč ugotoviti, kako se po posameznih variantah spreminja armatura in določiti vzroke za takšne spremembe. Ti podatki nam bodo lahko pozneje služili za pojasnjevanje razlik med nosilnostjo in duktilnostjo posameznih variant. Primerjali bomo skupni prerez zgornje (negativne) (preglednica 25) in spodnje vzdolžne (pozitivne) armature (preglednica 26) ter prečne armature (preglednica 27) za grede ter skupen prerez vzdolžne (preglednica 28) in prečne armature (preglednica 29) za stebre. Podatek (v cm^2) za posamezno etažo predstavlja vsoto površin armature za vse stebre oziroma grede za prečni prerez pri enem vozlišču.

Preglednica 25: Zgornja (negativna) vzdolžna armatura gred (v cm^2) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije

Etaža	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Varianta 4
1	256,7	274,8	274,8	274,8
2	285,0	307,9	307,9	307,9
3	271,3	295,2	295,2	295,2
4	249,5	266,3	266,3	266,3
5	223,8	237,3	237,3	237,3
6	192,1	213,1	213,1	213,1
7	156,2	170,9	170,9	170,9
8	101,8	114,6	114,6	114,6
Σ	1736,4	1880,1	1880,1	1880,1

Preglednica 26: Spodnja (pozitivna) vzdolžna armatura gred (v cm^2) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije

Etaža	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Varianta 4
1	140,0	155,2	170,5	170,5
2	153,9	170,5	188,3	188,3
3	140,9	155,2	170,5	170,5
4	122,0	141,9	158,1	158,1
5	101,5	113,2	136,7	136,7
6	78,8	95,5	136,7	136,7
7	62,0	78,5	136,7	136,7
8	63,8	78,5	136,7	136,7
Σ	862,9	988,5	1234,3	1234,3

Preglednica 27: Prečna armatura gred (cm^2/m) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije

Etaža	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Varianta 4
1	127,5	132,1	147,0	152,5
2	134,2	141,6	151,4	156,9
3	129,1	132,1	147,0	156,9
4	122,0	127,1	147,0	152,5
5	113,5	118,1	142,4	152,5
6	99,8	102,9	142,4	147,0
7	91,3	94,4	142,4	147,0
8	83,6	86,5	142,4	142,4
Σ	901,0	934,8	1162,0	1207,7

Preglednica 28: Vzdolžna armatura za stebrov (cm^2) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije

Etaža	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Varianta 4
1	252,0	291,5	345,8	345,8
2	209,1	291,5	345,8	345,8
3	198,7	232,2	301,6	301,6
4	197,9	232,2	301,6	301,6
5	192,9	232,2	301,6	301,6
6	188,9	232,2	301,6	301,6
7	174,3	213,1	301,6	301,6
8	211,9	221,7	301,6	301,6
Σ	1625,7	1946,8	2501,2	2501,2

Preglednica 29: Prečna armatura v kritičnem območju stebrov (cm^2/m) v odvisnosti od etaže in variante konstrukcije

Etaža	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Varianta 4
1	58,2	94,0	114,7	241,9
2	58,8	94,0	114,7	121,9
3	59,8	105,6	121,9	121,9
4	59,7	105,6	121,9	121,9
5	60,3	105,6	121,9	121,9
6	60,9	105,6	121,9	121,9
7	63,1	110,4	121,9	121,9
8	57,8	108,9	121,9	121,9
Σ	478,6	830,0	960,6	1095,0

Količina vzdolžne armature grede se pričakovano spreminja. Negativna armatura se poveča samo pri prehodu variante 1 na varianto 2. Razlog povečanja je zaokroževanje navzgor pri izbiri palic. Pozitivna armatura se pri prehodu do variante 3 postopoma povečuje: pri prehodu z variante 1 na varianto 2 je razlog za to zaokroževanje navzgor pri izbiri palic, pri prehodu z variante 2 na varianto 3 pa zahteva, da mora površina spodnje armature znašati vsaj 50 % površine zgornje armature. Strižna armatura se postopoma povečuje za vse variante. Za varianto 1 smo izbrali premer stremen $\Phi 6$, za varianto 2 (izbirali smo dejansko količino armature) pa smo glede na dimenzije betonskega prereza izbrali palico $\Phi 8$. Razlika med površino armature se pojavi zaradi navzdol zaokrožene razdalje med stremeni. Razlika med površinami prečne armature gred med variantami 2 in 3 je posledica pogoja o največji dovoljeni razdalji med stremeni (predvsem pogoj $8 \cdot \Phi_{\text{min,vzd}}$), razliko med 3 in 4 pa lahko pripišemo večji projektni prečni sili, ki jo dobimo po metode načrtovanja nosilnosti.

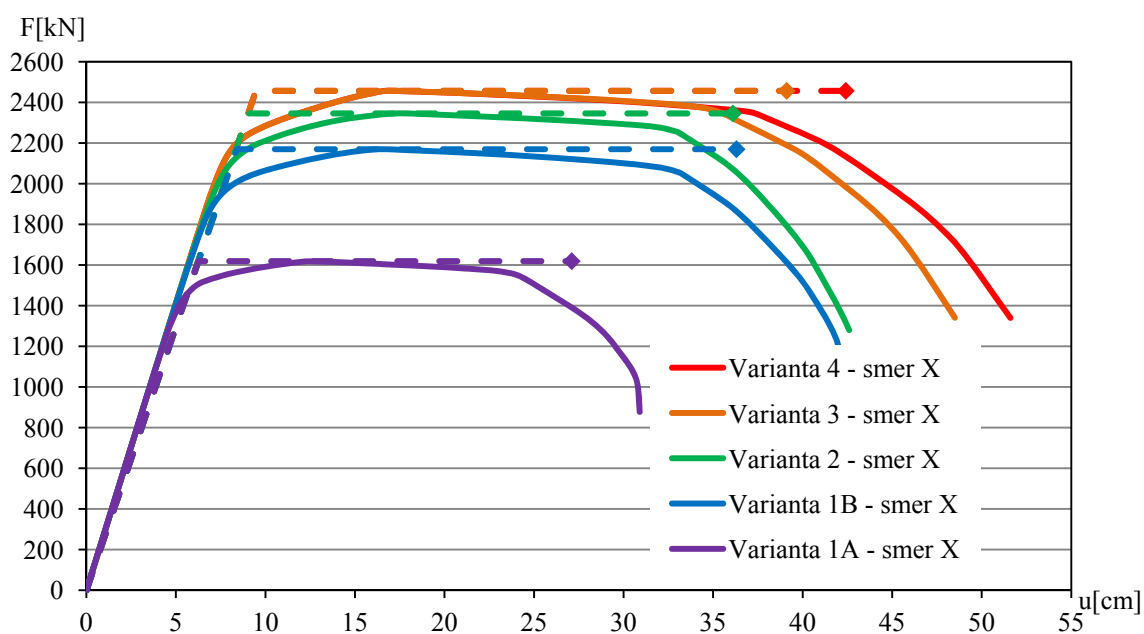
Vzdolžna armatura v stebrih se spreminja pričakovano. Razlika med varianto 1 in 2 nastane zaradi zaokroževanja navzgor pri izbiri palice, med varianto 2 in 3 pa zaradi pogoja o minimalni potrebni armaturi v skladu s standardom SIST EN 1998 ($A_s = 0,01 \cdot A_c$). Razlike med varianto 3 in 4 ni, saj za obravnavano stavbo pogoj za zagotavljanje globalne duktilnosti ($\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}$) ni merodajen. Zanimiva je tudi primerjava količine prečne armature in razmika med stremeni. Površina prečne armature stebrov med posameznimi variantami pričakovano raste. Nepričakovano velik je preskok iz variante 1 v varianto 2, saj prečna armatura naraste za več kot 70%. Vzrok za nastanek razlike je naslednji: v varianti 1 smo uporabili minimalno predpisano streme ($\Phi 6$) in nato določili razdaljo med stremeni. Izkaže se, da je maksimalna sila, ki jo prenesejo betonski prerezi večja od projektne prečne sile, zato se uporabi minimalen potreben prerez stremen ($(A_{sw}/s)_{\text{min}} = 4,4 \text{ cm}^2/\text{m}$) in se nato določi razdaljo med stremeni. Kritična sta bodisi računsko dobljena razdalja bodisi zahteva

o maksimalni razdalji med stremeni (zahteva $s < s_{max} = 0,6 \cdot 12 \cdot \Phi_{vzd,min}$). V varianti 2 smo uporabili streme $\Phi 8$, saj se nam je – tako kot pri gredah – glede na dimenzije betonskega prereza to zdelo bolj smiselno. Toda tokrat je bila za določitev razdalje med stremeni kritična zgolj zahteva o maksimalni razdalji med stremeni. Te so sicer zaradi nekoliko večjih premerov vzdolžnih armaturnih palic večje, vendar k skupnemu prerezu prečne armature ne prispevajo toliko kot premer stremena. Zanimivo je primerjati tudi razmik med stremeni za varianti 2 in 3. Čeprav v primeru variante 3 upoštevamo tudi minimalne zahteve SIST EN 1998, se za kritičen pogoj pri določitvi razdalje med stremeni izkaže zahteva SIST EN 1992 (natančneje $s < s_{max} = 0,6 \cdot 12 \cdot \Phi_{vzd,min}$). V kombinaciji v večjim premerom vzdolžne armature, ki jo od nas zahteva SIST EN 1998, nas ta pogoj privede do večje razdalje med stremeni. Kljub temu pa je prečne armature več pri varianti 3. Razlog se skriva v pogoj, ki zahteva, da mora biti razdalja med dvema sosednjima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, največ 200 mm. To nas privede do uporabe $2 \times \sqrt{2}$ strižnega stremena. Pri varianti 4 je prečna armatura stebrov praktično povsod enaka kot pri varianti 3. Izjema velja le za prečno armaturo stebrov v prvi etaži. Na podlagi tega lahko zaključimo, da je metoda načrtovanja nosilnosti kritična le za določitev prečne armature v 1. etaži.

5.4 Primerjava rezultatov in diskusija

Najprej še enkrat predstavimo rezultate posamezne analize za konstrukcijo: v preglednici 30 in na sliki 40 so prikazani rezultati za smer X, v preglednici 31 in na sliki 41 pa rezultati za smer Y za vse variante konstrukcij.

SMER X

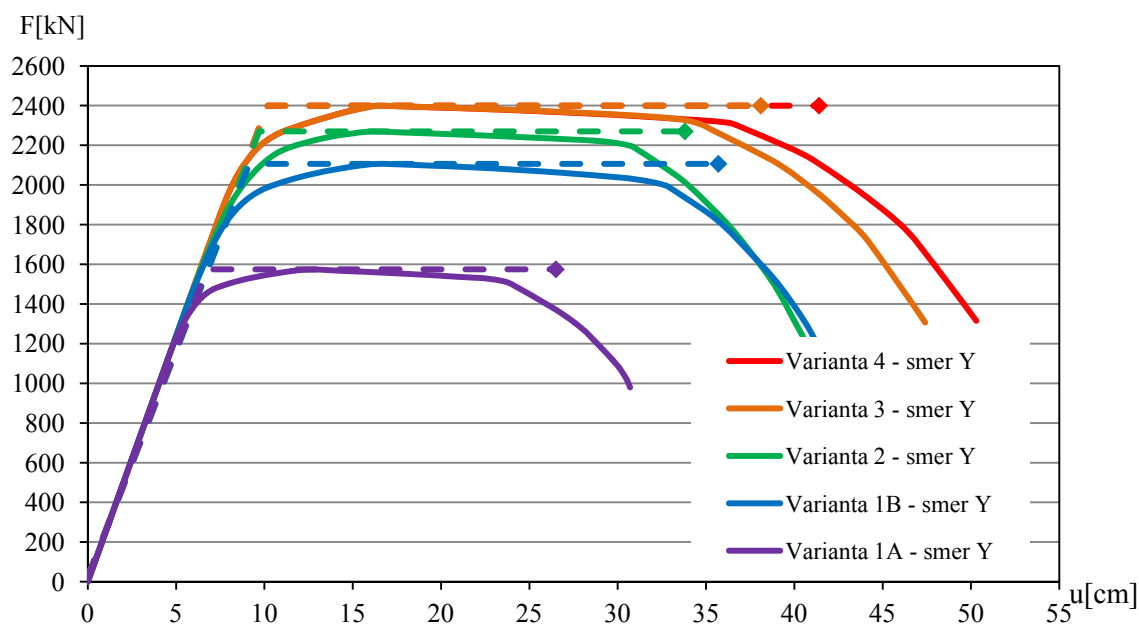


Slika 40: Odnos skupna prečna sila pri vpetju – pomik na vrhu konstrukcije za vse variante za smer X

Preglednica 30: Povzetek sil, pomikov in faktor R_{μ} za izbrana mejna stanja za smer X

Varianta	1A	1B	2	3	4
$d_{prva\ plast.}$ [cm]	3,4	4,8	5,1	5,4	5,4
$F_{prva\ plast.}$ [kN]	961	1357	1441	1526	1526
F_{max} [kN]	1619	2170	2347	2458	2458
$d_{F_{max}}$ [cm]	12,5	16,5	17,4	16,8	16,8
d_{NC} [cm]	27,2	36,4	36,2	39,9	42,5
d_y [cm]	6,2	8,4	9,0	9,5	9,5
μ	4,36	4,34	4,01	4,22	4,49

SMER Y



Slika 41: Skupna prečna sila pri vpetju – pomik na vrhu konstrukcije za vse variante za smer Y

Preglednica 31: Povzetek sil, pomikov in faktor R_{μ} za izbrana mejna stanja za smer Y

Varianta	1A	1B	2	3	4
$d_{prva\ plast.}$ [cm]	4,4	5,6	5,7	7,2	7,2
$F_{prva\ plast.}$ [kN]	1089	1385	1410	1781	1781
F_{max} [kN]	1575	2107	2270	2400	2400
$d_{F_{max}}$ [cm]	12,5	16,6	16,1	16,5	16,5
d_{NC} [cm]	26,7	35,9	34,0	39,0	41,6
d_y [cm]	6,9	9,2	9,8	10,3	10,3
μ	3,89	3,88	3,47	3,80	4,05

5.4.1 Vzroki za nastanek razlik

Obravnavali bomo rezultate samo za smer X. Za smer Y so rezultati zelo podobni in bistveno ne vplivajo na končne zaključke v diplomski nalogi.

V skladu s pričakovanji je maksimalna sila, ki jo konstrukcija prenese, najmanjša pri varianti 1A, največja pa pri varianti 4. Če vrednosti maksimalne sile primerjamo, vidimo, da ima varianta 1B za

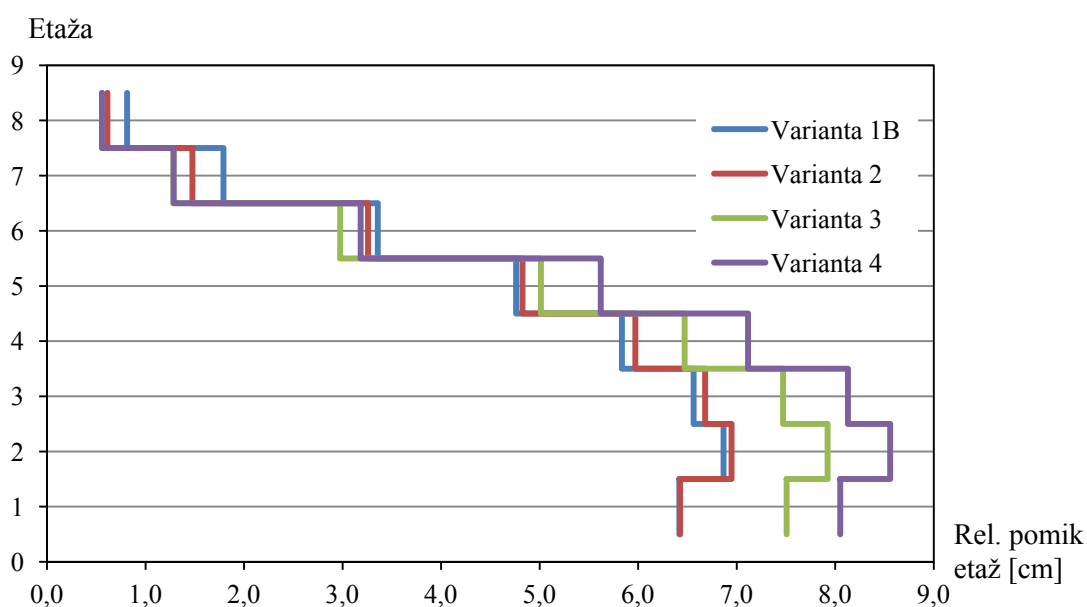
34% večjo nosilnost od tiste, ki smo jo določili za varianto 1A, varianta 2 za 8% večjo nosilnost kot nosilnost variante 1B, varianta 3 pa za 5% večjo nosilnost kot nosilnost variante 2. Varianta 4 ima enako nosilnost kot smo jo izračunali za varianto 3. K večji nosilnosti variante 1B glede na varianto 1A največ prispeva povečanje meje tečenja armature (poveča se za 31 %), preostali, vendar manjši vpliv pa gre pripisati povečanju tlačne trdnosti betona, čeprav se ta poveča za 90 %. Povečanje nosilnosti med variantami 2 in 1B ter 3 in 2 lahko pripišemo večji količini armature v gredah. Zanimivo je, da je NC stanje pri varianti 1B doseženo pozneje kot pri varianti 2. Na prvi pogled je to nekoliko nepričakovano.

Kot smo že omenili, je količina vzdolžne armature za konstrukcijo variante 2 sicer večja kot pri varianti 1, vendar večja količina armature ne povzroči nujno večjega pomika pri stanju NC. Če je konstrukcija dimenzionirana pravilno, torej tako, da so stebri dovolj močni, na skupno nosilnost vplivajo grede. Te se plastificirajo prve, ko pa je njihova nosilnost izčrpana, se plastificirajo še stebri ob vpetju. Takrat je dosežena maksimalna nosilnost konstrukcije. Čim večje število gred se plastificira, tem večja je potem tudi nosilnost konstrukcije. Najbolje je, da elastično območje zapustijo vse grede, vendar so zaradi minimalnih in konstrukcijskih zahtev so nekatere grede preveč armirane, da bi se to zgodilo. Enakomerno plastificiranje gred po tlorisu in višini konstrukcije ne vpliva le na nosilnost, temveč povečuje razpoložljivo globalno duktilnost konstrukcije, torej predvsem pomik, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve. Ker so grede konstrukcije v primeru variante 2 močnejše od gred variante 1, je nosilnost variante 2 večja nosilnosti variante 1, vendar se pri konstrukciji iz variante 1B plastificira več gred kot pri varianti 2 (primerjaj sliki 26b in 30), saj je razmerje nosilnosti gred in stebrov v varianti 1B manjše kot tisto pri varianti 2. Posledično je pomik na vrhu za stanju NC variante 1B večji od pomika NC za varianto 2. Na sliki 42 je jasno razvidno, da razlika v pomiku NC med obema variantama nastane prav zaradi plastifikacij gred v 7. in 8. etaži, ki se pojavijo samo pri varianti 1.

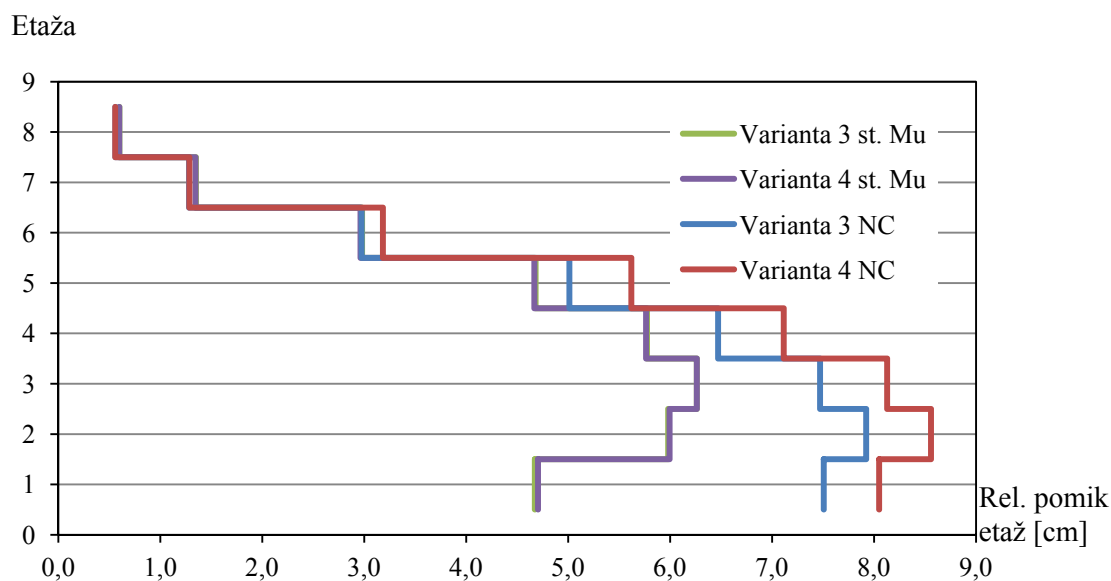
Sedaj primerjajmo še nosilnost ter pomike variant 2 in 3. Nosilnost variante 3 je po pričakovanju večja od nosilnosti variante 2, saj so grede variante 3 zaradi strogih kriterijev minimalne armature po Evrokodu 8 močnejše. Vendar je tokrat tudi pomik pri mejnem stanju NC večji za varianto 3. Iz primerjave poškodovanosti (sliki 30 in 34) vidimo, da je poškodovanost konstrukcije za obe varianti podobna, saj se razmerje med nosilnostjo stebrov in gred zaradi upoštevanja pogojev minimalnega armiranja po Evrokodu 8 tokrat ni spremenilo. Torej v tem primeru grede nimajo prevelikega vpliva. Vpliv na večjo nosilnost in duktilnost ima predvsem večja količina vzdolžne in prečne armature v stebrih (predvsem ob vpetju). Minimalni pogoji armiranja po Evrokodu 8 ne vplivajo le na večjo nosilnost elementov, temveč povečajo tudi mejne rotacije stebrov in gred. Model za mejne rotacije, ki smo ga povzeli po Evrokodu 8-3, preprosto upošteva 15-odstotno povečanje mejnih rotacij AB

elementov, če konstrukcijski detajli ustrezajo Evrokodu 8. Posledica tega je večja deformacijska kapaciteta konstrukcije.

Varianti 3 in 4 imata enako nosilnost, saj je vzdolžna armatura v stebrih in gredah enaka. Razlika se pojavi le pri pomiku pri NC. Na sliki 43 lahko vidimo, da so relativni pomiki etaž do trenutka, ko prvi steber variante 3 doseže maksimalno nosilnost, enaki. Ker pa so stebri v varianti 4 pri vpetju bistveno močnejše strižno armirani, je njihova deformacijska kapaciteta (rotacija za mejno stanje NC) večja od tiste pri varianti 3. To se odraža z večjim etažnim pomikom v mejnem stanju NC (slika 43).



Slika 42: Etažni pomiki pri stanju NC – smer X

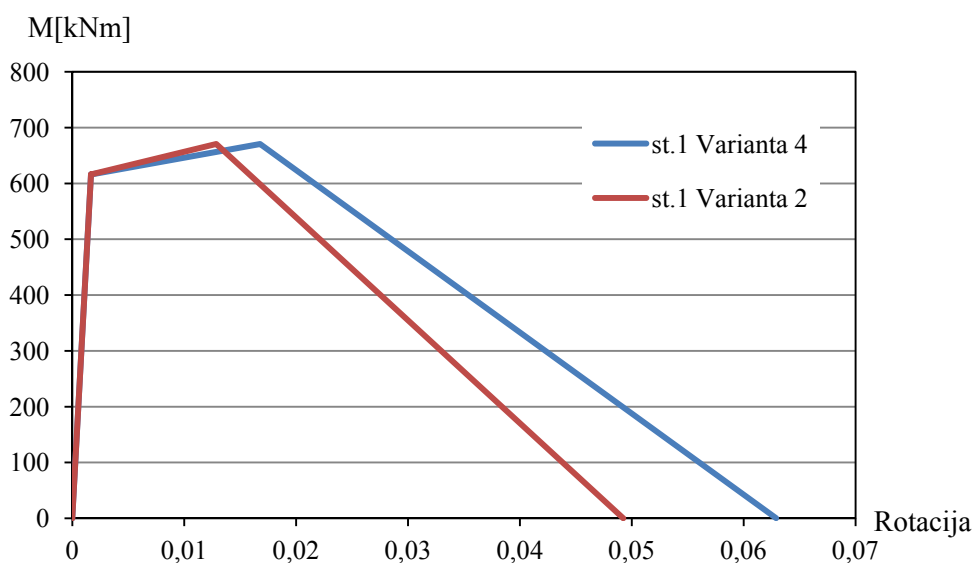


Slika 43: Etažni pomiki za variante 3 in 4 za stanje, ko prvi steber variante 3 zapusti elastično območje, in pri pomiku pri mejnem stanju NC – smer X

5.4.1.1 Primerjava duktilnosti robnih stebrov

Primerjali bomo vogalna stebra za varianto 2 in varianto 4. Ti stebri imajo enako vzdolžno armaturo ($8 \Phi 24$), razlikujejo pa se po stremenih, ki so v primeru variante 4 $\Phi 8/10 \ n=2 \times \sqrt{2}$ ($14,2 \text{ cm}^2/\text{m}$), v primeru variante 2 pa $\Phi 8/17 \ n=2$ ($5,9 \text{ cm}^2/\text{m}$) in po detajlu vozlišča. Momenta M_y in M_u sta enaka, saj na njiju vpliva samo vzdolžna armatura. Razlike nastopijo pri izračunu rotacij pri maksimalnem momentu in pri mejnem stanju blizu porušitve. Na to namreč vpliva stremenska armatura in detajliranje armature elementov. Primerjava odnosa moment–rotacija za obravnavana stebra je prikazana na sliki 44.

Zanimiva je tudi študija parametrov za enačbo 3.18 pri rotaciji pri mejnem stanju NC. Rotacija pri stanju NC za steber 1 v prvi etaži za varianto 2 znaša $2,18 \cdot 10^{-2}$, za varianto 4 pa $2,77 \cdot 10^{-2}$. Razlike je torej za 27%. Upoštevanje možnega boljšega razporeda enake količine armature, ki vodi do večje mejne rotacije, v izrazu (3.18) ni eksplicitno zajeto. Evrokod 8-3 pravi, da je treba za potresne elemente, za katere pri določanju armature niso bili upoštevani potresni predpisi, rotacijo pri stanju NC zmanjšati s faktorjem 0,85. Če tega faktorja ne bi upoštevali, bi bila rotacija pri NC za steber 1 za varianto 2 enaka $2,57 \cdot 10^{-2}$. Torej bi bila razlika samo 8%. To razliko pripišemo večji količini strižne armature.



Slika 44: Primerjava odnosa moment–rotacija za vogalna stebra ob vpetju

5.4.2 Ocena velikosti q faktorja

Na podlagi idealiziranega elasto-plastičnega odnosa med silo ob vpetju in pomikom na vrhu, ki smo ga dobili s pomočjo potisne analize, bomo izračunali razliko med predpostavljenim faktorjem obnašanja in tistim, ki ga lahko določimo na podlagi rezultatov potisne analize. Analizo bomo opravili za varianto 4, in sicer za obe smeri konstrukcije.

Predpostavljen faktor obnašanja in faktor obnašanja, ki ga bomo izračunali na osnovi rezultatov potisne analize, bomo med seboj primerjali. Razlika med tako izračunanim faktorjem obnašanja in tistim, ki smo ga predpostavili pri projektiranju, lahko predstavlja mero, s katero ocenimo varnost pri projektiranju, saj pričakujemo, da bo izračunani faktor obnašanja večji od predpostavljenega faktorja obnašanja.

Kot smo že omenili je q faktor sestavljen iz dela R_{μ} in R_{σ} in ga izračunamo po enačbi 2.5.

5.4.2.1 Faktor R_{μ}

Faktor R_{μ} določimo glede na razpoložljivo duktilnost konstrukcije. Iz rezultatov modalne analize (smer X: $T_2 = 1,45$ s, smer Y: $T_1 = 1,54$ s) sledi, da je nihajni čas konstrukcije bistveno večji od T_C , ki za lokacijo objekta znaša 0,6 s. Zato lahko predpostavimo, da je duktilnost R_{μ} enaka μ .

Smer X (glej preglednico 30)

$$\mu = R_{\mu} = \frac{D_n}{D_y} = \frac{42,5}{9,5} = 4,49$$

Smer Y (glej preglednico 31)

$$\mu = R_{\mu} = \frac{D_n}{D_y} = \frac{41,6}{10,3} = 4,05$$

Vidimo, da so že vrednosti za razpoložljivo duktilnost večje od predpostavljenega q -faktorja, ki je enak 3,9.

5.4.2.2 Faktor R_s

Na faktor R_s vpliva več parametrov, kar prikazujemo v nadaljevanju tega poglavja. Faktor dodatne nosilnosti po definiciji izračunamo kot razmerje med dejansko in računsko nosilnostjo (enačba 2.2), pri čemer je F_{dej} dejanska nosilnost in predstavlja maksimalno silo, ki jo konstrukcija lahko prenese, $F_{rač}$ pa skupna projektna prečna sila na celotno konstrukcijo. Za smer X je ta vrednost 1493 kN, za smer Y pa 1411 kN.

Vrednosti faktorja R_s so prikazane v preglednici 32. V spodnjih enačbah je prikazan račun za varianto 4:

Smer X

$$R_s = \frac{F_{dej}}{F_{rač}} = \frac{2458}{1493} = 1,65$$

Smer Y

$$R_s = \frac{F_{dej}}{F_{rač}} = \frac{2400}{1411} = 1,70$$

Preglednica 32: Nosilnost konstrukcije in faktor R_s

		Var 4	Var 3	Var 2	Var 1B	Var 1A
Smer X	F_{max} [kN]	2458	2458	2347	2170	1619
	R_s	1,65	1,65	1,57	1,45	1,08
Smer Y	F_{max} [kN]	2400	2400	2270	2107	1575
	R_s	1,70	1,70	1,61	1,49	1,12

5.4.2.2.1 Razčlenitev faktorja R_s

Faktor dodatne nosilnosti lahko razdelimo na del, ki je odvisen od statične nedoločenosti konstrukcije, na del, ki prikazuje prispevek zaradi dejanske trdnosti materiala, na del, ki odraža povečanje nosilnosti zaradi dejanske uporabljene armature v primerjavi z računsko potrebno, in na del, ki prikazuje povečanje nosilnosti zaradi raznih zahtev standardov (npr. minimalne zahteve armiranja, kriteriji metode načrtovanja nosilnosti).

V našem primeru bomo prikazali, v kolikšni meri vsak od zgoraj naštetih faktorjev poveča nosilnost konstrukcije. Na podlagi obravnavanih variant konstrukcije, faktor R_s razdelimo na pet delov. Pri tem prvi faktor (R_{s1}) prikazuje prispevek statične nedoločenosti in minimalnih zahtev Evrokoda 2 k nosilnosti konstrukcije v primerjavi s silo na katero nosilnost konstrukcije računamo, drugi faktor (R_{s2}) odraža povečanje nosilnosti konstrukcije zaradi razlike med dejanskimi in računskimi vrednostmi materialnih karakteristik (konstrukcijo dimenzioniramo z uporabo računskih (projektnih) vrednosti materialnih karakteristik), tretji faktor (R_{s3}) določa povečanje nosilnosti zaradi upoštevanja dejanske izbrane armature v primerjavi z računsko potrebno armaturo, četrti faktor (R_{s4}) se nanaša na povečanje nosilnosti zaradi upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8, in peti faktor (R_{s5}) pa odraža povečanje nosilnosti zaradi kriterijev uporabe metode načrtovanja nosilnosti. Vrednost delnih faktorjev nosilnosti za analizo v smeri X in Y znaša:

Smer X:

$$R_{s1} = \frac{F_{max,1A}}{F_{SAP}} = \frac{1619}{1493} = 1,08$$

$$R_{s2} = \frac{F_{max,1B}}{F_{max,1A}} = \frac{2170}{1619} = 1,34$$

$$R_{s3} = \frac{F_{max,2}}{F_{max,1B}} = \frac{2347}{2170} = 1,08$$

$$R_{s4} = \frac{F_{max,3}}{F_{max,2}} = \frac{2458}{2347} = 1,05$$

$$R_{s5} = \frac{F_{max,4}}{F_{max,3}} = \frac{2458}{2458} = 1,00$$

Smer Y:

$$R_{s1} = \frac{F_{max,1A}}{F_{SAP}} = \frac{1575}{1411} = 1,12$$

$$R_{s2} = \frac{F_{max,1B}}{F_{max,1A}} = \frac{2107}{1575} = 1,34$$

$$R_{s3} = \frac{F_{max,2}}{F_{max,1B}} = \frac{2270}{2107} = 1,08$$

$$R_{s4} = \frac{F_{max,3}}{F_{max,2}} = \frac{2400}{2270} = 1,06$$

$$R_{s5} = \frac{F_{max,4}}{F_{max,3}} = \frac{2400}{2400} = 1,00$$

Skupni faktor dodatne nosilnosti za konstrukcijo, ki je dimenzionirana v skladu z vsemi zahtevami Evrokoda 2 in 8 (varianta 4), je produkt posameznih in je seveda enak tistemu iz poglavja 5.4.4.2:

Smer X

$$R_s = R_{s1} \cdot R_{s2} \cdot R_{s3} \cdot R_{s4} \cdot R_{s5} = 1,08 \cdot 1,34 \cdot 1,08 \cdot 1,05 \cdot 1,00 = 1,65$$

Smer Y

$$R_s = R_{s1} \cdot R_{s2} \cdot R_{s3} \cdot R_{s4} \cdot R_{s5} = 1,12 \cdot 1,34 \cdot 1,08 \cdot 1,06 \cdot 1,00 = 1,70$$

Dejanski faktor dodatne nosilnosti je večji od minimalnega faktorja dodatne nosilnosti, ki ga predpisuje Evrokod 8 in ki smo ga predpostavili pri definiciji variante 0. Povedati velja tudi, da vsi zgoraj naštetih ukrepi ne vplivajo samo na povečanje nosilnosti konstrukcije, temveč povečajo tudi duktilnost konstrukcije.

Kontrola faktorja α_U/α_1

Kot smo omenili v poglavju 2.4.1 je sestavni del q faktorja tudi faktor α_U/α_1 . V skladu z standardom Evrokod 8 vrednost tega faktorja za našo konstrukcijo znaša 1,3. V nadaljevanju bomo preverili, ali je ta vrednost za našo konstrukcijo tudi ustrezna.

Spomnimo, da sta po definiciji parametra α_U in α_1 definirana takole:

- α_1 je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko vsi ostali projektne vplivi ostanejo konstantni), tako da se v prvem elementu konstrukcije doseže upogibna odpornost (upogibni plastični členek),

- α_U je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko vsi ostali projektni vplivi ostanejo konstantni), tako da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor α_U je mogoče določiti z nelinearno-statično (*pushover* ali potisno) globalno analizo.

Faktor α_U/α_1 izračunamo iz podatkov za prvo plastifikacijo in maksimalno silo, ki so podani v preglednicah 30 in 31. Za našo konstrukcijo sta torej faktorja naslednja:

Smer X

$$\frac{\alpha_U}{\alpha_1} = \frac{2458}{1526} = 1,61$$

Smer Y

$$\frac{\alpha_U}{\alpha_1} = \frac{2400}{1781} = 1,35$$

Vidimo, da sta oba izračunana faktorja večja od predvidenega, zanimivo velika pa je razlika med faktorjem za smer X in smer Y.

Opazimo tudi neskladnost med definicijo faktorja R_s kot dela q faktorja in med faktorjem α_U/α_1 kot delom q faktorja, kot to uvaja Evrokod 8. Faktor R_s vključuje tudi vpliv statične nedoločenosti, kar naj bi določili s faktorjem α_U/α_1 . Vendar faktorja nista in ne moreta biti enaka. Konstrukcijske elemente (grede) namreč dimenzioniramo na obremenitve iz potresne obtežne kombinacije. Za vsak element dobimo notranje statične količine in iz njih izračunamo potrebno količino armature. Pri armiranobetonskih prerezih, razen v izjemnih primerih, armature ne računamo za stanje tečenja armature, ampak za mejne deformacije armature, torej prerezov ne dimenzioniramo na stanje, ko prerez zapusti elastično območje, pač pa na stanje, ki ustreza maksimalni nosilnosti prereza. Ker je maksimalna nosilnost prereza večja od upogibne nosilnosti prereza za stanje tečenja armature, je interpretacija faktorja α_U/α_1 v povezavi s projektno potresno silo težja.

Razlago zgoraj lahko povzamemo tudi na naslednji način. Prereze dimenzioniramo na moment M_u , za določitev faktorja α_1 pa potrebujemo moment M_y . Zato ne moremo niti za primer variante 1A pričakovati, da se bo prva plastifikacija elementa zgodila pri potresni sili, ki je enaka projektni potresni sili. V našem primeru, ko smo faktor α_1 določili za varianto 4, pa je jasno, da je ta večji od skupne projektne potresne sile, saj pri varianti 4 upoštevamo srednje vrednosti trdnosti materiala in večjo količino armature, kot je računsko potrebna. To ima večji vpliv, kot pa znaša razmerje med momentom M_y , na katerega se nanaša definicija faktorja α_1 , in momentom M_u , ki ga upoštevamo pri dimenzioniranju potrebne količine armature.

5.4.3 Izračun faktorja q in diskusija

Sedaj lahko izračunamo q faktor za konstrukcijo, ki je dimenzionirana v skladu z vsemi zahtevami standardov Evrokod 2 in 8 (varianta 4):

Smer X

$$R_s = \frac{2458}{1493} = 1,65$$

$$\mu = R_\mu = \frac{D_n}{D_y} = \frac{42,5}{9,5} = 4,49$$

$$q = R_\mu \cdot R_s = 4,49 \cdot 1,65 = 7,39$$

Smer Y

$$R_s = \frac{2400}{1411} = 1,70$$

$$\mu = R_\mu = \frac{D_n}{D_y} = \frac{41,6}{10,3} = 4,05$$

$$q = R_\mu \cdot R_s = 4,05 \cdot 1,70 = 6,89$$

Vidimo, da je obeh primerih je q faktor mnogo večji od predpostavljenega, na podlagi tega dejstva pa lahko ocenimo varnost pri projektiranju AB okvirja, ki za X smer znaša 1,90, za Y smer pa 1,77.

Poglejmo še q faktorje in njegove dele R_s in R_μ za ostale variante za smer X in Y (preglednici 33 in 34). Opazimo, da je q faktor za vse variante večji od predpostavljenega pri analizi. Faktor R_s se pričakovano povečuje, saj v variantah postopoma upoštevamo boljše materialne karakteristike oziroma uporabljamo več armature. Vidimo tudi, da že samo ob upoštevanju prerazporejanja obtežbe zaradi statične nedoločenosti konstrukcije, minimalnih zahtev Evrokoda 2 ter ob upoštevanju boljših materialnih karakteristik skoraj dobimo velikost faktorja R_s ki smo ga predpostavili pri varianti 0 ($R_{s,z} = 1,5$). Vidimo tudi, da povečanje količine armature in izboljšanje karakteristike armature pozitivno vpliva tudi na faktor R_μ . To je tudi pričakovano, saj povečanje nosilnosti posameznih prerezov zaradi boljših materialnih karakteristik oziroma več armature prispeva tudi k večji rotaciji elementov.

Spreminjanje materialnih lastnosti in količine armature vpliva tudi na razmerje togosti konstrukcije, kar lahko vpliva na duktilnost. V primeru variante 1B smo videli, da manjša količina armature lahko pozitivno vpliva na globalno duktilnost konstrukcije, vendar je običajno obratno. Naj na tem mestu še poudarimo, da je potisna analiza približna, zato dopuščamo možnost, da bi bili zaključki v primeru uporabe nelinearne dinamične analize lahko nekoliko drugačni, saj lahko različni akcelerogrami povzročijo različne mehanizme porušitve, kar smo v naši študiji zanemarili.

Preglednica 33: Vhodni parametri za izračun q faktorja in q faktor za različne variante konstrukcij in za analizo v smeri X

	Varianta 4	Varianta 3	Varianta 2	Varianta 1B	Varianta 1A
Projektna potresna sila [kN]	1493				
F_{max} [kN]	2458	2458	2347	2170	1619
d_y [cm]	9,5	9,5	9,0	8,4	6,2
d_{NC} [cm]	42,5	39,9	36,2	36,4	27,2
R_s	1,65	1,65	1,57	1,45	1,08
R_μ	4,49	4,22	4,01	4,34	4,36
q	7,39	6,94	6,30	6,30	4,72

Preglednica 34: Vhodni parametri za izračun q faktorja in q faktor za različne variante konstrukcij in za analizo v smeri Y

Projektne	Varianta 4	Varianta 3	Varianta 2	Varianta 1B	Varianta 1A
Projektna potresna sila [kN]	1411				
F_{max} [kN]	2400	2400	2270	2107	1575
d_y [cm]	10,3	10,3	9,8	9,2	6,9
d_{NC} [cm]	41,6	39,0	34,0	35,9	26,7
R_s	1,70	1,70	1,61	1,49	1,12
R_μ	4,05	3,80	3,47	3,88	3,89
q	6,89	6,46	5,58	5,80	4,35

5.5 Račun mejnega pospeška in poškodovanosti konstrukcije za projektni pospešek

5.5.1 Mejni pospeški

Na osnovi rezultatov potresne analize in predpostavljene potresne obtežbe lahko sedaj izračunamo mejni pospešek, pri katerem konstrukcija doseže izbrano mejno stanje (v našem primeru, se bomo omejili na mejno stanje blizu porušitve (NC)). Za to uporabimo N2 metodo, ki smo jo opisali v poglavju 3.2. Prikazali bomo samo izračun za varianto 4, izračunano za analizo v smeri X. Ostale rezultate prikazujemo le v preglednicah 35, 36 in 37.

Ker je potresna analiza izvedena na sistemu z več prostostnimi stopnjami (MDOF), spektri oziroma AD format pa se nanašajo na sistemu z eno prostostno stopnjo (SDOF), moramo idealiziran elasto-plastičen odnos MDOF sistema najprej pretvoriti v ekvivalentni SDOF sistem. Za ta namen izračunamo transformacijski faktor Γ :

$$\Gamma_X = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{289 \cdot (0,11 + 0,29 + 0,47 + 0,63 + 0,77 + 0,88 + 0,95) + 303 \cdot 1}{289 \cdot (0,11^2 + 0,29^2 + 0,47^2 + 0,63^2 + 0,77^2 + 0,88^2 + 0,95^2) + 303 \cdot 1^2} = \frac{1485,3}{1162,4} = 1,278$$

$$\Gamma_Y = \frac{\sum m_i \cdot \Phi_i}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{1474,2}{1150,9} = 1,281$$

Sedaj lahko izračunamo maksimalno silo F_y^* , pomik na meji elastičnosti d_y^* in pomik, ki se nanaša na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{2458}{1,278} = 1923$$

$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{9,5}{1,278} = 7,4$$

$$d_{NC}^* = \frac{d_{NC}}{\Gamma} = \frac{42,5}{1,278} = 33,3$$

Nihajni čas idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo izračunamo kot:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1485,3 \cdot 0,074}{1923}} = 1,50$$

Nihajni čas je večji kot T_C , ki je za tla C enak 0,6 s zato je duktilnost, ki je definirana z razmerjem med d_{NC}^* in d_y^* kar enaka R_μ :

$$\mu = \frac{d_{NC}^*}{d_y^*} = \frac{33,3}{7,4} = 4,49 = R_\mu$$

Sedaj potrebujemo še pospešek na meji tečenja neelastičnega sistema:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{1923 \text{ kN}}{1485,3 \text{ t}} = 1,29 \text{ m/s}^2$$

Elastični pospešek znaša:

$$S_{ae,NC} = S_{ay} \cdot R_\mu = 1,29 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 4,51 = 5,82 \text{ m/s}^2$$

Za konec izračunamo še pospešek tal pri katerem konstrukcija doseže željeno mejno stanje ($a_{g,NC}$). Ker je nihajni čas večji kot T_C in manjši od T_D , uporabimo enačbo 3.12:

$$a_{g,NC} = a_{gR,NC} \cdot S = \frac{S_{ae,NC}}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T^*}} = \frac{5,82}{1 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,6}{1,50}} = 5,83 \text{ m/s}^2$$

Preglednica 35: Pomika d_y in d_{NC} ter sila F_y za idealizirano potisno krivuljo (MDOF sistem). Rezultati so prikazani za vse obravnavane variante.

	SMER X			SMER Y		
	F_y [kN]	d_y [cm]	d_{NC} [cm]	F_y [kN]	d_y [cm]	d_{NC} [cm]
Varianta 4	2458	9,5	42,5	2400	10,3	41,6
Varianta 3	2458	9,5	39,9	2400	10,3	39,0
Varianta 2	2347	9,0	36,2	2270	9,8	34
Varianta 1B	2170	8,4	36,4	2107	9,2	35,9
Varianta 1A	1619	6,2	27,2	1575	6,9	26,7
Varianta 0	2240	8,7	22,5	2117	9,3	24,2

Preglednica 36: Pomiki, sile in nihajni čas za SDOF sistem ter redukcijski faktor

	SMER X					SMER Y				
	F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	d_{NC}^* [cm]	T^* [s]	R_μ	F_y^* [kN]	d_y^* [cm]	d_{NC}^* [cm]	T^* [s]	R_μ
Varianta 4	1923	7,4	33,3	1,50	4,49	1873	8,0	32,5	1,58	4,05
Varianta 3	1923	7,4	31,2	1,50	4,22	1874	8,0	30,4	1,58	3,80
Varianta 2	1836	7,1	28,3	1,50	4,01	1772	7,7	26,5	1,59	3,47
Varianta 1B	1698	6,6	28,5	1,51	4,34	1645	7,2	28,0	1,60	3,88
Varianta 1A	1267	4,9	21,3	1,50	4,36	1229	5,4	20,8	1,60	3,89
Varianta 0	1753	6,8	17,6	1,51	2,60	1652	7,3	18,9	1,60	2,60

Preglednica 37: Pospeški konstrukcije in projektni pospeški tal

	Smer X				Smer Y			
	S_{ay} [m/s ²]	$S_{ae,NC}$ [m/s ²]	$a_{g,NC}$ [m/s ²]	$\frac{a_{g,NC}}{g}$	S_{ay} [m/s ²]	$S_{ae,NC}$ [m/s ²]	$a_{g,NC}$ [m/s ²]	$\frac{a_{g,NC}}{g}$
Varianta 4	1,29	5,82	5,83	0,59	1,26	5,11	5,39	0,55
Varianta 3	1,29	5,46	5,47	0,56	1,26	4,79	5,06	0,52
Varianta 2	1,24	4,96	4,96	0,51	1,19	4,14	4,39	0,45
Varianta 1B	1,14	4,96	4,98	0,51	1,11	4,30	4,60	0,47
Varianta 1A	0,85	3,72	3,73	0,38	0,83	3,22	3,43	0,35
Varianta 0	1,18	3,07	3,08	0,31	1,11	2,89	3,09	0,32

5.5.2 Poškodovanost konstrukcije za projektni pospešek

Iz rezultatov prejšnjega poglavja smo ugotovili, da konstrukcija, ki je projektirana po vseh zahtevah standarda Evrokod 8 (varianta 4), prenese skoraj dvakrat večji pospešek od tistega, na katerega jo projektiramo. Za našo konstrukcijo, ki je locirana v Ljubljani na tleh tipa C, znaša projektni pospešek tal 0,288 g. Sedaj nas zanima, kakšna je sploh poškodovanost konstrukcije za pospešek, na katerega konstrukcijo dimenzioniramo. Da to ugotovimo, moramo najprej določiti pomik konstrukcije pri projektnem pospešku. Uporabimo N2 metodo, vendar v obratni smeri kot smo jo uporabljali do sedaj.

Najprej moramo poiskati spektralni pospešek, ki pripada nihajnemu času konstrukcije ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo:

Smer X

$$a_{g,p,p} = 0,288 \cdot g = 2,82 \text{ m/s}^2$$

$$S_{ae,pp} = a_{g,p,p} \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 2,82 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,6}{1,50} = 2,82 \text{ m/s}^2$$

Smer Y

$$a_{g,p,p} = 0,288 \cdot g = 2,82 \text{ m/s}^2$$

$$S_{ae,pp} = a_{g,p,p} \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 2,82 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,6}{1,58} = 2,67 \text{ m/s}^2$$

Sedaj izračunamo spektralni pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, ki je enak pomiku konstrukcije pri projektnem pospešku za sistem z eno prostostno stopnjo, za kar uporabimo enačbo 3.14. Za konec pa moramo pomik pretvoriti še za sistem z več prostostnih stopenj, pri čemer uporabimo transformacijski faktor Γ .

Smer X

$$S_{de,p,p} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae,p,p} = \frac{1,50^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot 2,82 = 0,161 \text{ m} = 16,1 \text{ cm} = d_{p,p}^*$$

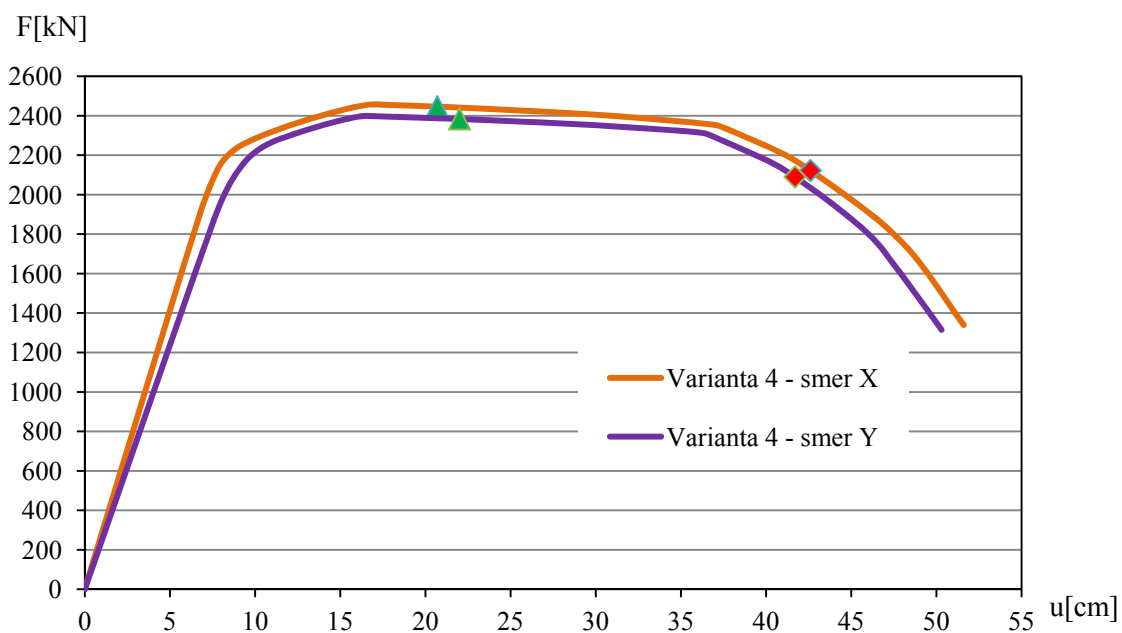
$$d_{p,p} = d_{p,p}^* \cdot \Gamma = 16,1 \cdot 1,278 = 20,6 \text{ cm}$$

Smer Y

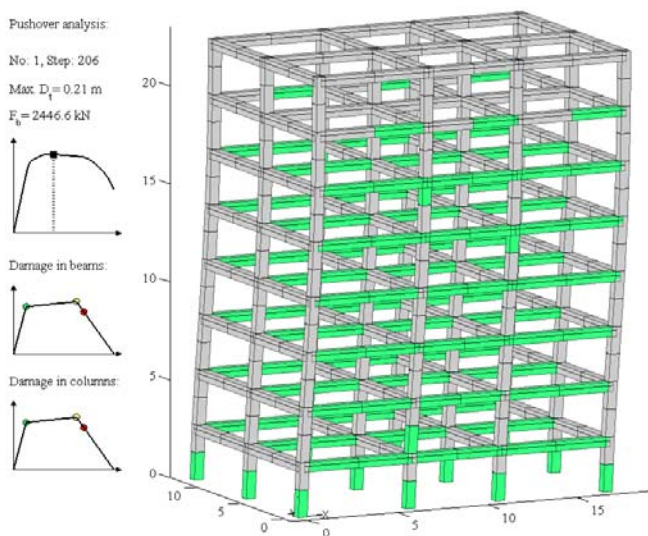
$$S_{de,p,p} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae,p,p} = \frac{1,58^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot 2,67 = 0,170 \text{ m} = 17,0 \text{ cm}$$

$$d_{p,p} = d_{p,p}^* \cdot \Gamma = 17,0 \cdot 1,281 = 21,8 \text{ cm}$$

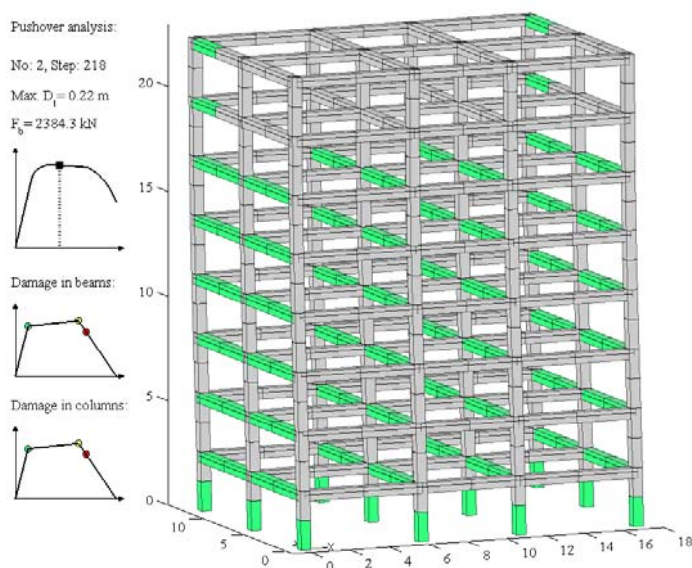
Na sliki 45 je prikazana primerjava med deformacijsko kapaciteto, ki izhaja iz zahteve po neporušitvi Evrokoda8 (zelen trikotnik), in dejansko (rdeč štirikotnik) deformacijsko kapaciteto naše konstrukcije za smer X in Y. Na slikah 46 in 47 pa lahko vidimo poškodovanost konstrukcije pri pomiku, ki ga povzroči projektni pospešek (zahtevana nosilnost). Vidimo, da se je konstrukcija v veliko elementih plastificirala, dosegla je tudi že maksimalno nosilnost, vendar pa je še daleč od tega, da bi se porušila—do mejnega stanja porušitve se lahko pomik poveča skoraj za faktor dva.



Slika 45: Zahtevana (zelen trikotnik) in dejanska (rdeč štirikotnik) deformacijska kapaciteta



Slika 46: Poškodovanost konstrukcije pri pomiku, ki ga povzroči projektni pospešek – smer X



Slika 47: Poškodovanost konstrukcije pri pomiku, ki ga povzroči projektni pospešek – smer Y

5.6 Ocena potresnega tveganja

Za določitev potresnega tveganja potrebujemo najprej funkcijo potresne nevarnosti H_s (enačba 4.5). Za to moramo določiti konstanti k_0 in k . Uporabili bomo karte potresne nevarnosti za potrese s povratno dobo 1000 in 10000 let (Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001b, 2001c). Za Ljubljano, kjer je obravnavana stavba locirana, znaša referenčni pospešek tal (tip tal A) za 1000 letni potres 0,30 g, za 10000 letni potres pa 0,55 g. Ker smo pospeške tal za konstrukcijo prikazali na tleh tipa C, moramo tudi pospešek tal v enačbi 4.5 pomnožiti s faktorjem tipa tal. V našem primeru je $S = 1,15$. Potresno nevarnost izračunamo kot obratno vrednost povratne dobe potresa, torej za potres s povratno dobo 1000 let znaša $H_{s,1000} = 0,001$ za 10000 let pa $H_{s,10000} = 0,0001$.

$$H_{s,1000} = 0,001 = k_0 \cdot a_{g,1000}^{-k} = k_0 \cdot (1,15 \cdot 0,3 \cdot g)^{-k}$$

$$H_{s,10000} = 0,0001 = k_0 \cdot a_{g,10000}^{-k} = k_0 \cdot (1,15 \cdot 0,55 \cdot g)^{-k}$$

$$k = 3,799$$

$$k_0 = 1,755 \cdot 10^{-5}$$

Funkcija potresne nevarnosti za obravnavano območje je torej:

$$H_s(a_g) = 1,755 \cdot 10^{-5} \cdot (a_g)^{-3,799}$$

Za izračun potresnega tveganje potrebujemo še koeficient b ter standardna odklona σ_{DR} in σ_{CR} . V poglavju 4.1 smo za b določili vrednost 1, standardni odklon za pomik na vrhu in kapaciteto pomika zaradi raznolike obtežbe pa $\sigma_{DR} = 0,40$ in $\sigma_{CR} = 0,25$. Dobimo enačbo:

$$P_f = H_s(a_g) \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2}(\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2)} = 1,755 \cdot 10^{-5} \cdot (a_g)^{-3,799} \cdot e^{\frac{3,799^2}{2}(0,4^2 + 0,25^2)},$$

kjer je a_g pospešek tal za konstrukcijo pri različnih mejnih stanjih.

Zanima nas tudi, kakšna je verjetnost pojava mejnega stanja blizu porušitve v času predvidene življenjske dobe objekta, ki znaša 50 let ($P_{f,50}$). Za izračun tega podatka uporabimo enačbo 4.8.

V preglednici 38 so podane vrednosti za potresno tveganje in za pospešek tal, pri katerem konstrukcija doseže mejno stanje blizu porušitve (NC), za vse variante. Vidimo, da nobena vrednost ne dosega ciljne zanesljivosti Evrokoda 0, ki za našo konstrukcijo (razred zanesljivosti RC2) znaša $1,30 \cdot 10^{-6}$.

Preglednica 38: Potresno tveganje izraženo s P_f in $P_{f,50}$, ter pospešek tal konstrukcije, pri katerem konstrukcija doseže stanje NC

	Smer X			Smer Y		
	$P_f [10^{-4}]$	$P_{f,50} [10^{-2}]$	$a_g [g]$	$P_f [10^{-4}]$	$P_{f,50} [10^{-2}]$	$a_g [g]$
Varianta 4	6,33	3,11	0,59	8,47	4,15	0,55
Varianta 3	8,04	3,94	0,56	10,83	5,27	0,52
Varianta 2	11,62	5,65	0,51	18,54	8,86	0,45
Varianta 1B	11,49	5,59	0,51	15,55	7,49	0,47
Varianta 1A	34,59	15,91	0,38	47,18	21,06	0,35
Varianta 0	71,27	30,07	0,31	70,06	29,64	0,32

5.7 Komentar rezultatov

Evrokod 8 glede doseganja varnosti ne temelji na sprejemljivi (oz. tolerirani) verjetnosti porušitve ali izgube življenja, ampak poda le zahtevo po neporušitvi v primeru projektnega potresa, za katerega obstaja 10-odstotna verjetnost, da se zgodi v 50 letih. Za obravnavan primer je projektni pospešek tal za povratno dobo 475 let na območju Ljubljane in tipu tal C ($S=1,15$) enak $0,25 \text{ g} \cdot 1,15 = 0,288 \text{ g}$. Pokazali smo, da osnovni zahtevi standarda Evrokod 8 zadostimo že z varianto 0, vendar verjetnost prekoračitve mejnega stanja za ta primer znaša približno 30 % (preglednica 38), če jo določimo za obdobje 50 let. Takšna vrednost seveda ni sprejemljiva.

Na srečo so konstrukcije, ki so projektirane po standardu Evrokod 8, bistveno bolj varne, kot to določa osnovno načelo standarda. Ta dodatna varnost je posledica varnosti pri projektiranju, ki se odraža kot večja dodatna nosilnostjo in razpoložljiva duktilnost konstrukcije, kot pa je to predpostavljeno s faktorjem obnašanja q , ki ga predpisuje Evrokod 8. Za primer naše konstrukcije smo v definiciji variante 0 privzeli, da dodatni nosilnosti pripada faktor $R_{s,z} = 1,5$, zahtevani duktilnosti pa $R_{\mu,z} = 2,6$, kar je seveda zgolj ocena, saj Evrokod 8 takšne delitve ne pozna. V okviru študije pa smo pokazali, da sta dejanska dodatna nosilnost in razpoložljiva duktilnost večji. Faktor, ki upošteva vpliv dodatne nosilnosti, za smer X znaša 1,65, za smer Y pa 1,70. Dejanska razpoložljiva duktilnost pa še za mnogo več presega zahtevane vrednosti ($R_{\mu,smerX} = 4,49$; $R_{\mu,smerY} = 4,05$). Posledično se močne poškodbe konstrukcije pojavijo šele ob potresih, v katerih je pospešek tal bistveno večji od projektnega pospeška tal.

Na slikah 48 in 49 ter preglednicah 33 in 34 lahko vidimo, kako se zaradi različnih dejavnikov za doseganje varnosti pri projektiranju stopnjujeta dodatna nosilnost in duktilnost. Izkaže se, da je duktilnost vseh variant večja od zahtevane duktilnosti, zato že tudi konstrukcija, ki je dimenzionirana samo ob upoštevanju statične nedoločenosti in minimalnih zahtev Evrokoda 2 (varianta 1A), dosega in presega zahtevano nosilnost podane z zahtevo po neporušitvi, čeprav je velikost dejanske dodatne nosilnosti ($R_{\mu,V1A,smerX} = 1,08$, $R_{\mu,V1A,smerY} = 1,12$) še daleč od zahtevane. Opazimo, da dodatna nosilnost največ naraste zaradi upoštevanja dejanskih vrednosti materialnih karakteristik (za 34 %), kar pa ne vpliva na razpoložljivo duktilnost. Z upoštevanjem dejanske izbrane armature (varianta 2) dodatna nosilnost naraste za faktor 1,08 za smer X in Y, duktilnost pa celo pade (za faktor 0,92 za smer X in 0,89 za smer Y). To povzroči bolj neugoden plastični mehanizem, ki se pojavi zaradi večje količine armature v gredah, pri čemer razlika nastane predvsem zaradi večjih relativnih pomikov zgornjih treh etaž. Ob upoštevanju minimalnih zahtev Evrokoda 8 (varianta 3) dodatna nosilnost naraste za faktor 1,05 za smer X in 1,06 za smer Y, duktilnost pa za faktor 1,05 za smer X in 1,09 za smer Y. Ob upoštevanju metode načrtovanja nosilnosti (varianta 4) pa nato naraste samo duktilnost (za

faktor 1,06 za obe smeri). Pri tej varianti se namreč poveča samo prečna armatura, vzdolžna armatura, ki večinoma vpliva na nosilnost, pa ne.

Z večanjem nosilnosti in duktilnosti se veča tudi pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese. V primeru naše stavbe je bil projektni pospešek tal 0,288 g, konstrukcija pa bi prenesla pospešek tal velikosti 0,55 g (za smer X celo 0,59 g). V preglednici 38 opazimo, da k največjemu povečanju pospeška tal prispeva upoštevanje dejanskih vrednosti materialnih karakteristik. Opazimo tudi, da se z upoštevanjem dejanske izbrane armature pospešek, ki bi ga konstrukcija prenesla, nekoliko zmanjša. Na to vpliva manjša duktilnost konstrukcije, ki je posledica močnejših gred (glej razlago v poglavju 5.4.1). Zanimiv je tudi podatek, da bi konstrukcija brez upoštevanja kakršnihkoli zahtev standarda Evrokod 8, ki ureja dimenzioniranje konstrukcij na potresno obtežbo, prenesla pospešek tal velikosti 0,45 g (0,51 g za smer X). To je za kar za faktor 1,56 več od pospeška, ki ga zahteva pogoj o neporušitvi konstrukcije.

Večanje pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese, neposredno vpliva na potresno tveganje. Iz rezultatov v preglednici 38 ugotovimo, da verjetnost prekoračitve mejnega stanja NC za našo konstrukcijo znaša $8,5 \cdot 10^{-4}$. Ta vrednost, čeprav konstrukcija prenese potresni vpliv, ki je za približno faktor dva večji od projektnega, ne zadostuje sprejemljivi verjetnosti porušitve, definirani v Evrokodu 0. Za našo konstrukcijo (ki sodi v razred zanesljivost RC2) je sprejemljiva verjetnost porušitve enaka $1,30 \cdot 10^{-6}$. Pri tem naj dodamo, da je zahtevi Evrokoda 0 glede sprejemljive verjetnosti porušitve skoraj nemogoče zadostiti, saj bi morale konstrukcije prenesti pospešek približno 2,5 do 3 g. Na takšne obremenitve bi bilo skoraj nemogoče dimenzionirati konstrukcijo. Poleg tega bi to bilo tudi nesmiselno, saj se potres s takšno intenziteto ne more zgoditi. Za potresne obremenitve se ocenjuje, da bi bila sprejemljiva verjetnost porušitve nekje med $1,0 \cdot 10^{-4}$ in $1,0 \cdot 10^{-5}$.

Omeniti velja tudi, da smo pri določitvi pospeška, pri katerem konstrukcija doseže mejno stanje blizu porušitve na varni strani. Pri izračunu rotacije posameznega elementa za stanje NC smo upoštevali, da gre za primarne potresne elemente. Evrokod 8-3 zato za rotacijo pripiše varnostni faktor 1,5 in se tako postavi na varno stran. Če tega ne bi upoštevali, bi konstrukcija prenesla pospešek 0,78 g, verjetnost porušitve pa bi znašala $2,3 \cdot 10^{-4}$.

Določimo sedaj še kakšna bi bila verjetnost, da v 50 letih nastopi potres, ki bi varianto 4 privedel do mejnega stanja blizu porušitve. Za to uporabimo funkcijo potresne nevarnosti:

$$H_s(a_g) = H_s(0,55) = 1,755 \cdot 10^{-5} \cdot (0,55)^{-3,799} = 0,00017$$

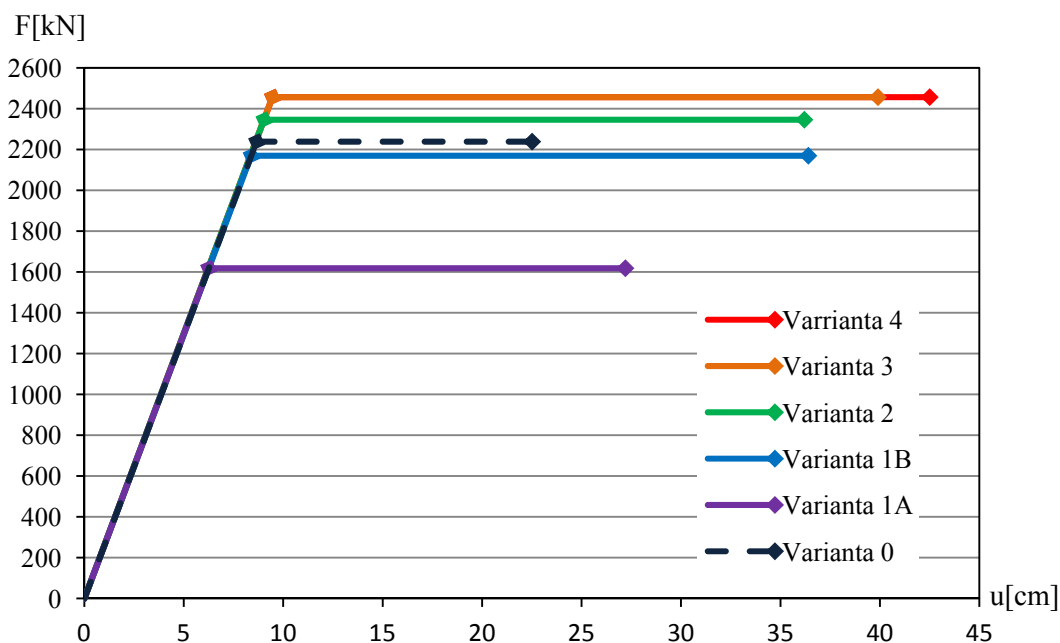
Povratna doba potresa je enaka obratni vrednosti potresne nevarnosti:

$$\frac{1}{H_s(a_g)} = \frac{1}{0,00017} = 5880 \text{ let}$$

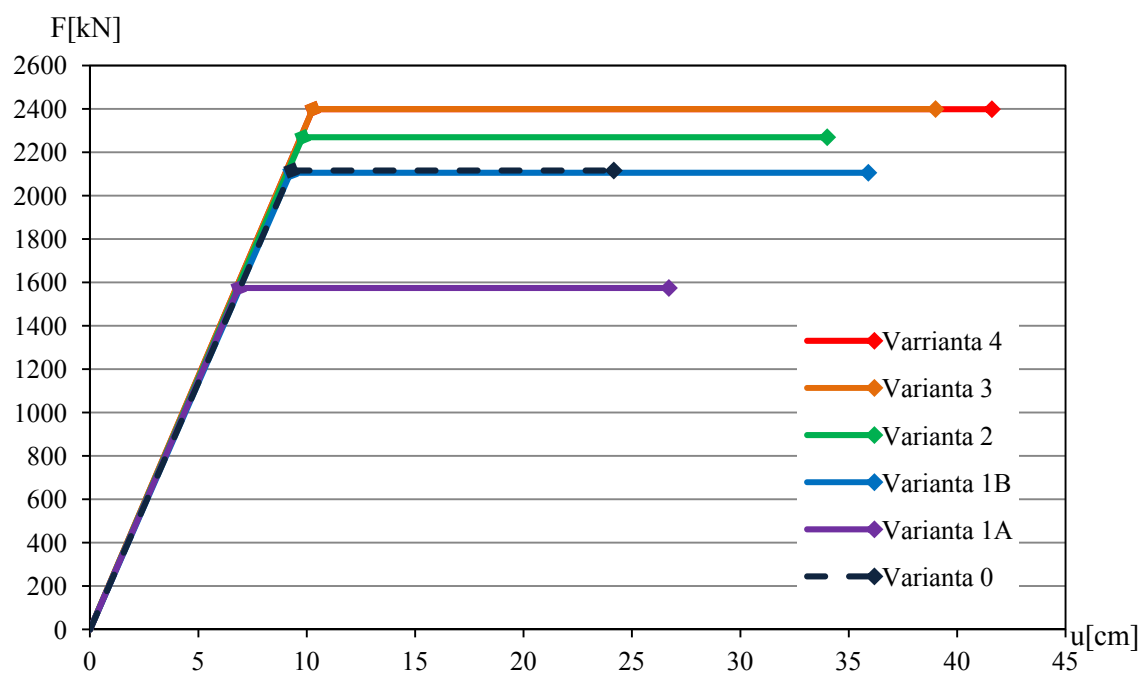
Sedaj izračunajmo še verjetnost nastopa v 50 letih

$$P_R^{50 \text{ let}} = 1 - e^{-0,00017 \cdot 50} = 0,0085 = 0,85\%$$

Vidimo, da konstrukcija prenese potres s povratno dobo približno 6000 let, dimenzioniramo pa jo na potres s približno povratno dobo 500 let. Ker je tudi dejanski q faktor večji od tistega, ki nam ga podaja Evrokod 8, se nam zdi smiselno, da bi v predpisih uporabili dejanske (realne) vrednosti. Tako bi se izognili vprašanju, zakaj konstrukcija prenese mnogo večji pospešek od tistega na katerega se dimenzionira.



Slika 48: Idealizirane krivulje sila-pomik za MDOF sisteme za smer X



Slika 49: Idealizirane krivulje sila–pomik za MDOF sisteme za smer Y

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo ovrednotili dejavnike, ki vplivajo na potresno tveganje izbranega objekta, če ga projektiramo po standardu Evrokod. Motivacija za takšno nalogo izhaja iz dejstva, da standard SIST EN 1998 (Evrokod 8), ki je del skupine standardov Evrokod in ga trenutno v Sloveniji uporabljamo za dimenzioniranje potresnoodpornih objektov, ne temelji na sprejemljivi verjetnosti pojava določenega mejnega stanja (npr. mejno stanje blizu porušitve), kot to določa standard SIST EN 1990 (Evrokod 0), ampak izhaja iz načela po neporušitvi, ki ga je treba izkazati za projektni potres. Ker je za običajne objekte projektni potres definiran kot potres, za katerega obstaja 10-odstotna verjetnost, da se pojavi v 50 letih, je jasno, da bi bila verjetnost porušitve konstrukcije, ki bi jo projektirali dosledno glede na osnovno načelo standarda Evrokod 8, bistveno prevelika in nesprejemljiva za družbo. To se v praksi k sreči ne dogaja, saj Evrokod 8 v kombinaciji z drugimi standardi za projektiranje konstrukcij zagotavlja večjo varnost, ki pa je pravzaprav ne poznamo. Večja varnost je posledica t.i. varnosti pri projektiranju, na katero vpliva več dejavnikov.

Z namenom, da ugotovimo kolikšna je potresna varnost konstrukcije in od kod izhaja, smo v okviru diplomske naloge analizirali osemetažno armiranobetonsko okvirno stavbo, ki je bila projektirana po standardu Evrokod 8. Definirali smo šest variant konstrukcije, pri čemer smo za vsako varianto konstrukcije postopoma izločili določeno projektno predpostavko. S prvo varianto konstrukcije (varianta 0) smo tako dobesedno zadostili osnovni zahtevi po neporušitvi, medtem ko zadnja varianta konstrukcije (varianta 4) predstavlja dejansko konstrukcijo, ki je bila dimenzionirana v skladu z vsemi zahtevami Evrokoda 8. Vmesne variante konstrukcije smo definirali tako, da smo vrednotili vpliv statične nedoločenosti in minimalnih zahtev standarda Evrokod 2 (varianta 1A), vpliv razmerja med srednjo in projektno vrednostjo jekla in betona (varianta 1B), vpliv razlike med računsko in dejansko izbrano armaturo (varianta 2) ter vpliv minimalnih zahtev glede količine armature in konstrukcijskih detajlih Evrokoda 8 (varianta 3). Varianta 4 se od variante 3 razlikuje le po tem, da smo pri varianti 4 upoštevali še kriterije metode načrtovanja nosilnosti. Parametre, s katerimi smo izračunali dejansko dodatno nosilnost (R_s) in razpoložljivo duktilnost (R_μ), ki neposredno vplivajo na varnost konstrukcije, smo določili z nelinearno statično (potisno) analizo. Za to smo uporabili PBEE Toolbox, ki deluje v kombinaciji z odprtokodnim programom OpenSEES. Pospešek, ki privede konstrukcijo v mejno stanje blizu porušitve smo, ovrednotili z uporabo metode N2, srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja pa smo določili po PEER-ovi verjetnostni metodi.

Kot je bilo pričakovano, se količina armatura za vsako naslednjo varianto konstrukcije povečuje zaradi vedno strožjih zahtev, ki smo jih uporabili pri definiciji variant. Zgornja negativna armatura gred variante 1 naraste le zaradi izbire dejanske armature (varianta 2), in sicer za 8%. Nasprotno pa spodnja

pozitivna armatura gred ne naraste le zaradi upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti. Največji prirastek spodnje (pozitivne) armature gred nastane zaradi upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8 (25 %, varianta 3). Prečna armatura gred narašča za vse variante. Daleč največ se poveča zaradi upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8 (24 %, varianta 3), kar je podoben delež, kot smo ga opazili za spodnjo vzdolžno armaturo gred.

Armaturo v stebrih se prav tako postopoma povečuje, pri čemer pa je prirastek pri določenih variantah konstrukcije večji kot za grede. Največji preskok v količini armature nastane zaradi upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8 (za 28 %, in sicer pri prehodu z variante 2 na varianto 3), velik je tudi preskok zaradi upoštevanja dejanske izbrane armature (20 %). Zaradi upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti se količina vzdolžne armature stebrov ne spremeni, saj je za obravnavan primer merodajen pogoj minimalne količine vzdolžne armature v stebrih. Prečna armatura stebrov narašča za vse variante, največ za kar 73 % (pri prehodu z variante 1A (in 1B) na varianto 2). Vzroka za takšno povečanja sta izbran večji premer palice in dejstvo, da je razdalja med stremenji za varianto 1A (in 1B) določena na podlagi računskih zahtev, za varianto 2 pa na podlagi minimalnih zahtev. Pomembno je tudi omeniti, da prečna armatura zaradi metode načrtovanja nosilnosti naraste le v prvi etaži.

Rezultati analiz pokažejo, da sta dodatna nosilnost in razpoložljiva duktilnost večji od tistih, ki ju predvideva Evrokod 8. To omogoča, da konstrukcija prenese bistveno močnejši potres, kot je projektni potres. Samo ob upoštevanju vpliva statične nedoločenosti in minimalnih zahtev Evrokoda 2 (varianta 1A) razpoložljiv ('dejanski') q faktor presega velikost zahtevanega. Čeprav je dejanska dodatna nosilnost zaradi upoštevanja vpliva statične nedoločenosti in minimalnih zahtev Evrokoda 2 ($R_{s,V1A,smex} = 1,08$; $R_{s,V1A,smey} = 1,12$) seveda manjša od tiste, ki jo zagotavlja Evrokod 8 ($R_{s,z} = 1,5$), pa je razpoložljiva duktilnost ($R_{\mu,V1A,smex} = 4,4$; $R_{\mu,V1A,smey} = 3,9$) mnogo večja od pripadajoče zahtevane duktilnosti ($R_{\mu,z} = 2,6$). Izkaže se, da k povečanju dodatne nosilnosti največ prispeva razmerje med srednjimi in projektnimi trdnostmi materiala. Z izločitvijo te projektne predpostavke se dodatna nosilnost poveča za 34 %, kar pa ne vpliva na globalno duktilnost konstrukcije. Upoštevanje dejanske izbrane armature oziroma minimalnih zahtev Evrokoda 8 dodatno nosilnost poveča še za 5 do 8%. Za obravnavan primer smo pokazali, da metoda načrtovanja nosilnosti ni imela vpliva na dodatno nosilnost konstrukcije, saj se vzdolžna armatura konstrukcije ni spremenila. Zanimivo je, da se je globalna duktilnost konstrukcije ob prehodu na dejansko izbrano armaturo (varianta 2) zmanjšala za približno 10 %. Z upoštevanje minimalnih zahtev Evrokoda 8 oziroma metode načrtovanja nosilnosti duktilnost naraste za 5 do 9 %.

Takšno spreminjanje dodatne nosilnosti in duktilnosti se neposredno odraža na pospešku tal, ki ga konstrukcija lahko prenese. V primeru naše stavbe je bil projektni pospešek tal 0,29 g, konstrukcija pa

bi prenesla pospešek tal velikosti 0,55 g (za smer X celo 0,59 g). Zanimiv je tudi podatek, da bi konstrukcija brez upoštevanja kakršnihkoli zahtev standarda Evrokod 8 prenesla pospešek tal velikosti 0,45 g (za smer X 0,51 g), torej kar za 56 % večji pospešek tal, kot znaša projektni pospešek tal.

Verjetnost nastopa izbranega mejnega stanja konstrukcije je določena na podlagi pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese. Tako večanju pospeška sledi manjšanje verjetnosti porušitve. Za našo konstrukcijo znaša verjetnost porušitve $8,47 \cdot 10^{-4}$ za smer X, za smer Y pa $6,33 \cdot 10^{-4}$. Tudi v primeru, ko varnost pri projektiranju vrednotimo z verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve, se izkaže, da se verjetnost porušitve najbolj zmanjša (za faktor 3) zaradi upoštevanja dejanskih srednjih materialnih karakteristik. Skupni faktor varnosti pri projektiranju, če ga določimo na osnovi verjetnosti prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve, znaša 11 za smer X in 7 za smer Y.

Čeprav konstrukcija ustreza vsem zahtevam Evrokoda 8 in prenese potres, za katerega obstaja 0,85 % verjetnosti, da se bo pojavil v 50 letih (povratna doba 5880 let), kar je mnogo manj od zahtevanih 10 % v 50 letih, se izkaže, da je verjetnost porušitve mnogo večja od sprejemljive verjetnosti porušitve, če upoštevamo na Evrokod 0 in razred zanesljivosti RC2 ($1,30 \cdot 10^{-6}$). Razlike je torej kar za faktor 650. Vendar glede doseganja varnosti velja omeniti še dve dejstvi: izračunan pospešek, pri katerem konstrukcija doseže mejno stanje blizu porušitve, je na varni strani, saj smo pri računu rotacije posameznega elementa za stanje NC upoštevali varnostni faktor 1,5. Če tega ne bi upoštevali, bi konstrukcija prenesla pospešek 0,78 g, verjetnost porušitve pa bi znašala $2,29 \cdot 10^{-4}$. Poleg tega pa je zahtevi Evrokoda 0 glede sprejemljive verjetnosti porušitve skoraj nemogoče zadostiti. V primeru potresa se ocenjuje, da bi bila sprejemljiva verjetnost prekoračitve stanja blizu porušitve nekje med 10^{-4} in 10^{-5} . Zanimiva je tudi verjetnost porušitve konstrukcije, ki bi bila dimenzionirana tako, da bi izpolnjevala zgolj zahtevo po neporušitvi: v pričakovani življenjski dobi konstrukcije, ki je 50 let, bi bila verjetnost porušitve take stavbe kar 30 %. To je seveda nesprejemljivo.

Lahko ugotovimo, da konstrukcije, ki so dimenzionirane v skladu z vsemi zahtevami Evrokoda 8, k sreči prenesejo potrese, ki so mnogo močnejši potres od projektnega potres. Zato bi bilo smiselno, da bi v Evrokodu 8 popravili formulacijo osnovnega načela po neporušitvi konstrukcije. Za obravnavno konstrukcijo smo namreč dokazali, da se ne bi porušila niti v primeru potresa, ki ima povratno dobo 6000 let. Kljub temu se pojavlja vprašanje, ali je potresno tveganje za tako projektirano konstrukcijo sprejemljivo, saj je ocenjena verjetnost prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve konstrukcije enaka $8,5 \cdot 10^{-4}$, kar je bistveno več od ciljne zanesljivosti, ki jo predpisuje Evrokod 0

VIRI

Antoniou, S., Pinho, R. 2004. Advantages and limitations of adaptive and non adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering* 8, 4: 497–522.

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 2–11, 2–12, 2–15, 8–8, 8–45 8–104.

Chopra, A., K., Goel, R., K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismicdemands for buildings. *Engineering & Structural Dynamics* 31, 3: 561–582.

Chopra, A., K., 2007. Elastic response spectrum: A historical note. *Engineering & Structural Dynamics* 36, 1: 3–12.

Cornell, C.A., Krawinkler, H. 2000. Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News* 3(2): 1–3.

Cornell, C.A. 1996. Reliability-based earthquake-resistant design - The future. V: Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science; Paper No. 2166.
http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11_2166.PDF (Pridobljeno 14.8.2012.)

Dolšek, M., Fajfar, P. 2007. Simplified probabilistic seismic performance assessment of planasymmetric building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36, 13: 2021–2041.

Dolšek, M., 2007. A Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 38, 6: 805–825.

Dolšek, M. 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS. Študijsko gradivo za podiplomske študente konstrukcijske smeri pri predmetu Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo: 20 loč. pag.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Dolšek): 220 f.

Drobnič, D. 1997. Nelinearna seizmična analiza štirietažne armiranobetonske okvirne stavbe. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 182str.

Fajfar, P., Lapajne, J., Aljinović, B., Breška, Z., Logar, J., Matičec, D., Poljak, M., Prelogovič, E., Premru, U., Ribarič, V., Sočan, S., Vidic, T., Živčič, M., Jevšenak, B., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., 1994. Verjetnostna ocena potresne nevarnosti na lokaciji Nuklearne elektrarne Krško, Revizija 1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Fajfar, P. 2007. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Evrokod 8 – Splošno in analiza. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo(samozaložba P. Fajfar): 102 prosojnice.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302–315.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 519 str.

Fajfar, P. Dolšek, M., 2012. A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 41, 3: 531–547.

Fardis, M., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A. 2005. Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance : general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures. London, Thomas Telford: 279 str.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001a. Nova karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal namesto intenzitete. Gradbeni vestnik 50, 140–149.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B. 2000. Jalovišče Boršt – verjetnostna ocena vršnega pospeška tal. Gradbeni vestnik 49, 171-184.

Lazar, N. 2011. Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje – primer osem-etažne armiranobetonske stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Lazar): 118 str.

Miranda, E., Bertero, V.V. 1994. Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design, *Earthquake Spectra* 10, 357–379.

Newmark, N., M., Hall, W., J. 1969. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 2: 37–50.

Trifunac, M., D. 2006. Brief history of computation of earthquake response spectra, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26, 6–7: 501–508.

Vamvatsikos, D., Cornell, CA. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31, 3:491–514.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. *Diplomska naloga*. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Zupančič): 102f.

Open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES). 2004. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu> (Pridobljeno 14.1.20012.)

CSI 2002. ETABS Manuals, Computers & Structures Inc., Berkeley, California.

ISO 2391:1998(E) – General principles on reliability for structures.

JCSS: 2000 – Probabilistic model code – Part 1: Basis of Design.

SIST EN 1990: 2004 – Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1: 2005 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-3: 2005 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.

Internetni viri

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001b. Karta potresne nevarnosti Slovenije - Pospešek tal za povratno dobo 1000 let. Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo.
http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_1000.html (Pridobljeno 11. 8. 2012.)

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001c. Karta potresne nevarnosti Slovenije - Pospešek tal za povratno dobo 10000 let. Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo.
http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html (Pridobljeno 11. 8. 2012.)

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001d. Karta potresne nevarnosti Slovenije – Projektni pospešek tal. Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html (Pridobljeno 23. 8. 2012.)