

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

**Nuša Lazar**

**Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno  
tveganje - primer osem-etažne  
armiranobetonske stavbe**

**Diplomska naloga št.: 3189**

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 13. 9. 2011

## **ERRATA**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTU**

Podpisana Nuša Lazar izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje – primer osem-etažne armiranobetonske stavbe«.

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

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

Ljubljana, 29. 8. 2011

Nuša Lazar

## **BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

- UDK:** 624.042.7(043.2)
- Avtor:** Nuša Lazar
- Mentor:** izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
- Naslov:** Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje – primer osem-etažne armiranobetonske stavbe
- Obseg in oprema:** 118 str., 29 pregl., 27 graf., 60 sl., 64 en.
- Ključne besede:** potresno inženirstvo, zanesljivost konstrukcij, potresno tveganje, projektiranje konstrukcij, armiranobetonski okvir, nelinearna statična analiza, mejno stanje, potresna nevarnost

### **Izvleček**

Izkušnje iz nedavnih potresov po svetu kažejo, da je tveganje za izgubo življenja in premoženja zaradi potresne nevarnosti previsoko, če stavbe niso primerno projektirane. To spoznanje ni novo, saj za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih obstaja veliko različnih standardov. Razviti so bili z namenom, da bi omejili potresno tveganje, kar je v standardih posredno upoštevano s predpisanim načrtovanjem nosilnosti za izbran projektni potres. Zato ne moremo trditi, da trenutno veljavni standardi za potresnoodporno projektiranje konstrukcij kontrolirajo potresno tveganje do te mere, da bi bilo sprejemljivo za vse vrste konstrukcij in vse investitorje. Z namenom, da bi to pomanjkljivost odpravili, smo v okviru diplomske naloge razvili postopek za potresnovarno projektiranje stavb, pri čemer varnost definiramo s sprejemljivim potresnim tveganjem. Postopek je iterativen in zahteva uporabo nelinearnih metod analize. Izhajamo iz osnovne konstrukcije, ki jo lahko določimo z uporabo standardov. Za to konstrukcijo ocenimo potresno tveganje in ga primerjamo s sprejemljivim oz. toleriranim tveganjem. V primeru, da je potresno tveganje preveliko, sprejmemo ukrepe za njegovo zmanjšanje in ga ponovno ocenimo za novo izboljšano konstrukcijo. Uporabo postopka smo prikazali na primeru osem-etažne armiranobetonske stavbe. Za osnovno konstrukcijo, ki je bila projektirana po trenutno veljavnih standardih, smo ugotovili, da je tveganje za porušitev zaradi potresov preveliko. Izkazalo se je tudi, da je mehanizem porušitve preučevane konstrukcije različen od tistega, ki je predpostavljen z metodo načrtovanja nosilnosti. To kaže na pomanjkljivost trenutno veljavnih standardov za potresnoodporno projektiranje. Zadostno varnost smo nato dosegli z manjšim povečanjem armature v stebrih, kar nima bistvenega vpliva na vrednost investicije, vendar zmanjša tveganje za faktor dva.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.042.7(043.2)  
**Author:** Nuša Lazar  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Matjaž Dolšek  
**Title:** Risk-based seismic design of buildings – An example of an eight storey reinforced concrete building  
**Notes:** 118 p., 29 tab., 27 graph., 60 fig., 64 eq.  
**Key words:** earthquake engineering, reliability of structures, seismic risk, reinforced concrete frame, pushover analysis, limit state, seismic hazard

### **Abstract**

Experiences from recent earthquakes around the world show that the risk of life and property loss due to seismic hazard is too high if buildings are not properly designed. This finding is not new, since there are many different standards for the design of structures in seismic areas. Those standards were developed to reduce seismic risk, but they only prescribe the capacity design procedure for a given design earthquake. Therefore we cannot claim that the current standards for seismic resistant design of structures control seismic risk to such an extent that would be acceptable for all types of structures and for all investors. In order to overcome this shortcoming we developed a procedure for design of buildings based on seismic safety, which is defined with acceptable seismic risk. The process is iterative and requires the use of nonlinear methods of analysis. Firstly, the structure should be preliminarily designed, which can be achieved by utilising standards for seismic resistant design of buildings. Then we estimate the seismic risk and compare it to an acceptable or tolerated risk. If the seismic risk is too high, we take measures to reduce it and re-evaluate it for a new and improved structure. The proposed procedure was demonstrated by means of an example of an eight-storey reinforced concrete building. For the base structure that was designed under current standards, we found, that the risk of collapse due to earthquakes was too high. We also proved that the capacity design method does not provide the assumed collapse mechanism, which is a weakness of current standards for seismic resistant design. Finally, we showed that the adequate seismic safety can be provided by a small increase of the columns' reinforcement, which does not substantially affect the cost of the investment, but reduces the seismic risk by a factor of two.

## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2 OBNAŠANJE KONSTRUKCIJ MED POTRESI</b>	<b>4</b>
<b>3 OSNOVNI PRINCIPI ZA PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH STAVB</b>	<b>12</b>
3.1 Potresna obtežba	12
3.2 Projektiranje stavb	13
3.2.1 Linearne metode analize	16
3.2.2 Metoda načrtovanja nosilnosti	18
<b>4 TEORETIČNE OSNOVE METODE ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA STAVB</b>	<b>23</b>
4.1 Osnovni pojmi	23
4.2 Osnovni problem zanesljivosti konstrukcij	24
4.3 Ocena potresnega tveganja	27
4.4 Sprejemljiva verjetnost poružitve	33
4.4.1 Ciljne zanesljivosti po standardih	35
4.4.1.1 ISO	35
4.4.1.2 EC0	37
4.4.1.3 JCSS	38
4.4.2 Modeli za določitev toleriranega tveganja	38
4.4.2.1 CIRIA	38
4.4.2.2 Allen	39

<b>5 DOLOČITEV POTRESNIH ZAHTEV</b>	<b>40</b>
<b>5.1 Kratak pregled metod in postopkov za določitev parametrov potresnega odziva stavb</b>	<b>40</b>
<b>5.2 Poenostavljena nelinearna metoda</b>	<b>42</b>
<b>5.3 Opis modela za nelinearno statično analizo</b>	<b>48</b>
<b>5.3.1 Splošno</b>	<b>48</b>
<b>5.3.2 SAP2000</b>	<b>50</b>
<b>5.3.3 PBEE toolbox v povezavi z OpenSees</b>	<b>54</b>
<b>6 PRIMER</b>	<b>57</b>
<b>6.1 Opis konstrukcije in potresne obtežbe</b>	<b>57</b>
<b>6.2 Modalna analiza</b>	<b>60</b>
<b>6.2.1 Opis modela</b>	<b>60</b>
<b>6.2.2 Nihajni časi in oblike</b>	<b>64</b>
<b>6.2.3 Etažne prečne sile</b>	<b>69</b>
<b>6.2.4 Kontrola pomikov</b>	<b>70</b>
<b>6.2.5 Vpliv teorije drugega reda</b>	<b>73</b>
<b>6.2.6 Komentar rezultatov</b>	<b>74</b>
<b>6.3 Nelinearna statična analiza</b>	<b>76</b>
<b>6.3.1 Opis modela za nelinearno statično analizo</b>	<b>76</b>
<b>6.3.1.1 Primer izračuna odnosa moment-rotacija za gredo P in T prereza</b>	<b>77</b>
<b>6.3.1.2 Primer izračuna odnosa moment-rotacija za steber</b>	<b>81</b>
<b>6.3.2 Obtežba</b>	<b>83</b>
<b>6.3.3 Rezultati</b>	<b>84</b>
<b>6.3.4 Mejna stanja</b>	<b>86</b>
<b>6.3.5 Komentar rezultatov</b>	<b>92</b>

<b>6.4 Ocena potresnega tveganja</b>	<b>92</b>
<b>6.4.1 Potresna nevarnost</b>	<b>92</b>
<b>6.4.2 Določitev pospeška za mejna stanja</b>	<b>93</b>
<b>6.4.3 Tveganje</b>	<b>96</b>
<b>6.4.4 Komentar rezultatov</b>	<b>98</b>
<b>6.5 Projektiranje okvira na izbrano stopnjo zanesljivosti</b>	<b>101</b>
<b>7 ZAKLJUČEK</b>	<b>109</b>
<b>8 VIRI</b>	<b>113</b>



## KAZALO TABEL

Tabela 1: Tveganja v družbi (Vir: Melchers, 1999)	34
Tabela 2: Pokazatelji toleriranega tveganja (Vir: Melchers, 1999)	34
Tabela 3: Ciljne vrednosti $\beta$ v življenjski dobi konstrukcije (Vir: ISO 2934, 1998)	36
Tabela 4: Določitev razredov glede na posledice (Vir: SIST EN 1990)	37
Tabela 5: Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti $\beta$ za mejna stanja nosilnosti (Vir: SIST EN 1990)	37
Tabela 6: Vrednosti $\beta$ pri nekaj vrednosti $P_f$ (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)	38
Tabela 7: Indeksi zanesljivosti pri mejnem stanju nosilnosti za dobo 1 leta (privzeto po JCSS, Probabilistic Model Code)	38
Tabela 8: Faktor družbenega merila (Vir: Melchers, 1999)	39
Tabela 9: Vrednosti faktorjev $A$ in $W$ (Vir: Bhattacharya in sod., 2001)	39
Tabela 10: Nihajni časi in efektivne mase - Model P	64
Tabela 11: Nihajni časi in efektivne mase - Model T	65
Tabela 12: Etažne prečne sile - Model P	69
Tabela 13: Etažne prečne sile - Model T	69
Tabela 14: Pomiki centra mase - Model P	71
Tabela 15: Pomiki centra mase - Model T	71
Tabela 16: Kontrola MSU za analizo s projektnim spektrom pospeškov - Model P	72
Tabela 17: Kontrola MSU za analizo z elastičnim spektrom pospeškov - Model P	72
Tabela 18: Kontrola MSU za analizo s projektnim spektrom pospeškov - Model T	72
Tabela 19: Kontrola MSU za analizo z elastičnim spektrom pospeškov - Model T	73
Tabela 20: Koeficient občutljivosti za etažne pomike - Model P	74
Tabela 21: Koeficient občutljivosti za etažne pomike - Model T	74
Tabela 22: Pomik na vrhu konstrukcije za mejna stanja DL, SD in NC.	87
Tabela 23: Masa idealiziranih sistemov z eno prostostno stopnjo in faktor za pretvorbo	95
Tabela 24: Pospešek tal pri mejnih stanjih konstrukcije	95
Tabela 25: Potresna nevarnost in potresno tveganje	97
Tabela 26: Verjetnost porušitve konstrukcije v dobi enega leta in njeni življenjski dobi	98

Tabela 27: Tolerirano tveganje za izgubo življenja in sprejemljiva verjetnost porušitve glede na različne modele	100
Tabela 28: Pospešek tal in potresno tveganje za mejno stanje blizu porušitve (NC) pri različnih armiranjih stebrov	101
Tabela 29: Pospešek tal in potresno tveganje za mejno stanje blizu porušitve (NC) pri različnem armiranju stebrov	108

## KAZALO GRAFOV

Graf 1: Zmanjšanje nosilnosti na račun duktilnosti in dodatne nosilnosti	14
Graf 2: Spektri pospeška za povratno dobo potresa 475, 1000, 5000 in 10000 let (Vir: Dolšek, 2004)	31
Graf 3: Določitev idealizirane krivulje kapacitete (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)	45
Graf 4: Grafična določitev pospeška tal pri posameznem mejnem stanju konstrukcije	48
Graf 5: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka (Vir: FEMA, 2007)	50
Graf 6: Odnos med momentom in rotacijo plastičnega členka (Vir: Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009)	51
Graf 7: Elastični in projektni spekter pospeškov	59
Graf 8: Interakcijski diagram za gred pravokotnega prereza v prvi etaži	77
Graf 9: Odnos moment-rotacija za plastični členek grede v prvi etaži - model P	79
Graf 10: Interakcijski diagram za gred T prereza v prvi etaži	79
Graf 11: Interakcijski diagram za steber	82
Graf 12: Obtežno-deformacijske krivulje - SAP2000	84
Graf 13: Obtežno-deformacijske krivulje - PBEE toolbox - TPR	85
Graf 14: Obtežno-deformacijske krivulje - PBEE toolbox - TDR	85
Graf 15: Obtežno-deformacijske krivulje z mejnimi stanji konstrukcije - SAP2000	89
Graf 16: Obtežno-deformacijske krivulje z mejnimi stanji konstrukcije - PBEE toolbox - TPR	89
Graf 17: Obtežno-deformacijske krivulje z mejnimi stanji konstrukcije - PBEE toolbox - TDR	90
Graf 18: Etažni pomiki modela P pri enakomerni razporeditvi obtežbe	90
Graf 19: Etažni pomiki modela P pri modalni razporeditvi obtežbe	91
Graf 20: Etažni pomiki modela T pri enakomerni razporeditvi obtežbe	91
Graf 21: Etažni pomiki modela T pri modalni razporeditvi obtežbe	91
Graf 22: Krivulja kapacitete in spektri obremenitve za model T pri modalni razporeditvi obtežbe	96
Graf 23: Vpliv nihajnega časa na določitev pospeška tal	99
Graf 24: Obtežno-deformacijske krivulje pri različnem armiranju stebrov	107

## KAZALO SLIK

Slika 1: Dopustno stanje objekta glede na jakost potresa in pomembnost objekta (Vir: Fajfar, 2007)	2
Slika 2: L'Aquila - Lega epicentra (Vir: Hooper, Walker, 2009)	5
Slika 3: Mehanizmi porušitve zidu zaradi slabe medsebojne povezave: A - prevrnitev celotnega zidu; D - prevrnitev dela zidu; E - prevrnitev vertikalnih pasov med odprtini (Vir: D'Ayala, Paganoni, 2010)	5
Slika 4: L'Aquila - Potresne ojačitve zidanih stavb: (a) lesena vez, (b) vez iz kovanega železa vstavljena v robni steber zidu, (c) jeklena vez iz 20. stoletja (Vir: D'Ayala, Paganoni, 2010)	5
Slika 5: L'Aquila - Porušeno polnilo pri AB okvirni stavbi (Vir: Cecić, Godec, 2010)	6
Slika 6: L'Aquila - Armatura stebra (Vir: Cecić, Godec, 2010)	6
Slika 7: L'Aquila - Porušene in stoječe stavbe (Vir: Polizia di Stato, 2009)	6
Slika 8: Haiti - Karta potresne intenzitete in lokacija epicentra (Vir: U.S. Agency of International Development, 2010)	7
Slika 9: Haiti - Predsedniška palača v Port-au-Princu po potresu, prej visoka 3 etaže (Vir: Munoz, 2010)	8
Slika 10: Haiti - Najbolj pogost način porušitve pri potresu v Haitiju (Vir: Belizaire, 2010)	8
Slika 11: Čile - Karta potresne intenzitete in lega epicentra (Vir: Astu's Science Blog, 2010)	9
Slika 12: Čile - Stoječa novogradnja in porušen starejši objekt (Vir: Mooney, 2010)	9
Slika 13: Čile - Novogradnja poškodovana zaradi likvifikacije tal (Vir: Oxfam Canada, 2010)	9
Slika 14: Japonska - Karta potresne intenzitete in lega epicentra (Vir: Hays, 2011)	10
Slika 15: Japonska - Fujitsuka v mestu Sendai pred in po potresu in cunamiju (Vir: ABC News, 2011)	11
Slika 16: Elastični spekter odziva za tipe tal A do E (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)	13
Slika 17: Metoda načrtovanja nosilnosti - analogija z verigo (Vir: Fajfar, 2007)	18
Slika 18: Porušni mehanizem okvirne konstrukcije	19
Slika 19: Postopek načrtovanja nosilnosti - greda (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)	20
Slika 20: Postopek načrtovanja nosilnosti - steber (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)	21
Slika 21: Skupna gostota verjetnosti in robni gostoti verjetnosti spremenljivk $S$ in $R$ ter območje porušitve (Vir: Melchers, 1999)	25

Slika 22: Osnovni problem zanesljivosti konstrukcij (Vir: Melchers, 1999)	26
Slika 23: Karta potresne nevarnosti Slovenije - Pospešek tal za povratno dobo 1000 let (Vir: Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001a)	32
Slika 24: Karta potresne nevarnosti Slovenije - Pospešek tal za povratno dobo 10000 let (Vir: Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001b)	32
Slika 25: Razvrstitev metod za oceno potresnih zahtev stavb glede na zahtevnost in uporabnost (Vir: Dolšek in sod., 2011)	42
Slika 26: Določitev lastnosti plastičnega členka v programu SAP2000	53
Slika 27: Trilinearen in bilinearen odnos moment - rotacija z mehčanjem (Vir: Dolšek, 2010)	55
Slika 28: Garažna hiša v Reki	57
Slika 29: Tloris in prečni prerez konstrukcije	58
Slika 30: Prečni prerez stebra ob vpetju (levo) in tipičnega stebra (desno)	58
Slika 31: Prečni prerez grede v prvih dveh etažah (levo) in preostalih etažah (desno)	58
Slika 32: Parametri sodelujoče širine pasnice (Vir: SIST EN 1992-1-1, 2005)	61
Slika 33: T prerez zunanje in notranje grede	61
Slika 34: Model P	63
Slika 35: Model T	64
Slika 36: Prva nihajna oblika - Model P	65
Slika 37: Druga nihajna oblika - Model P	66
Slika 38: Tretja nihajna oblika - Model P	66
Slika 39: Četrta nihajna oblika - Model P	66
Slika 40: Peta nihajna oblika - Model P	67
Slika 41: Prva nihajna oblika - Model T	67
Slika 42: Druga nihajna oblika - Model T	67
Slika 43: Tretja nihajna oblika - Model T	68
Slika 44: Četrta nihajna oblika - Model T	68
Slika 45: Peta nihajna oblika - Model T	68
Slika 46: Gred pravokotnega prereza v prvi etaži	77
Slika 47: Gred T prereza v prvi etaži	80
Slika 48: Vogalni steber in njegov prerez ob vpetju	81
Slika 49: Mejno stanje blizu porušitve - Model P - SAP2000	87

Slika 50: Mejno stanje blizu porušitve - Model P - OpenSees	88
Slika 51: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - osnovna konstrukcija	102
Slika 52: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - osnovna konstrukcija	103
Slika 53: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 1,5 % armiranje	103
Slika 54: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - 1,5 % armiranje	104
Slika 55: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 2 % armiranje	104
Slika 56: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - 2 % armiranje	105
Slika 57: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 2,7 % armiranje	105
Slika 58: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - 2,7 % armiranje	106
Slika 59: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 3 % armiranje	106
Slika 60: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - 3 % armiranje	107

## OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

ATC	Applied Technology Council
CAE	Conditional Average Estimator
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
CQC	Complete Quadratic Combination
CSI	Computers & Structures, Inc.
CSM	Capacity Spectrum Method
DCH	Ductility Class High
DCM	Ductility Class Medium
EERI	Earthquake Engineering Research Institute
FEMA	Federal Emergency Management Agency
IDA	Inkrementna dinamična analiza
ISO	International Organisation for Standardisation
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
SDOF	Single Degree of Freedom
SRSS	Square Root of Sum of Squares
TDR	Teorija drugega reda
TPR	Teorija prvega reda

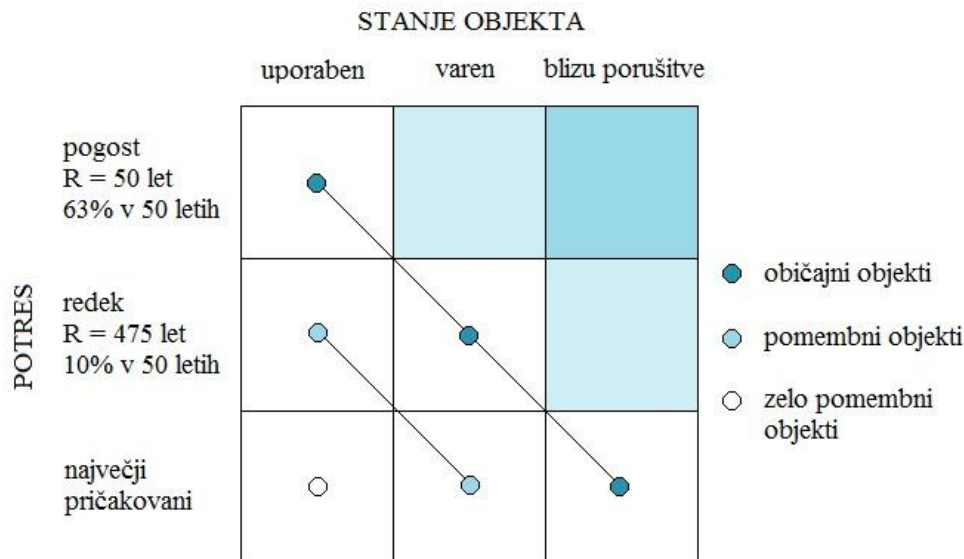
## 1 UVOD

Glavni namen pri načrtovanju gradbenih konstrukcij je zagotavljanje zadostne varnosti napram potencialnim izgubam, ki bi se lahko pojavile v predvideni življenjski dobi konstrukcije zaradi različnih vplivov nanjo. Med vplive na konstrukcijo uvrščamo stalne in spremenljive vplive, ki jih lahko razmeroma dobro ocenimo ter neugodne in potresne vplive, ki so bolj slučajne narave in jih zato ne moremo natančno predvideti. Zaradi tega potresni vpliv na konstrukcijo določamo na podlagi preteklih opazovanj oziroma na osnovi potresne nevarnosti, vendar v procesu načrtovanja konstrukcij obstaja dilema izbire jakosti potresne obtežbe. V različnih standardih za projektiranje konstrukcij na potresni vpliv je ta dilema rešena tako, da konstrukcije načrtujemo za projektni potres, ki je predpisan na osnovi definirane povratne dobe potresa. Na primer, običajne stavbe projektiramo na potresni vpliv s povratno dobo 475 let, ki ima 10 % verjetnost, da se pojavi v dobi 50 let. Učinek takega potresa se glede na pomembnost objekta poveča ali pomanjša. To pomeni, da bolj pomembne objekte, kot je na primer bolnišnica, načrtujemo za potrese z večjo povratno dobo, ki povzročijo večje učinke na konstrukcijo. Z namenom zagotavljanja varnosti človeških življenj in hkrati ekonomičnosti gradnje se pri projektnem potresu dovoli, da se stavba močno poškoduje, ne pa tudi poruši. Tudi strogost te zahteve se spreminja glede na pomembnost objekta, kot je prikazano na sliki 1. Opisan način načrtovanja konstrukcij se trenutno uporablja v praksi. Govorimo o potresnoodpornem načrtovanju konstrukcij, saj s takšnim načinom načrtovanja zagotavljamo, da je konstrukcija dovolj odporna za definiran projektni potres.

Dejstvo je, da se lahko v življenjski dobi objekta, kljub nizki verjetnosti, pojavi tudi močnejši potres od projektnega, ki povzroča večje poškodbe ali celo porušitev objekta. Predvsem za porušitev konstrukcije nas pri načrtovanju zanima kolikšna je verjetnost, da bo do takega stanja poškodovanosti prišlo. To vrednost lahko ocenimo z analizo potresnega tveganja. Za najbolj enostaven primer potresno tveganje opišemo z verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja, na primer mejnega stanja blizu porušitve konstrukcije. V tej informaciji so zajeti vsi možni potresi, ki bi lahko prizadeli konstrukcijo na neki lokaciji in ne le projektni potres, kar je običajno za potresnoodporno projektiranje, ki je predpisano v standardih. Na podlagi ocene



potresnega tveganja se lahko nato odločimo ali je načrtovana konstrukcija potresnovarna, pri čemer varnost definiramo na osnovi sprejemljivega ali toleriranega tveganja.



Slika 1: Dopustno stanje objekta glede na jakost potresa in pomembnost objekta (Vir: Fajfar, 2007)

Z oceno potresnega tveganja je zato možno nadgraditi potresnoodporno načrtovanje konstrukcij, ki je predpisano s standardi in se uporablja v praksi. Takšno nadstandardno načrtovanje konstrukcij poimenujemo potresnovarno načrtovanje konstrukcij, kar je tudi predmet diplomske naloge. Za potresnovarno projektiranje konstrukcij je potreben iterativen postopek. Izhajamo iz osnovne konstrukcije, ki jo določimo z uporabo standardov, ki zagotavljajo potresnoodporno konstrukcijo. Za to konstrukcijo ocenimo potresno tveganje in ga primerjamo s sprejemljivim oz. toleriranim tveganjem. V primeru, da je potresno tveganje preveliko, sprejmemo ukrepe za njegovo zmanjšanje in ga ponovno ocenimo za novo, izboljšano konstrukcijo. Ta postopek ponavljamo dokler ne dosežemo sprejemljivega tveganja oz. ciljne zanesljivosti konstrukcije. Prednost takšnega načina načrtovanja konstrukcij pred klasičnim je v tem, da eksplicitno zagotovimo varnost proti porušitvi, kar v primeru klasičnega, potresnoodpornega projektiranja ne naredimo. Poleg tega lahko investitor vpliva na izbiro sprejemljivega tveganja in tako za svojo investicijo zagotovi, da je verjetnost za izgube zelo majhna, kar je včasih mogoče doseči že z zelo majhnim povečanjem investicije.

V prvem delu diplomske naloge smo nakazali na problem obnašanja konstrukcij med nedavnimi močnejšimi potresi, ki so povzročili veliko škodo in pričajo o pomembnosti načrtovanja objektov na potresnih območjih. Nato sledi teoretični del. Podali smo osnovne principe projektiranja potresnoodpornih stavb po Evrokod standardih, ki so bili upoštevani pri projektiranju obravnavane stavbe, in sicer določitev potresne obtežbe, linearne metode analize in metoda načrtovanja nosilnosti. V nadaljevanju smo predstavili teoretične osnove za oceno potresnega tveganja in različne modele za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve konstrukcije. Opisali smo nekatere nelinearne metode analize, ki se v okviru ocene potresnega tveganja konstrukcij uporabljajo za določitev potresnih zahtev. Natančneje smo obravnavali N2 metodo (Fajfar 2000). V drugem delu diplomske naloge smo potresnovarno projektiranje konstrukcij demonstrirali na primeru osem-etažne armiranobetonske stavbe. Zaradi pomanjkanja določil glede modeliranja gred v Evrokod standardu smo uporabili dva različna modela konstrukcije. Za grede smo enkrat uporabili pravokotne prereze, enkrat pa prereze T oblike. Na podlagi rezultatov smo se nato odločili kateri model je primernejši. S programom SAP2000 smo izvedli modalno in nelinearno analizo, ki smo jo nato naredili še s PBEE Toolbox-om, ki deluje v povezavi s programom OpenSees. Definirali smo mejna stanja poškodovanosti, zanje po N2 metodi določili pospešek tal in nato ocenili potresno tveganje. Potresno tveganje pri mejnem stanju blizu porušitve smo primerjali s sprejemljivo in tolerirano verjetnostjo porušitve določeno po modelih opisanih v teoretičnem delu naloge. Z uporabo nelinearnega modela, kjer smo grede modelirali s prerezi oblike T, smo preučevali kolikšen je vpliv povečanja armature v stebrih na potresno tveganje. Na osnovi te študije smo konstrukcijo utrdili tako, da je izpolnila izbrano zahtevo po sprejemljivem tveganju.

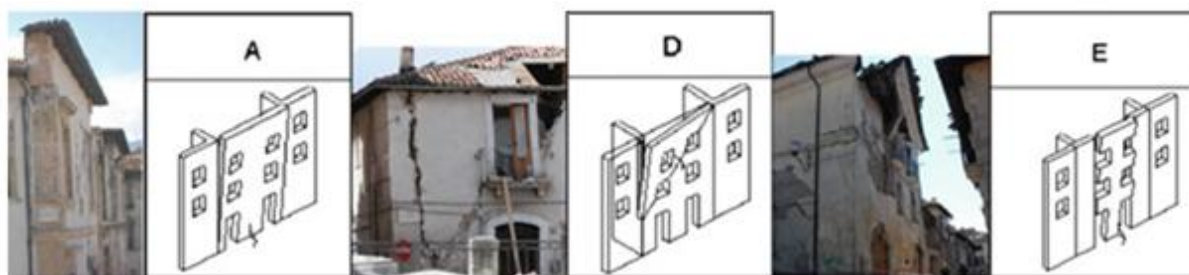
## 2 OBNAŠANJE KONSTRUKCIJ MED POTRESI

Z namenom, da bi nakazali pomembnost načrtovanja objektov na potresni vpliv, smo v tem poglavju opisali posledice nekaj nedavnih močnejših potresov, ki so terjali številne človeške žrtve in povzročili veliko gmotno škodo.

V mestu L'Aquila v Italiji, ki je bilo v preteklosti že porušeno zaradi potresa, se je 6. aprila 2009 zgodil potres z magnitudo 6,3 (Slika 2). Porušenih ali poškodovanih je bilo med 10 in 15 tisoč zgradb, umrlo pa je 308 ljudi (Cecić, Godec, 2010). Denarna škoda je ocenjena na 2 do 3 milijarde evrov (Rodgers, 2010). Najbolj so bile poškodovane zidane stavbe iz 18. in 19. stoletja, ki so bile zgrajene po potresu leta 1703. Pri takih objektih je bil najpogostejši vzrok porušitve padanje nepovezanih zidov iz svoje ravnine (Slika 3). Zidane stavbe, ki so bile naknadno potresno utrjene (Slika 4), so bile manj poškodovane. Kljub znani potresni preteklosti in umeščenosti območja v cono z največjo potresno ogroženostjo na karti potresne nevarnosti se pri gradnji v zadnjih desetletjih ni dosledno upoštevalo pravil potresnoodporne gradnje, zaradi česar je prišlo do porušitve tudi novejših stavb. Pri armiranobetonskih okvirnih objektih je pogosto prišlo do porušitve polnil (Slika 5) in ponekod zaradi močnih polnil do poškodbe nosilnega sistema. Neupoštevanje zahtev za potresnovarno gradnjo je vidno pri uporabi gladke armature, šibkih stremen s prevelikimi razmaki, prekratke sidrne dolžine in dolžine preklapljanja armaturnih palic (Slika 6). Po potresu so bili poškodovani in zaprti tudi pomembni javni objekti, ki bi morali biti projektirani na višjo potresno obtežbo, npr. osrednja bolnišnica (Hooper, 2009).



Slika 2: L'Aquila - Lega epicentra (Vir: Hooper, Walker, 2009)



Slika 3: Mehanizmi porušitve zidu zaradi slabe medsebojne povezave: A - prevrnitev celotnega zidu; D - prevrnitev dela zidu; E - prevrnitev vertikalnih pasov med odprtini (Vir: D'Ayala, Paganoni, 2010)



Slika 4: L'Aquila - Potresne ojačitve zidanih stavb: (a) lesena vez, (b) vez iz kovanega železa vstavljen v robni steber zidu, (c) jeklena vez iz 20. stoletja (Vir: D'Ayala, Paganoni, 2010)



Slika 5: L'Aquila - Porušeno polnilo pri AB okvirni stavbi (Vir: Cecić, Godec, 2010)



Slika 6: L'Aquila - Armatura stebra (Vir: Cecić, Godec, 2010)



Slika 7: L'Aquila - Porušene in stoječe stavbe (Vir: Polizia di Stato, 2009)

12. januarja 2010 je Haiti prizadel potres z magnitudo 7. Smrtnih žrtev je po zadnjih ocenah okoli 316 tisoč (CBC News, 2011), porušenih ali zelo poškodovanih pa je bilo 245 tisoč stavb (Booth, 2010), med njimi tudi pomembne zgradbe kot so bolnice in šole. Porušila se je tudi predsedniška palača, ki naj bi bila med potresno najbolj varnimi objekti v Port-au-Princu (Slika 9) (Royce, 2010). Škoda je bila ocenjena na 8 milijard evrov (BBC News, 2010). Do ogromne škode je prišlo zaradi goste naseljenosti v bližini epicentra (Slika 8) in predvsem zaradi potresno neprimerne gradnje (Royce, 2010). Vzrok je pomanjkanje ustreznega standarda in revščina, ki povzroča uporabo poceni in malo gradbenega materiala in slabo gradnjo. Najbolj pogosto so se konstrukcije rušile tako, da so plošče padale ena na drugo in tvorile »sendvič« zaradi slabo izvedene vertikalne nosilne konstrukcije (Slika 10).



Slika 8: Haiti - Karta potresne intenzitete in lokacija epicentra (Vir: U.S. Agency of International Development, 2010)

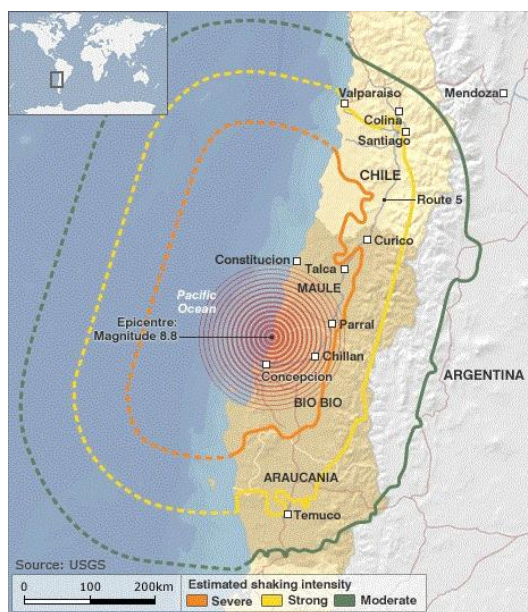


Slika 9: Haiti - Predsedniška palača v Port-au-Princu po potresu, prej visoka 3 etaže (Vir: Munoz, 2010)

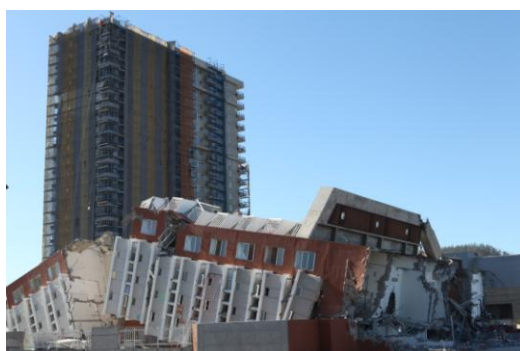


Slika 10: Haiti - Najbolj pogost način porušitve pri potresu v Haitiju (Vir: Belizaire, 2010)

Čile je 27. Februarja 2010 stresel potres z magnitudo 8,8, kateremu je sledilo več močnih popotresnih sunkov in cunami, ki pa ni povzročil večje škode. Slika 11 prikazuje lego epicentra in intenziteto potresa. Umrlo je 528 ljudi (Voice of America News, 2010), denarna škoda pa je ocenjena na 11 do 20 milijard evrov (MMC RTV SLO, 2010). Porušile so se številne starejše zgradbe, med njimi tudi nekatere zgodovinskega pomena, kot so cerkve in poslopja iz ilovice (SiOL, 2010). Uničenih je bilo več kot milijon in pol gospodinjstev. Najbolj je bilo prizadeto drugo največje mesto Concepcion, kjer so se porušili mostovi in vdrle ceste ter tako preprečile dostop do središča mesta. V primerjavi s potresom v Haitiju je bilo žrtev zaradi potresno primernejše gradnje in hitrega odziva v Čilu veliko manj.



Slika 11: Čile - Karta potresne intenzitete in lega epicentra (Vir: Astu's Science Blog, 2010)



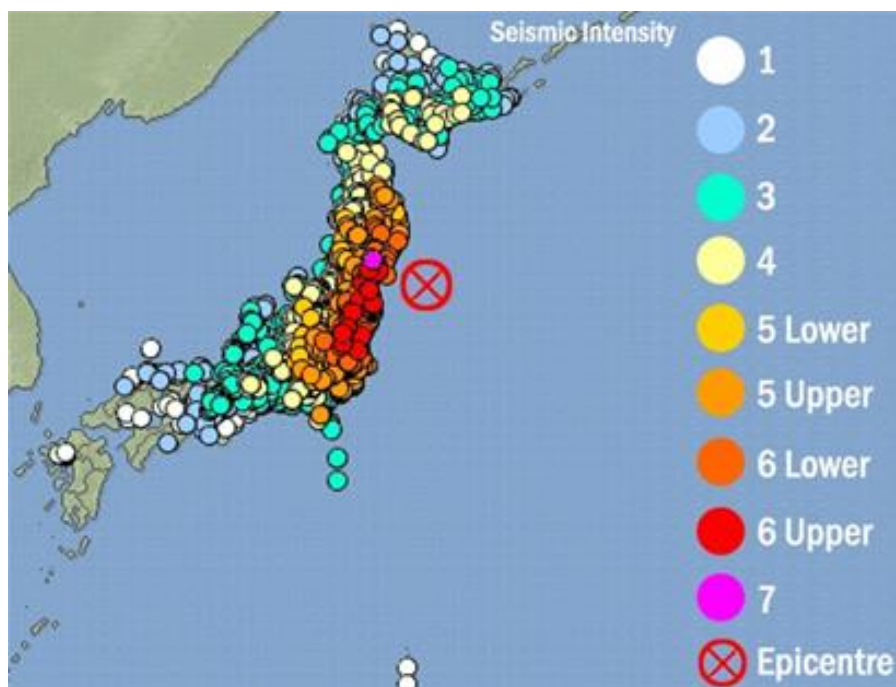
Slika 12: Čile - Stojęča novogradnja in porušen starejši objekt (Vir: Mooney, 2010)



Slika 13: Čile - Novogradnja poškodovana zaradi likvifakcije tal (Vir: Oxfam Canada, 2010)



11. marca 2011 je Japonsko na območju Tohoku prizadel potres z magnitudo 8,9, kateremu so sledili močni popotresni sunki in uničujoč cunami z višino valov 15 - 20 m na morju in do 50 m po udaru ob obalo (Cyranoski, 2011). Žrtev je bilo okoli 27 tisoč, porušenih ali poškodovanih je bilo okoli 200 tisoč objektov (Hays, 2011), stroški obnove pa so ocenjeni na 212 milijard evrov (SiOL, 2011). Do večje škode in podcenjevanja cunamija je prišlo zaradi napačnih napovedi. Na območju potresa je bila pričakovana največja magnituda 7,7, saj niso upoštevali možnosti širjenja preloma, ki je povzročilo močnejše tresenje tal na večjem območju od pričakovanega. Na Japonskem so objekti grajeni po zelo strogih predpisih potresnoodporne gradnje, zaradi česar potres ni povzročil večje škode. Veliko škode in okoli 20 tisoč smrtnih žrtev (Cyranoski, 2011) je povzročil cunami, ki je s tlemi zravnal več mest ob severovzhodni obali Japonske (Slika 15) in povzročil nesrečo v jedrski elektrarni Fukušima, ki je bila projektirana na valove do višine 5,7 m (Cyranoski, 2011).



Slika 14: Japonska - Karta potresne intenzitete in lega epicentra (Vir: Hays, 2011)



Slika 15: Japonska - Fujitsuka v mestu Sendai pred in po potresu in cunamiju (Vir: ABC News, 2011)

Glede na število žrtev in povzročeno škodo, ki so jo povzročili nedavni potresi, lahko sklepamo, da je potresno tveganje po svetu precej veliko, vendar ga je možno umiliti s kvalitetno gradnjo. Tako je npr. v Čilu, kljub zelo veliki magnitudi potresa, število žrtev veliko manjše kot na Haitiju, saj je bila gradnja za potresne obremenitve primernejša in odzivnost veliko večja. Pri potresu v L'Aquili število žrtev in škoda nista primerljivi s preostalimi potresi, saj je bilo prizadeto območje veliko manjše (eno mesto in nekaj vasi). Primerjamo pa lahko število smrtnih žrtev na število ogroženih ljudi, ki za Haiti znaša 1 na 15 in za L'Aquilo 1 na 190 ljudi (Rodgers, 2010). Tudi ta podatek potrjuje, da je nepripravljenost in neprimerna gradnja na Haitiju imela na posledice potresa zelo velik vpliv.

### 3 OSNOVNI PRINCIPI ZA PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH STAVB

V nadaljevanju so opisani osnovni principi za projektiranje konstrukcij v skladu s standardom Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Poglavji 3.1 in 3.2.1 opisujeta projektno potresno obtežbo, s katero obremenimo konstrukcijo in linearne metode analize, s katerimi lahko pri potresni obtežbi določimo potresne zahteve. V skladu z Evrokodom 8 je za potresnoodporno načrtovanje stavb potrebno upoštevati metodo načrtovanja nosilnosti, ki je v poglavju 3.2.2 opisana za armiranobetonske okvirne konstrukcije. Takšen konstrukcijski sistem obravnavamo v nadaljevanju (poglavje 6).

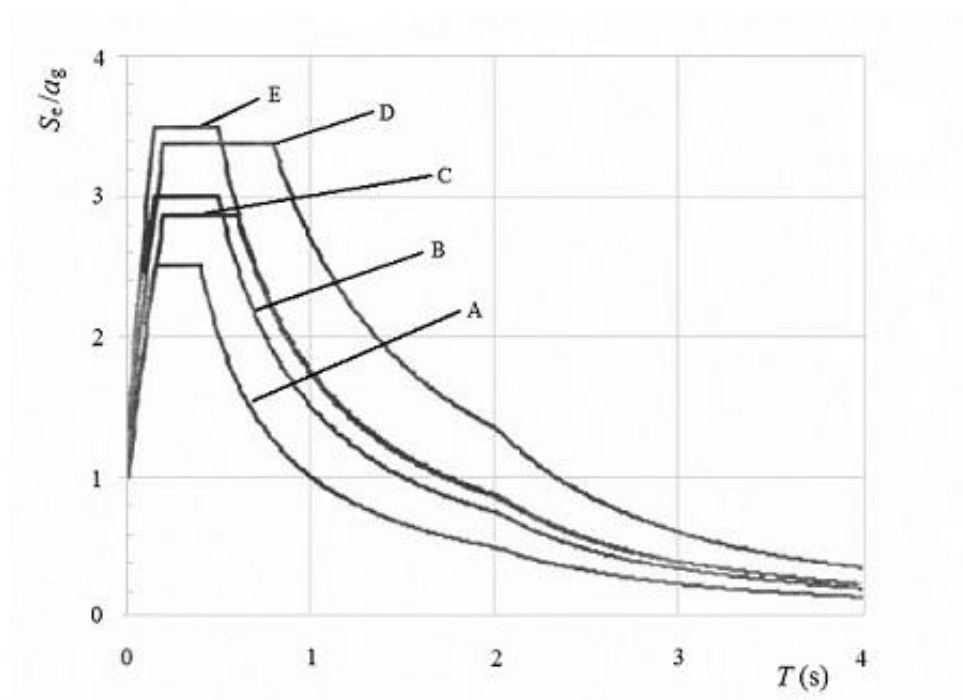
#### 3.1 Potresna obtežba

Potresni vpliv na konstrukcijo upoštevamo v obliki spektra pospeškov, ki je za običajne stavbe določen z verjetnostno analizo potresne nevarnosti in sicer za povratno dobo potresa 475 let. Spekteer podaja maksimalne vrednosti odziva konstrukcije pri različnih vrednostih nihajnega časa sistema z eno prostostno stopnjo. Ker je spekter običajno določen za primer, ko je konstrukcija locirana na dobrih tleh, ga moramo za drugačna tla korigirati glede na tip temeljnih tal. Evrokod 8 (točka 3.1.2 v SIST EN 1998-1, 2005) razvršča temeljna tla na tipe A, B, C, D, E in posebna tipa  $S_1$  in  $S_2$ , ki so opisani z geološkimi profili in parametri, ki opisujejo obnašanje in nosilnost tal. V Evrokodu 8 je potresno gibanje na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov. Ker je za konstrukcijo kritična horizontalna komponenta potresa, običajno pri analizi uporabljamo le vodoravne spektre pospeška. Vodoravni elastični spekter določimo po enačbah (3.2) do (3.5) pri točki 3.2.2.2 v SIST EN 1998-1 (2005). Parametri, ki določajo obliko spektra so projektni pospešek tal  $a_g$  za tla tipa A, faktor za korekcijo vpliva dušenja  $\eta$ , ki ima pri 5 % viskoznem dušenju vrednost 1 ter nihajni časi  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  in faktor tal  $S$ , ki so določeni s tipom temeljnih tal. Oblike elastičnih spektrov pospeškov v odvisnosti od tipa tal so prikazani na sliki 16. Projektni pospešek tal odčitamo na karti potresne nevarnosti za povratno dobo potresa 475 let.

Pri določanju potresnega vpliva se upošteva mase, ki izhajajo iz stalnih ( $G_{k,j}$ ) in spremenljivih ( $Q_{k,i}$ ) gravitacijskih obtežb, s kombinacijo:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i}, \quad (3.1)$$

kjer je  $\Psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv, ki ga določimo po točki 4.2.4 v SIST EN 1998-1 (2005).



Slika 16: Elastični spekter odziva za tipe tal A do E (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)

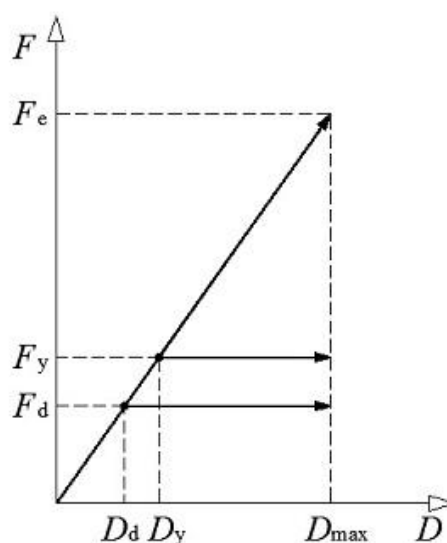
### 3.2 Projektiranje stavb

Osnovni zahtevi Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) za konstrukcije v potresnih območjih sta zahteva po neporušitvi in zahteva po omejitvi poškodb. Po prvi zahtevi se konstrukcija pri projektni potresni obtežbi ne sme porušiti in mora ohraniti zadostno nosilnost za prenos vertikalne obtežbe. Za zagotavljanje te zahteve se konstrukcije projektira na potres s povratno dobo 475 let. Za takšen dogodek v povprečju obstaja 10 % verjetnosti, da se zgodi v 50 letih, kar je tudi predvidena življenjska doba konstrukcije (SIST EN 1990, 2004). Po drugi zahtevi

mora konstrukcija brez večjih poškodb prestati potres s povratno dobo 95 let, ki ima 10 % verjetnost pojava v 10 letih.

Za zagotavljanje prve zahteve se preverja mejno stanje nosilnosti, pri katerem se dokazuje, da ima konstrukcija zadostno nosilnost in sposobnost sipanja energije. Sposobnost sipanja energije neke konstrukcije je zajet s faktorjem obnašanja  $q$ , s katerim vplivamo na velikost projektnih potresnih sil. Najmanjša vrednost  $q$  je 1,5 in velja za konstrukcije, ki med potresom niso sposobne sipati energije, največja vrednost pri AB konstrukcijah pa je 6,75. Za zagotavljanje zahteve po omejitvi poškodb se pri projektni potresni obtežbi naredi ustrezne kontrole pomikov.

Faktor obnašanja zajema duktilnost in dodatno nosilnost konstrukcije. Duktilnost je sposobnost konstrukcije, da prenese velike plastične deformacije pred porušitvijo. Poleg duktilnosti pa lahko pri redukciji potresnih sil upoštevamo še dodatno nosilnost, saj ima vsaka zgrajena konstrukcija dejansko večjo nosilnost od projektne. Vzroki so vgradnja boljšega materiala, upoštevanje minimalnih zahtev pri projektiranju, zaokroževanja vseh količin pri projektiranju navzgor in uporabi enakih elementov zaradi enostavnejše gradnje, ko npr. za vse stebre ene etaže uporabimo tip stebra, ki ustreza najbolj obremenjenemu stebri. Grafično lahko duktilnost in dodatno nosilnost prikažemo na diagramu sile v odvisnosti od pomika (Graf 1).



Graf 1: Zmanjšanje nosilnosti na račun duktilnosti in dodatne nosilnosti

Pomik  $D_{\max}$  na grafu 1 je zahteva potresa oz. pomik konstrukcije zaradi potresne obtežbe. Če želimo, da konstrukcija v elastičnem stanju prenese ta pomik brez poškodb, mora imeti nosilnost  $F_e$ . Duktilna konstrukcija z nosilnostjo  $F_y$  v elastičnem stanju prenese pomik  $D_y$ , vendar zaradi duktilnosti prenese še dodatne deformacije v neelastičnem območju. Če predpostavimo, da je zahteva potresa  $D$  enaka v primeru konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem in duktilne konstrukcije (pogoj o enakosti pomikov), lahko faktor duktilnosti  $\mu$  zapišemo kot:

$$\mu = R_\mu = \frac{D_{\max}}{D_y}. \quad (3.2)$$

Faktor predstavlja razmerje med končnim in elastičnim pomikom. Večji kot je faktor, večje plastične deformacije prevzame konstrukcija in večja je njena duktilnost. Iz razmerja podobnih trikotnikov sledi, da je duktilnost tudi razmerje med nosilnostjo elastične in duktilne konstrukcije:

$$\mu = R_\mu = \frac{D_{\max}}{D_y} = \frac{F_e}{F_y}. \quad (3.3)$$

Faktor dodatne nosilnosti lahko podobno kot faktor duktilnosti zapišemo kot:

$$R_s = \frac{D_y}{D_d} = \frac{F_y}{F_d}. \quad (3.4)$$

Da konstrukcija prenese zahtevo potresa oz. pomik  $D_{\max}$ , jo lahko torej projektiramo na obtežbo  $F_d$ , ki je bistveno manjša od  $F_e$  ravno na račun razpoložljive duktilnosti in dodatne nosilnosti. Faktor, za katerega zmanjšamo nosilnost, je faktor obnašanja  $q$  in ga lahko izpeljemo na sledeč način:

$$q = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_d} = R_\mu R_s. \quad (3.5)$$

Velja torej, da konstrukcijo projektiramo na silo  $F_d$ , ki je enaka elastični sili zmanjšani za faktor  $q$ , dejanski pomik konstrukcije  $D_{\max}$  pa dobimo tako, da pomik  $D_d$  izračunan pri obtežbi  $F_d$  pomnožimo s  $q$ .

Projektni spekter pospeškov, v katerem je upoštevana redukcija sil s faktorjem obnašanja  $q$ , izhaja iz elastičnega spektra in ga določimo z enačbami (3.13) do (3.16), kot je to določeno po točki 3.2.2.5 v SIST EN 1998-1 (2005). Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje za preverjanje mejnega stanja nosilnosti se nato določi kot (točka 6.4.3.4 (2) v SIST EN 1990, 2004):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (3.6)$$

kjer je  $A_{Ed}$  projektna vrednost potresnega vpliva,  $P$  vpliv prednapetja in  $\Psi_{2,i}$  koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva  $Q_{k,i}$ .

### 3.2.1 Linearne metode analize

Med linearne metode analize konstrukcije uvrščamo metodo z vodoravnimi silami in modalno analizo s spektri odziva. Pri teh metodah se predpostavi linearno-elastično obnašanje konstrukcije. Če so izpolnjena merila v (7) do (9) točke 4.3.3.1 v SIST EN 1998-1 (2005), lahko analizo za posamezno glavno smer izvedemo na dveh ravninskih modelih, sicer moramo uporabiti prostorski model s potresno obtežbo v obeh glavnih smereh. Pri analizi betonskih stavb je potrebno upoštevati razpokanost prerezov, kar lahko storimo z upoštevanjem polovične togosti nerazpokanih elementov. Naključno torzijo pri linearnih metodah analize lahko upoštevamo s premikom masnega središča posamezne etaže za naključno ekscentričnost  $e_{ai}$  (enačba (4.3) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (3.7)$$

kjer je  $L_i$  tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Metodo z vodoravnimi silami lahko uporabimo za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike nimajo pomembnega vpliva na odziv. To velja pri konstrukcijah pravilnih po višini in z osnovnim nihajnim časom manjšim od 2s oz. vrednosti  $4 \cdot T_C$ . Celotno potresno silo določimo z enačbo (enačba (4.5) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad (3.8)$$

kjer je  $S_d(T_1)$  projektni pospešek določen iz spektra pri osnovnem nihajnem času konstrukcije,  $m$  masa konstrukcije in  $\lambda$  korekcijski faktor, ki ima vrednost 0,85, če je  $T_1 \leq T_C$  in ima stavba več kot dve etaži, sicer je enak 1,0. Etažne potresne sile  $F_i$  določimo z razporeditvijo celotne potresne sile po višini z enačbo (enačba (4.10) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}, \quad (3.9)$$

kjer lahko za  $s_i$  in  $s_j$  upoštevamo pomike etaž v osnovni nihajni obliki konstrukcije ali kote posameznih etaž, če nam osnovna nihajna oblika ni znana. Z izračunanimi potresnimi silami obremenimo konstrukcijo in določimo pomike in notranje statične količine zaradi potresnega vpliva.

Pri modalni analizi se za določitev potresnega vpliva uporablja projektni spekter pospeškov. Pri analizi moramo upoštevati toliko nihajnih oblik, da je vsota efektivnih mas vsaj 90 % celotne mase in pa vse nihajne oblike z več kot 5 % celotne mase konstrukcije. Medsebojno neodvisne odzive v vseh upoštevanih nihajnih oblikah (pomiki in notranje statične količine) lahko kombiniramo s korenem vsote kvadratov odzivov v posamezni nihajni obliki  $i$  (metoda SRSS, angl. *square root of sum of squares*, enačba (4.16) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}. \quad (3.10)$$

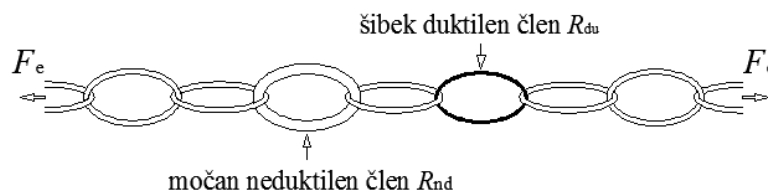
Če so odzivi med seboj odvisni, lahko uporabimo kompletno kvadratno kombinacijo (metoda CQC, angl. *complete quadratic combination*). Odziva v dveh nihajnih oblikah  $i$  in  $j$  sta neodvisna, če za nihanja časa  $T_i$  in  $T_j$  ( $T_j < T_i$ ) velja (enačba (4.15) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i. \quad (3.11)$$



### 3.2.2 Metoda načrtovanja nosilnosti

Metoda načrtovanja nosilnosti (angl. *capacity design*) je metoda projektiranja, pri kateri izbrane elemente konstrukcijskega sistema projektiramo in konstruiramo tako, da lahko sipajo energijo med velikimi deformacijami, vsem ostalim elementom pa zagotovimo tako veliko nosilnost, da je izbran način sipanja energije mogoč. Metoda je bila razvita z namenom zagotavljanja ugodnega mehanizma porušitve, pri čemer za osnovo služijo obremenitve iz linearne analize konstrukcije. Princip lahko predstavimo s primerom verige (Fajfar, 2007): v konstrukciji imamo elemente, ki v analogiji z verigo predstavljajo šibek duktilen člen, ki prenese majhne sile in zaradi duktilnosti velike deformacije (sipa energijo) in pa močan neduktilen člen (varovan člen), ki prenese velike sile, vendar zelo majhne deformacije.



Slika 17: Metoda načrtovanja nosilnosti - analogija z verigo (Vir: Fajfar, 2007)

Šibek duktilen člen zaradi duktilnosti prenese večjo obremenitev od njegove projektne nosilnosti. Da se veriga ne bo pretrgala mora biti torej obremenitev manjša ali enaka njegovi dejanski nosilnosti  $R_{act,du}$ :

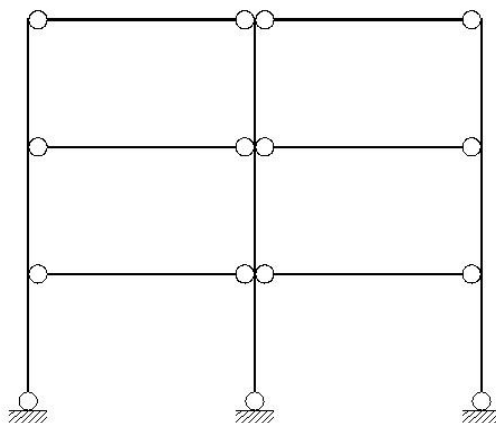
$$F_e \leq R_{act,du}. \quad (3.12)$$

Da bo pri tem močan neduktilen člen zavarovan in se bo porušitev zgodila v šibkem členu mora biti maksimalna sila, ki jo močan člen prevzame, večja od dejanske nosilnosti duktilnega člena. V ta namen upoštevamo varnostni faktor  $\gamma_{Rd}$ , s katerim povečamo projektno nosilnost šibkega duktilnega člena:

$$R_{CD,nd} > R_{act,du} = \gamma_{Rd} R_{d,du}. \quad (3.13)$$

Če bi pri projektiranju neduktilnega člena upoštevali projektno nosilnost duktilnega člena, bi lahko bila nosilnost neduktilnega člena manjša od dejanske nosilnosti duktilnega člena. Zato bi lahko odpovedal pred duktilnim členom, čemur se želimo izogniti. Poznati moramo torej dejansko nosilnost člena in to upoštevati pri projektiranju varovanega člena.

Pri metodi načrtovanja nosilnosti se pri potresni obtežbi predpostavi sledeče obnašanje konstrukcije: do stanja skorajšnje porušitve je potresna obremenitev ekvivalentna statični, ki se postopoma povečuje, nato pa se v vnaprej določenih točkah istočasno tvorijo plastični členki, ki simulirajo porušni mehanizem z duktilnim obnašanjem (Wiratman, 1999). Pri okvirnih konstrukcijah se predpostavi porušni mehanizem, pri katerem se plastični členki tvorijo na dnu vseh stebrov in obeh koncih vseh gred (Slika 18).



Slika 18: Porušni mehanizem okvirne konstrukcije

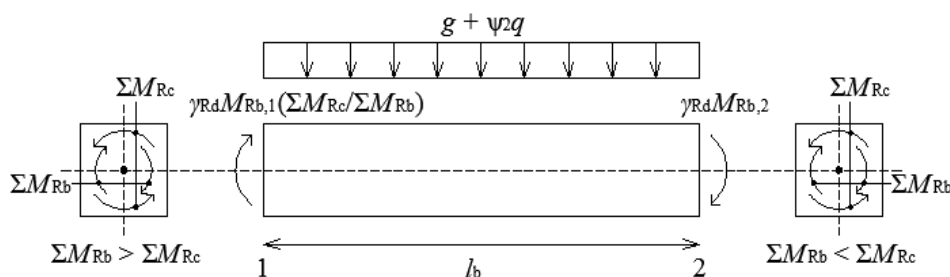
Pri takem porušnem mehanizmu se želimo izogniti plastifikaciji v stebrih, saj taka konstrukcija ne bi bila več sposobna prenašati potresne obremenitve. Za varovan člen si zato izberemo stebre ter projektiramo šibke prečke (šibek duktilen člen) in močne stebre (močen neduktilen člen). Tako projektirana konstrukcija lahko kljub že tvorjenemu porušnemu mehanizmu zaradi duktilnosti prenese še dodatno obremenitev. Večjo nosilnost stebrov lahko zagotavljamo z uporabo boljšega materiala, večjih prereзов ali močnejše armature pri armiranobetonskih elementih, duktilnost prečk pa zagotavljamo z ustreznimi detajli in materialom. Pri gradnji mora biti trdnost vgrajenega materiala preverjena, saj ne sme preseči v

projektu določene vrednosti. V nasprotnem primeru se lahko zgodi, da so zaradi uporabe neustreznega materiala prečke močnejše od stebrov. Med potresom se zato tvori drugačen mehanizem sipanja energije in konstrukcija lahko prej odpove.

Metodo načrtovanja nosilnosti izvajamo tako, da projektne obremenitve izpeljemo iz ravnotežnih pogojev v vozliščih stebrov in prečk za stanje, ko nastanejo plastični členki in so v njih izkoriščene rezerve nosilnosti. Projektne vrednosti momentov in osnih sil dobimo iz analize za potresno projektno stanje, projektne vrednosti prečnih sil v primarnih potresnih prečkah in stebrih pa z metodo načrtovanja nosilnosti. Za določitev sil v prečkah uporabimo ravnotežje pri prečni obtežbi določeni iz potresnega projektne stanja in ravnotežje pri momentih v krajiščih grede  $M_{i,d}$ , ki ustrezajo stanju, ko se v krajiščih formirajo plastični členki ter pri tem upoštevamo pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe. V krajiščih iz pogojev ravnotežja določimo največjo in najmanjšo prečno silo  $V_{Ed,max}$  in  $V_{Ed,min}$ , ki ustrezata največjim negativnim in pozitivnim momentom  $M_{i,d}$ , ki jih izračunamo po naslednji enačbi (enačba (5.8) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right). \quad (3.14)$$

V enačbi nastopa faktor  $\gamma_{Rd}$ , ki upošteva različne vire dodatne nosilnosti. Pri projektiranju na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) se lahko vzame vrednost 1, pri visoki stopnji duktilnosti (DCH) pa 1,2.  $M_{Rb,i}$  je projektna vrednost upogibne nosilnosti prečke,  $\Sigma M_{Rc}$  in  $\Sigma M_{Rb}$  pa sta vsoti projektne upogibne nosilnosti v vozlišču stikajočih se stebrov (angl. *column* – oznaka c) in prečk (angl. *beam* – oznaka b). Na spodnji sliki je prikazano ravnotežje notranjih sil za račun prečnih sil v prečki.

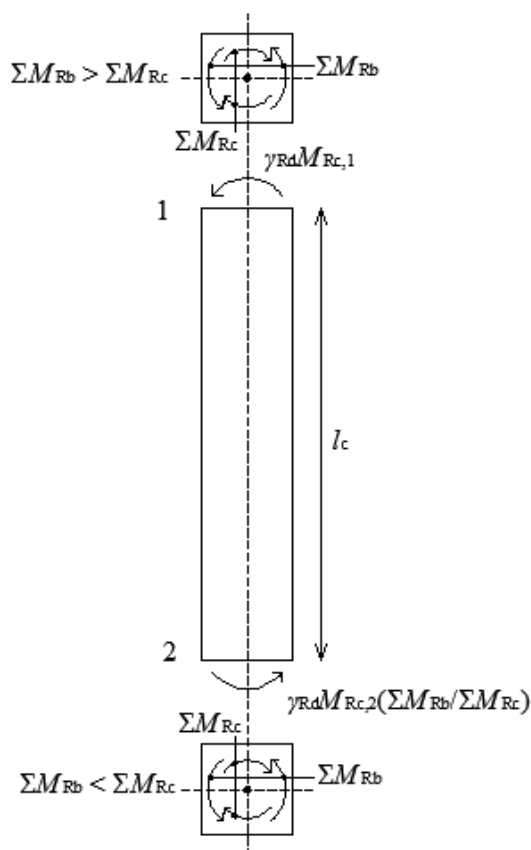


Slika 19: Postopek načrtovanja nosilnosti - greda (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)

V primarnih potresnih stebrih se, podobno kot pri prečkah, prečne sile določijo z ravnotežjem pri upoštevanju momentov  $M_{i,d}$  v krajiščih, ki ustrezajo stanju pri formiranju plastičnih členkov za pozitivno in negativno smer potresne obremenitve. Upošteva se, da se plastični členki formirajo v krajiščih gred, ki se stikajo v istem vozlišču kot steber. Momente  $M_{i,d}$  določimo po naslednji enačbi (enačba (5.9) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \right). \quad (3.15)$$

Pri projektiranju na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) se lahko vzame vrednost 1,1, pri visoki stopnji duktilnosti (DCH) pa 1,3.  $M_{Rc,i}$  je projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra. Na spodnji sliki je prikazano ravnotežje notranjih sil za račun prečnih sil v stebri.



Slika 20: Postopek načrtovanja nosilnosti - steber (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)

Uporaba metode načrtovanja nosilnosti temelji na linearni analizi, zato je ta metoda približna, saj predpostavljamo, da se bo konstrukcija pri projektnem potresu poškodovala, če jo načrtujemo za srednjo ali visoko stopnjo duktilnosti. Takšen odziv konstrukcije pa je nelinearen. Vseeno je uporaba metode načrtovanja nosilnosti smiselna in za enostavne konstrukcije tudi sorazmerno enostavna. Za bolj zahtevne konstrukcije pa jo je včasih težko uporabiti, saj je obnašanje zahtevnejših konstrukcij težko predpostaviti. V takih primerih dejansko obnašanje lahko preverimo z nelinearno analizo, ki lahko pokaže, da se tvori drugačen mehanizem porušitve konstrukcije kot je tisti, ki ga predpostavimo v procesu načrtovanja po metodi načrtovanja nosilnosti.

## 4 TEORETIČNE OSNOVE METODE ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA STAVB

### 4.1 Osnovni pojmi

Za lažje razumevanje teoretičnih osnov sta v nadaljevanju razložena dva pomembna pojma, ki ju med seboj lahko pogosto zamešamo: nevarnost in tveganje. Definicije in opisi so povzeti po članku Đurovića in Mikoša (2006).

Nevarnost (angl. *hazard*) ima več različnih definicij, izmed katerih je po Đuroviću in Mikošu najbolj razširjena Varnesova (1984). Varnes nevarnost opredeljuje kot »verjetnost nastopa potencialno nevarnega pojava v določenem časovnem intervalu in na nekem območju«. Če povzamemo definicije različnih avtorjev, je nevarnost proces ali stanje, ki se pojavi v naravi ali ga sproži človek in povzroča škodo, t. j. ogroža življenja in dobrine. White (1975) pravi, da nevarnost ustvarja človeška prisotnost, podobno Burton in sod. (1978) za vzrok navajajo tip rabe tal in gostoto poselitve. Tako definirana nevarnost je odvisna od družbene interpretacije in je zato subjektivna.

Tveganje (angl. *risk*) je Smith (2004) definiral kot »verjetnost nastopa nevarnosti«, Varnes (1984) pa kot »verjetnost nastopa potencialno škodljivega pojava«. S takimi definicijami nevarnost in tveganje težko ločimo. Za lažje razlikovanje Đurović in Mikoš navajata nazoren primer o dveh osebah, ki prečkata morje z različnima prevoznima sredstvoma, en z ladjo, drugi s čolnom. »Glavna nevarnost (globoka voda in visoki valovi) je za obe osebi enaka, toda tveganje (verjetnost utopitve) je večje za osebo v čolnu.« Tveganje je običajno določeno kot verjetnost dogodka pomnoženega s posledicami ali kot funkcija verjetnosti nastopa nevarnosti in ranljivosti. Ranljivost je Lapajne (1987) po EERI (*Earthquake Engineering Research Institute*, 1984) definiral kot »pričakovano stopnjo izgub (ali poškodb) danega ogroženca ali skupine ogrožencev ob morebitni nesreči«. Ranljivost in posledično tveganje sta med različnimi kulturami različna, saj vsaka kultura svoje vrednote ocenjuje drugače. Lapajne (1987) je potresno tveganje definiral kot »ogroženost, ki jo zavestno sprejmemo kot sprejemljivo«, pri čemer ogroženost predstavlja možne družbene in ekonomske posledice

bodočih nesreč. Tveganje kot osnova za določitev projektnih zahtev v gradbeništvu pa predstavlja verjetnost prekoračitve določene fizikalne veličine, ki zadovoljivo opredeljuje nesrečo v danem obdobju in kraju.

## 4.2 Osnovni problem zanesljivosti konstrukcij

Ena izmed temeljnih zahtev pri projektiranju je zagotavljanje primerne zanesljivosti konstrukcije, ki jo lahko dosežemo s pravilnimi ukrepi in zmanjšanjem napak pri računu in gradnji. Ciljno zanesljivost običajno navajamo kot verjetnost porušitve konstrukcije  $P_f$  ali z indeksom zanesljivosti  $\beta$  (Cornell, 1969). Ti dve vrednosti sta povezani z enačbo (4.1):

$$P_f = \phi(-\beta), \quad (4.1)$$

Enačbo (4.1) lahko izpeljemo z osnovnim problemom zanesljivosti, ki obravnava obremenitev  $S$  in odpornost konstrukcije  $R$  s poznanima funkcijama gostote verjetnosti  $f_S(s)$  in  $f_R(r)$ . Ker se konstrukcija poruši, če je njena odpornost manjša od obremenitve, lahko verjetnost porušitve  $P_f$  zapišemo na naslednje načine:

$$P_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) = P\left(\frac{R}{S} \leq 1\right) = P(\ln R - \ln S \leq 0). \quad (4.2)$$

Slika 15 prikazuje robni gostoti verjetnosti  $f_R$  in  $f_S$  slučajnih spremenljivk  $R$  in  $S$  ter njuno skupno gostoto verjetnosti  $f_{RS}(r,s)$ . Skupna gostota verjetnosti je verjetnost, da spremenljivka  $R$  zavzame vrednost med  $r$  in  $r+\Delta r$  in spremenljivka  $S$  zavzame vrednost med  $s$  in  $s+\Delta s$ , ko gresta  $\Delta r$  in  $\Delta s$  proti nič. Na sliki 21 šrafirano območje predstavlja mejno stanje, ko zavzameta  $R$  in  $S$  enaki vrednosti in razmejuje območje porušitve ( $R < S$ ) in varno območje ( $R > S$ ). Verjetnost porušitve lahko izrazimo z integralom skupne gostote verjetnosti po območju porušitve:

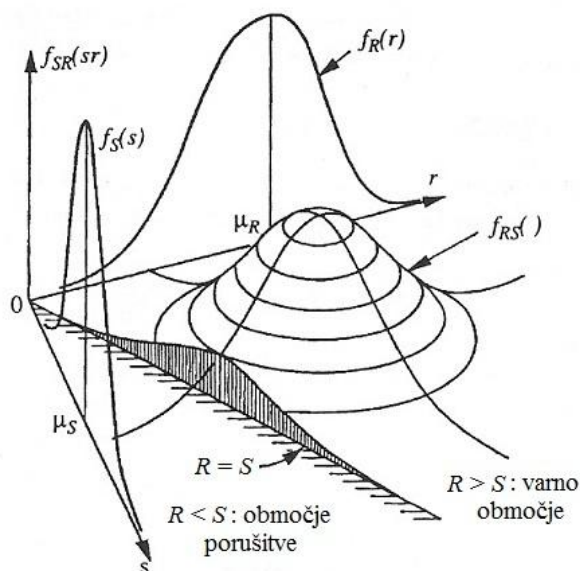
$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_{R < S} f_{RS}(r, s) dr ds. \quad (4.3)$$

Če sta  $R$  in  $S$  neodvisna, lahko skupno gostoto verjetnosti zapišemo kot produkt gostot verjetnosti posameznih slučajnih spremenljivk (Melchers, 1999):

$$f_{RS}(r, s) = f_R(r)f_S(s) \quad (4.4)$$

in enačbo (4.3) lahko sedaj zapišemo na sledeč način:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r)f_S(s) dr ds. \quad (4.5)$$



Slika 21: Skupna gostota verjetnosti in robni gostoti verjetnosti spremenljivk  $S$  in  $R$  ter območje porušitve (Vir: Melchers, 1999)

Če sedaj upoštevamo, da lahko porazdelitveno funkcijo vsake slučajne spremenljivke zapišemo kot integral gostote porazdelitve:

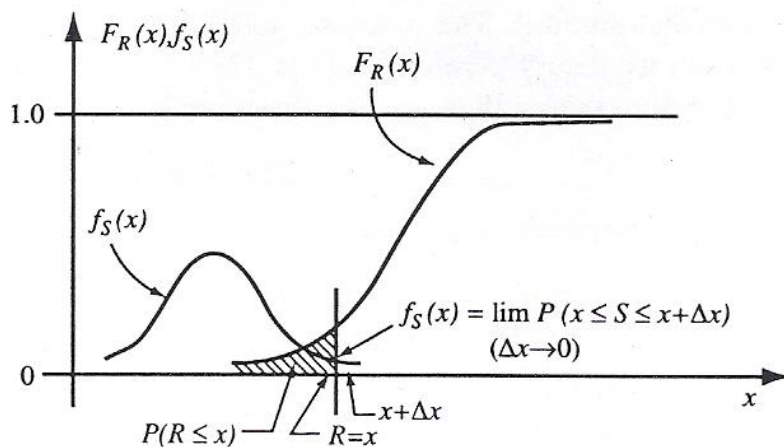
$$F_X(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_X(y) dy, \quad (4.6)$$

pri čemer je  $x \geq y$ , lahko enačbo (4.5) zapišemo kot:



$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx. \quad (4.7)$$

Pomen enačbe (4.7) lahko razložimo na sliki 22. Člen  $F_R(x)$  predstavlja verjetnost, da odpornost  $R$  zavzame vrednost manjšo ali enako od  $x$ , kar pomeni porušitev konstrukcije.  $f_S(x)$  predstavlja verjetnost, da obremenitev  $S$  zavzame vrednost med  $x$  in  $x+\Delta x$ , ko gre  $\Delta x$  proti 0. Z integriranjem po  $x$  so upoštevane vse vrednosti  $x$  in rezultat je celotna verjetnost porušitve.



Slika 22: Osnovni problem zanesljivosti konstrukcij (Vir: Melchers, 1999)

Pri nekaterih porazdelitvah odpornosti in obremenitve, je možno integral v enačbi 4.7 integrirati analitično. Če sta slučajni spremenljivki  $R$  in  $S$  porazdeljeni normalno in sta  $\mu_R$  in  $\mu_S$  njuni srednji vrednosti ter  $\sigma_R^2$  in  $\sigma_S^2$  njuni standardni deviaciji, za normalno porazdeljeno slučajno spremenljivko  $Z = R - S$  velja (Melchers, 1999):

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S, \quad (4.8)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (4.9)$$

Z upoštevanjem zveze za verjetnost, da normalno porazdeljena spremenljivka zavzame vrednost med  $a$  in  $b$ :

$$P(a < Z \leq b) = \Phi\left(\frac{b - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) - \Phi\left(\frac{a - \mu_Z}{\sigma_Z}\right), \quad (4.10)$$

kjer je  $\phi$  porazdelitvena funkcija standardizirane normalne spremenljivke:

$$\phi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Z e^{-\frac{1}{2}u^2} du. \quad (4.11)$$

lahko verjetnost porušitve zapišemo kot:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) = \phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right). \quad (4.12)$$

Z upoštevanjem zvez (4.8) in (4.9) dobimo Cornellovo enačbo (1969) za izračun verjetnosti porušitve:

$$P_f = \phi\left[-\frac{(\mu_R - \mu_S)}{(\sigma_S^2 + \sigma_R^2)^{1/2}}\right] = \phi(-\beta), \quad (4.13)$$

kjer je  $\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$  Cornellov indeks zanesljivosti  $\beta$ . Če se ena ali obe izmed standardnih deviacij  $\sigma_S$  in  $\sigma_R$  pomanjšata, je verjetnost porušitve manjša. Verjetnost porušitve se zmanjša tudi, če je razlika med srednjima vrednostma odpornosti in porušitve večja, kar pomeni, da je večja verjetnost, da bo odpornost večja od obremenitve. Večji indeks zanesljivosti torej pomeni manjšo verjetnost porušitve konstrukcije in obratno. Za lažjo predstavo je odnos med indeksom zanesljivosti  $\beta$  in izbranimi vrednostmi  $P_f$  prikazan v tabeli 6 (poglavje 4.4.1.2).

### 4.3 Ocena potresnega tveganja

Potresno tveganje nam pove srednjo letno frekvenco oz. verjetnost prekoračitve izbranega stanja obnašanja stavbe oz. definiranega mejnega stanja v obdobju enega leta. Cornell in Krawlinker sta leta 2000 predlagala splošno metodo za oceno potresnega tveganja, ki je sestavljena iz treh temeljnih analiz: analiza potresne nevarnosti, analiza odziva stavbe pri določeni potresni obtežbi in analiza določenega stanja obnašanja stavbe (različna mejna stanja). Te tri analize so med seboj povezane z izrekom o popolni verjetnosti dogodka, s katerim zapišemo odvisnost potresnega tveganja  $P$  od vektorja ključnih spremenljivk  $DV$  (angl. *decision variables*, npr. prekoračitev mejnega stanja, letna potresna izguba):

$$P(DV) = \iint G(DV|DM)|dG(DM|IM)|d\lambda(IM). \quad (4.14)$$

V enačbi (4.14) je  $DM$  vektor za mero poškodovanosti konstrukcije (angl. *damage measure*) in  $IM$  vektor, ki opiše mero za intenziteto potresne obtežbe (angl. *intensity measure*). Za mero poškodovanosti konstrukcije lahko izberemo npr. maksimalni zamik etaž, prekoračitev strižne nosilnosti, sipanje energije in podobno, za intenziteto potresne obtežbe običajno izberemo spektralni pospešek, ki pripada osnovni nihajni obliki ali maksimalni pospešek tal. Člen  $G(DV|DM)$  v enačbi (4.14) predstavlja verjetnost, da pri izbranem vektorju poškodovanosti  $DM$  vektor  $DV$  prekorači neko določeno vrednost (mejno stanje). Podobno člen  $G(DM|IM)$  predstavlja verjetnost, da pri določeni vrednosti  $IM$  vektor  $DM$  prekorači izbrano vrednost. Zadnji člen  $\lambda(IM)$  pa predstavlja verjetnost, da je določena vrednost potresne obtežbe  $IM$  prekoračena. Enačba (4.14) je zapisana zgolj simbolično. Praviloma moramo spremenljivke in vrednosti spremenljivk označiti različno, da jih lahko med seboj ločimo. V nadaljevanju uporabljamo velike črke za zapis spremenljivk, vrednosti spremenljivk pa označujemo z malimi črkami in dobimo matematično pravilen zapis:

$$P_{DV}(dv) = \iint G_{DV|DM}(dv|dm)|dG_{DM|IM}(dm|im)|d\lambda_{IM}(im). \quad (4.15)$$

V enačbi (4.14) so upoštevane nekatere predpostavke, ki poenostavijo problem določanja potresnega tveganja. V prvem členu enačbe je predpostavljeno, da je  $DV$  pri pogoju  $DM$  neodvisen od  $IM$ . Posledično moramo pri reševanju problema izbrati tako mero poškodovanosti, da je vektor ključnih spremenljivk pri določeni vrednosti poškodovanosti neodvisen od spreminjanja vrednosti potresne intenzitete. Za mero intenzitete potresne obtežbe  $IM$  moramo izbrati tako količino, da dodatni parametri obtežbe kot so magnituda in oddaljenost od preloma ne vplivajo na mero poškodovanosti. V primeru predstavljenem v diplomski nalogi bomo za mero poškodovanosti uporabili pomik na vrhu konstrukcije, za mero intenzitete potresne obtežbe pa spektralni pospešek, ki odgovarja nihajnemu času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Ker je za mero intenzitete potresne obtežbe  $IM$  izbrana samo ena količina, t. j. spektralni pospešek, predstavlja  $\lambda(IM)$  krivuljo potresne nevarnosti, ki jo določajo seizmologi.

Ker smo tudi za opis poškodovanosti izbrali eno samo količino, pomik na vrhu konstrukcije, lahko odvisnost  $DM$  od  $IM$  oz. odvisnost pomika od spektralnega pospeška določimo s parametrično analizo. Analizo izvedemo tako, da za skupino različnih akcelerogramov izračunamo odziv konstrukcije pri različnih vrednostih intenzitete potresne obtežbe. Odziv stavbe pri potresni obtežbi najbolj natančno določimo z nelinearno dinamično analizo, vendar je ta analiza zelo zahtevna in se uporablja le v raziskovalne namene ali pa za zelo pomembne konstrukcije. Za manj pomembne konstrukcije se lahko uporabi poenostavljeno nelinearno metodo, med katere spadajo na primer metoda CSM (*capacity spectrum method* oz. metoda spektra zmogljivosti) (Freeman, 2004) in metoda N2 (Fajfar, 2000), ki jo bomo uporabili v diplomski nalogi in je podrobneje opisana v poglavju 5.1.

Potresno tveganje ali verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja v splošnem določimo kot produkt verjetnosti nastopa potresa v dobi enega leta na določenem območju  $P_e$ , ki ga določajo seizmologi in verjetnosti, da je stopnja poškodovanosti  $D$  večja od kapacitete konstrukcije  $C$  pri izbranem mejnem stanju  $P[D > C]$  (Dolšek, 2000):

$$P_f = P_e \cdot P[D > C] \quad (4.16)$$

Za mero stopnje poškodovanosti in kapacitete konstrukcije smo v našem primeru upoštevali pomik na vrhu konstrukcije. Pri določanju verjetnosti prekoračitve mejnega stanja  $P[D > C]$  bi morali praviloma upoštevati različne magnitudo potresa, oddaljenosti od preloma in intenzitete potresa  $s$ , vendar lahko predpostavimo, da sta  $D$  in  $C$  neodvisna od magnitudo in oddaljenosti od preloma. V enačbi (4.16) uporabimo izrek o popolni verjetnosti dogodka ter vpeljemo funkcijo potresne nevarnosti  $H_S(s)$  in dobimo naslednji zapis (Dolšek, 2000):

$$P_f = \int P[D > C | S = s] dH_S(s). \quad (4.17)$$

Potresna nevarnost je verjetnost (pravilneje srednja letna frekvenca), da bo izbrana seizmična intenziteta v enem letu presežena. Na primer, potresne karte določajo projektni pospešek tal za potres s povratno dobo 475 let, za katerega velja, da se v povprečju pojavi enkrat na 475 let. Potresna nevarnost oz. verjetnost, da se bo zgodil takšen projektni potres v obdobju enega leta znaša  $1/475 = 0,0021$ . Ker je funkcija potresne nevarnosti padajoča, je njen odvod

negativen in je zato zapisan z absolutno vrednostjo. Člen  $P[D > C|S = s]$  je verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije pri pogoju, da je intenziteta potresne obtežbe enaka  $s$ . Ta člen predstavlja prva dva člena zapisa (4.14), drugi člen enačbe (4.17) pa zadnji člen zapisa (4.14). Kapaciteta konstrukcije  $C$  je neodvisna od intenzitete akceleroograma in stopnje poškodovanosti  $D$ .  $D$  pa se z intenziteto potresa spreminja. Ker sta  $C$  in  $D$  neodvisna, lahko prvi člen enačbe (4.17) zapišemo kot osnovni problem zanesljivosti konstrukcij (enačba (4.7)), kjer za odpornost  $R$  upoštevamo kapaciteto konstrukcije  $C$  in za obremenitev  $S$  poškodovanost konstrukcije  $D$ :

$$P[D > C|S = s] = \int_{-\infty}^{\infty} F_C(x) f_{D|S}(x, s) dx. \quad (4.18)$$

Enačbo (4.17) lahko sedaj zapišemo kot:

$$P_f = \iint F_C(x) f_{D|S}(x, s) dx |dH_S(s)|. \quad (4.19)$$

Ker želimo enačbo (4.19) zapisati kot produkt funkcije potresne nevarnosti in korekcijskega faktorja, predpostavimo, da sta  $D$  in  $C$  porazdeljeni lognormalno ter da se obliki funkcije potresne nevarnosti in mediana parametra potresnega odziva (npr. pomikov na vrhu konstrukcije) izražata z intenziteto potresa  $s$  po naslednjih enačbah:

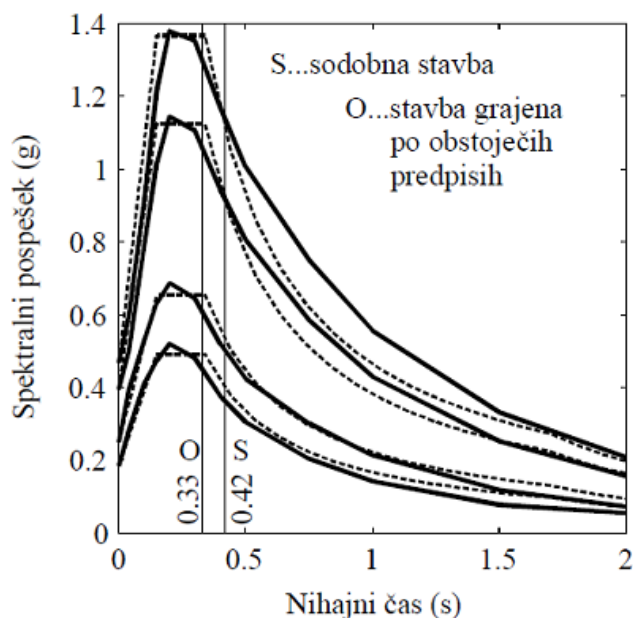
$$H_S(s) = k_0 \cdot s^{-k}, \quad (4.20)$$

$$\tilde{D}(s) = a \cdot s^b. \quad (4.21)$$

Konstanti  $a$  in  $b$  v enačbi (4.21) lahko določimo iz dveh točk na krivulji kapacitete v AD obliki (spektralni pospešek – pomik) dobljeni s parametrično analizo. Za ti dve točki odčitamo vrednosti pomika in pospeška in nato rešimo sistem dveh enačb z dvema neznankama. Če upoštevamo pogoj o enakosti pomikov, je elastičen del krivulje kapacitete premica in konstanta  $b$  ima vrednost 1.

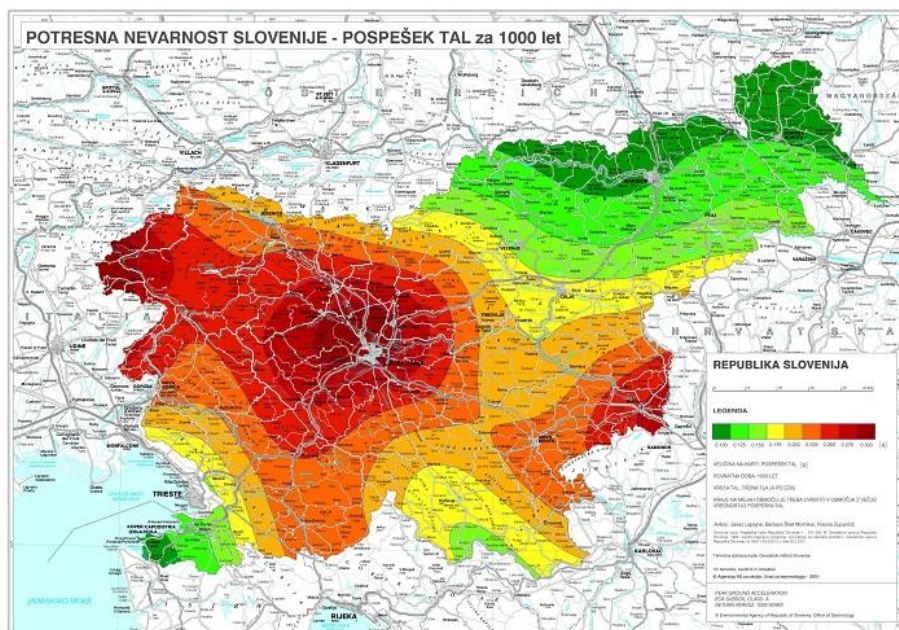
Za določitev konstant  $k_0$  in  $k$  funkcije potresne nevarnosti bi za določeno območje potrebovali potresne nevarnosti za različne vrednosti seizmične intenzitete, za kar pa so potrebne obsežne

raziskave. Pri obstoječih podatkih, lahko funkcijo določimo na osnovi spektrov pospeškov za potrese z različnimi povratnimi dobami, pri čemer za intenziteto potresa izberemo spektralni pospešek. Primer takih spektrov je prikazan na grafu 2. Vsaki konstrukciji s poznanim efektivnim nihajnim časom (na sliki sta to stavbi S in O) lahko iz oblike spektrov pripišemo funkcijo  $H_S$  oblike (4.20), kjer konstanti  $k_0$  in  $k$  določimo iz dveh točk na potresnih spektrih. Za ti dve točki poznamo potresno nevarnost (npr. ena točka je na spektru potresa s povratno dobo 475 let in  $H_S = 0,0021$ ) in na ustreznem spektru pri efektivnem nihajnem času konstrukcije odberemo spektralni pospešek. Tako lahko zapišemo sistem dveh enačb z neznankama  $k_0$  in  $k$ .

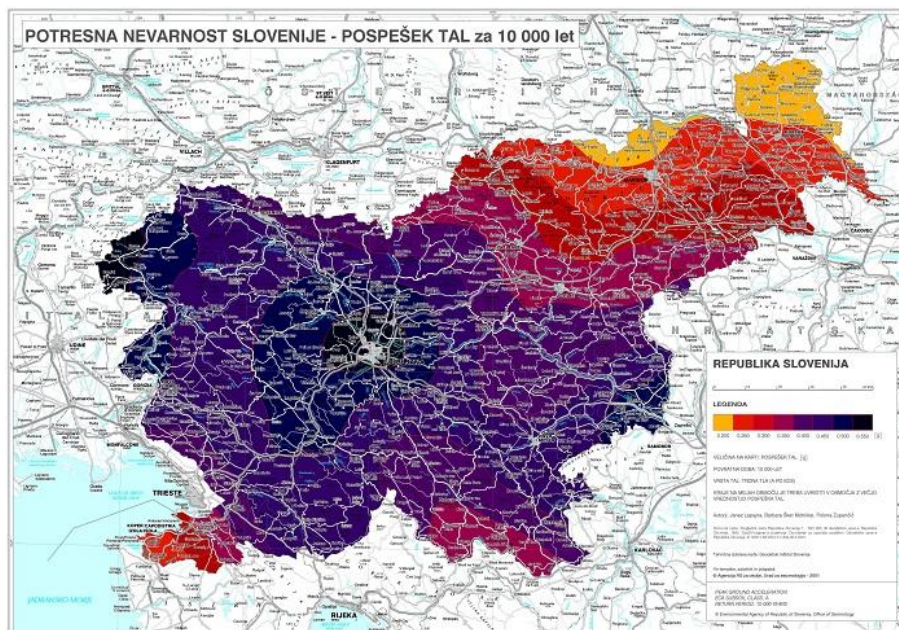


Graf 2: Spektri pospeška za povratno dobo potresa 475, 1000, 5000 in 10000 let (Vir: Dolšek, 2004)

Če teh podatkov za obravnavano območje nimamo, lahko za seizmično intenziteto upoštevamo pospešek tal in potresno nevarnost določimo iz kart potresne nevarnosti, ki so za območje Slovenije na voljo na spletni strani Agencije RS za okolje (Slika 23 in Slika 24). Na dveh kartah z različnima povratnima dobama potresa za iskano območje odčitamo pospešek tal in ponovno imamo sistem dveh enačb oblike (4.20) z neznankama  $k_0$  in  $k$ .



Slika 23: Karta potresne nevarnosti Slovenije - Pospešek tal za povratno dobo 1000 let (Vir: Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001a)



Slika 24: Karta potresne nevarnosti Slovenije - Pospešek tal za povratno dobo 10000 let (Vir: Lapajne, Motnikar, Zupančič, 2001b)

Enačbo (4.19) analitično integriramo (Dolšek, 2002) in dobimo enostavno enačbo za izračun verjetnosti prekoračitve mejnega stanja poškodovanosti konstrukcije v dobi enega leta oz. potresno tveganje:

$$P_f = H_S(s_C) \cdot \frac{k^2}{e^{2b^2}} (\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2). \quad (4.22)$$

Prvi člen v enačbi predstavlja potresno nevarnost pri intenziteti potresa  $s_C$ , pri kateri konstrukcija doseže svojo kapaciteto. V našem primeru je to pomik na vrhu konstrukcije, pri katerem je doseženo izbrano mejno stanje poškodovanosti. Konstanti  $k$  in  $b$  dobimo iz funkcije potresne nevarnosti in parametrične analize.  $\sigma_{DR}$  in  $\sigma_{CR}$  sta standardni deviaciji naravnih logaritmov za poškodovanost in kapaciteto konstrukcije zaradi raznolikosti potresne obtežbe. Dobimo ju lahko iz inkrementne dinamične analize, vendar smo se ji v diplomski nalogi zaradi zahtevnosti izognili in standardni deviaciji predpostavili.

#### 4.4 Sprejemljiva verjetnost porušitve

Ko načrtujemo konstrukcije se moramo odločiti za kakšno stopnjo zanesljivosti jih načrtujemo. Enostavnega odgovora na to vprašanje ni. Tveganje, ki smo ga na osnovi različnih posledic pripravljeno sprejeti, je v literaturi označeno kot sprejemljivo ali tolerirano. V okviru naše študije imata ta dva pojma različen pomen. Tolerirano tveganje povezujemo z izgubo človeškega življenja, sprejemljivo pa s preostalimi vrstami posledic, na primer s poškodbami konstrukcij in ekonomskimi posledicami. Če ni bolj natančno definirano predpostavimo, da je tolerirano tveganje manjše od sprejemljivega za faktor deset. Na primer, če je sprejemljiva verjetnost porušitve objekta v določenem primeru enaka  $10^{-5}$ , potem bo verjetnost izgube življenj zaradi porušitve konstrukcije manjša od sprejemljive verjetnosti porušitve objekta. Glede na našo definicijo za faktor 10. V takem primeru bi bilo tolerirano tveganje za izgubo življenja vezano na sprejemljivo verjetnost porušitve in bi bilo enako  $10^{-6}$ .

Ena izmed definicij sprejemljivega oz. toleriranega tveganja se nanaša na opazovanje različnih tveganj v družbi. Na primer, Melchers (1999) podaja okvirne vrednosti izbranih tveganj, ki se pojavljajo v družbi (Tabela 1). Opazimo lahko razliko v velikostnem redu tveganja, ki smo ga pripravljeno tolerirati pri prostovoljnih dejavnostih in dejavnostih, na



katere nimamo vpliva. Med prostovoljne dejavnosti lahko uvrstimo recimo alpinizem in kajenje, kjer je tolerirano tveganje veliko večje kot na primer pri potovanju z letalom ali vlakom, kjer na varnost nimamo več tako velikega vpliva. Veliko manjše je tolerirano tveganje za izgubo življenja pri porušitvi konstrukcije, saj uporabniki pričakujejo veliko večjo varnost, kot na primer pri letenju z letalom, ki je po splošnem prepričanju nevarno.

Tabela 1: Tveganja v družbi (Vir: Melchers, 1999)

Dejavnost	Približna stopnja smrtnosti ( $\cdot 10^{-9}$ smrti/h izpostavljenosti)	Značilna izpostavljenost (h/leto)	Značilno tveganje za smrt ( $\cdot 10^{-6}$ /leto)
Alpinizem	30000 - 40000	50	1500 - 2000
Plavanje	3500	50	170
Kajenje	2500	400	1000
Potovanje z letalom	1200	20	24
Potovanje z avtom	700	300	200
Potovanje z vlakom	80	200	15
Gradnja	70 - 200	2200	150 - 440
Porušitev stavbe	0,02	6000	0,1

Melchers (1999) po Otwayu (1970) navaja tudi pokazatelje za velikostni red družbeno sprejemljivega tveganja (Tabela 2).

Tabela 2: Pokazatelji toleriranega tveganja (Vir: Melchers, 1999)

Tveganje za smrt na osebo na leto	Odziv
$10^{-3}$	redke nezgode; takojšnji odziv za zmanjšanje nevarnosti
$10^{-4}$	ljudje namenijo denar, predvsem javni denar, za nadziranje nevarnosti (npr. prometni znaki, policija, zakoni)
$10^{-5}$	mame opozarjajo svoje otroke na nevarnost (na primer požar, utopitev, zastrupitev)
$10^{-6}$	povprečnemu človeku ne vzbuja skrbi; zavedanje nevarnosti, ki pa ni osebnega značaja; dejanje višje sile

Najbolj osnovni rezultat ocene potresnega tveganja je letna verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja konstrukcije, ki je lahko definiran za različne stopnje

poškodovanosti. Najbolj je konstrukcija poškodovana takrat, ko se poruši. Ker je takšno mejno stanje težko numerično določiti, običajno definiramo mejno stanje blizu porušitve. V tem primeru je konstrukcija že zelo poškodovana, na primer zmanjša se nosilnost najbolj kritičnih vertikalnih elementov konstrukcije in podobno.

V končni fazi odločanja moramo presoditi ali je ta verjetnost prekoračitve mejnega stanja za nas sprejemljiva ali ne. Pri tem si lahko pomagamo z več načini določitve sprejemljive ali tolerirane verjetnosti porušitve opisanih v literaturi. Ti načini se med seboj razlikujejo predvsem zaradi upoštevanja različnih posledic porušitve (izguba človeških življenj, ekonomska škoda, stroški za zmanjšanje tveganja ipd.). V nadaljevanju so opisani nekateri postopki za določitev ciljne zanesljivosti konstrukcij po standardih ISO, EC0 in JCSS ter dva modela za določitev toleriranega tveganja, ki jih bomo uporabili na primeru konstrukcije v poglavju 6.

#### **4.4.1 Ciljne zanesljivosti po standardih**

##### **4.4.1.1 ISO**

Standard ISO (*International Organization for Standardization*) (ISO 2394, 1998) v dodatku E navaja dva načina določitve ciljne zanesljivosti. Prvi način temelji na varnosti ljudi in za posledico porušitve upošteva izgubo človeškega življenja. Ciljna zanesljivost ali tolerirano tveganje se določi kot:

$$P_f = P(d|f) \leq 10^{-6} / \text{leto}, \quad (4.14)$$

kjer je  $P_f$  verjetnost porušitve v dobi 1 leta,  $P(d|f)$  pa verjetnost smrti človeka prisotnega v stavbi ob porušitvi. Opozorimo naj, da je notacija v standardu v neskladju z notacijo pogojne verjetnosti, saj standard predpisuje, da verjetnost izgube življenja zaradi porušitve konstrukcije ne sme presegati  $10^{-6}$ . Takšna verjetnost je za večino ljudi tolerirana, čeprav se zavedajo nevarnosti (Melchers, 1999).

Zanesljivost po enačbi (4.14) je najmanjša zahtevana za individualno varnost. Pri pričakovanem večjem številu žrtev standard navaja naslednjo enačbo:

$$P_f \leq AN^{-\alpha}, \quad (4.15)$$

kjer je  $N$  pričakovano število žrtev,  $A$  in  $\alpha$  pa sta konstanti s priporočenima vrednostma  $A = 0,01$  ali  $0,1$  in  $\alpha = 2$ . Pri večjemu številu ogroženih ljudi pričakujemo zaradi večjih posledic porušitve manjšo sprejemljivo verjetnost kot po enačbi (4.14). Verjetnost izračunana po enačbi (4.15) je manjša od  $10^{-6}$  šele pri številu žrtev nad 100, če predpostavimo  $A = 0,01$ . Sklepamo lahko, da je uporaba enačbe (4.15) smiselna le, ko je  $P_f < 10^{-6}$ .

Drugi način definicije sprejemljivega tveganja se nanaša na finančne posledice. Upošteva se razmerje med finančnimi izgubami pri porušitvi in stroški za zmanjšanje tveganja z namenom zmanjšanja stroškov v življenjski dobi konstrukcije. Sprejemljivo verjetnost porušitve v življenjski dobi stavbe  $P_f$  izračunamo iz celotnih stroškov:

$$C_{\text{tot}} = C_b + C_m + \sum P_f C_f, \quad (4.16)$$

kjer so  $C_b$  cena izgradnje,  $C_m$  pričakovani stroški vzdrževanja in porušitve in  $C_f$  stroški pri porušitvi.

Ker določitev sprejemljive zanesljivosti po zgornjih dveh metodah ni vedno mogoča, navaja standard še vrednosti indeksa zanesljivosti  $\beta$  za življenjsko dobo konstrukcije, ki je za stavbe in druge običajne konstrukcije 50 let (Tabela 3). Vrednosti  $\beta$  so določene glede na stroške varnostnih ukrepov in velikost posledic porušitve.

Tabela 3: Ciljne vrednosti  $\beta$  v življenjski dobi konstrukcije (Vir: ISO 2934, 1998)

Relativni stroški varnostnih ukrepov	Posledice porušitve			
	Majhne	Nekaj	Zmerne	Velike
Visoki	0	1,5	2,3	3,1
Zmerni	1,3	2,3	3,1	3,8
Nizki	2,3	3,1	3,8	4,3

#### 4.4.1.2 EC0

Evrokod 0 pri določevanju ciljne zanesljivosti upošteva vzrok in način doseganja mejnega stanja, stroške za zmanjšanje tveganja odpovedi konstrukcije ter možne posledice odpovedi konstrukcije kot so izguba življenja, poškodbe konstrukcije in finančne izgube. Določitev ciljne zanesljivosti po standardu EC0 je podrobneje opisana v dodatku B. Uvedeni so razredi po obsegu posledic odpovedi ali slabega delovanja konstrukcije CC (angl. *consequence classes*) (Tabela 4), ki so ekvivalentni razredom zanesljivosti RC (angl. *reliability classes*). Ti razredi določajo najmanjšo vrednost indeksa zanesljivosti  $\beta$  za dobo enega ali petdeset let (Tabela 5). Dodatno je možno zanesljivost stopnjevati z upoštevanjem stopnje nadzora pri projektiranju in gradnji.

Tabela 4: Določitev razredov glede na posledice (Vir: SIST EN 1990)

Razred glede na posledice	Opis posledic	Primeri stavb in gradbenih 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, občutna gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Stanovanjske, poslovne in javne stavbe, kjer so posledice srednje velike
CC1	Maloštevilne izgube človeških življenj in majhna ali zanemarljiva gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Kmetijske stavbe, v katerih so ljudje le izjemoma (npr. skladišča, rastlinjaki)

Tabela 5: Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti  $\beta$  za mejna stanja nosilnosti

(Vir: SIST EN 1990)

Razred zanesljivosti	Najmanjše vrednosti $\beta$	
	referenčna doba 1 leto	referenčna doba 50 let
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

S pomočjo indeksa zanesljivosti lahko nato po določilih v dodatku C izračunamo verjetnost, da bo konstrukcija odpovedala (enačba 4.1). V tabeli 6 so za nekaj vrednosti verjetnosti porušitve prikazane vrednosti indeksa zanesljivosti.

Tabela 6: Vrednosti  $\beta$  pri nekaj vrednosti  $P_f$  (Vir: SIST EN 1998-1, 2005)

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,2

#### 4.4.1.3 JCSS

JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*) v Probabilistic Model Code (2000) navaja vrednosti indeksa zanesljivosti  $\beta$  pri mejnem stanju nosilnosti za referenčno dobo enega leta glede na velikost posledic porušitve in višino stroškov varnostnih ukrepov (Tabela 7). Indeksi zanesljivosti so določeni na podlagi analize ugodnosti in stroškov projekta. Razredi glede na posledice porušitve so opisno primerljivi z razredi določenimi v EC0, npr. velike posledice porušitve ustreza opisu razreda CC3.

Tabela 7: Indeksi zanesljivosti pri mejnem stanju nosilnosti za dobo 1 leta (privzeto po JCSS, Probabilistic Model Code)

Relativni stroški varnostnih ukrepov	Manjše posledice porušitve	Zmerne posledice porušitve	Velike posledice porušitve
Visoki (A)	3,1	3,3	3,7
Normalni (B)	3,7	4,2	4,4
Nizki (C)	4,2	4,4	4,7

#### 4.4.2 Modeli za določitev toleriranega tveganja

##### 4.4.2.1 CIRIA

V okviru združenja CIRIA (*Construction Industry Research and Information Association*) je Flint (1977) razvil empirično enačbo za tolerirano letno verjetnost porušitve (Vir: Bhattacharya in sod., 2001):

$$P_f = \frac{K_s}{n_r} p' / \text{leto}, \quad (4.17)$$

kjer je  $p'$  sprejemljiva individualna letna verjetnost smrti z običajno vrednostjo  $10^{-4}$ .  $K_s$  je faktor družbenega merila, ki je odvisen od posameznikove pripravljenosti tveganja. Melchers (1999) navaja različne vrednosti faktorja  $K_s$ , ki so zbrani v tabeli 8.  $n_r$  je faktor odpora ali število ljudi izpostavljenih tveganju, pri čemer naj bi bil javni odpor do nesreče neposredno sorazmeren s številom izpostavljenih življenj. Opazimo lahko, da se z večanjem števila izpostavljenih ljudi oz. posledic porušitve sprejemljiva verjetnost manjša.

Tabela 8: Faktor družbenega merila (Vir: Melchers, 1999)

Tip konstrukcije	$K_s$
Stavbe, kjer se zbirajo ljudje, pregrade	0,005
Stanovanja, pisarne, trgovine, tovarne	0,05
Mostovi	0,5
Stolpi, jambori, konstrukcije na morju	5

#### 4.4.2.2 Allen

Allen je leta 1981 predlagal naslednjo enačbo za izračun letne verjetnosti porušitve (Vir: Bhattacharya et. al., 2001):

$$P_f = \frac{A}{W\sqrt{n_r}} 10^{-5} / \text{leto}, \quad (4.18)$$

kjer je  $n_r$  faktor odpora,  $A$  je faktor dejavnosti in  $W$  opozorilni faktor. Vrednosti faktorjev  $A$  in  $W$  so zbrane v tabeli 9.

Tabela 9: Vrednosti faktorjev  $A$  in  $W$  (Vir: Bhattacharya in sod., 2001)

Tip dejavnosti	$A$
Dejavnosti po nesreči	0,3
<i>Navadne dejavnosti</i>	
Stavbe	1,0
Mostovi	3,0
Zelo izpostavljene konstrukcije	10,0
Vrsta opozorila	$W$
Varno stanje	0,01
Postopna porušitev	0,1
Postopna porušitev na nevidnem mestu	0,3
Nenadna porušitev brez predhodnega opozorila	1,0

## 5 DOLOČITEV POTRESNIH ZAHTEV

### 5.1 Kratek pregled metod in postopkov za določitev parametrov potresnega odziva stavb

V preteklih desetletjih je bilo razvitih veliko različnih postopkov za določitev parametrov potresnega odziva stavb. Takšen razvoj ni le posledica različnih potreb, ampak tudi posledica dejstva, da imajo različni raziskovalci in inženirji različne filozofije za reševanje problemov, ki so povezani z napovedovanjem odziva stavb za dano potresno obtežbo.

Najbolj splošno lahko postopke za določitev potresnih zahtev razčlenimo glede na vrsto uporabljene analize. V linearni elastični analizi se predpostavi, da material ostane v elastičnem območju. Ker potresi pogosto povzročijo poškodbe konstrukcij, ta domneva ni dovolj natančna s teoretičnega vidika, vendar se pogosto uporablja v primeru potresnih analiz stavb. Na primer, evropski standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) za oceno potresne odpornosti in rekonstrukcijo obstoječih stavb določa, da lahko potresne zahteve določimo z uporabo metode s horizontalnimi silami ali z modalno analizo. Obe ti dve metodi sta linearno elastični analizi. Uporaba linearne elastične analize ima poleg slabosti tudi prednosti, saj je v primerjavi z nelinearno analizo numerično bistveno manj zahtevna, omogoča rezultate v kratkem času in je podprta s številnimi programi, ki so prijazni do uporabnika. Poleg tega je definicija potresne obtežbe za takšno vrsto analize enostavna.

Linearno elastične in nelinearne analize je mogoče nadalje razdeliti na statično in dinamično analizo. V primeru statične analize so ravnotežne enačbe neodvisne od časa, medtem ko se v primeru dinamične analize odziv konstrukcije izračuna za vsak časovni korak, za katerega je definirana obtežba. Ker nelinearna dinamična analiza opiše nelinearno obnašanje konstrukcije, pri čemer se upoštevajo dinamični vplivi, ki so pomembni v primeru potresa, je ta vrsta analize teoretično najbolj točna za oceno odziva stavbe med potresi. Problem je, ker je uporaba v praksi še vedno omejena, tudi zaradi številnih negotovosti, ki so povezane s to vrsto analize. Nelinearna dinamična analiza je računsko zelo zahtevna in, če gre za kompleksne konstrukcije, neobvladljiva, saj se pojavlja problem konvergence. Poleg tega je potres potrebno definirati z akceleroگرامi, kar je težko, če želimo potresne zahteve oceniti nepristransko. Glede na smernice za izbor zapisov gibanja tal, ki so definirane v nekaterih

predpisih, se lahko zgodi, da različni inženirji izberejo različne skupine akceleroogramov, na osnovi katerih se odziv stavbe razlikuje od primera do primera. Še večji problem pa predstavlja izbira nelinearnega modela, ki se uporablja v analizi, saj so rezultati od tega precej odvisni, odvisni pa so tudi od načina integracije enačbe gibanja. Zaradi vseh opisanih težav, ki so povezane z uporabo nelinearne dinamične analize, so bili razviti bolj praktični postopki za oceno potresnih zahtev stavbe, ki običajno povezujejo nelinearno statično analizo in neelastični spekter odziva. Takšna metoda je bila razvita tudi na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo na FGG (Fajfar, 2002) in je vključena v predpis Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Bolj natančen opis te metode podajamo v naslednjem poglavju.

Določitev potresnih zahtev je mogoče opredeliti tudi kot deterministični ali verjetnostni postopek. V deterministični analizi so vsi vhodni parametri določeni v skladu z najboljšim znanjem ali pogosto tudi konzervativno. Nasprotno je v primeru verjetnostne analize, kjer so nekateri ali vsi vhodni parametri opisani z ustreznimi slučajnimi spremenljivkami. V tem primeru se negotovosti običajno razvrstijo v dve glavni kategoriji: aleatorne negotovosti, ki so povezane z naključno naravo potresov in jih po definiciji ne moremo zmanjšati in epistemične negotovosti, ki jih je možno zmanjšati, na primer z boljšim poznavanjem konstrukcije ter lastnosti materiala in bolj točnimi modeli, ki se uporabljajo v analizi.

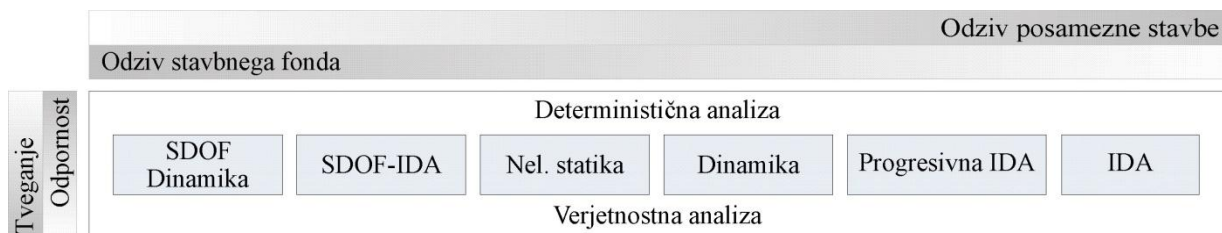
Nekatere analize, ki jih uporabljamo v procesu ocene potresne odpornosti ali ocene tveganja zgradb, so prikazane na sliki 25. V tem primeru so vse predstavljene analize nelinearne, začenši z dinamično (SDOF Dinamika, angl. *single degree of freedom*) in inkrementalno dinamično analizo (SDOF IDA) ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Ker ti vrsti analize slonijo na preprostem nelinearnem modelu, se lahko uporabljajo tudi za oceno potresnega tveganja stavbnega fonda. IDA krivulje ekvivalentnega SDOF modela se lahko v kombinaciji z nelinearno statično analizo (Slika 25) uporabljajo tudi za določanje ciljnega pomika. Takšna analiza je še posebej primerna, če je podprta s spletno aplikacijo (Dolšek in sod., 2011).

Naslednja analiza iz seznama je nelinearna dinamična analiza, ki smo jo že opisali, zadnja pa je inkrementalna dinamična analiza (IDA). Izmed predstavljenih metod analize je IDA



računsko najbolj zahtevna, saj je to parametrična metoda analize, katere parametri so akceleroگرامi in njihova intenziteta. Alternativa tej metodi je progresivna IDA (Azarbakht, Dolšek, 2011), ki vsebuje prednostno listo akceleroگرامov. Na splošno se IDA krivulje izračunajo za celotno skupino akceleroگرامov, medtem, ko se v primeru progresivne IDA, krivulja IDA najprej izračunana za prvi akceleroگرام iz prednostne liste, nato pa postopoma za ostale akceleroграме, vendar le do tedaj, ko so parametri potresnega odziva določeni do predpisane stopnje natančnosti. Tak pristop pospešuje uporabo nelinearne dinamične analize v praksi.

Metode, predstavljene na levi strani slike 25, kakor tudi ustrezne poenostavljene različice teh metod, so bolj primerne za ocene potresnega tveganja stavbnega fonda, ostale metode pa so bolj primerne in točne za ocene potresnega tveganja posamezne stavbe. Poleg tega so lahko vse našteje analize deterministične ali verjetnostne.



Slika 25: Razvrstitev metod za oceno potresnih zahtev stavb glede na zahtevnost in uporabnost (Vir: Dolšek in sod., 2011)

## 5.2 Poenostavljena nelinearna metoda

Poenostavljena nelinearna metoda, metoda N2 (Fajfar 2002), predstavlja vez med najbolj točno nelinearno dinamično analizo in med elastičnimi metodami analize, ki se uporabljajo v potresnem inženirstvu. Metoda N2, kombinira nelinearno dinamično analizo sistema z eno prostostno stopnjo (nelinearne spektre odziva) in nelinearno statično analizo modela celotne stavbe. Od tu tudi njeno ime: N za nelinearno analizo in 2 zaradi kombinacije dveh matematičnih modelov. V okviru metode N2 je predpostavljeno, da višje nihajne oblike nimajo vpliva in da se s spreminjanjem seizmične intenzitete osnovna nihajna oblika

konstrukcije ne spreminja. Rezultat analize 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 ter pomik na vrhu konstrukcije. Ciljni pomik in postopek analize lahko predstavimo v diagramu pospešek-pomik. (t.i. AD format).

Postopek N2 analize pričnemo z modalno analizo elastičnega modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami, pri čemer konstrukcijo vzbujamo v dveh pravokotnih si smereh. Rezultat analize so nihajne oblike in nihajni časi konstrukcije, pri čemer se upoštevajo le tiste, ki pomembno vplivajo na globalni odziv. Za nadaljevanje N2 analize je pri vzbujanju v eni smeri med rezultati pomembna prva nihajna oblika, pri vzbujanju v dveh pravokotnih si smereh pa dve nihajni obliki, ki predstavljajo nihanje v teh dveh smereh. Ti dve nihajni obliki lahko prepoznamo po velikih efektivnih masah, ki sodelujejo v posamezni smeri.

Naslednji korak v N2 analizi je nelinearna statična analiza konstrukcije pri konstantni navpični obtežbi (stalni in spremenljivi vplivi) in monotonno naraščajoči horizontalni potresni obtežbi. Pri analizi se uporablja ravninski ali prostorski model konstrukcije (odvisno od njene pravilnosti) z upoštevanjem nelinearnega obnašanja materiala. Potresni vpliv se lahko upošteva posamično v dveh smereh, nanaša pa se ga tako v pozitivni kot negativni smeri. Kot rezultat pa se upošteva ovojnico potresnih učinkov iz obeh analiz. Po določilih SIST EN 1998 je potrebno upoštevati najmanj dve porazdelitvi horizontalne obtežbe po višini: enakomerno porazdelitev (horizontalne sile so sorazmerne masam glede na višino) in modalno porazdelitev (vodoravne sile določimo iz vektorja osnovne nihajne oblike konstrukcije uteženega z masami posameznih etaž), lahko pa tudi trikotno porazdelitev (velikost sile se spreminja sorazmerno z višino). Vodoravne sile delujejo v masnih središčih, upošteva pa se lahko tudi naključno ekscentričnost.

Pomemben rezultat metode N2 je obtežno-deformacijska ali pushover krivulja, ki predstavlja odnos celotne prečne sile ob vpetju od izbranega pomika, ki je običajno pomik masnega središča na vrhu konstrukcije. Po predlogu EC8 se krivulja določi za vrednost kontrolnega pomika med 0 in 150 % vrednosti ciljnega pomika. Ciljni pomik je potresna zahteva izražena kot pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo ali kot pomik na vrhu

konstrukcije. Na podlagi oblike krivulje se lahko določa poškodovanost konstrukcije. Dodatno se lahko z analizo preveri še predpostavljen faktor dodatne nosilnosti  $\alpha_u/\alpha_1$ , razporeditev poškodb in plastični mehanizem, ki mora biti v skladu z mehanizmom, ki je bil uporabljen za določitev faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ . Kombinacijo učinkov posameznih komponent potresnega vpliva, t. j. posamezne smeri, lahko izvedemo z SRSS kombinacijo (dobimo največjo vrednost za vsak učinek potresnega vpliva) ali po predlogu EC8 s kombinacijama celotnega učinka potresnega vpliva v eni smeri in 30 % učinka v pravokotni smeri ( $E_{Edx} + 0,3E_{Edy}$  in  $0,3E_{Edx} + E_{Edy}$ ).

Če želimo v N2 analizi upoštevati vpliv torzije (Dolšek in Fajfar, 2007), potrebujemo tudi pomike dobljene z elastično modalno analizo. Torzijski korekcijski faktor dobimo tako, da normiran pomik na vrhu konstrukcije dobljen z elastično modalno analizo, ki je vedno večji ali enak 1, delimo s tistim dobljenim s pushover analizo. Normiran pomik predstavlja pomik katere koli točke v tlorisu na vrhu konstrukcije deljenim s pomikom v masnem središču. Torzijski korekcijski faktor določamo za vsako smer posamično, kar pomeni, da upoštevamo pomike dobljene s CQC kombinacijo v posamezni smeri. Vplive torzije nato upoštevamo tako, da vse pomembne rezultate (npr. deformacije duktilnih elementov in napetosti v neduktilnih elementih, rotacije v plastičnih členkih) pomnožimo s torzijskim korekcijskim faktorjem.

Pushover krivuljo dobljeno s statično nelinearno analizo nato idealiziramo z idealno elasto-plastičnim odnosom, na primer kot je predpisano v točki B.3 dodatka B v SIST EN 1998. Sila tečenja  $F_y$  je enaka največji celotni prečni sili ob vpetju, pomik na meji elastičnosti  $D_y$  pa določimo z upoštevanjem enakosti površine pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo do pomika pri največji prečni sili. Graf 3 prikazuje določitev idealiziranega odnosa med obtežbo in deformacijo za sistem z več prostostnimi stopnjami.

Z upoštevanjem enakosti površin pod krivuljama dobimo enačbo za pomik na meji elastičnosti idealiziranega sistema (enačba B.6 dodatka B v SIST EN 1998-1, 2005):

$$D_y = 2 \left( D_m - \frac{E_M}{F_y} \right), \quad (5.1)$$



kjer je  $\omega^*$  lastna frekvenca ekvivalentnega sistema in  $k^*$  njegova togost.  $F_y^*$  in  $D_y^*$  sta sila in pomik na meji elastičnosti ekvivalentnega sistema:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma}, \quad (5.5)$$

$$D_y^* = \frac{D_y}{\Gamma}. \quad (5.6)$$

Iz idealizirane obtežno-deformacijske krivulje dobimo diagram odvisnosti sile od pomika za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo tako, da vse sile in pomike delimo s transformacijskim faktorjem  $\Gamma$ . Če nato vse sile  $F^*$  delimo z maso ekvivalentnega sistema  $m^*$ , dobimo kapaciteto, ki je izražena s pospeškom:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (5.7)$$

Potresno tveganje običajno določamo za izbran pomik oz. mejno stanje, za katerega nas zanima pripadajoči spektralni pospešek. Pri določitvi pospeška pri mejnem stanju konstrukcije izhajamo iz zahtevane duktilnosti neelastične konstrukcije  $\mu$ , ki jo določimo kot razmerje med pomikom na vrhu konstrukcije pri ustreznem mejnem stanju in pomikom na meji elastičnosti:

$$\mu = \frac{D_{ms}}{D_y}. \quad (5.8)$$

Zahtevana duktilnost služi določitvi redukcijskega faktorja  $R_\mu$ :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \dots \quad T < T_C, \quad (5.9)$$

$$R_\mu = \mu \quad \dots \quad T \geq T_C, \quad (5.10)$$

kjer je  $T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju konstantnega dela spektra pospeškov. Redukcijski faktor je definiran kot razmerje med elastičnim spektralnim pospeškom, ki ga želimo določiti ter spektralnim pospeškom  $S_{ay}$ , ki povzroči tečenje idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo. Slednjega določimo z naslednjo enačbo:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{F_y}{\Gamma m^*}, \quad (5.11)$$

kjer je  $F_y^*$  sila tečenja in  $m^*$  masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Pospešek  $S_{ay}$  nato pomnožimo z redukcijskim faktorjem  $R_\mu$  za posamezna mejna stanja in tako določimo pospešek elastičnega sistema  $S_{ae}$ , za katerega iz elastičnega spektra pospeškov določimo pripadajoč pospešek tal  $a_g$ .

Opisan postopek lahko grafično prikažemo za posamezna mejna stanja konstrukcije na diagramu odnosa med pospeškom in pomikom, t. j. v AD formatu. Na istem diagramu prikažemo krivuljo kapacitete ter ustrezen elastičen in neelastični spekter, pri čemer spektralni pomik elastičnega sistema izračunamo po enačbi (5.12):

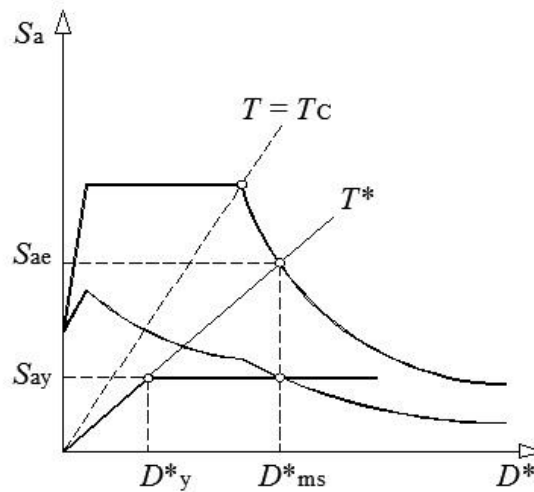
$$S_{de} = \frac{1}{\omega^2} S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}, \quad (5.12)$$

kjer je  $\omega$  krožna frekvenca,  $T$  nihajni čas in  $S_{ae}$  spektralni pospešek elastičnega sistema. Projektni pospešek za neelastični sistem določimo po enačbi (5.13), pomik pa po enačbi (5.14) (Fajfar, 2002):

$$S_{ay} = \frac{S_{ae}(T)}{R_\mu(\mu, T)}, \quad (5.13)$$

$$S_{dy} = \frac{\mu}{R_\mu(\mu, T)} S_{de}, \quad (5.14)$$

kjer redukcijski faktor  $R_\mu(\mu, T)$  določimo po enačbah (5.9) in (5.10). Graf 4 prikazuje določitev pospeška tal pri izbranem mejnem stanju. Točka na krivulji kapacitete pri pomiku v posameznem mejnem stanju določa pripadajoč neelastičen spekter. Če pospešek neelastičnega sistema  $S_{ay}$  povečamo za redukcijski faktor, dobimo pospešek elastičnega sistema  $S_{ae}$  oz. točko v elastičnem spektru (presečišče tangente na elastičen del krivulje kapacitete in elastičnega spektra). S poznanim parom  $S_{ae}$  in  $T^*$  (nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo) lahko nato izračunamo pospešek tal  $a_g$ , ki določa obliko spektra.



Graf 4: Grafična določitev pospeška tal pri posameznem mejnem stanju konstrukcije

### 5.3 Opis modela za nelinearno statično analizo

#### 5.3.1 Splošno

V okviru ratiskovalne naloge smo se omejili le na uporabo modelov, ki plastičnost materiala opisujejo v diskretnih točkah. Takšni modeli so sorazmerno enostavni in preizkušeni na različnih primerih stavb. Nelinearen model zato definiramo na osnovi elastičnega modela iz modalne analize, pri čemer je potrebno dodatno definirati plastično obnašanje konstrukcije, to je obnašanje materiala v plastičnem območju in lego nastopa koncentrirane plastičnosti oz. tvorbe plastičnih členkov ter njihovo obnašanje. Pri tem predpostavimo, da se plastični členki tvorijo na začetku in koncu vseh stebrov in gred.

Podobno kot pri modeliranju konstrukcije za modalno analizo tudi pri nelinearni statični analizi upoštevamo razpokanost prereзов in predpostavko, da so plošče absolutno toge v svoji ravnini in absolutno podajne izven svoje ravnine. Mase in masne vztrajnostne momente podajamo v težišču posamezne etaže. Maso v etaži  $i$  izračunamo po naslednji enačbi, ki upošteva točko 3.2.4 v SIST EN 1998-1 (2005):

$$m_i = m_{iG} + \psi_{Ei} m_{iQ}, \quad (5.15)$$

kjer je  $m_{iG}$  masa v etaži  $i$  zaradi stalnih vplivov,  $m_{iQ}$  pa zaradi spremenljivih vplivov.  $\Psi_{Ei}$  je koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva  $i$ , ki ga izračunamo na sledeč način:

$$\psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2,i}. \quad (5.16)$$

V enačbi (5.16) nastopata koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva  $i$   $\Psi_{2i}$  in faktor  $\varphi$ , ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in etaže. Masni vztrajnostni moment nato izračunamo kot produkt mase in kvadrata vztrajnostnega polmera etaže:

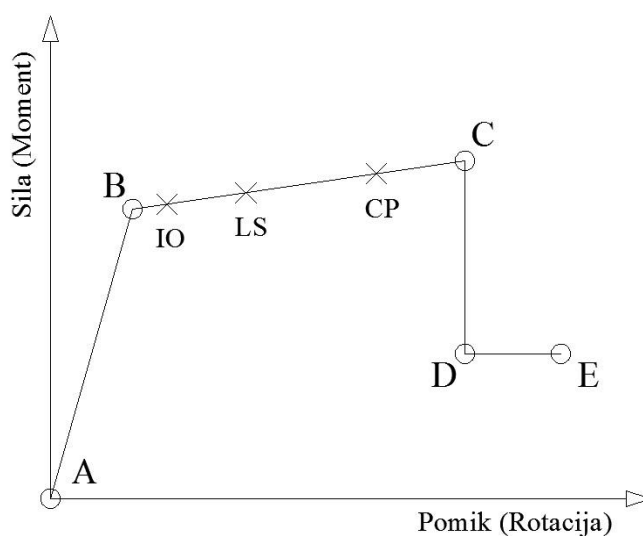
$$m_{\varphi i} = m_i r_i^2. \quad (5.17)$$

Pri modeliranju gred okvirnih konstrukcij se moramo sami odločiti o tipu prereza, saj v Evrokod standardih ni natančno določeno ali se pri togosti grede upošteva sodelujoča širina plošče ali ne oziroma ali se za grede uporabi prerez T ali pravokotne oblike. V Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (Beg, Pogačnik, 2009) je predstavljenih nekaj razlogov za uporabo pravokotnega prereza, in sicer enostavnejše modeliranje, razpokanost betona v zgornjem delu plošče, ki posledično ne vpliva veliko na togost prereza in manjša razlika med v analizi uporabljenim razmerjem med togostjo razpokanega in nerazpokanega prereza 0,5 in dejanskim razmerjem pri pravokotnem prerezu. Pri uporabi T prerezov smo na varni strani zaradi večje togosti in posledično večje obremenitve gred v računu, hkrati pa smo na nevarni strani glede pomikov, ki so manjši kot pri uporabi pravokotnih prerezov. Pri uporabi T prerezov lahko sodelujočo širino plošče izračunamo po točki 5.3.2.1 Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) ali 5.4.3.1.1(3) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Modeli s pravokotnimi prerezi gred so bolj enostavni in prikladnejši za uporabo v času projektiranja, za nelinearno analizo pa je bolje, če uporabimo model, kjer so grede modelirane s T prerezi.

Obnašanje plastičnih členkov lahko definiramo z razmerjem različnih količin, in sicer z odnosom osna sila – pomik, prečna sila – pomik, moment – zasuk in z interakcijo dvo-osni upogib – osna sila. Graf 5 prikazuje splošno obliko diagrama obremenitve v odvisnosti od deformacije v plastičnem členu, kot je definirana v FEMA-273 (*Federal Emergency*



*Management Agency*, 1997), vendar je to le ena od možnosti. Po FEMA-273 je odnos med obremenitvijo in deformacijo definiran s petimi točkami: točka A predstavlja izhodišče (obremenitev in deformacija sta ničelni), B mejo elastičnosti, to je točko, ko se material začne obnašati nelinearno, C mejno nosilnost, D preostalo nosilnost po delni porušitvi ter E popolno porušitev. Vrednosti količin v teh petih točkah se lahko spreminjajo in tako določajo obnašanje plastičnega členka. Med točkama B in C lahko dodatno definiramo vmesna stanja ki nam pomagajo določiti poškodovanost konstrukcije, vendar ne vplivajo na analizo. Po FEMA-273 so ta vmesna stanja označena z IO (angl. *Immediate Occupancy*), LS (angl. *Life Safety*) in CP (angl. *Collapse Prevention*).



Graf 5: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka (Vir: FEMA, 2007)

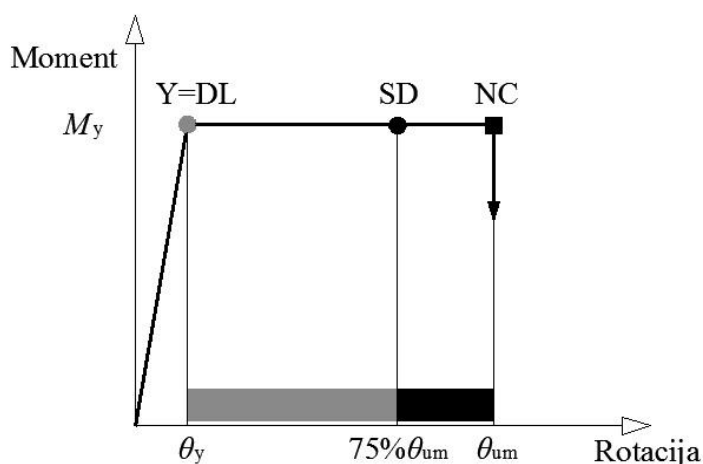
### 5.3.2 SAP2000

V poglavju smo na kratko opisali, kako smo določili lastnosti plastičnih členkov za nelinearno statično analizo s programom SAP2000 in na kratko tudi delo s programom.

Odnose med količinami v plastičnem členku lahko v programu podamo ročno ali pa jih program določi sam po priporočilih ATC 40 (ATC, 1996) za betonske in FEMA 273 (FEMA, 1997) za jeklene konstrukcije. Pri določanju plastičnih členkov s privzetimi lastnostmi moramo posamezne prereze elementov natančno določiti. Lastnosti takih členkov ne moremo

sami spreminjati in jih tudi ne moremo izpisati. Pri določanju členkov ročno lahko sami podajamo odnos med obremenitvijo in deformacijo ali pa samo spremenimo privzete vrednosti. Lastnosti takih členkov si lahko ogledamo tudi pred analizo. Dodaten način za določanje plastičnih členkov je uporaba generiranih lastnosti, ki jih program proizvede sam med analizo. Lastnosti takih členkov lahko vidimo šele po opravljeni analizi in jih ne moremo sami spreminjati. Pri določanju členkov lahko uporabimo bilinearne ali trilinearne diagrame, odvisno od želene natančnosti. Upoštevana togost po tečenju je lahko padajoča ali enaka nič.

V diplomski nalogi smo obnašanje plastičnih členkov podali ročno z bilinearnim odnosom moment – rotacija kot ga prikazuje graf 6, ki je povzet po Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (2009). Pri mejni rotaciji  $\theta_{um}$  je doseženo mejno stanje blizu porušitve (oznaka NC, angl. *near collapse*), pri rotaciji  $\theta_y$  pa pride do tečenja armature (oznaka Y, angl. *yield*). Takšen način je najbolj enostaven, saj je dovolj, da definiramo le moment na meji elastičnosti  $M_y$  in mejno rotacijo  $\theta_{um}^{pl}$ , vendar je za lažje sklepanje o stanju plastičnih členkov smiselno definirati še rotacijo pri mejnem stanju resnih poškodb (oznaka SD, angl. *significant damage*), ki znaša 75 % mejne rotacije (Graf 6).



Graf 6: Odnos med momentom in rotacijo plastičnega člena (Vir: Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009)

Plastični del mejne rotacije izračunamo po enačbi A.3 v SIST EN 1998-3 (2005):

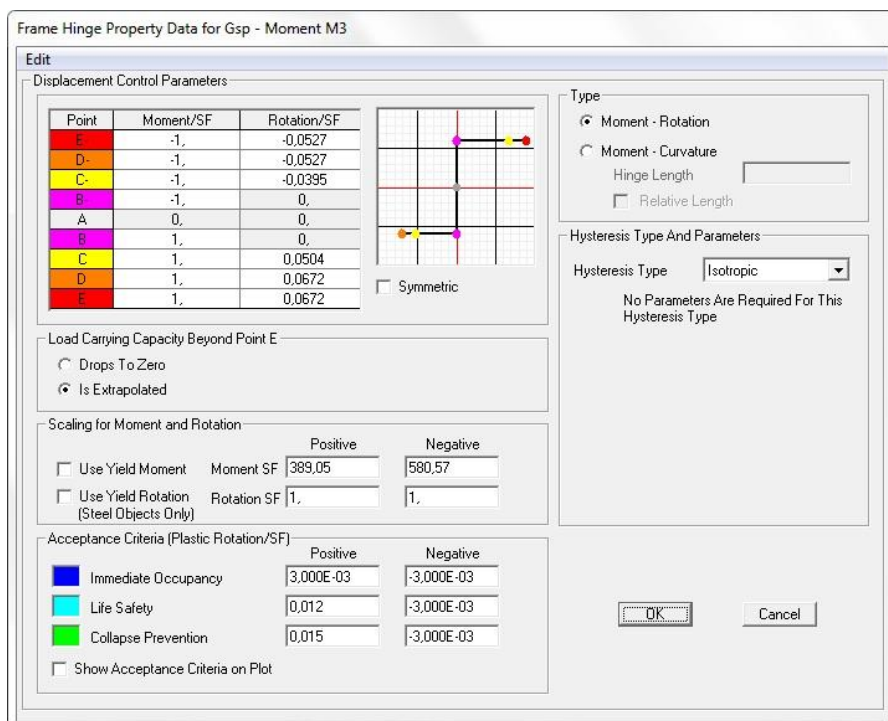
$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}). \quad (5.18)$$

V enačbi (5.15) nastopa  $\gamma_{el}$ , ki za primarne potresne elemente znaša 1,5 in za sekundarne 1,0.  $v$  je normirana osna sila v elementu:  $v = N/(A_c \cdot f_c)$ , ki za grede znaša 0, za stebre pa jo določimo pri vertikalni obtežbi na konstrukcijo.  $\omega$  oz.  $\omega'$  je mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni:  $\omega = (A_{st} \cdot f_y)/(A_c \cdot f_c)$ ,  $f_c$  je trdnost betona,  $f_y$  pa je natezna trdnost vzdolžne armature. Za materialne karakteristike po členu 4.3.3.4.1(4) v SIST EN 1998-1 vzamemo srednje vrednosti.  $L_V$  je razdalja med obravnavanim prerezom in nično momentno točko, ki se privzame na polovici dolžine elementa.  $h$  je širina elementa v smeri obtežbe,  $\alpha$  je faktor objetja betonskega prereza:  $\alpha = (1 - s_h/2b_c)(1 - s_h/2h_c)(1 - \sum b_i^2/6h_c b_c)$ , pri čemer je  $s_h$  razmak med stremeni,  $b_i$  pa razdalja med objetimi vzdolžnimi palicami v prerezu.  $\rho_{sx}$  je delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe:  $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_h)$ ,  $f_{yw}$  je natezna trdnost stremenske armature,  $\rho_d$  pa je delež diagonalne armature.

Predpostavili smo, da je moment na meji elastičnosti  $M_y$  enak upogibni nosilnosti prereza pri osni sili, ki je posledica vertikalne obtežbe iz potresne obtežne kombinacije.  $M_y$  smo tako določili kar z uporabo interakcijskega diagrama, ki smo ga dobili s pomočjo orodja za dimenzioniranje AB okvirov v programom SAP2000. Ker program podpira različne standarde za projektiranje konstrukcij, je možnosti za izračun upogibne nosilnosti precej. Za potrebe diplomske naloge smo izbrali, da se interakcijski diagrami določijo v skladu z *Eurocode 2-2004*, pri čemer smo upoštevali vrednost materialnih varnostnih faktorjev 1, saj po določilih SIST EN 1998-1 uporabljamo srednje vrednosti materialnih karakteristik. Za grede smo negativni in pozitivni moment na meji elastičnosti odčitali pri osni sili 0 kN, za stebre pa pri osni sili zaradi kombinacije vertikalnih vplivov za potresno projektno stanje.

Program SAP2000 (CSI, 2007) vsebuje grafični vmesnik, s katerim je podajanje modela konstrukcije enostavno in pregledno. V programu najprej določimo pomožno mrežo, v katero vrišemo posamezne elemente, ki jim pripišemo prečne prereze in jih ustrezno podpremo. Prečne prereze in vzdolžno armaturo določimo z orodjem *Section Designer*. Po predlogu EC8

upoštevamo razpokanost prerezov tako, da jim zmanjšamo togost na 50 %. Nelinearno obnašanje materiala definiramo z odnosom med napetostmi in deformacijami z izbiro *Nonlinear Material Data*, kjer smo definirali odnos med napetostmi in deformacijami. Mase in masne vztrajnostne momente podamo v težišču vsake etaže z ukazom *Assign/Joint/Masses*, predpostavko o togi plošči pa upoštevamo s pripisom toge diafragme za vsa vozlišča vsake etaže (*Assign/Joint/Constraints*, tip *Diaphragm*). Plastične členke v programu definiramo z ukazom *Define/Section Properties/Hinge Properties*. Na sliki 26 Slika 26 je prikazan primer določitve obnašanja členka, kjer lahko levo zgoraj vidimo tabelarni in grafični prikaz odnosa momenta in rotacije. Moment lahko podajamo z relativnimi vrednostmi, ki jih program nato pomnoži z momentom SF določenim v spodnjem polju. V polju *Load Carrying Capacity Beyond Point E* lahko določimo ali se po točki E v diagramu moment ekstrapolira, kar pomeni, da v členku ni padca nosilnosti ali pa pade na vrednost nič. Na dnu okna se nahajajo še stanja IO (*Immediate Occupancy*), LS (*Life Safety*) in CP (*Collapse Prevention*) opisana v poglavju 5.3.1, ki jih lahko uporabimo za preverjanje stanja konstrukcije. Podane vrednosti rotacij v teh treh točkah ne vplivajo na analizo.



Slika 26: Določitev lastnosti plastičnega členka v programu SAP2000

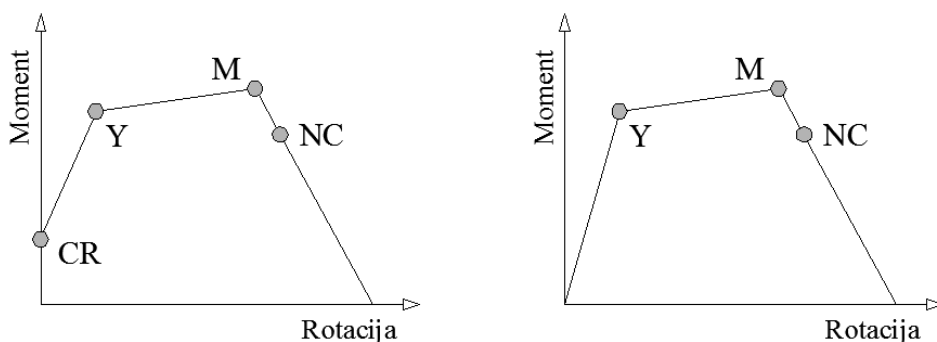
Nelinearno statično analizo v programu definiramo z ukazom *Define/Load Cases* in izbiro *Add New Load Case*. Izberemo statičen tip obtežnega primera (*Load Case Type: Static*) in nelinearno analizo (*Analysis Type: Nonlinear*). Vpliv teorije drugega reda upoštevamo z izbiro *P-delta* v polju *Geometric Nonlinearity Parameters*. Po izvedbi analize obtežno-deformacijsko krivuljo prikažemo z ukazom *Display/Show Static Pushover Curve*.

### 5.3.3 PBEE Toolbox v povezavi z OpenSees-om

PBEE Toolbox (Dolšek, 2010) je niz Matlab-ovih funkcij, ki se v povezavi z odprtokodnim programom OpenSees uporabljajo za določitev parametrov potresnega odziva armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. S PBEE Toolbox-om lahko izvedemo analizo lastnega nihanja, nelinearno statično, nelinearno dinamično analizo na sistemu z eno ali več prostostnih stopenj in inkrementalno dinamično analizo. Ker ni grafičnega vmesnika, je podajanje elastičnega modela konstrukcije nekoliko težje kot pri programu SAP2000. Podati je potrebno koordinate vozlišč v tlorisu in višine etaž, stebre in grede pa se poda posamično s posebnimi funkcijami, kjer se določi lastnosti prečnega prereza in izberejo ustrezne ovojnice za plastične členke. Obnašanje plastičnih členkov definiramo s posebno funkcijo, v kateri podamo prerez in armaturo elementa. Ta del je enostavnejši za uporabo kot v primeru uporabe programa SAP 2000. Po izvedbi nelinearne statične analize, se lahko glede na točke v odnosu moment – rotacija plastičnega členka definira mejna stanja, s katerimi povežemo poškodovanost členkov s parametri potresnega odziva (pomik na vrhu, etažni pomik) in z intenziteto potresa (maksimalni pospeške tal in spektralni pospešek pri izbranem nihajnem času). Prikažemo lahko tudi pushover krivulje in stanje plastičnih členkov na izrisani konstrukciji.

V PBEE Toolbox so upoštevana določila Evrokoda 8 za nelinearno modeliranje in analizo. V skladu s temi določili je uvedenih nekaj predpostavk, ki poenostavijo modeliranje konstrukcije. Na nivoju etaž so upoštevane diafragme, ki so toge v svoji ravnini, mase in masni vztrajnostni momenti pa so koncentrirani v težišču posamezne etaže. Upogibno obnašanje stebrov in gred je modelirano z elastičnim elementom, ki ima na obeh koncih plastična členka definirana z odnosom moment – rotacija. Nična momentna točka je

predpostavljena na sredi elementa. Plastični členek v gredi je modeliran kot momentni členek v primeru upogiba izven ravnine plošče, pri stebrih pa sta upoštevana dva neodvisna momentna členka za posamezno upogibno os. Odnos moment – rotacija je do padca nosilnosti lahko modeliran z bilinearnim ali trilinearnim odnosom (Slika 27). Pri računu odnosa moment – rotacija plastičnih členkov je v gredah upoštevana osna sila enaka nič, pri stebrih pa osna sila zaradi vertikalne obtežbe. Po doseženemu največjemu momentu je v členku upoštevana linearno padajoča togost. Vertikalna obtežba se upošteva kot enakomerno porazdeljena obtežba na gredah in vertikalne sile na vrhu stebrov.



Slika 27: Trilinearen in bilinearen odnos moment - rotacija z mehčanjem (Vir: Dolšek, 2010)

Lastnosti plastičnih členkov PBEE Toolbox definira sam iz podatkov o trdnosti materiala, prečnih prereзов elementov in armaturi. Pri trilinearnem odnosu prva točka predstavlja razpokanje betona (CR), pri bilinearnem pa tečenje armature (Y). V točki z oznako M je v členku dosežen največji moment, v točki NC pa doseženo stanje, ko je upogibna nosilnost prereza le še 80 % maksimalne upogibne nosilnosti. To stanje imenujemo mejno stanje blizu porušitve elementa. Moment na meji elastičnosti  $M_y$  (točka Y) predstavlja upogibni moment, ko prva armaturna palica doseže napetost enako napetosti tečenja jekla  $f_{sy}/E_s$ . Največji moment  $M$  je določen z analizo ukrivljenosti prereza. Moment, ki povzroči prvo razpoko v betonu (točka CR) je določen z sledečo enačbo:

$$M_{cr} = W \left( f_{ctm} - \frac{P}{A} \right), \quad (5.19)$$

kjer je  $W$  odpornostni moment prereza,  $P$  osna sila, ki je za tlak negativna,  $A$  je prečni prerez elementa in  $f_{ctm}$  je srednja natezna trdnost betona določena kot  $f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3}$ , kjer je  $f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost betona. Rotacija v plastičnem členu za posamezne točke je določena različno za bilinearen in trilinearen odnos moment – rotacija. Pri bilinearnem odnosu, se rotacija na meji elastičnosti izračuna s predpostavljeno linearno ukrivljenostjo vzdolž elementa:

$$\Theta_y = \frac{M_y L_0}{3EI}, \quad (5.20)$$

kjer je  $M_y$  moment na meji elastičnosti,  $L_0$  razdalja med koncem elementa in nulto momentno točko, ki je predpostavljena na sredi elementa in  $EI$  je produkt modula elastičnosti in vztrajnostnega momenta prereza. Rotacija na meji elastičnosti pri trilinearnem odnosu moment – rotacija je določena s predpostavljeno bilinearno ukrivljenostjo med koncem elementa in nulto momentno točko. Rotacija se izračuna kot (Fischinger, 1989):

$$\Theta_y = \frac{L_0}{6} \left( \left( 1 + \frac{M_{cr}}{M_y} \right) \phi_{cr} + \left( 2 - \frac{M_{cr}}{M_y} - \left( \frac{M_{cr}}{M_y} \right)^2 \right) \phi_y \right), \quad (5.21)$$

kjer je  $\phi_{cr} = M_{cr}/EI$  ukrivljenost pri momentu  $M_{cr}$  in  $\phi_y$  ukrivljenost pri momentu  $M_y$ . Rotacija pri največjem momentu in stanju blizu porušitve je določena z empirično formulo. Pri stebrih je rotacija določena po metodi CAE (*conditional average estimator*), ki sta jo razvila Grabec in Sachse leta 1997, implementirala pa Peruš in Fajfar (1997). Za grede je mejna rotacija (točka NC) določena po empirični enačbi v Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki smo jo uporabili tudi za izračun mejne rotacije za določitev obnašanja plastičnih členkov za program SAP2000.

## 6 PRIMER

### 6.1 Opis konstrukcije in potresne obtežbe

V primeru je obravnavana osem-etažna garažna hiša (Čaušević, Mitrovič, 2010 in Kosič, 2010). Podobna konstrukcija je bila zgrajena tudi v Reki na Hrvaškem (Slika 28).

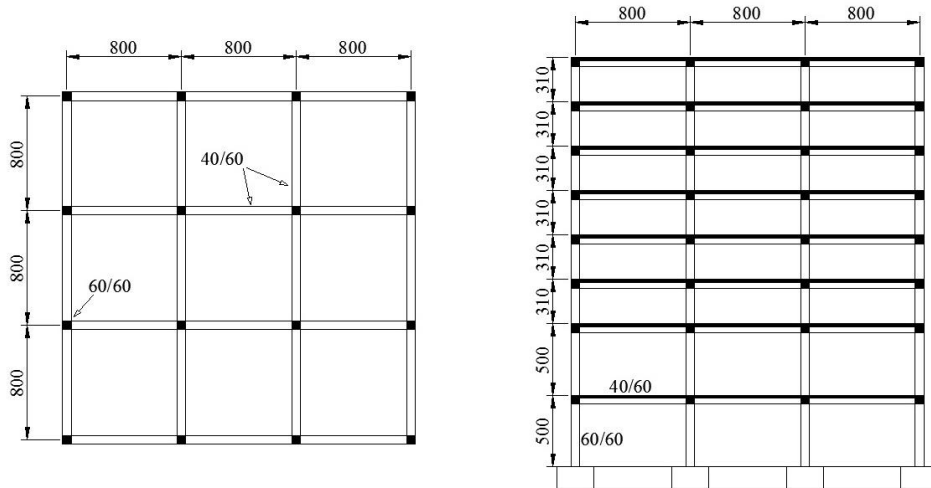


Slika 28: Garažna hiša v Reki

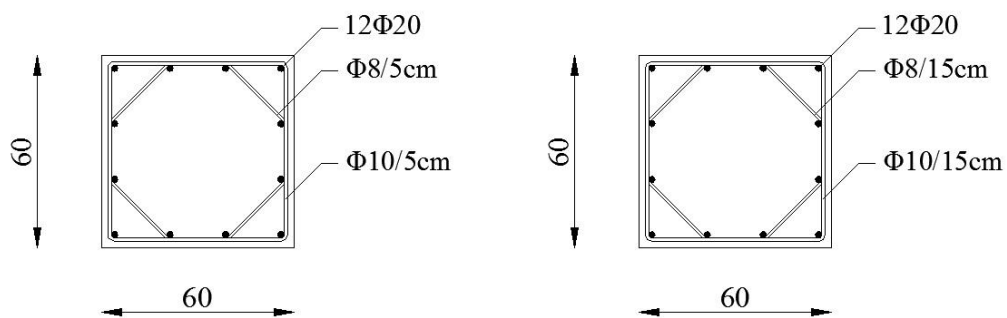
Stavba je armiranobetonska z okvirnim konstrukcijskim sistemom (Slika 29). Prvi dve etaži sta višine 5,00 m, ostale pa 3,10 m. Vsi konstrukcijski elementi so iz betona kvalitete C30/37 in jekla za armiranje S500 razreda B. Modul elastičnosti betona znaša  $E_c = 3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ , Poissonov količnik  $\nu = 0,2$ , strižni modul pa  $G = 1,375 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ . Vsi stebri konstrukcije imajo enake dimenzije prečnega prereza in so enako armirani. Izjema je prerez pri vpetju stebra v temelj, kjer je stremenska armatura zgoščena na 5 cm (Slika 30). Podobno so tudi vse grede enakih dimenzij, le v prvih dveh etažah je negativna vzdolžna armatura grede močnejša



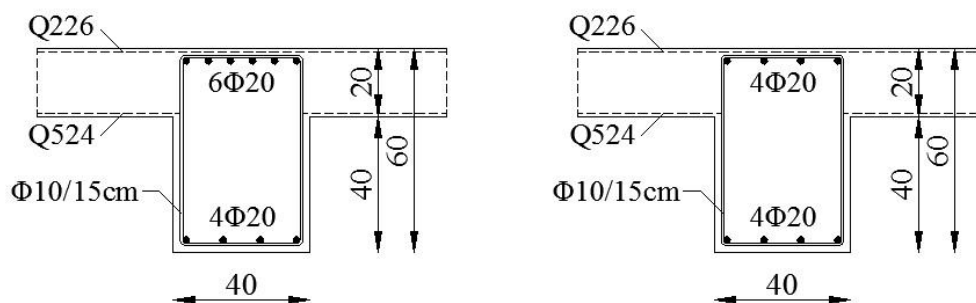
(Slika 31). Medetažne konstrukcije in stropna plošča so polne armiranobetonske plošče debeline  $d_p = 20$  cm.



Slika 29: Tloris in prečni prerez konstrukcije



Slika 30: Prečni prerez stebra ob vpetju (levo) in tipičnega stebra (desno)



Slika 31: Prečni prerez grede v prvih dveh etažah (levo) in preostalih etažah (desno)

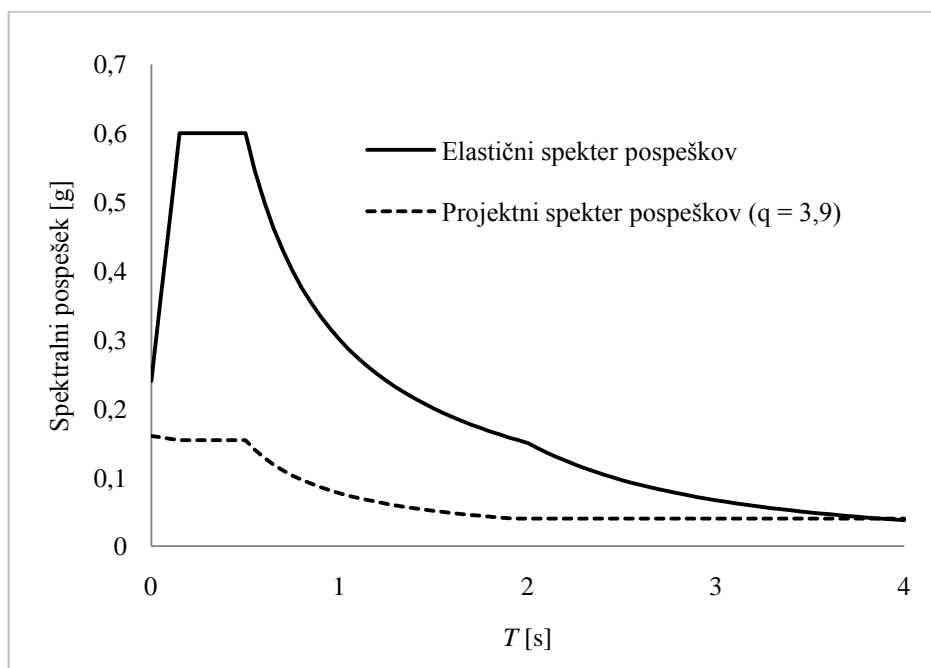
Konstrukcija je bila projektirana v skladu z Evrokodi, pri čemer je bil za potresno projektno stanje upoštevan tip tal B, projektni pospešek tal  $a_g = 0,2$  g, razred pomembnosti objekta II (faktor  $\gamma_1$  znaša 1,0), tip elastičnega spektra pospeškov 1 in delež kritičnega dušenja  $\zeta = 5$  %. Faktor obnašanja konstrukcije  $q$  je bil določen po točki SIST EN 1998-1 5.2.2.2:

$$q = q_0 k_w = 3,9 \cdot 1,0 = 3,9 \geq 1,5,$$

$$q_0 = 3 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \cdot 1,3 = 3,9,$$

kjer osnovni faktor obnašanja  $q_0$  znaša 3,9, saj je konstrukcijski sistem čisti okvir, ki je projektiran za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Faktor  $k_w$  je v standardu definiran za stenaste sisteme, zato je v našem primeru enak 1. Razmerje  $\alpha_u/\alpha_1$  je odvisno od zmožnosti prerazporeditve obtežbe po konstrukciji. Za kategorijo večetažnih okvirov z več polji to razmerje znaša 1,3.

Elastični ( $S_e$ ) in projektni ( $S_d$ ) spekter pospeškov smo z uporabo zgornjih podatkov dobili po točkah 3.2.2.2 in 3.2.2.5 v SIST EN 1998-1 (Graf 7).



Graf 7: Elastični in projektni spekter pospeškov

## 6.2 Modalna analiza

### 6.2.1 Opis modela

Konstrukcija je v tlorisu in po višini pravilna, zaradi česar bi lahko analizo izvedli na dveh ločenih ravninskih modelih za posamezno glavno smer. Nadalje pa bi lahko zaradi dvojne simetričnosti v tlorisu analizo še bolj poenostavili in uporabili le en ravninski model. V diplomski nalogi smo uporabili splošni prostorski model, saj je takšen način modeliranja s sodobnimi programskimi orodji zelo enostaven, interpretacija rezultatov pa je lažja.

Stebre in grede smo modelirali z linijskimi elementi, za ploščo pa smo predpostavili, da je absolutno toga v svoji ravnini in absolutno podajna izven svoje ravnine in jo modelirali s togimi diafragmami. Zaradi nasprotujočih si argumentov predstavljenih v poglavju 5.3.1 glede modeliranja gred s pravokotnimi prerezi ali prerezi T oblike smo se odločili za uporabo dveh modelov konstrukcije z različnima oblikama prerezov gred, za katera smo primerjali rezultate analize. V nadaljevanju se na model s pravokotnimi prerezi gred sklicujemo z oznako »model P«, na model s T obliko prereza pa z »model T«.

Sodelujočo širino plošče pri modelu T smo določili po točki 5.3.2.1 v SIST EN 1992-1-1:

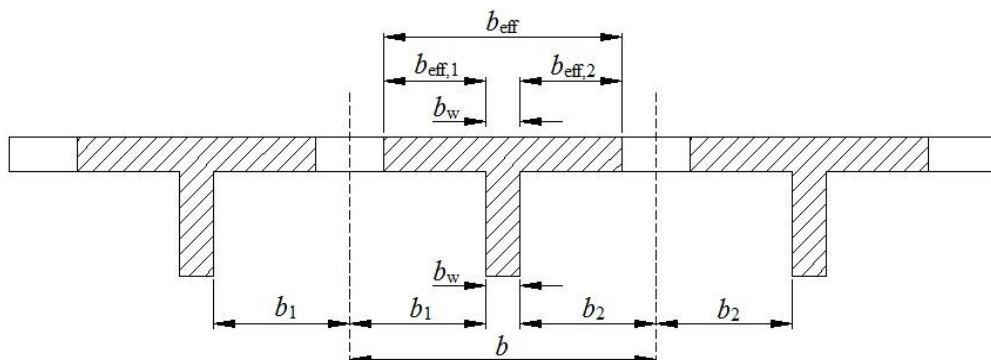
$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b, \quad (6.1)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \quad (6.2)$$

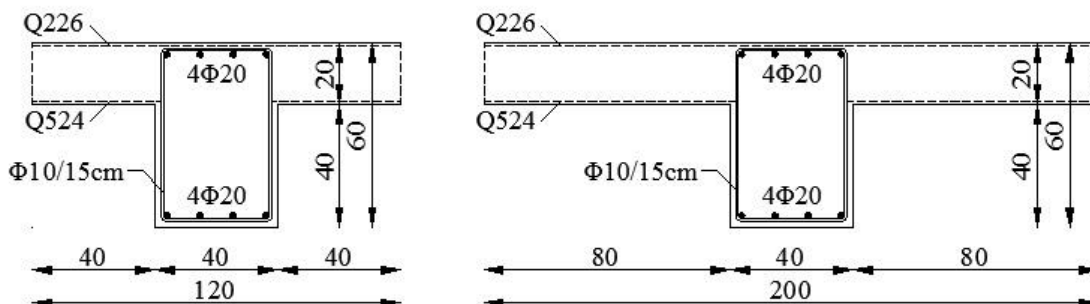
$$b_{\text{eff},i} \leq b_i, \quad (6.3)$$

kjer  $l_0$  označuje razdaljo med ničelnimi momenti, ki pri potresni obtežbi zaradi značilnih »žagastih« momentov znaša polovico dolžine grede. Pomen ostalih parametrov je razviden iz slike 32, ki smo jo povzeli po standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005).

V našem primeru velja:  $b = 8$  m,  $b_1 = 3,8$  m,  $b_w = 0,4$  m in  $l_0 = 4$  m.  $b_2$  je pri gredah na zunanjem robu plošče enak 0, pri ostalih gredah pa 3,8 m. Po enačbah (6.1) do (6.3) smo nato določili sodelujoči širini plošče za zunanje in notranje grede, ki znašata 1,2 m oziroma 2 m (Slika 33).



Slika 32: Parametri sodelujoče širine pasnice (Vir: SIST EN 1992-1-1, 2005)



Slika 33: T prerez zunanje in notranje grede

Poleg dimenzij konstrukcije, lastnosti materiala in potresne obtežbe, ki so navedene v poglavju 6.1, potrebujemo za modalno analizo tudi podatek o masi. Predpostavili bomo, da je masa koncentrirana na nivoju posameznih etaž. Za račun mas in masnih vztrajnostnih momentov potrebujemo tlorisne dimenzije konstrukcije. Tloris je kvadrat s stranico  $L$ , površino  $A$ , vztrajnostnim momentom  $I$  in vztrajnostnim polmerom  $r$ :

$$L = L_x = L_y = 24,6 \text{ m},$$

$$A = L^2 = 605,16 \text{ m}^2,$$

$$I = I_x = I_y = \frac{L^4}{12} = 30518,22 \text{ m}^4,$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{2I}{A} = 100,86 \text{ m}^2.$$

Maso in masni vztrajnostni moment posamezne etaže smo izračunali po enačbah (5.15) do (5.17), pri čemer smo upoštevali, da konstrukcija po preglednici 6.1 v SIST EN 1991-1-1 (2005) spada v kategorijo F (prometne površine). Koeficient  $\Psi_{2i}$  je po preglednici A.1.1 v SIST EN 1990 (2004) enak 0,6,  $\varphi$  pa po preglednici 4.2 v SIST EN 1998-1 (2005) znaša 1,0 za vse etaže. Vrednost koeficienta  $\Psi_{Ei}$  je v obravnavanem primeru torej enaka 0,6 za vse etaže.

Stalno obtežbo pri obravnavani garažni hiši predstavlja le lastna teža konstrukcije, pri čemer smo za posamezno etažo upoštevali težo plošče, gred in polovico višine stebrov pod in nad ploščo. Površina prečnega prereza stebrov  $A_c$  znaša  $0,36 \text{ m}^2$ , dela grede pod ploščo  $A_b' = 0,16 \text{ m}^2$ , lastna teža armiranega betona  $\gamma_b$  pa znaša  $25 \text{ kN/m}^3$ . Teže ( $G_i$ ) in mase ( $m_{iG}$ ) etaž zaradi stalnih vplivov znašajo:

$$G_8 = \gamma_b(d_p A + 24 \cdot 7,4 \cdot A_b' + 16 \cdot 0,5 \cdot h_8 A_c) = 3959,4 \text{ kN},$$

$$m_{8G} = \frac{G_8}{g} = 403,6 \text{ t},$$

$$G_{3-7} = \gamma_b(d_p A + 24 \cdot 7,4 \cdot A_b' + 16 \cdot 0,5 \cdot h_{3-7} \cdot 2A_c) = 4182,6 \text{ kN},$$

$$m_{3Q-7Q} = \frac{G_{3-7}}{g} = 426,4 \text{ t},$$

$$G_2 = \gamma_b(d_p A + 24 \cdot 7,4 \cdot A_b' + 16 \cdot (0,5h_2 + 0,5h_3)A_c) = 4319,4 \text{ kN},$$

$$m_{2G} = \frac{G_2}{g} = 440,3 \text{ t},$$

$$G_1 = \gamma_b(d_p A + 24 \cdot 7,4 \cdot A_b' + 16 \cdot (0,5h_1 + 0,5h_2)A_c) = 4456,2 \text{ kN},$$

$$m_{1G} = \frac{G_1}{g} = 454,3 \text{ t}.$$

Spremenljiva obtežba  $q$  je enaka za vse etaže in za kategorijo F znaša  $2 \text{ kN/m}^2$  (preglednica 6.8 v SIST EN 1991-1-1, 2005). Teža  $Q_i$  in masa  $m_{iQ}$  vseh etaž zaradi spremenljivih vplivov znaša:

$$Q_i = qA = 1210,3 \text{ kN},$$

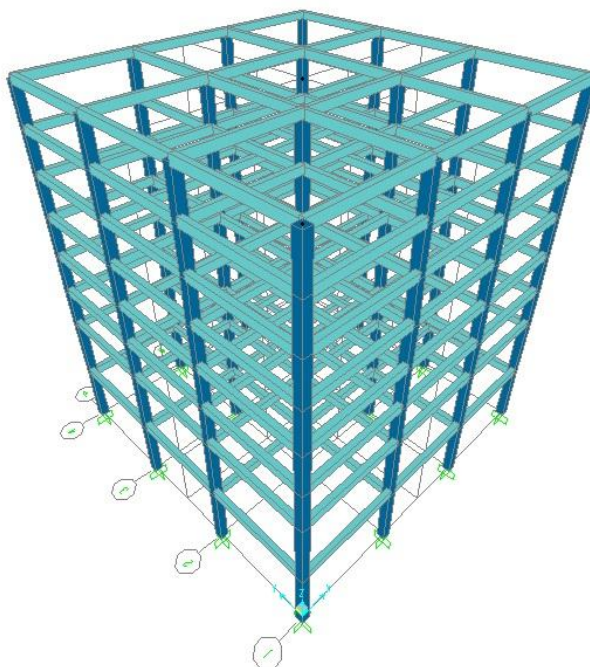
$$m_{iQ} = \frac{Q_i}{g} = 123,4 \text{ t}.$$

Sedaj lahko izračunamo maso in masni vztrajnostni moment posamezne etaže:

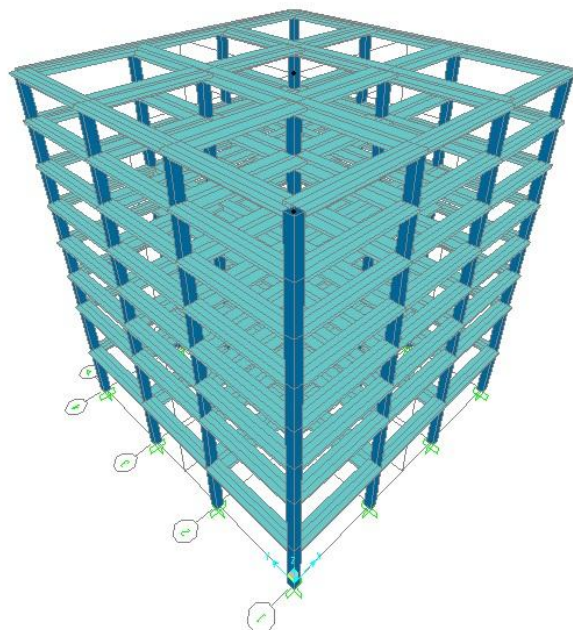
$$\begin{aligned}m_8 &= m_{8G} + 0,6m_{8Q} = 477,6 \text{ t}, \\m_{\varphi 8} &= m_8 r^2 = 48174,8 \text{ t m}^2, \\m_{3-7} &= m_{3G-7G} + 0,6m_{3Q-7Q} = 500,4 \text{ t}, \\m_{\varphi 3-\varphi 7} &= m_{3-7} r^2 = 50474,4 \text{ t m}^2, \\m_2 &= m_{2G} + 0,6m_{2Q} = 514,3 \text{ t}, \\m_{\varphi 2} &= m_2 r^2 = 51876,3 \text{ t m}^2, \\m_1 &= m_{1G} + 0,6m_{1Q} = 528,3 \text{ t}, \\m_{\varphi 1} &= m_1 r^2 = 53288,4 \text{ t m}^2.\end{aligned}$$

Celotna masa konstrukcije znaša 4022,2 t.

Modalno analizo smo izvedli s programom SAP2000. V računu smo upoštevali 5 nihajnih oblik, s katerimi smo zajeli več kot 90 % mase konstrukcije in vse nihajne oblike z najmanj 5 % celotne mase. Sliki 34 in 35 prikazujeta modela P (grede pravokotnega prečnega prereza) in T (grede s T obliko prečnega prereza) pripravljena v programu SAP2000.



Slika 34: Model P



Slika 35: Model T

### 6.2.2 Nihajni časi in oblike

V tabelah 10 in 11 so zbrani nihajni časi in efektivne mase za oba modela konstrukcije. Nihajne oblike so prikazane na slikah 36 do 45. Prva in druga nihajna oblika za model s pravokotnimi prerezi gred sta čisti translacijski nihajni obliki. Pripadajoč nihajni čas znaša 2,1 s. Tretja nihajna oblika je torzijska ( $T = 1,6$  s).

Za primer, ko so grede modelirane s T prerezi, so rezultati bistveno drugačni. Prva nihajna oblika je torzijska ( $T = 2,4$  s). Druga in tretja nihajna oblika pa sta translacijski ( $T = 1,8$  s).

Tabela 10: Nihajni časi in efektivne mase - Model P

Nih. oblika	Nih. čas [s]	$UX$	$UY$	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
1	2,12	0,88	0,00	0,88	0,00
2	2,12	0,00	0,88	0,88	0,88
3	1,61	0,00	0,00	0,88	0,88
4	0,61	0,05	0,01	0,93	0,89
5	0,61	0,01	0,05	0,94	0,94

Tabela 11: Nihajni časi in efektivne mase - Model T

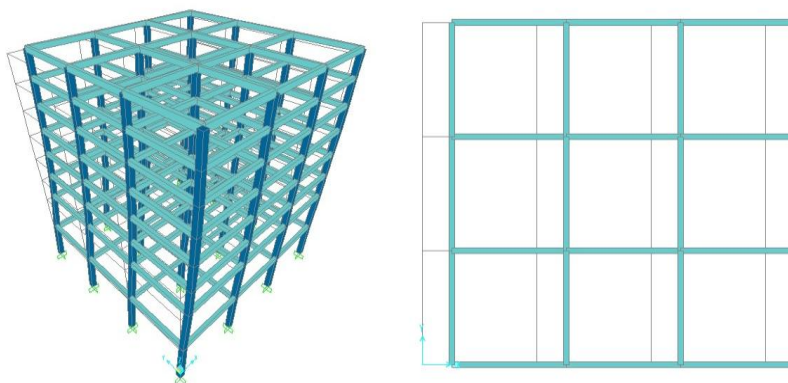
Nih. oblika	Nih. čas [s]	$UX$	$UY$	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
1	2,39	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,80	0,90	0,00	0,90	0,00
3	1,80	0,00	0,90	0,90	0,90
4	0,55	0,00	0,00	0,90	0,90
5	0,52	0,01	0,04	0,91	0,94

Za določitev horizontalne obtežbe pri nelinearni statični analizi, smo od rezultatov modalne analize potrebovali nihajno obliko, ki predstavlja nihanje v glavni X smeri. Pri modelu z gredami pravokotnega prereza je to prva nihajna oblika konstrukcije:

$$\phi_1^T = \{0,19 \ 0,50 \ 0,65 \ 0,76 \ 0,85 \ 0,92 \ 0,97 \ 1,00\}.$$

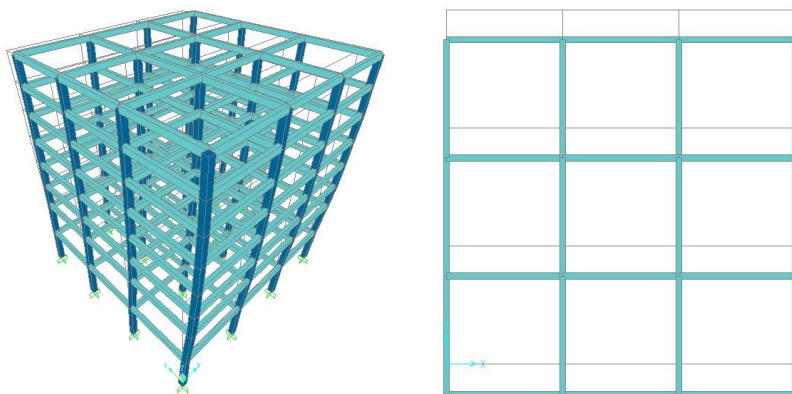
Pri modelu z gredami T prereza pa predstavlja nihanje v X smeri druga nihajna oblika:

$$\phi_2^T = \{0,21 \ 0,55 \ 0,68 \ 0,78 \ 0,86 \ 0,93 \ 0,97 \ 1,00\}.$$

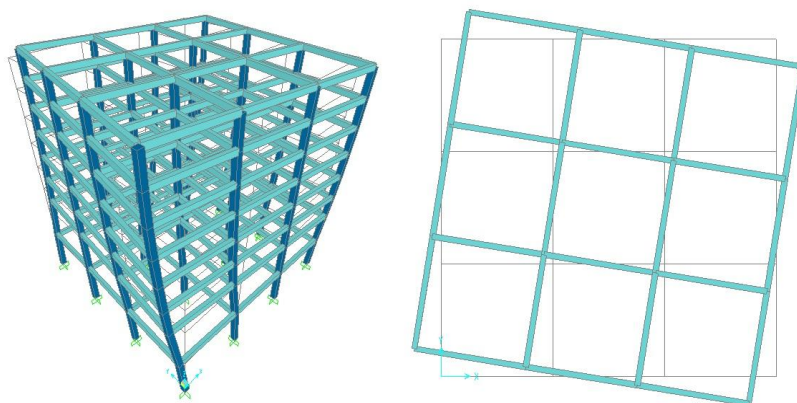


Slika 36: Prva nihajna oblika - Model P

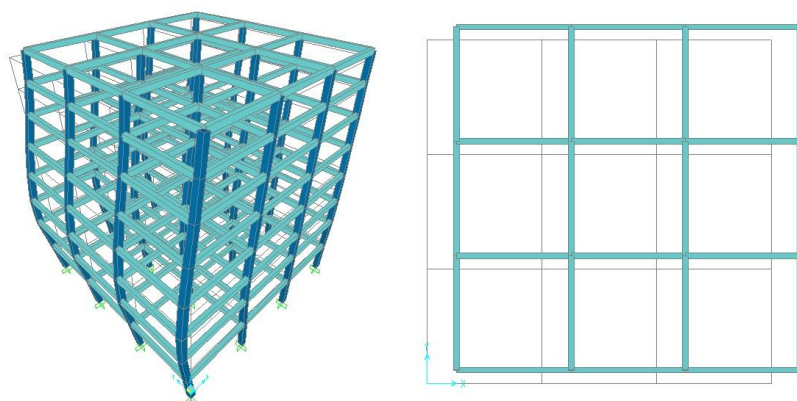




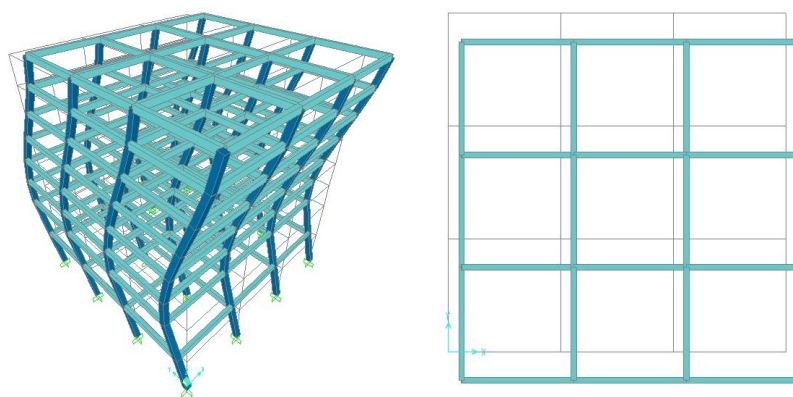
Slika 37: Druga nihajna oblika - Model P



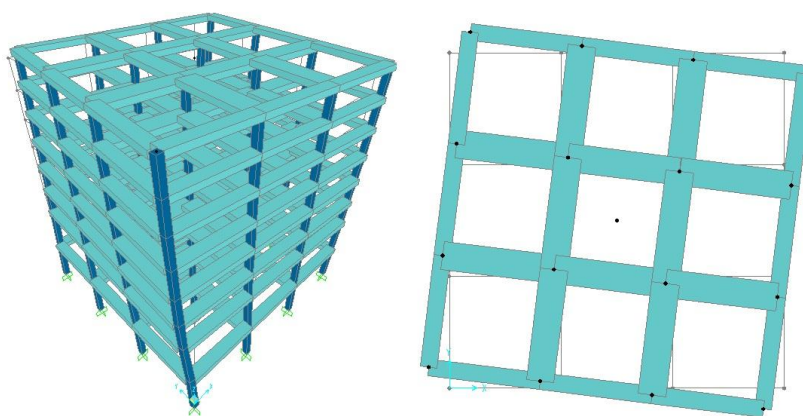
Slika 38: Tretja nihajna oblika - Model P



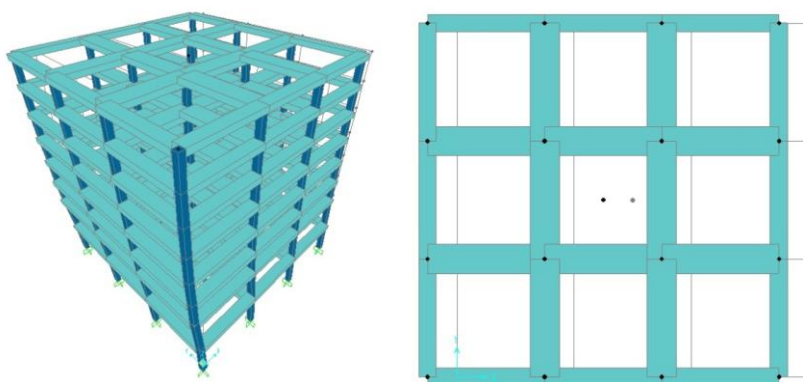
Slika 39: Četrta nihajna oblika - Model P



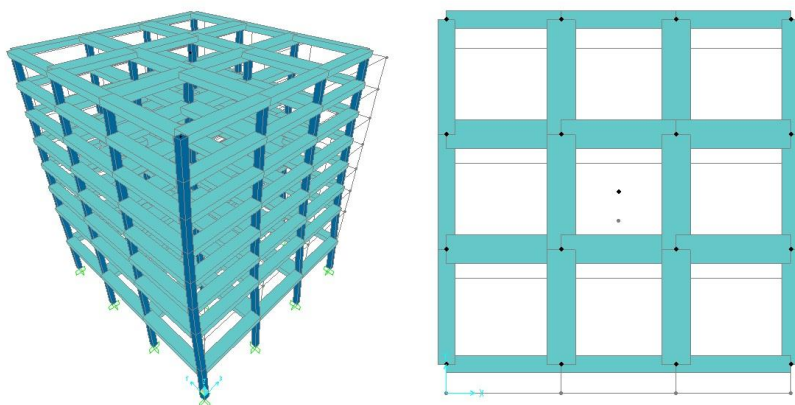
Slika 40: Peta nihajna oblika - Model P



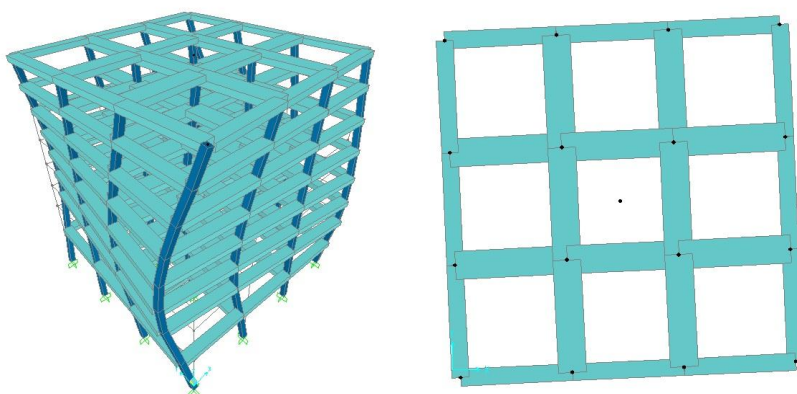
Slika 41: Prva nihajna oblika - Model T



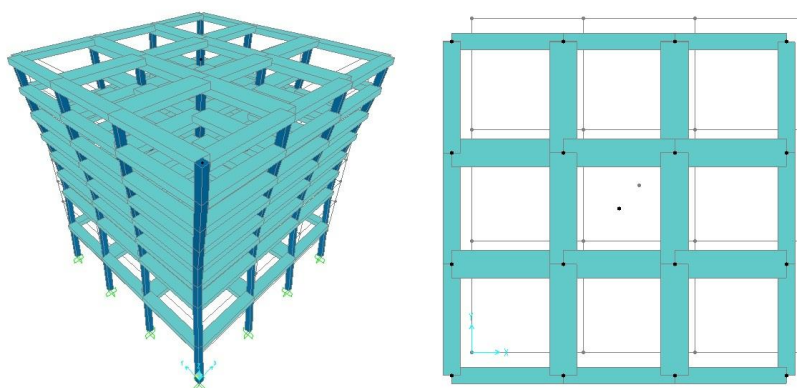
Slika 42: Druga nihajna oblika - Model T



Slika 43: Tretja nihajna oblika - Model T



Slika 44: Četrta nihajna oblika - Model T



Slika 45: Peta nihajna oblika - Model T

### 6.2.3 Etažne prečne sile

V tabelah 12 in 13 so za oba računski modela konstrukcije zbrane etažne prečne sile iz analize s projektnim spektrom pospeška in vzbujanju v smeri X. Celotna projektna potresna sila za model s pravokotnimi gredami znaša 1427 kN, kar predstavlja 3,6 % teže konstrukcije. Zaradi večje togosti konstrukcije, če jo modeliramo z upoštevanjem T prerezov gred, se projektna potresna sila nekoliko poveča in znaša 1556 kN (3,94 % teže).

Tabela 12: Etažne prečne sile - Model P

Etaža	8	7	6	5	4	3	2	1
$V_X$ [kN]	306,6	582,2	797,0	957,4	1090,7	1224,4	1362,8	1427,4
$V_Y$ [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabela 13: Etažne prečne sile - Model T

Etaža	8	7	6	5	4	3	2	1
$V_X$ [kN]	328,2	627,5	862,7	1038,2	1182,4	1327,0	1481,2	1557,8
$V_Y$ [kN]	4,5	8,0	9,4	8,5	5,5	1,1	3,7	6,1

Zaradi možnosti napake v modelu smo preverili velikost celotne potresne sile tako, da smo ocenili spodnjo in zgornjo mejo in ju primerjali s silo dobljeno z analizo. Spodnjo mejo celotne prečne sile smo ocenili z upoštevanjem samo vpliva prve nihajne oblike, zgornjo pa tako, da smo pri prvi nihajni obliki predpostavili sodelovanje celotne mase konstrukcije.

Model P:

Celotna potresna sila določena z modalno analizo: 1427,4 kN

Spodnja meja:  $F_{b,\min} = m_{\text{eff},1} S_d(T_1) = 0,8848 \cdot 4022,2t \cdot 0,04g = 1396,5$  kN

Zgornja meja:  $F_{b,\max} = m S_d(T_1) = 4022,2t \cdot 0,04g = 1578,3$  kN

Model T (silo smo ocenili z upoštevanjem prve translatorne oziroma druge nihajne oblike konstrukcije):

Celotna potresna sila določena z modalno analizo: 1556,2 kN

Spodnja meja:  $F_{b,\min} = m_{\text{eff},2} S_d(T_2) = 0,8971 \cdot 4022,2t \cdot 0,0427g = 1511,5 \text{ kN}$

Zgornja meja:  $F_{b,\max} = m S_d(T_2) = 4022,2t \cdot 0,0427g = 1684,8 \text{ kN}$

Celotna prečna sila je pri obeh modelih med zgornjo in spodnjo mejo in lahko sklepamo o pravilnosti računa.

#### 6.2.4 Kontrola pomikov

V tabelah 14 in 15 so prikazani pomiki etaž za potresno obtežbo, ki deluje v obeh glavnih smereh in je določena s projektnim (EXYd) oziroma elastičnim (EXYe) spektrom pospeškov. Zaradi večje togosti modela T so etažni pomiki tega modela manjši. Pomik na vrhu konstrukcije je pri analizi s projektnim spektrom pospeškov manjši za 23,6 %, pri analizi z elastičnim spektrom pospeškov pa za 11,5 %.

Kontrolo pomikov smo izvedli po točki 4.4.3.2 v SIST EN 1998-1 (2005). Etažni pomik  $d_{re}$  iz analize s projektnim spektrom smo pomnožili s faktorjem obnašanja konstrukcije  $q$  in dobili dejanski etažni pomik  $d_r$ . Ta pomik smo nato zmanjšali za faktor  $v = 0,5$  in s tem upoštevali potres s povratno dobo 95 let, ki je merodajen za mejno stanje uporabnosti. Kontrolo etažnih pomikov smo nato izvedli po enačbi:

$$v d_r \leq a h, \quad (6.4)$$

kjer je  $h$  višina etaže,  $a$  pa faktor, ki je odvisen od vrste in načina gradnje nekonstrukcijskih elementov. Ker gre v našem primeru za garažno konstrukcijo iz zgolj AB elementov, smo za faktor  $a$  upoštevali vrednost 0,01, ki velja za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

Tabela 14: Pomiki centra mase - Model P

<b>Etaža</b>	<b>Obtežba</b>	<b>UX [m]</b>	<b>UY [m]</b>
1	EXYe	0,035	0,035
1	EXYp	0,010	0,010
2	EXYe	0,093	0,093
2	EXYp	0,028	0,028
3	EXYe	0,119	0,119
3	EXYp	0,036	0,036
4	EXYe	0,139	0,139
4	EXYp	0,042	0,042
5	EXYe	0,155	0,155
5	EXYp	0,047	0,047
6	EXYe	0,168	0,168
6	EXYp	0,051	0,051
7	EXYe	0,177	0,177
7	EXYp	0,053	0,053
8	EXYe	0,183	0,183
8	EXYp	0,055	0,055

Tabela 15: Pomiki centra mase - Model T

<b>Etaža</b>	<b>Obtežba</b>	<b>UX [m]</b>	<b>UY [m]</b>
1	EXYe	0,035	0,035
1	EXYp	0,009	0,009
2	EXYe	0,089	0,089
2	EXYp	0,023	0,023
3	EXYe	0,110	0,110
3	EXYp	0,028	0,028
4	EXYe	0,127	0,127
4	EXYp	0,033	0,033
5	EXYe	0,140	0,140
5	EXYp	0,036	0,036
6	EXYe	0,151	0,151
6	EXYp	0,039	0,039
7	EXYe	0,158	0,158
7	EXYp	0,041	0,041
8	EXYe	0,162	0,163
8	EXYp	0,042	0,042

V tabelah 16 do 19 so prikazane kontrole mejnega stanja uporabnosti za oba modela konstrukcije in za analizi s projektnim oziroma elastičnim spektrom pospeškov. Iz primerjave obarvanih stolpcev je razvidno, da etažni pomiki pri obeh modelih niso prekoračeni.

Tabela 16: Kontrola MSU za analizo s projektnim spektrom pospeškov - Model P

Etaža	$d_{reX}$ [cm]	$d_{rX}$ [cm]	$v d_{rX}$ [cm]	$h$ [cm]	$\alpha h$ [cm]
8	0,17	0,65	0,32	310	3,10
7	0,28	1,07	0,54	310	3,10
6	0,39	1,51	0,76	310	3,10
5	0,50	1,93	0,97	310	3,10
4	0,61	2,37	1,19	310	3,10
3	0,76	2,98	1,49	310	3,10
2	1,75	6,81	3,40	500	5,00
1	1,05	4,09	2,05	500	5,00

Tabela 17: Kontrola MSU za analizo z elastičnim spektrom pospeškov - Model P

Etaža	$d_{eX}$ [cm]	$v d_{eX}$ [cm]	$h$ [cm]	$\alpha h$ [cm]
8	0,56	0,28	310	3,10
7	0,92	0,46	310	3,10
6	1,29	0,65	310	3,10
5	1,64	0,82	310	3,10
4	2,02	1,01	310	3,10
3	2,54	1,27	310	3,10
2	5,82	2,91	500	5,00
1	3,51	1,75	500	5,00

Tabela 18: Kontrola MSU za analizo s projektnim spektrom pospeškov - Model T

Etaža	$d_{reX}$ [cm]	$d_{rX}$ [cm]	$v d_{rX}$ [cm]	$h$ [cm]	$\alpha h$ [cm]
8	0,11	0,42	0,21	310	1,55
7	0,19	0,75	0,37	310	3,10
6	0,27	1,07	0,54	310	3,10
5	0,35	1,38	0,69	310	3,10
4	0,43	1,69	0,84	310	3,10
3	0,55	2,13	1,07	310	3,10
2	1,39	5,44	2,72	500	5,00
1	0,91	3,53	1,77	500	5,00

Tabela 19: Kontrola MSU za analizo z elastičnim spektrom pospeškov - Model T

Etaža	$d_{ex}$ [cm]	$v d_{ex}$ [cm]	$h$ [cm]	$a h$ [cm]
8	0,42	0,21	310	3,10
7	0,74	0,37	310	3,10
6	1,06	0,53	310	3,10
5	1,36	0,68	310	3,10
4	1,67	0,84	310	3,10
3	2,11	1,06	310	3,10
2	5,39	2,69	500	5,00
1	3,50	1,75	500	5,00

### 6.2.5 Vpliv teorije drugega reda

Ker pri modalni analizi nismo upoštevali teorije drugega reda, smo morali preveriti njen vpliv na konstrukcijo. Pomagali smo si s koeficientom občutljivosti za etažne pomike, ki smo ga določili po členu 4.4.2.2 v SIST EN 1998-1:

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h}. \quad (6.5)$$

V enačbi (6.5) oznaka  $P_{tot}$  pomeni celotno silo težnosti v obravnavani etaži,  $d_r$  projektni etažni pomik,  $V_{tot}$  celotno prečno silo v etaži in  $h$  višino etaže. Vpliva TDR ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah  $\theta \leq 0,1$ . Če velja  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , se vpliv TDR upošteva približno s povečanjem ustreznih učinkov potresega vpliva za faktor  $1/(1-\theta)$ . Vrednost  $\theta$  ne sme biti večja od 0,3. V tabelah 20 in 21 so za oba modela konstrukcije izračunani koeficienti občutljivosti za etažne pomike. Zaradi simetrije smo račun naredili le za smer X. Iz tabel je razvidno, da bi bilo potrebno upoštevati vpliv TDR, saj vrednost  $\theta$  presega 0,1.



Tabela 20: Koeficient občutljivosti za etažne pomike - Model P

Etaža	$P_{tot}$ [kN]	$d_{rx}$ [cm]	$V_{totx}$ [kN]	$h$ [cm]	$\theta_x$
8	4685,3	0,56	306,6	310	0,028
7	9594,2	0,92	582,2	310	0,049
6	14503,1	1,29	797,0	310	0,076
5	19412,0	1,64	957,4	310	0,107
4	24321,0	2,02	1090,7	310	0,145
3	29229,9	2,54	1224,4	310	0,195
2	34275,2	5,82	1362,7	500	0,293
1	39457,8	3,51	1427,4	500	0,194

Tabela 21: Koeficient občutljivosti za etažne pomike - Model T

Etaža	$P_{tot}$ [kN]	$d_{rx}$ [cm]	$V_{totx}$ [kN]	$h$ [cm]	$\theta_x$
8	4685,3	0,42	328,2	310	0,019
7	9594,2	0,74	627,5	310	0,036
6	14503,1	1,06	862,7	310	0,057
5	19412,0	1,36	1038,2	310	0,082
4	24321,0	1,67	1182,4	310	0,111
3	29229,9	2,11	1327	310	0,150
2	34275,2	5,39	1481,2	500	0,249
1	39457,8	3,50	1557,8	500	0,177

## 6.2.6 Komentar rezultatov

Čeprav je konstrukcija pravilnih oblik in zelo enostavna se izkaže, da ima modeliranje gred zelo velik vpliv na nihajne čase in oblike. Pri modelu s pravokotnimi prerezi k odzivu konstrukcije največ prispevajo prvi dve nihajni obliki (prva 88 % v X in druga 88 % Y smeri), pri modelu s T prerezi pa druga in tretja nihajna oblika (druga 90 % v X in tretja 90 % v Y smeri). Prva nihajna oblika pri modelu s T prerezi je torzijska, kar pomeni, da postane konstrukcija zaradi različnega modeliranja prereza gred torzijsko podajna. Ker znaša faktor obnašanja za torzijsko podajne konstrukcije in srednjo stopnjo duktilnosti 2, bi to pomenilo, da bi bile projektne potresne sile precej večje od tistih, ki so predpisane za model s pravokotnimi prerezi gred ( $q = 3,9$ ).

Za modela lahko preverimo ali po členu 5.2.2.1 v SIST EN 1998-1 (2005) spadajo pod okvirne ali torzijsko podajne sisteme. Med torzijsko podajne sisteme se uvrstijo okvirne konstrukcije, ki nimajo zadostne torzijske togosti oziroma ne zadoščajo izrazu (4.1b):

$$r_x \geq l_s, \quad (6.6)$$

kjer je  $r_x$  torzijski polmer oziroma kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri  $y$ ,  $l_s$  pa je vztrajnostni polmer mase etaže oziroma kvadratni koren razmerja masnega vztrajnostnega momenta etaže glede na masno središče in mase etaže. Torzijski in vztrajnostni polmer smo za vrhno etažo izračunali po določilih navedenih v poglavju 4.2.1 v Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (2009). Najprej se določi torzijsko togost  $K_M$  in translacijski togosti  $K_{FX}$  in  $K_{FY}$  po enačbah:

$$K_M = \frac{1}{R_Z(M_T=1)}, \quad K_{FX} = \frac{1}{U_X(F_{TX}=1)}, \quad K_{FY} = \frac{1}{U_Y(F_{TY}=1)}, \quad (6.7)$$

kjer je  $R_Z (M_T = 1)$  rotacija etaže zaradi momenta 1 v etaži,  $U_X (F_{TX} = 1)$  in  $U_Y (F_{TY} = 1)$  pa pomika etaže zaradi sile 1 v smeri X oziroma Y. Moment in sili delujejo v togostnem središču etaže. Torzijski polmer se nato določi po enačbah:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \quad \text{in} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}}. \quad (6.8)$$

Ker gre v našem primeru za simetrično konstrukcijo sta translacijski togosti  $K_{FX}$  in  $K_{FY}$  enaki in posledično sta tudi torzijska polmera enake velikosti. Računska modela smo v programu SAP2000 obtežili v središču togosti zgornje etaže s silo  $F_{TX} = 1000$  kN in momentom  $M_T = 1000$  kN m. Večje vrednosti smo uporabili, da smo se izognili numeričnim napakam pri računu. Po enačbah (6.7) smo izračunali torzijsko in translacijsko togost, ki za model s pravokotnimi prerezi znašata  $3246,8 \text{ rad}^{-1}$  in  $18,40 \text{ m}^{-1}$ , za model s T prerezi pa  $4405,3 \text{ rad}^{-1}$  in  $26,43 \text{ m}^{-1}$ . Po enačbah (6.8) smo nato izračunali torzijski polmer, ki pri pravokotnih prerezih znaša  $13,28$  m in pri T prerezih  $12,91$  m. Ti vrednosti lahko sedaj primerjamo z vztrajnostnim polmerom  $l_s$ , ki za vse etaže znaša:

$$l_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 24,6^2}{12}} = 10,04 \text{ m.}$$

Po točki 5.2.2.1 v SIST EN 1998-1 oziroma enačbi (6.6) oba modela konstrukcije spadata pod okvirne in ne torzijsko podajne sisteme, saj sta oba torzijska polmera večja od vztrajnostnega polmera. Za oba modela konstrukcije bi torej po določitih v standardu lahko uporabili faktor obnašanja 3,9.

## 6.3 Nelinearna statična analiza

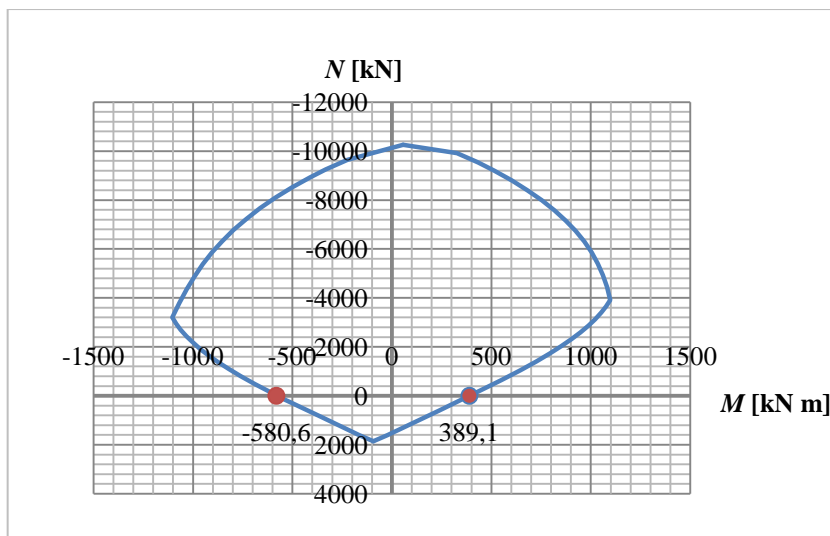
### 6.3.1 Opis modela za nelinearno statično analizo

Za nelinearno statično analizo v programu SAP2000 smo uporabili enak model kot za modalno analizo, le da smo na obeh koncih gred in stebrov dodali plastične členke in definirali obnašanje materiala v neelastičnem območju. Obnašanje plastičnih členkov smo opisali z odnosom moment – rotacija kot opisano v poglavju 5.3.2. Za vse plastične členke stebrov in gred pravokotnega prereza so v zgornjih šestih etažah odnosi moment – rotacija simetrični, za grede v prvih dveh etažah pa nesimetrični, saj sta pozitivna in negativna vzdolžna armatura različni. Pri gredah T prereza so za vse etaže odnosi nesimetrični, saj se zaradi nesimetrične oblike prereza razlikujeta pozitiven in negativen moment. V naslednjih podpoglavjih so za gredo T in P prereza ter en steber prikazani primeri izračuna odnosa momenta – rotacija.

Zaradi dokazanega velikega vpliva teorije drugega reda (poglavje 6.2.5) je pri nelinearni statični analizi priporočljivo upoštevati geometrijske nelinearnosti, vendar jih zaradi težav s konvergenco pri analizi s programom SAP2000 nismo upoštevali. Zaradi tega smo nelinearno statično analizo izvedli še s PBEE toolbox-om. Za lažjo primerjavo s programom SAP2000 smo račun izvedli z upoštevanjem teorije prvega reda (TPR) in nato z upoštevanjem teorije drugega reda (TDR). Nihajni časi in oblike dobljene z obema programoma se za model P dobro ujemajo. Pri modelu T se nihajni časi prav tako ujemajo, pri izračunu s SAP-om je bila prva oblika torzijska in drugi dve translatorni, pri izračunu s PBEE toolbox-om pa sta prvi dve nihajni obliki translatorni in tretja torzijska.

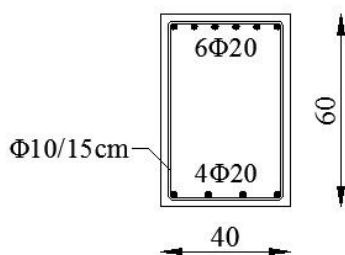
### 6.3.1.1 Primer izračuna odnosa moment-rotacija za gredo P in T prereza

Na grafu 8 je za gred pravokotnega prereza v prvih dveh etažah prikazan interakcijski diagram osne sile in momenta. Upogibno nosilnost odčitamo pri osni sili 0 kN. Pri obremenjevanju s pozitivnim momentom znaša 389 kN m, z negativnim pa -581 kN m.



Graf 8: Interakcijski diagram za gred pravokotnega prereza v prvi etaži

Za izračun plastičnega dela mejne rotacije smo potrebovali podatke o velikosti prečnega prereza in armature, ki so vidni na sliki 46



Slika 46: Gred pravokotnega prereza v prvi etaži

Najprej smo določili vrednosti vseh količin, ki nastopajo v enačbi (5.18):

$\gamma_{el} = 1,0$  – izberemo srednjo vrednost,

$$f_c = f_{cm} = 38 \text{ MPa},$$

$f_y = f_{yw} = 1,18 \cdot f_{y,NOM} = 1,18 \cdot 500 = 590 \text{ MPa}$  (faktor 1,18 je povzet po predavanjih Jeklenih konstrukcij 2),

$$\nu = 0,$$

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} = \frac{12,57 \cdot 59}{2400 \cdot 3,8} = 0,08132,$$

$$A_{st} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 12,57 \text{ cm}^2,$$

$$A_c = b_w \cdot h_w = 40 \cdot 60 = 2400 \text{ cm}^2,$$

$$\omega' = \frac{A'_{st} \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} = \frac{18,85 \cdot 59}{2400 \cdot 3,8} = 0,12195,$$

$$A'_{st} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 18,85 \text{ cm}^2,$$

$$L_V = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 800 = 400 \text{ cm},$$

$$h = b_w = 60 \text{ cm},$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c}\right) = \left(1 - \frac{15}{2 \cdot 30}\right) \left(1 - \frac{15}{2 \cdot 50}\right) \left(1 - \frac{2 \cdot 30^2 + 2 \cdot 50^2}{6 \cdot 30 \cdot 50}\right) = 0,1558,$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h} = \frac{1,57}{40 \cdot 15} = 0,00262,$$

$$A_{sx} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2,$$

$$\rho_d = 0.$$

Plastični del mejne rotacije pri obremenitvi s pozitivnim upogibnim momentom znaša:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y =$$

$$\frac{1}{1,0} 0,0145 \cdot (0,25^0) \left[ \frac{\max(0,01; 0,12195)}{\max(0,01; 0,08132)} \right]^{0,3} \cdot 38^{0,2} \cdot \left(\frac{400}{60}\right)^{0,35} \cdot$$

$$25^{(0,1558 \cdot 0,00262 \cdot \frac{590}{38})} (1,275^{100 \cdot 0}) = 0,067 \text{ rad}.$$

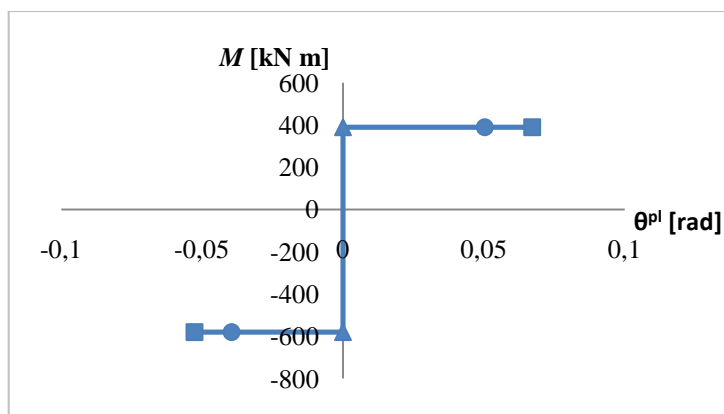
Plastični del mejne rotacije pri obremenitvi z negativnim upogibnim momentom znaša:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y =$$

$$\frac{1}{1,0} 0,0145 \cdot (0,25^0) \left[ \frac{\max(0,01; 0,08132)}{\max(0,01; 0,12195)} \right]^{0,3} \cdot 38^{0,2} \cdot \left(\frac{400}{60}\right)^{0,35} \cdot$$

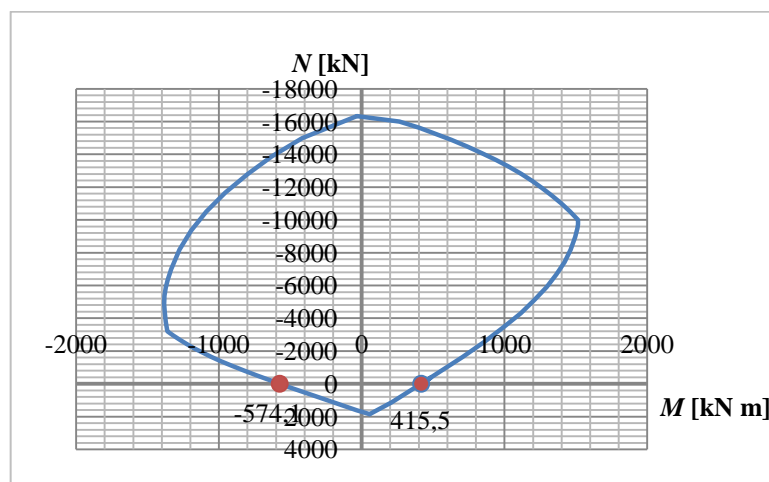
$$25^{(0,1558 \cdot 0,00262 \cdot \frac{590}{38})} (1,275^{100 \cdot 0}) = 0,053 \text{ rad}.$$

Plastični del rotacije pri mejnem stanju resnih poškodb znaša 75 %  $\theta_{um}^{pl}$ . Pri obremenitvi s pozitivnim upogibnim momentom je to 0,050 rad, z negativnim pa 0,040 rad. Za gred pravokotnega prereza v prvi etaži imamo tako izračunane vse potrebne vrednosti za definicijo členka v programu. Na grafu 9 je prikazan odnos med momentom in plastičnim delom rotacije členka z označenimi mejnimi stanji.

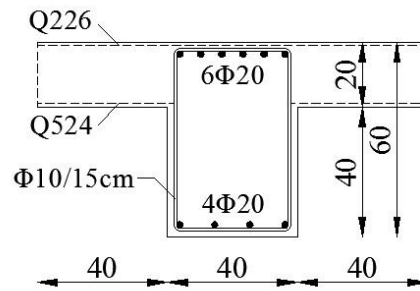


Graf 9: Odnos moment-rotacija za plastični členek grede v prvi etaži - model P

Podobno določimo tudi odnos med momentom in plastično rotacijo za gredo T oblike v prvi etaži (Graf 10, Slika 47). Upogibna nosilnost znaša 416 kN m in -574 kN m.



Graf 10: Interakcijski diagram za gred T prereza v prvi etaži



Slika 47: Gred T prereza v prvi etaži

Vrednosti količin, ki nastopajo v enačbi (5.18) so:

$$\gamma_{el} = 1,0,$$

$$f_c = f_{cm} = 38 \text{ MPa},$$

$$f_y = f_{yw} = 1,18 \cdot f_{y,NOM} = 1,18 \cdot 500 = 590 \text{ MPa},$$

$$\nu = 0,$$

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} = \frac{12,57 \cdot 59}{4000 \cdot 3,8} = 0,04879,$$

$$A_{st} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 12,57 \text{ cm}^2,$$

$$A_c = 40 \cdot 60 + 2 \cdot 40 \cdot 20 = 4000 \text{ cm}^2,$$

$$\omega' = \frac{A'_{st} \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} = \frac{18,85 \cdot 59}{4000 \cdot 3,8} = 0,07317,$$

$$A'_{st} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 18,85 \text{ cm}^2,$$

$$L_V = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 800 = 400 \text{ cm},$$

$$h = b_w = 60 \text{ cm},$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c}\right) = \left(1 - \frac{15}{2 \cdot 30}\right) \left(1 - \frac{15}{2 \cdot 50}\right) \left(1 - \frac{2 \cdot 30^2 + 2 \cdot 50^2}{6 \cdot 30 \cdot 50}\right) = 0,1558,$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h} = \frac{1,57}{40 \cdot 15} = 0,00262,$$

$$A_{sx} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2,$$

$$\rho_d = 0.$$

Plastični del mejne rotacije pri obremenitvi s pozitivnim upogibnim momentom znaša:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y =$$

$$\frac{1}{1,0} 0,0145 \cdot (0,25^0) \left[ \frac{\max(0,01; 0,07317)}{\max(0,01; 0,04879)} \right]^{0,3} \cdot 38^{0,2} \cdot \left( \frac{400}{60} \right)^{0,35} 25^{(0,1558 \cdot 0,00262 \cdot \frac{590}{38})} (1,275^{100 \cdot 0}) =$$

$$0,067 \text{ rad.}$$

Plastični del mejne rotacije pri obremenitvi z negativnim upogibnim momentom:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y =$$

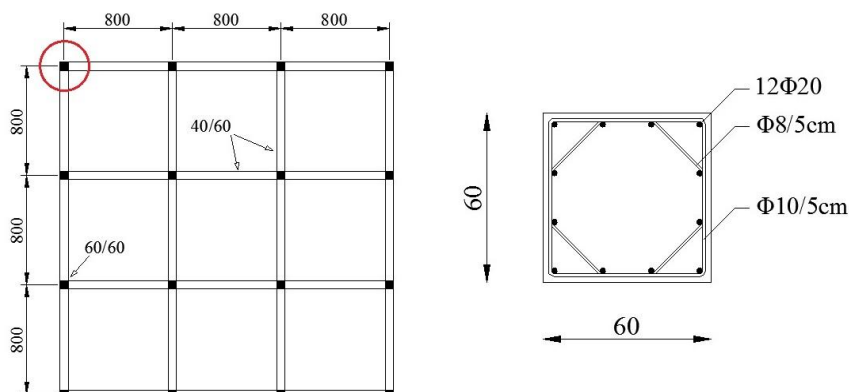
$$\frac{1}{1,0} 0,0145 \cdot (0,25^0) \left[ \frac{\max(0,01; 0,04879)}{\max(0,01; 0,07317)} \right]^{0,3} \cdot 38^{0,2} \cdot \left( \frac{400}{60} \right)^{0,35} 25^{(0,1558 \cdot 0,00262 \cdot \frac{590}{38})} (1,275^{100 \cdot 0}) =$$

$$0,053 \text{ rad.}$$

Plastični del mejne rotacije znaša pri gredi T prereza enako kot pri gredi pravokotnega prereza, razlikujeta pa se vrednosti momenta na meji elastičnosti.

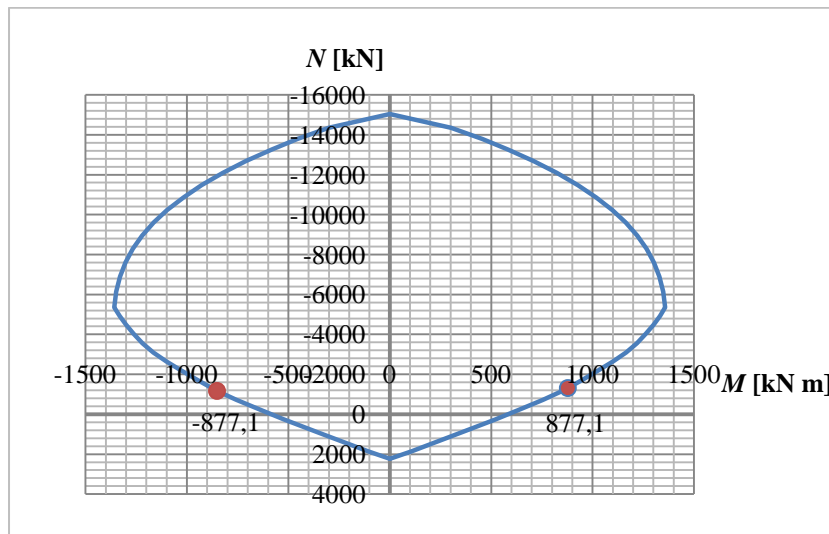
### 6.3.1.2 Primer izračuna odnosa moment-rotacija za steber

Primer računa upogibne nosilnosti in mejne rotacije prikazujemo za vogalni steber ob vpetju (Slika 48). Steber je armiran z 12 $\phi$ 20. V kritični coni so dvojna stremena na razmaku 5 cm. Na grafu 11 je interakcijski diagram osne sile in momenta, ki je za steber simetričen. Moment na meji elastičnosti odčitamo pri osni sili -1315 kN in znaša 877 kN m.



Slika 48: Vogalni steber in njegov prerez ob vpetju





Graf 11: Interakcijski diagram za steber

Količine v enačbi (5.18) znašajo:

$$\gamma_{el} = 1,0,$$

$$f_c = f_{cm} = 38 \text{ MPa},$$

$$f_y = f_{yw} = 1,18 \cdot f_{y,NOM} = 1,18 \cdot 500 = 590 \text{ MPa},$$

$$\nu = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{1314,7}{3600 \cdot 3,8} = 0,0961,$$

$$\omega = \omega' = \frac{A_{st} \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} = \frac{18,85 \cdot 59}{3600 \cdot 3,8} = 0,08130 \text{ (predpostavili smo lego nevtralne osi v težišču prereza}$$

in enačili negativno in pozitivno vzdolžno armaturo),

$$A_{st} = A'_{st} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} = 18,85 \text{ cm}^2,$$

$$A_c = b_w \cdot h_w = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ cm}^2,$$

$$L_V = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 470 = 235 \text{ cm},$$

$$h = b_w = 60 \text{ cm},$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c}\right) = \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 50}\right) \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 50}\right) \left(1 - \frac{12 \cdot 16,67^2}{6 \cdot 50 \cdot 50}\right) = 0,702,$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h} = \frac{2,28}{60 \cdot 5} = 0,0076,$$

$$A_{sx} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} + 2 \cdot \frac{\sqrt{2} \pi \cdot 0,8^2}{4} = 2,28 \text{ cm}^2,$$

$$\rho_d = 0.$$

Plastični del mejne rotacije pri obremenitvi z upogibnim momentom znaša:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y =$$

$$\frac{1}{1,0} 0,0145 \cdot (0,25^{0,0961}) \left[ \frac{\max(0,01; 0,0813)}{\max(0,01; 0,0813)} \right]^{0,3} \cdot 38^{0,2} \cdot$$

$$\left( \frac{235}{60} \right)^{0,35} 25^{(0,702 \cdot 0,0076 \cdot \frac{590}{38})} (1,275^{100 \cdot 0}) = 0,055 \text{ rad.}$$

Plastični del rotacije pri mejnem stanju resnih poškodb znaša 0,042 rad. Diagram odnosa momenta in plastične rotacije plastičnega členka je za steber simetričen, saj sta prerez in armatura simetrična.

### 6.3.2 Obtežba

Zaradi simetrije konstrukcije smo pushover analizo izvršili le v eni vodoravni smeri in horizontalno obtežbo nanesti samo v pozitivni smeri X osi. Konstantno navpično obtežbo predstavljajo stalni in spremenljivi vplivi, ki smo jih na elemente konstrukcije nanesti kot porazdeljeno obtežbo. Monotono naraščajočo horizontalno obtežbo smo kot točkovne sile nanesti v masnih središčih etaž v smeri X osi. Porazdelitev sil po višini konstrukcije smo dobili tako, da smo nihajno obliko  $\Phi$  utežili z masami v posamezni etaži  $m_i$  (Fajfar 2000). Sila v posamezni etaži  $P_i$  tako znaša:

$$P_i = m_i \cdot \Phi_i. \quad (6.9)$$

Po predlogu EC8 (SIST EN 1998.1, 2005) smo za en obtežni primer uporabili enakomerno nihajno obliko ( $\Phi = \mathbf{1}$ ), za drugega pa osnovno nihajno obliko konstrukcije. Ker smo pri analizi krmilili pomike, je velikost vodoravnih sil nepomembna. Obtežni vektorji, ki so normirani na vrednost 1 so:

Enakomerna porazdelitev:  $\mathbf{P}^T = \{1,11 \ 1,08 \ 1,05 \ 1,05 \ 1,05 \ 1,05 \ 1,05 \ 1,00\}$

Modalna porazdelitev:

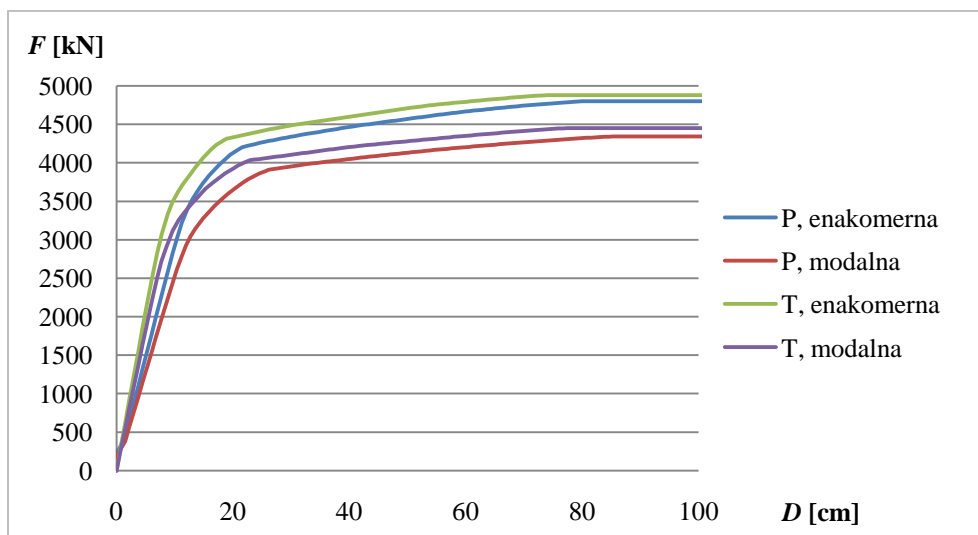
model s pravokotnimi prerezi:  $\mathbf{P}^T = \{0,21 \ 0,54 \ 0,68 \ 0,80 \ 0,89 \ 0,97 \ 1,02 \ 1,00\}$

model s T prerezi:  $\mathbf{P}^T = \{0,24 \ 0,59 \ 0,71 \ 0,82 \ 0,91 \ 0,97 \ 1,02 \ 1,00\}$

### 6.3.3 Rezultati

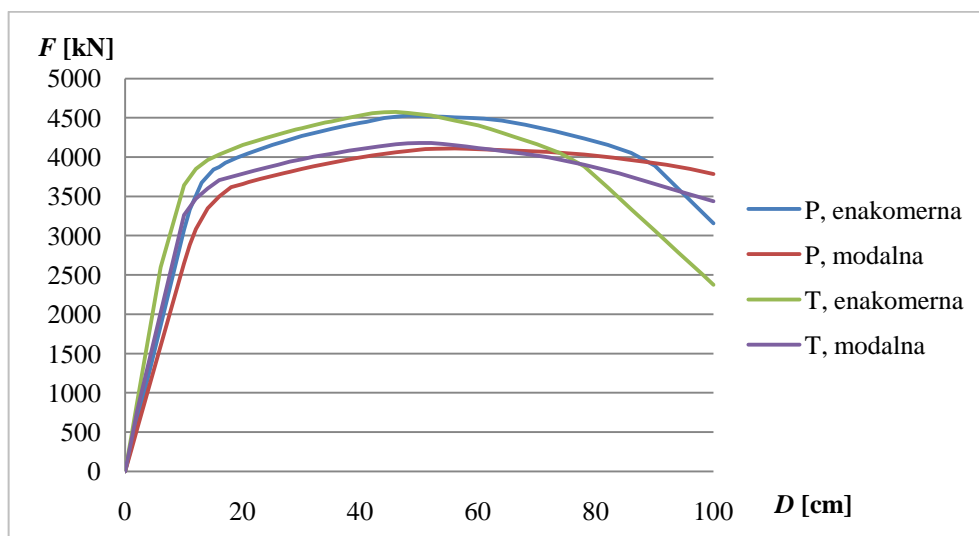
Na grafih 12 do 14 so za oba modela konstrukcije prikazane obtežno-deformacijske krivulje za dve razporeditvi horizontalne obtežbe po višini – enakomerno in modalno. Pomik na vrhu konstrukcije je označen z  $D$ , celotna prečna sila ob vpetju pa z  $F$ .

Graf 12 prikazuje rezultate programa SAP2000. Maksimalna prečna sila ob vpetju je pri modelu P 4800 kN pri enakomerni in 4342 kN pri modalni razporeditvi obtežbe. Pri modelu T sta ti dve sili enaki 4880 kN in 4450 kN.

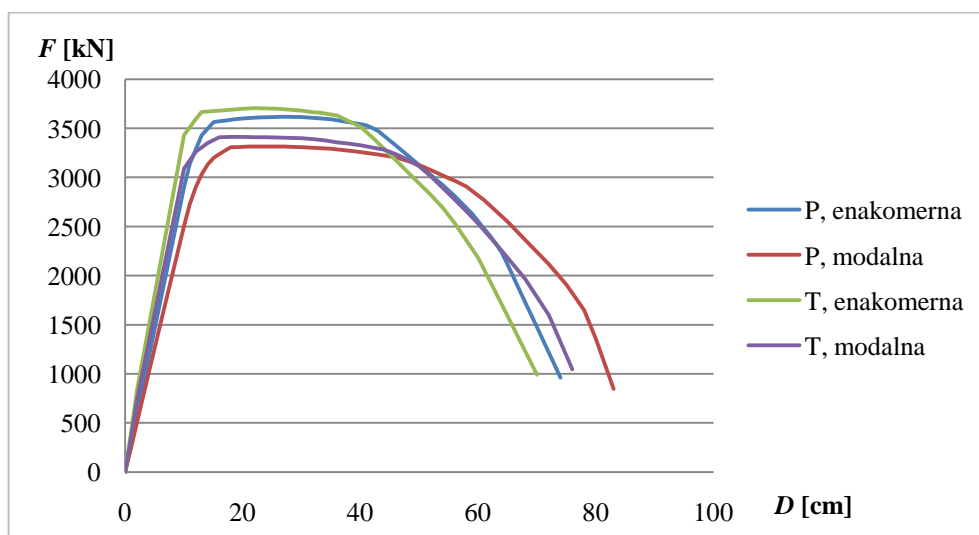


Graf 12: Obtežno-deformacijske krivulje - SAP2000

Grafa 13 in 14 prikazujeta obtežno-deformacijske krivulje dobljene s PBEE toolbox-om. Pri računu po TPR so maksimalne prečne sile ob vpetju za model P 4529 kN pri enakomerni in 4110 kN pri modalni razporeditvi obtežbe. Za model T sta ti dve enaki 4574 kN in 4179 kN. Celotna prečna sila ob vpetju je zaradi računa po TDR nekoliko manjša. Maksimalna prečna sila ob vpetju je pri modelu P 3617 kN pri enakomerni in 3314 kN pri modalni razporeditvi obtežbe. Pri modelu T sta ti dve sili enaki 3705 kN in 3413 kN.



Graf 13: Obtežno-deformacijske krivulje - PBEE toolbox - TPR



Graf 14: Obtežno-deformacijske krivulje - PBEE toolbox - TDR

Največjo celotno prečno silo ob vpetju doseže model T pri enakomerni razporeditvi horizontalne obtežbe. Vzrok je v večji togosti modela in nižje ležeči rezultanti horizontalnih sil pri enakomerni razporeditvi obtežbe, ki povzroča v elementih manjše obremenitve. Najmanjšo nosilnost ima model P pri modalni razporeditvi obtežbe. Duktilnost konstrukcije je največja pri modelu T in enakomerni razporeditvi horizontalne obtežbe, najmanjša pa pri modelu P in modalni razporeditvi obtežbe.

Obtežno-deformacijske krivulje dobljene s PBEE toolbox-om (Graf 13) so do maksimalne celotne prečne sile primerljive z rezultati programa SAP2000 (Graf 12), nato pa začnejo padati. Vzrok je v upoštevanju padca nosilnosti plastičnih členkov po mejni rotaciji. Ker smo pri programu SAP2000 upoštevali neskončno nosilnost plastičnih členkov, obtežno-deformacijske krivulje naraščajo do največje sile, ki jo konstrukcija prenese in nato pomik narašča pri konstantni sili. Zaradi upoštevanja TDR krivulje hitreje padajo kot pri računu po TPR, saj so obremenitve elementov večje.

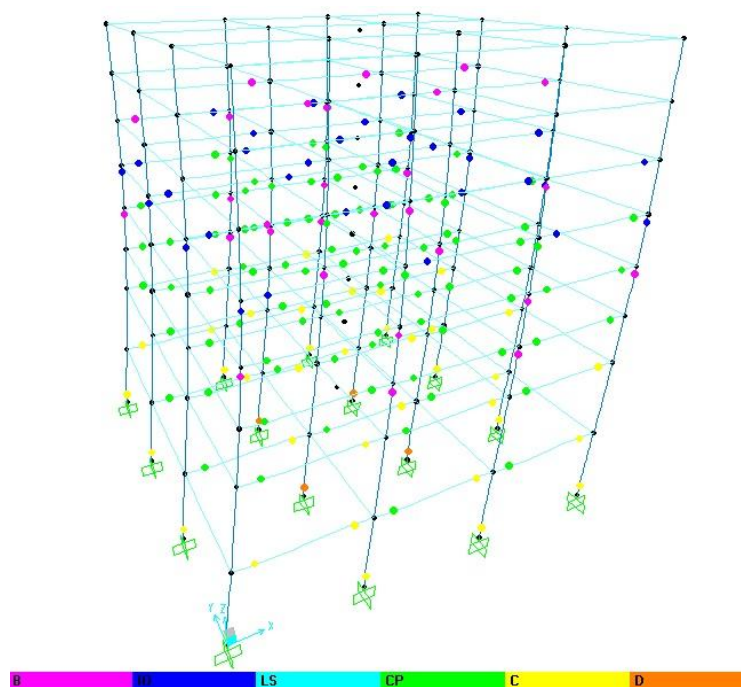
#### **6.3.4 Mejna stanja**

Letno verjetnost prekoračitve mejnega stanja smo določili za mejno stanje omejenih poškodb (tečenje armature), mejno stanje resnih poškodb in mejno stanje blizu porušitve. Takšna definicija mejnih stanj je v skladu z Evrokod 8-3, vendar je definicija podana za element konstrukcije in ne na nivoju celotne konstrukcije. Ker želimo povezati mejno stanje s pomikom na vrhu, je potrebno mejna stanja definirati na nivoju konstrukcije. Odločili smo se, da je prvo mejno stanje doseženo, ko se plastificira armatura v vseh stebrih ob vpetju ali v eni etaži. Ostali dve mejni stanji pa nastopita, ko doseže to mejno stanje plastični členek že v enem samem stebri ali pa vsi plastični členki gred v eni etaži. Pomik, ki ga odčitamo v tem koraku analize, predstavlja pomik konstrukcije v mejnem stanju. Pri bolj točni oceni pomika za izbrana mejna stanja bi bilo potrebno upoštevati še vpliv ekscentričnosti mase in vpliv višjih nihajnih oblik, kar smo pri našem računu zanemarili. V tabeli 22 so zbrani pomiki na vrhu konstrukcije pri doseženih mejnih stanjih konstrukcije izračunani s programom SAP2000 z upoštevanjem TPR in programom OpenSees brez in z upoštevanjem vpliva TDR. Opazna je velika razlika v velikosti pomikov določenih s posameznim programom. Do tako velike razlike je prišlo zaradi upoštevanja nekoliko različnih odnosov med momentom in rotacijo za plastične členke. Pri programu SAP2000 nismo upoštevali padca nosilnosti, pri programu OpenSees pa nosilnost plastičnih členkov po mejni rotaciji pada. Poleg tega sta nekoliko različno definirani meji elastičnosti v plastičnih členkih ter razpokanost elementov. Slednje vpliva predvsem na začetno togost. Pomiki pri mejnih stanjih konstrukcije določeni z upoštevanjem TDR so nekoliko manjši, saj so obremenitve elementov večje.

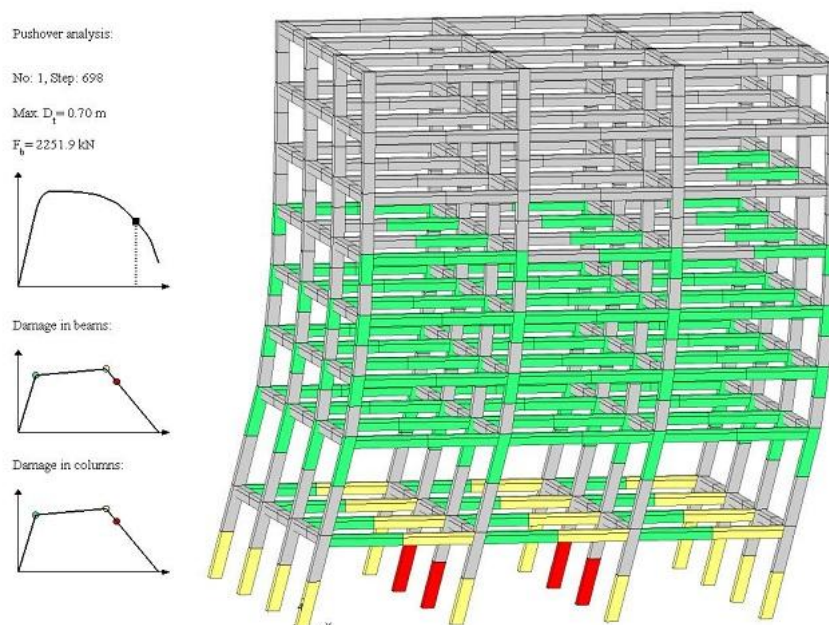
Tabela 22: Pomik na vrhu konstrukcije za mejna stanja DL, SD in NC.

Model	Porazdelitev obtežbe	Mejno stanje	$D$ [cm] SAP2000, TPR	$D$ [cm] OpenSees, TPR	$D$ [cm] OpenSees, TDR
P	Enakomerna	Y = DL	21,6	13,3	13,2
		SD	65,1	44,4	41,1
		NC	81,2	72,9	61,7
	Modalna	Y = DL	26,2	13,9	13,6
		SD	74,8	51,1	46,1
		NC	94,0	87,3	69,8
T	Enakomerna	Y = DL	19,0	8,7	8,6
		SD	62,3	42,4	38,4
		NC	79,5	62,8	53,9
	Modalna	Y = DL	23,0	9,4	9,3
		SD	70,7	48,5	44,1
		NC	87,6	73,0	60,1

Na slikah 49 in 50 je prikazana poškodovanost na konstrukciji za mejno stanje blizu porušitve in za primer, ko je okvir modeliran s pravokotnimi prerezi gred (model P) ter nelinearna statična analiza izvedena z upoštevanjem modalne razporeditve obtežbe.



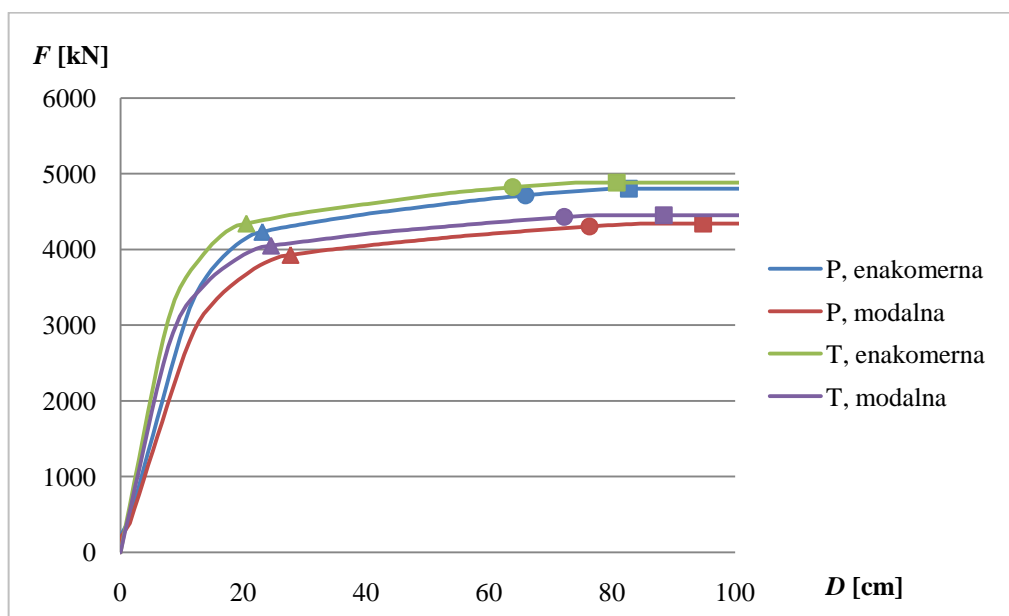
Slika 49: Mejno stanje blizu porušitve - Model P - SAP2000



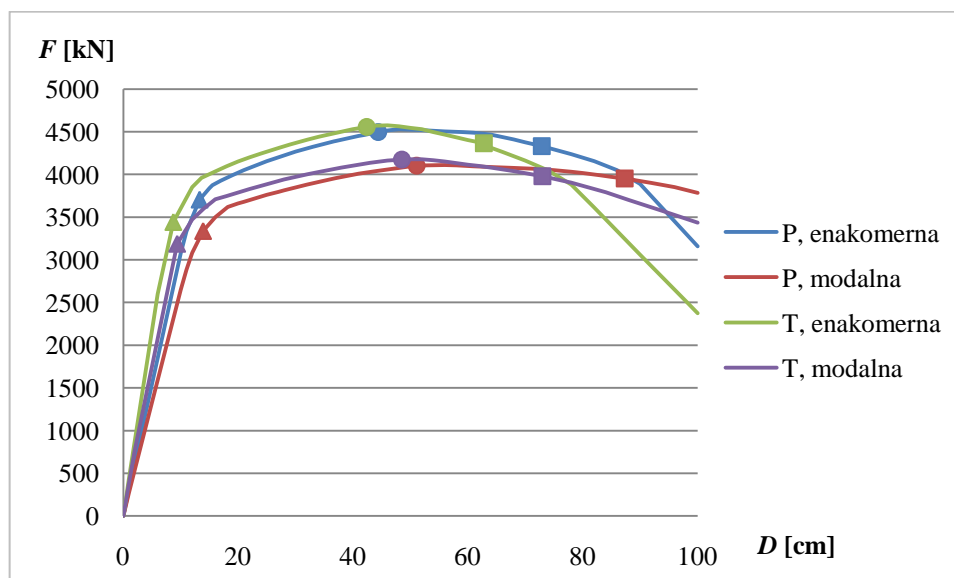
Slika 50: Mejno stanje blizu porušitve - Model P - OpenSees

Poudarimo naj, da program SAP2000 mejna stanja, ki so dosežena v plastičnih členkih, označuje z drugo barvno lestvico, kot PBEE toolbox (OpenSees). Program SAP2000 tečenje armature ponazori z vijolično barvo, mejno stanje resnih poškodb z rumeno in mejno stanje blizu porušitve z oranžno barvo, medtem ko PBEE toolbox (OpenSees) enaka mejna stanja označi z zeleno, rumeno in rdečo barvo. Na slikah 49 in 50 so plastični členki osrednjih štirih stebrov ob vpetju dosegli mejno rotacijo, pri čemer je konstrukcija dosegla mejno stanje blizu porušitve. Preostali plastični členki ob vpetju so dosegli rotacijo pri mejnem stanju resnih poškodb. Pri programu SAP2000 (Slika 49) so členki nekaterih gred v prvih dveh etažah že dosegli mejno stanje resnih poškodb, le v gredah osme etaže še ni prišlo do tečenja armature. Pri programu OpenSees so plastični členki gred prvih petih etaž šele v mejnem stanju omejenih poškodb, v preostalih etažah pa še ni prišlo do tečenja armature. Do porušitve konstrukcije pride zaradi odpovedi stebrov v spodnji (mehki) etaži, kar ne ustreza zahtevam metode načrtovanja nosilnosti, po kateri bi po določilih EC8 morala biti projektirana konstrukcija.

Grafi 15, 16 in 17 prikazujejo mejna stanja konstrukcije označena na obtežno-deformacijskih krivuljah. Trikotnik označuje tečenje armature, krog mejno stanje resnih poškodb in kvadrat mejno stanje blizu porušitve.

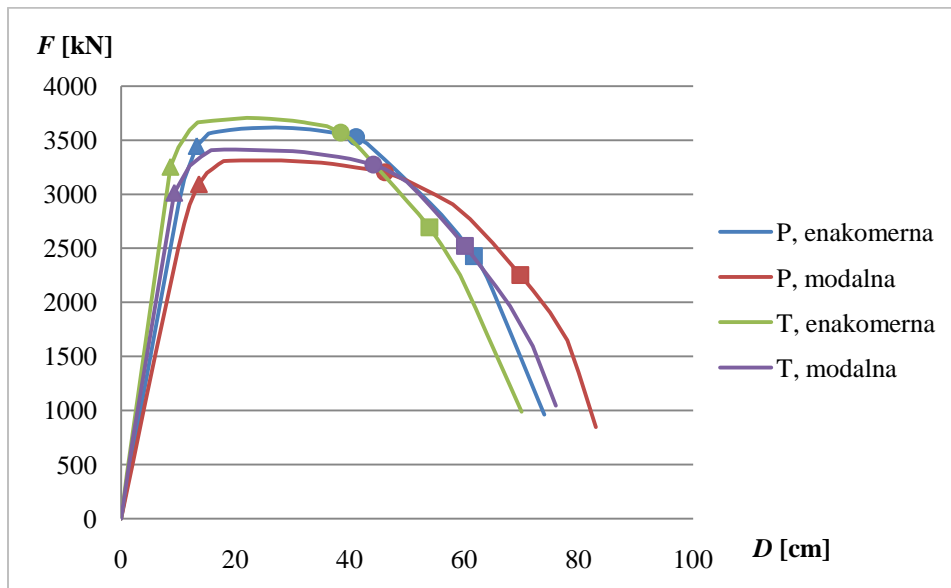


Graf 15: Obtežno-deformacijske krivulje z mejnimi stanji konstrukcije - SAP2000



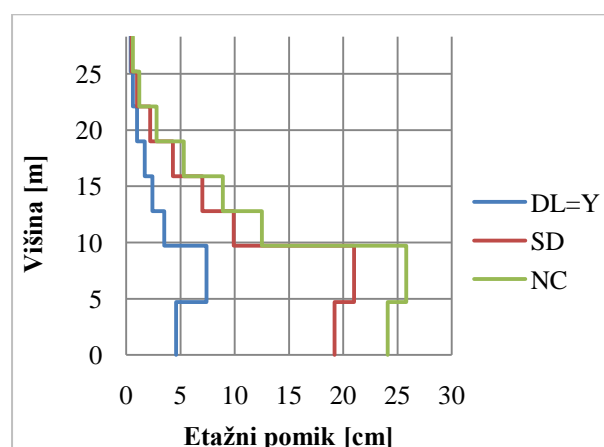
Graf 16: Obtežno-deformacijske krivulje z mejnimi stanji konstrukcije - PBEE toolbox - TPR



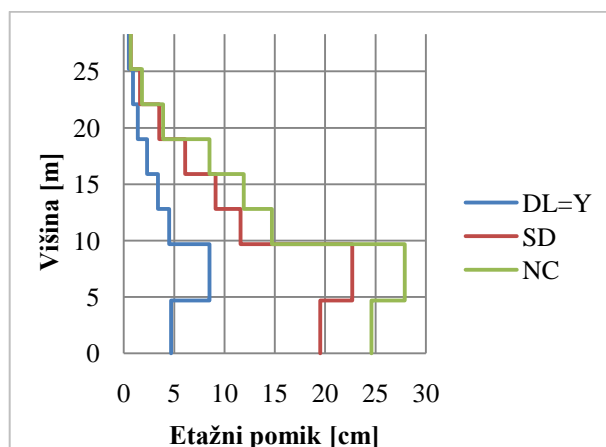


Graf 17: Obtežno-deformacijske krivulje z mejnimi stanji konstrukcije - PBEE toolbox - TDR

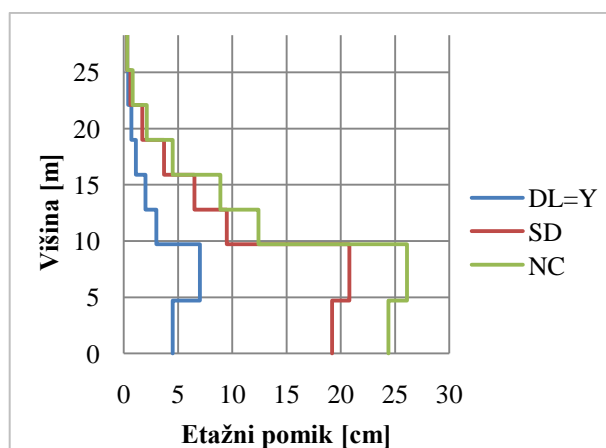
Na grafih 18 do 21 so prikazani etažni pomiki obeh modelov pri dveh razporeditvah obtežbe pri treh mejnih stanjih konstrukcije (tečenje armature Y, stanje resnih poškodb SD in stanje blizu porušitve NC). Grafi prikazujejo rezultate dobljene s programom SAP2000 brez upoštevanja teorije drugega reda. Razvidno je, da so pomiki pri enakomerni porazdelitvi obtežbe nekoliko manjši kot pri modalni.



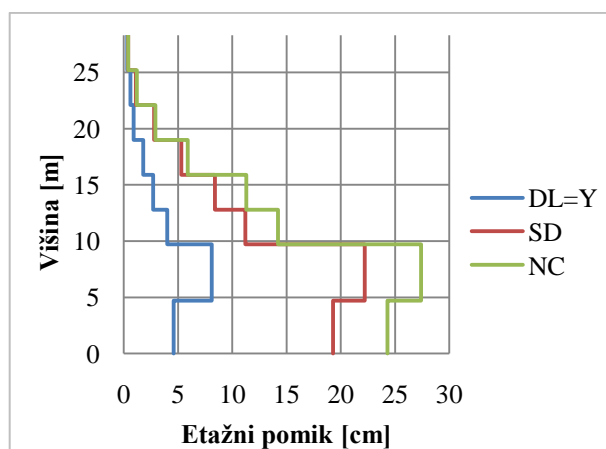
Graf 18: Etažni pomiki modela P pri enakomerni razporeditvi obtežbe



Graf 19: Etažni pomiki modela P pri modalni razporeditvi obtežbe



Graf 20: Etažni pomiki modela T pri enakomerni razporeditvi obtežbe



Graf 21: Etažni pomiki modela T pri modalni razporeditvi obtežbe

### 6.3.5 Komentar rezultatov

Nosilnost konstrukcije, ki je določena ob upoštevanju enakomerne porazdelitve horizontalnih sil, je večja od tiste, ki pripada modalni razporeditvi horizontalne obtežbe. Vzrok je v legi rezultante horizontalne obtežbe, ki je pri modalni razporeditvi višje kot pri enakomerni razporeditvi sil. Posledično enako velika sila povzroča pri modalni razporeditvi večje obremenitve kot pri enakomerni razporeditvi.

Mejna stanja konstrukcije so pri računu s PBEE toolbox-om dosežena pri veliko manjšem pomiku kot pri računu s programom SAP2000. Vzrok je v upoštevanju teorije drugega reda, ki ima pri obravnavani konstrukciji zelo velik vpliv (poglavje 5.2.5) in različno definirani meji elastičnosti v plastičnih členkih. Za račun potresnega tveganja smo v nadaljevanju uporabili rezultate dobljene s PBEE toolbox-om in upoštevano teorijo drugega reda.

## 6.4 Ocena potresnega tveganja

### 6.4.1 Potresna nevarnost

Za določitev potresnega tveganja smo potrebovali podatke o potresni nevarnosti oziroma funkcijo potresne nevarnosti (enačba (4.20)). Konstanti  $k_0$  in  $k$  smo določili na osnovi dveh točk funkcije potresne nevarnosti, ki so določene s kartami potresne nevarnosti. Za Slovenijo lahko te podatke dobimo na spletni strani Agencije RS za okolje, kjer lahko na karti pospeškov tal za potresa s povratno dobo 1000 in 10000 let odčitamo pospešek tal. Pri potresu s povratno dobo 1000 let znaša potresna nevarnost 0,001, referenčni pospešek tal za tla tipa A 0,3 g, pri potresu s povratno dobo 10000 let pa 0,0001 in 0,55 g. Ker imamo v našem primeru tla tipa B, moramo referenčni pospešek tal pomnožiti s faktorjem tal  $S$ , ki za tla tipa B znaša 1,2. Iz sistema dveh enačb z dvema neznankama smo nato določili vrednost  $k_0$  in  $k$ :

$$\begin{aligned}H_{1000} &= 0,001 = k_0 \cdot a_{g,1000}^{-k} = k_0 \cdot (1,2 \cdot 0,3 \text{ g})^{-k}, \\H_{10000} &= 0,0001 = k_0 \cdot a_{g,10000}^{-k} = k_0 \cdot (1,2 \cdot 0,55 \text{ g})^{-k}, \\k_0 &= 2,06 \cdot 10^{-5}, \\k &= 3,8.\end{aligned}$$

Funkcija potresne nevarnosti se torej glasi:

$$H(a_g) = 2,06 \cdot 10^{-5} \cdot a_g^{-3,8}.$$

#### 6.4.2 Določitev pospeška za mejna stanja

Pospešek tal, ki povzroči mejna stanja poškodovanosti konstrukcije, smo določili z N2 metodo (Fajfar 2002). Potresna obtežba je v tem primeru definirana z elastičnim spektrom pospeškov. Za naš primer smo uporabili elastični spekter pospeškov za tip tal B, ki je definiran v EC8. Ker se ciljni pomik po N2 metodi določi z uporabo neelastičnega spektra pospeškov smo parametre potresnega odziva konstrukcije pretvorili na idealiziran sistem z eno prostostno stopnjo, kot je opisano v poglavju 5.2.

Za zgled je v nadaljevanju prikazan izračun pospeška tal, ki ustreza trem mejnim stanjem in je določen na osnovi rezultatov za model s T prerezi gred in modalno razporeditev obtežbe.

Pomiki na vrhu konstrukcije pri tečenju armature (omejene poškodbe), resnih poškodbah in blizu porušitve za ta primer znašajo (glej tabelo 22):

$$D_{Y=DL} = 9,3 \text{ cm},$$

$$D_{SD} = 44,1 \text{ cm},$$

$$D_{NC} = 60,1 \text{ cm}.$$

Maso idealiziranega sistema smo izračunali po enačbi (5.3), pri čemer smo upoštevali mase etaž določene v poglavju 6.2.1 in osnovno nihajno obliko konstrukcije v poglavju 6.2.2:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = 528,3 \cdot 0,21 + 514,3 \cdot 0,55 + 500,4 \cdot (0,68 + 0,78 + 0,86 + 0,93 + 0,97) + 477,6 \cdot 1,00 = 2983,6 \text{ t}.$$

Transformacijski faktor smo nato izračunali po enačbi (5.2):

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{2899,4}{528,3 \cdot 0,21^2 + 514,3 \cdot 0,55^2 + 500,4 \cdot (0,8^2 + 0,78^2 + 0,86^2 + 0,93^2 + 0,97^2) + 477,6 \cdot 1,00^2} = 1,209.$$

Pomik na meji elastičnosti idealiziranega sistema smo določili po enačbi (5.1), pri čemer je sila na meji elastičnosti enaka največji prečni sili ob vpetju,  $E_M$  pa smo določili kot seštevek ploščin trapezov pod obtežno-deformacijsko krivuljo do pomika pri mejnem stanju.

$$D_y = 2 \left( D_m - \frac{E_M}{F_y} \right) = 2 \left( 18,0 - \frac{43061}{3413} \right) = 10,8 \text{ cm.}$$

Nihajni čas idealiziranega sistema  $T^*$  po enačbi (5.4) znaša:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2983,6 \cdot 0,108}{3413}} = 1,93 \text{ s.}$$

Za tla tipa B je  $T_C = 0,5 \text{ s}$  in ker velja  $T^* > T_C$ , je po enačbi (5.9) redukcijski faktor  $R_\mu$  kar enak zahtevani duktilnosti, ki za posamezna mejna stanja po enačbi (5.8) znaša:

$$R_\mu^{\text{SD}} = \mu_{\text{SD}} = \frac{D_{\text{SD}}}{D_y} = \frac{44,1}{10,8} = 4,08,$$

$$R_\mu^{\text{NC}} = \mu_{\text{NC}} = \frac{D_{\text{NC}}}{D_y} = \frac{60,1}{10,8} = 5,56.$$

Pospešek na meji tečenja oz. pospešek neelastičnega sistema po enačbi (5.11) znaša:

$$S_{\text{ay}} = \frac{F_y}{\Gamma m^*} = \frac{3413}{1,209 \cdot 2983,6} = 0,95 \text{ m/s}^2,$$

Pospeški elastičnega sistema za posamezna mejna stanja so:

$$S_{\text{ae}}^{\text{DL}}(T^*) = D_Y^* \cdot \frac{4\pi^2}{T^{*2}} = \frac{9,3 \cdot 0,01}{1,209} \cdot \frac{4\pi^2}{1,93^2} = 0,81 \text{ m/s}^2,$$

$$S_{\text{ae}}^{\text{SD}}(T^*) = R_\mu^{\text{SD}} S_{\text{ay}}^{\text{SD}} = 4,08 \cdot 0,95 = 3,86 \text{ m/s}^2,$$

$$S_{\text{ae}}^{\text{NC}}(T^*) = R_\mu^{\text{NC}} S_{\text{ay}}^{\text{NC}} = 5,56 \cdot 0,95 = 5,27 \text{ m/s}^2.$$

Za zgornje spektralne pospeške smo iz elastičnega spektra pospeškov pri nihajnem času  $T^*$  določili pripadajoč pospešek tal  $a_g$ , pri čemer je  $a_{gR}$  referenčna vrednost pospeška tal za tip tal A, upoštevali pa smo enačbo (3.4) pri členu 3.2.2.2 v SIST EN 1998-1 (2005), ki velja za območje  $T_C = 0,5 \text{ s} \leq T \leq T_D = 2 \text{ s}$ :

$$a_g^{\text{DL}} = a_{gR}^{\text{DL}} \cdot S = \frac{S_{\text{ae}}^{\text{DL}}(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T^*_{\text{DL}}}\right)} = \frac{0,81}{1 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,5}{1,93}\right)} = 1,25 \text{ m/s}^2 = 0,13 \text{ g,}$$

$$a_g^{SD} = a_{gR}^{SD} \cdot S = \frac{S_{ae}^{SD}(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T_{SD}^*}\right)} = \frac{3,86}{1 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,5}{1,93}\right)} = 5,96 \text{ m/s}^2 = 0,61 \text{ g},$$

$$a_g^{NC} = a_{gR}^{NC} \cdot S = \frac{S_{ae}^{NC}(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T_{NC}^*}\right)} = \frac{5,27}{1 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,5}{1,93}\right)} = 8,14 \text{ m/s}^2 = 0,83 \text{ g}.$$

V tabelah 23 in 24 so zbrani rezultati za oba modela in obe razporeditvi horizontalne obtežbe.

Tabela 23: Masa idealiziranih sistemov z eno prostostno stopnjo in faktor za pretvorbo

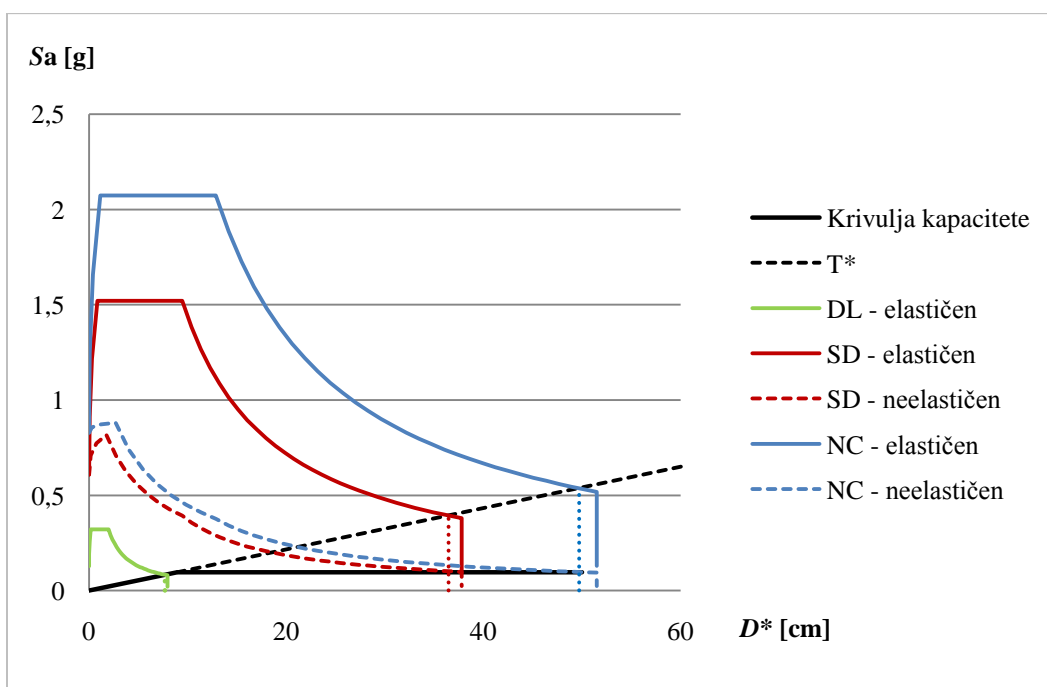
Model	Porazdelitev obtežbe	$m^*$ [t]	$\Gamma$
P	Enakomerna	4022,2	1,0
	Modalna	2899,4	1,225
T	Enakomerna	4022,2	1,0
	Modalna	2983,6	1,209

Tabela 24: Pospešek tal pri mejnih stanjih konstrukcije

Model	Porazdelitev obtežbe	Mejno stanje	Pomik na vrhu [cm]	$F_y$ [kN]	$D_y$ [cm]	$T^*$ [s]	$R_\mu$	$S_{ay}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$S_{ae}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [g]	
P	Enakomerna	Y = DL	13,2				-		0,92	0,21	
		SD	41,1	3617	12,9	2,38	3,19	0,90	2,87	0,66	
		NC	61,7				4,78		4,30	0,99	
	Modalna	Y = DL	13,6					-		0,93	0,18
		SD	46,1	3314	13,7	2,18	3,36	0,93	3,14	0,61	
		NC	69,8				5,09		4,75	0,92	
T	Enakomerna	Y = DL	8,6				-		0,78	0,14	
		SD	38,4	3705	10,2	2,09	3,76	0,92	3,47	0,62	
		NC	53,9				5,28		4,87	0,87	
	Modalna	Y = DL	9,3					-		0,81	0,13
		SD	44,1	3413	10,8	1,93	4,08	0,95	3,86	0,61	
		NC	60,1				5,56		5,27	0,83	

Iz tabele 24 je razvidno, da je pri vseh mejnih stanjih in obeh modelih merodajna modalna razporeditev obtežbe, saj so v tem primeru mejna stanja dosežena že pri manjšem pospešku tal. Vzrok je v višje ležeči rezultanti horizontalne obtežbe pri modalni razporeditvi, ki zato

povzroča večje obremenitve v konstrukciji. Posledično je pri manjši potresni sili oziroma pospešku tal prej doseženo mejno stanje kot pri enakomerni razporeditvi obtežbe. Iz rezultatov lahko sklepamo, da je za določitev pospeška tal pri mejnih stanjih konstrukcije v splošnem primernejše modeliranje gred s T prerezi, saj so pospeški tal, ki ustrezajo izbranim mejnim stanjem, razen pri mejnem stanju resnih poškodb pri modalni obtežbi, nižji kot pri modelu s pravokotnimi prerezi. Vzrok je v večji togosti modela T, ki v spektru pospeškov zaradi krajšega nihajnega časa pomeni večje obremenitve konstrukcije in posledično doseženo mejno stanje pri manjšem pospešku tal. Na grafu 22 je za model T in modalno razporeditev obtežbe prikazana grafična določitev pospeška elastičnega sistema z eno prostostno stopnjo pri mejnih stanjih konstrukcije.



Graf 22: Krivulja kapacitete in spektri obremenitve za model T pri modalni razporeditvi obtežbe

### 6.4.3 Tveganje

Potresno tveganje smo določili po enačbi (4.22), pri čemer smo upoštevali, da je konstanta  $b = 1$  ( $T > T_C$ ) in predpostavili disperzijo za pomik na vrhu in poškodovanost zaradi raznolikosti

potresne obtežbe  $\sigma_{DR} = 0,4$  in  $\sigma_{CR} = 0,25$  (Dolšek in Fajfar, 2007). Enačba za potresno tveganje se z upoštevanjem funkcije potresne nevarnosti določene v poglavju 6.4.1 glasi:

$$P_f = H(a_g^C) \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2}(\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2)} = 2,06 \cdot 10^{-5} \cdot a_g^{C-3,8} \cdot e^{\frac{3,8^2}{2}(0,4^2 + 0,25^2)} = 1,027 \cdot 10^{-4} \cdot a_g^{C-3,8},$$

kjer je  $a_g^C$  pospešek tal pri posameznem mejnem stanju poškodovanosti konstrukcije C. Zanima nas tudi verjetnost, da bo mejno stanje doseženo v življenjski dobi konstrukcije, t. j. v obdobju 50 let, ki smo jo določili po enačbi (6.10):

$$P_{f,50} = 1 - (1 - P_f)^{50}. \quad (4.10)$$

V tabeli 25 so zbrane vrednosti potresne nevarnosti, potresnega tveganja za obdobje enega leta in za življenjsko dobo konstrukcije. Potresno tveganje je pri modalni razporeditvi obtežbe večje, saj je zaradi manjšega pospeška tal pri doseženem mejnem stanju potresna nevarnost večja. Večja potresna nevarnost pomeni krajšo povratno dobo potresa in zato večjo verjetnost, da se bo tak potres pojavil. Podobno primerjavo lahko naredimo med modeloma P in T, kjer je potresno tveganje večje pri modelu T.

Tabela 25: Potresna nevarnost in potresno tveganje

Model	Porazdelitev obtežbe	Mejno stanje	$a_g$ [g]	$H$ [ $10^{-4}$ ]	$P_f$ [ $10^{-4}$ ]	$P_{f,50}$ [ $10^{-3}$ ]
P	Enakomerna	Y = DL	0,21	74,14	369,6	847,9
		SD	0,66	0,99	4,9	24,4
		NC	0,99	0,21	1,1	5,3
	Modalna	Y = DL	0,18	143,11	713,5	975,3
		SD	0,61	1,38	6,9	33,9
		NC	0,92	0,29	1,4	7,1
T	Enakomerna	Y = DL	0,14	377,68	1882,9	1000,0
		SD	0,62	1,28	6,4	31,5
		NC	0,87	0,35	1,8	8,8
	Modalna	Y = DL	0,13	504,57	2515,5	1000,0
		SD	0,61	1,36	6,8	33,4
		NC	0,83	0,42	2,1	10,4



V življenjski dobi konstrukcije je velika verjetnost, da bo zaradi potresnega vpliva doseženo mejno stanje omejenih poškodb oz., da bo prišlo do tečenja armature. To mejno stanje povzroči že potres s približno enakim pospeškom tal kot projektni potres, pri katerem so za običajne objekte dopustne blažje poškodbe. Verjetnost, da bo konstrukcija dosegla mejno stanje resnih poškodb (SD), je veliko manjša in za dobo 1 leta znaša med  $4,9 \cdot 10^{-4}$  in  $6,8 \cdot 10^{-4}$ , za dobo 50 let pa med  $2,4 \cdot 10^{-2}$  in  $3,3 \cdot 10^{-2}$ . Verjetnost doseženega mejnega stanja blizu porušitve (NC) v dobi enega leta je med  $1,1 \cdot 10^{-4}$  in  $2,1 \cdot 10^{-4}$ , v življenjski dobi stavbe pa med  $5,3 \cdot 10^{-3}$  in  $1,0 \cdot 10^{-2}$ . Pri tem moramo upoštevati, da je mejno stanje NC le aproksimacija porušitve. Bolj realno verjetnost porušitve konstrukcije dobimo tako, da potresno tveganje določimo za pospešek tal pri mejnem stanju NC povečanim za faktor 1,2, saj je iz predhodnih študij razvidno, da je pospešek, ki povzroči globalno nestabilnost konstrukcije pri potresni obtežbi, približno za 20 % večji od tistega, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve (Brozovič, Dolšek, 2011). Verjetnosti porušitve konstrukcije so zbrane v tabeli 26. Verjetnost porušitve konstrukcije v dobi enega leta znaša med  $0,5 \cdot 10^{-4}$  in  $1 \cdot 10^{-4}$ , v življenjski dobi pa med  $2,7 \cdot 10^{-3}$  in  $5,2 \cdot 10^{-3}$ .

Tabela 26: Verjetnost porušitve konstrukcije v dobi enega leta in njeni življenjski dobi

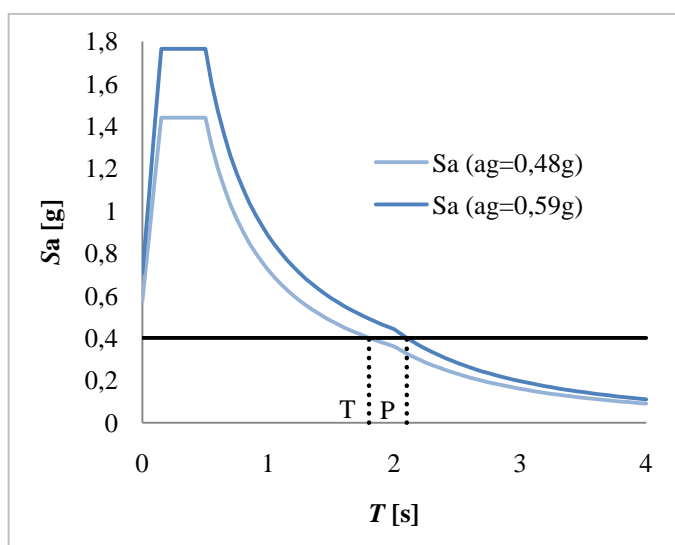
Model	Porazdelitev obtežbe	$a_g^{NC}$ [g]	$a_g^C$ [g]	$P_f$ [ $10^{-4}$ ]	$P_{f,50}$ [ $10^{-3}$ ]
P	Enakomerna	0,99	1,19	0,5	2,7
	Modalna	0,92	1,10	0,7	3,5
T	Enakomerna	0,87	1,04	0,9	4,4
	Modalna	0,83	1,00	1,0	5,2

#### 6.4.4 Komentar rezultatov

Rezultati so nam pokazali, da je za oceno potresnega tveganja konstrukcije merodajna modalna razporeditev sil, ki je enaka osnovni nihajni obliki konstrukcije uteženi z masami. Pri taki razporeditvi so zaradi višje ležeče rezultante sil obremenitve konstrukcije večje in konstrukcija doseže izbrana mejna stanja poškodovanosti pri manjši potresni sili kot pri enakomerni razporeditvi horizontalnih sil. Posledično so mejna stanja dosežena za potres z

manjšim pospeškom tal, ki zaradi večje potresne nevarnosti oz. krajše povratne dobe potresa pomeni večje potresno tveganje.

Pri izbiri načina modeliranja gred konstrukcije s pravokotnimi ali T prerezi bi se na podlagi rezultatov odločili za T prereze, ker ocenjujemo, da je takšen model bolj realen. V našem primeru se je tudi izkazalo, da je za model s T prerezi gred ocenjeno potresno tveganje večje. Vzrok je večja togost in posledično krajši nihajni čas modela s T prerezi. Posledično je enak spektralni pospešek oziroma potresna sila pri modelu T dosežena že pri manjšem pospešku tal kot pri modelu P (Graf 23).



Graf 23: Vpliv nihajnega časa na določitev pospeška tal

Da smo lahko ocenili velikostni red verjetnosti porušitve obravnavane konstrukcije, smo tolerirano oz. sprejemljivo verjetnost porušitve določili po metodah opisanih v poglavju 4.4. Za metode, ki za določitev toleriranega tveganja upoštevajo število ogroženih ljudi, smo predpostavili, da je pri porušitvi v konstrukciji 10 oseb. Za primer ISO standarda smo za določitev verjetnosti izgube življenja uporabili enačbo 4.14, saj je število ogroženih ljudi manjše od 100. Za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve po ISO standardu pa smo izbrali indeks zanesljivosti pri zmernih posledicah in nizkih stroških varnostnih ukrepov, saj bi pri povečanju varnosti šlo zgolj za povečanje armature stebrov, ki pa v primerjavi s stroški izgradnje celotne konstrukcije ne predstavljajo velikega stroška. Po EC0 smo obravnavano

konstrukcijo uvrstili v razred CC2 glede na posledice porušitve (srednje velike izgube človeških življenj in občutna škoda) in v razred RC2 glede na zanesljivost konstrukcije. Potrebno je omeniti, da je sprejemljiva verjetnost po Evrokodu določena zgolj za običajne in ne za potresne vplive in je zato v našem primeru zahteva prestroga. Pri uporabi modela JCSS smo podobno kot pri ISO standardu upoštevali zmerne posledice in nizke relativne stroške varnostnih ukrepov. Sprejemljivo verjetnost porušitve smo določili tudi po enačbah CIRIA (4.17) in Allena (4.18), kjer smo za faktor družbenega merila upoštevali vrednost 0,5, za faktor dejavnosti vrednost za stavbe 1,0 in za opozorilni faktor vrednost 1,0, ki velja za nenadno porušitev. Glede na omenjeno izbiro parametrov smo določili tolerirane verjetnosti izgube življenja in sprejemljive verjetnosti porušitve konstrukcije določene po različnih metodah (tabela 27). Pri tem naj omenimo, da gre pri toleriranem tveganju za izgube človeškega življenja in ga ne moremo enačiti s porušitvijo konstrukcije. Pri porušitvi konstrukcije namreč smrtnost ni 100 % in sprejemljiva verjetnost porušitve bi bila lahko za faktor 10 večja kot tolerirano tveganje.

Tabela 27: Tolerirano tveganje za izgubo življenja in sprejemljiva verjetnost porušitve glede na različne modele

Verjetnost glede na posledice Metoda	Tolerirana			Sprejemljiva			
	ISO	CIRIA	Allen	JCSS	SIST EN 1990		ISO
Referenčna doba	1 leto	1 leto	1 leto	1 leto	1 leto	50 let	50 let
Indeks zanesljivosti $\beta$	4,8	4,4	4,5	4,4	4,7	3,8	3,8
Verjetnost porušitve $P_f$	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$5,0 \cdot 10^{-6}$	$3,2 \cdot 10^{-6}$	$5,0 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$

Vrednosti v tabeli 27 primerjamo z vrednostmi v tabeli 26. Verjetnost porušitve konstrukcije v dobi enega leta znaša do  $1,04 \cdot 10^{-4}$ , v njeni življenjski dobi pa do  $5,20 \cdot 10^{-3}$ . Obe vrednosti presegajo omejitve po vseh modelih v tabeli 27 tudi z upoštevanjem povečanja toleriranega tveganja za faktor 10.

## 6.5 Projektiranje okvira na izbrano stopnjo zanesljivosti

Ker je verjetnost porušitve za obravnavano konstrukcijo prevelika, smo se odločili to verjetnost zmanjšati z ustreznimi ukrepi in zadostiti zahtevam sprejemljive verjetnosti porušitve konstrukcije. Odločili smo se, da ciljno zanesljivost določimo glede na rezultate modelov za tolerirano oz. sprejemljivo tveganje (Tabela 27) in sicer za najmanj strog kriterij, ki ga določa enačba CIRIA. Ker gre v tem primeru za tolerirano tveganje, za primerjavo z izračunano verjetnostjo porušitve pa potrebujemo sprejemljivo tveganje, zahtevo po enačbi CIRIA pomnožimo s faktorjem 10. Ciljna verjetnost porušitve konstrukcije za dobo enega leta je torej enaka  $5 \cdot 10^{-5}$ .

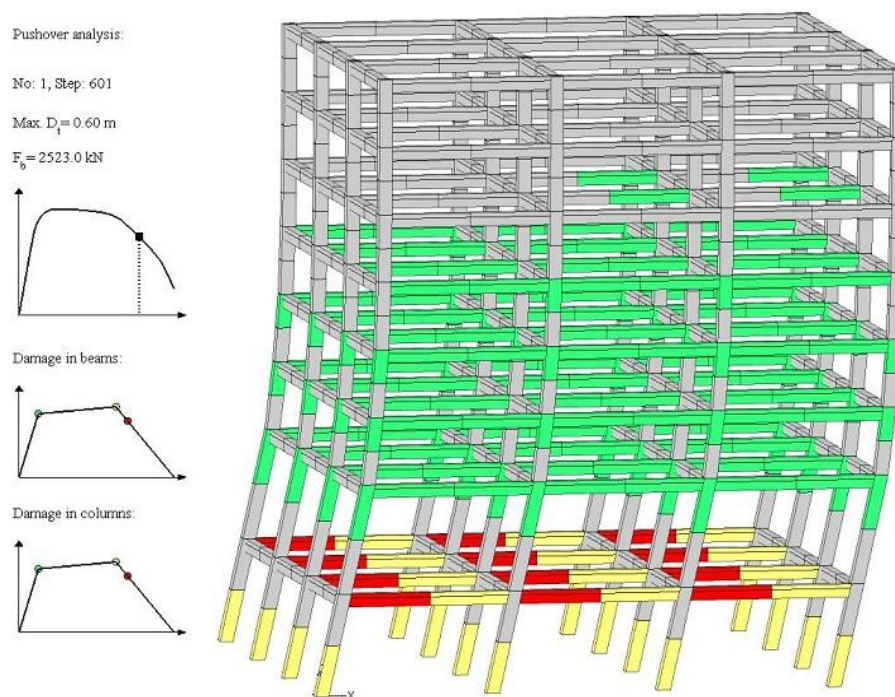
Glede na prejšnje rezultate študije smo na tej stopnji načrtovanja uporabili le model s prerezi gred T oblike in modalno razporeditev obtežbe. Spomnimo naj, da je izračunana letna verjetnost porušitve za ta primer znašala  $1,0 \cdot 10^{-4}$ , za dobo 50 let pa  $5,2 \cdot 10^{-3}$ .

Možnih je več ukrepov za zmanjšanje verjetnosti porušitve, na primer izbira novega konstrukcijskega sistema, povečanje dimenzij stebrov in gred, povečanje armature v stebrih in gredah ali le povečanje armature v stebrih. V okviru diplomske naloge smo se omejili le na primer, ko povečamo armaturo le v stebrih. Preizkusili smo vpliv povečanja vzdolžne armature stebrov v prvih dveh etažah, prvih štirih etažah in vseh etažah, pri nekoliko večji armaturi v prvih štirih etažah. Za te različne ukrepe so v tabeli 28 prikazani izračunani pospeški tal, ki povzročijo mejno stanje NC in potresno tveganje pri povečanju armiranja stebrov iz 1 % na 2 %. Opazimo lahko, da je najbolj ugodno povečanje armature prvih štirih stebrov, saj je potresno tveganje po tem ukrepu najmanjše.

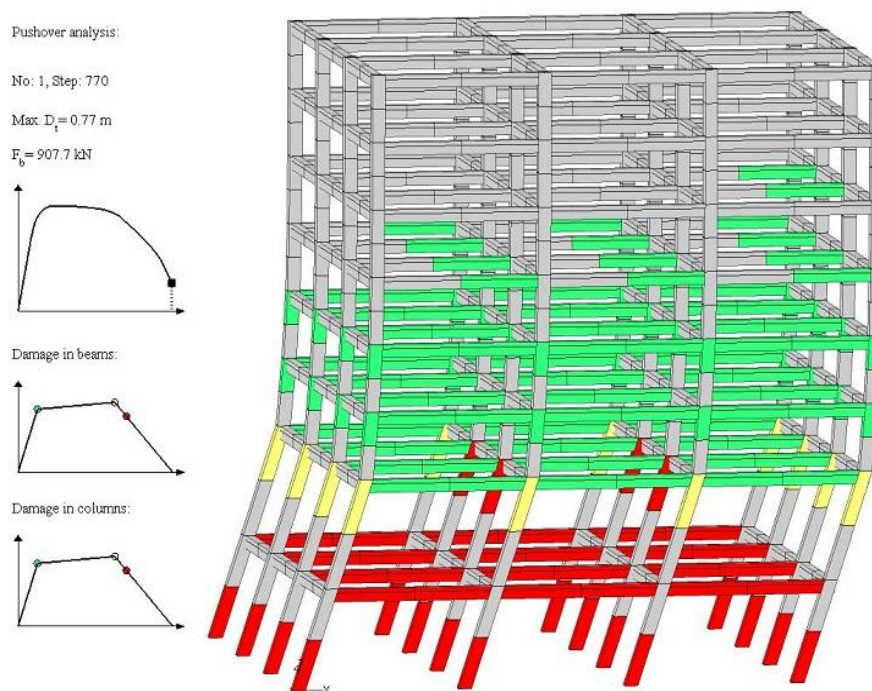
Tabela 28: Pospešek tal in potresno tveganje za mejno stanje blizu porušitve (NC) pri različnih armiranjih stebrov

Delež vzdolžne armature v stebrih	$a_{g,NC}$ [g]	$P_f$ [ $10^{-5}$ ]	$P_{f,50}$ [ $10^{-3}$ ]
etaže 1-2 2 %	1,23	4,7	2,4
etaže 1-4 2 %	1,31	3,7	1,9
etaže 1-4 2 %, 5-8 1,5 %	1,28	4,1	2,0

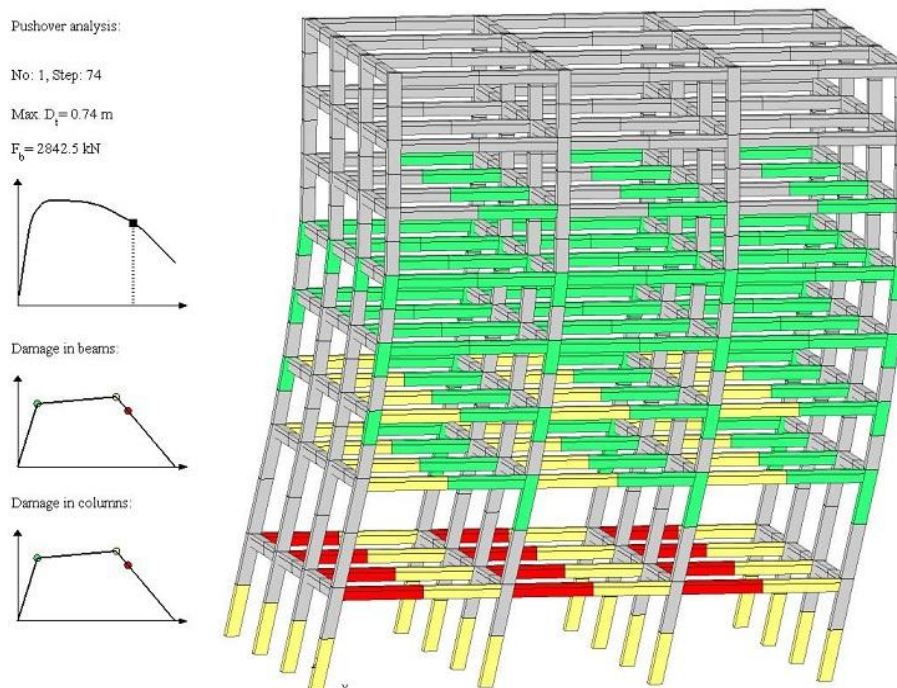
Vzdolžno armaturo stebrov prvih štirih etaž smo iz prvotnih  $12\phi 20$  (1 % armiran prerez) povečali na  $12\phi 24$  (1,5 % armiran prerez),  $12\phi 28$  (2 % armiran prerez),  $12\phi 32$  (2,7 % armiran prerez) in  $12\phi 34$  (3 % armiran prerez). Slike 51 do 60 prikazujejo poškodovanost osnovne in spremenjenih konstrukcij pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in tik pred odpovedjo konstrukcije. Pri osnovni konstrukciji je bilo mejno stanje NC doseženo v gredah v prvi etaži, stebri ob vpetju so dosegli mejno stanje SD, plastificirali pa so se tudi stebri v drugi, tretji in četrti etaži. Pri nadaljnjem obremenjevanju konstrukcije dosežejo mejno stanje NC tudi stebri ob vpetju in v drugi etaži. S povečanjem armature stebrov v prvih štirih etažah se povečuje poškodovanost gred, zmanjšuje pa poškodovanost stebrov. To nakazuje, da bi lahko z ojačanjem stebrov zagotovili porušitev konstrukcije po gredah in ne po stebrih in tako zagotovili večjo varnost konstrukcije.



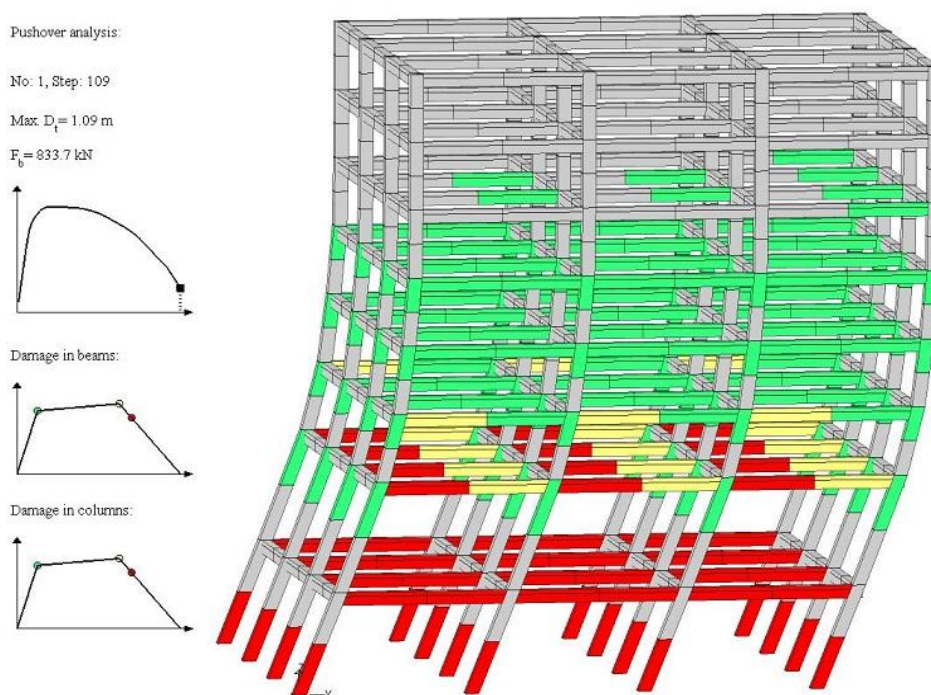
Slika 51: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - osnovna konstrukcija



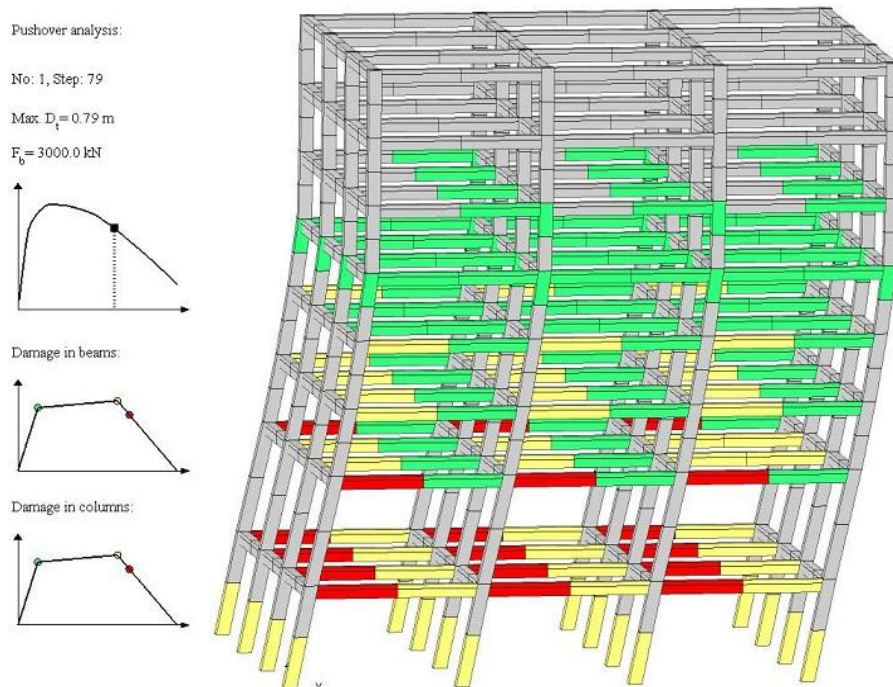
Slika 52: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - osnovna konstrukcija



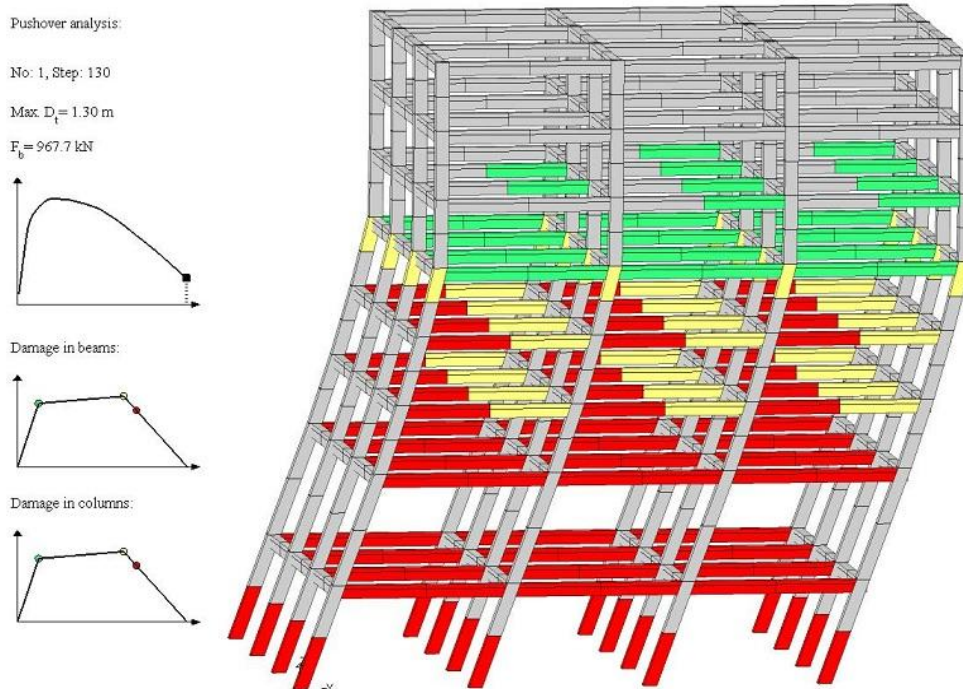
Slika 53: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 1,5 % armiranje



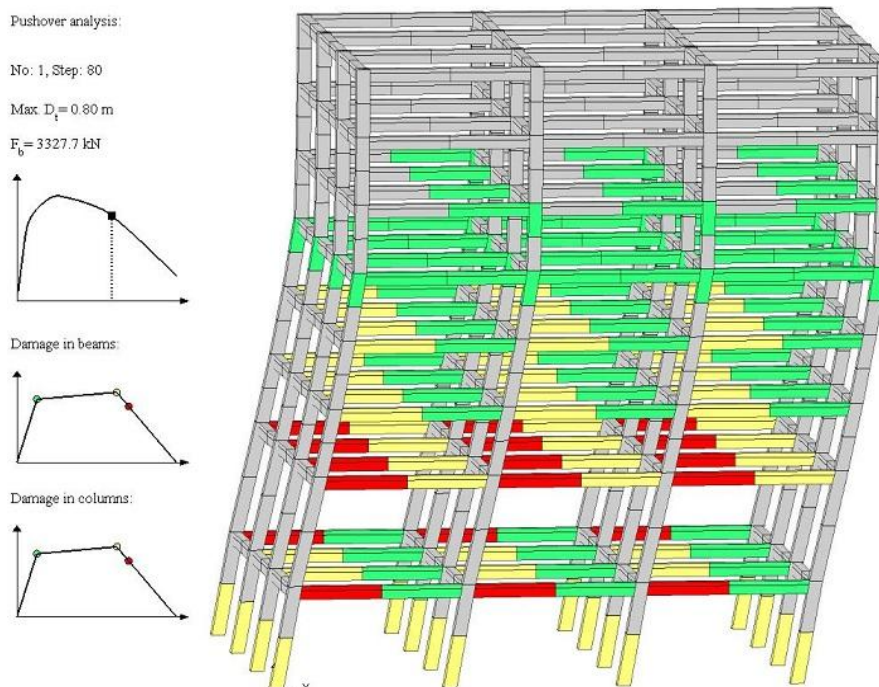
Slika 54: Poškodovanost konstrukcije pri poružitvi - 1,5 % armiranje



Slika 55: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 2 % armiranje

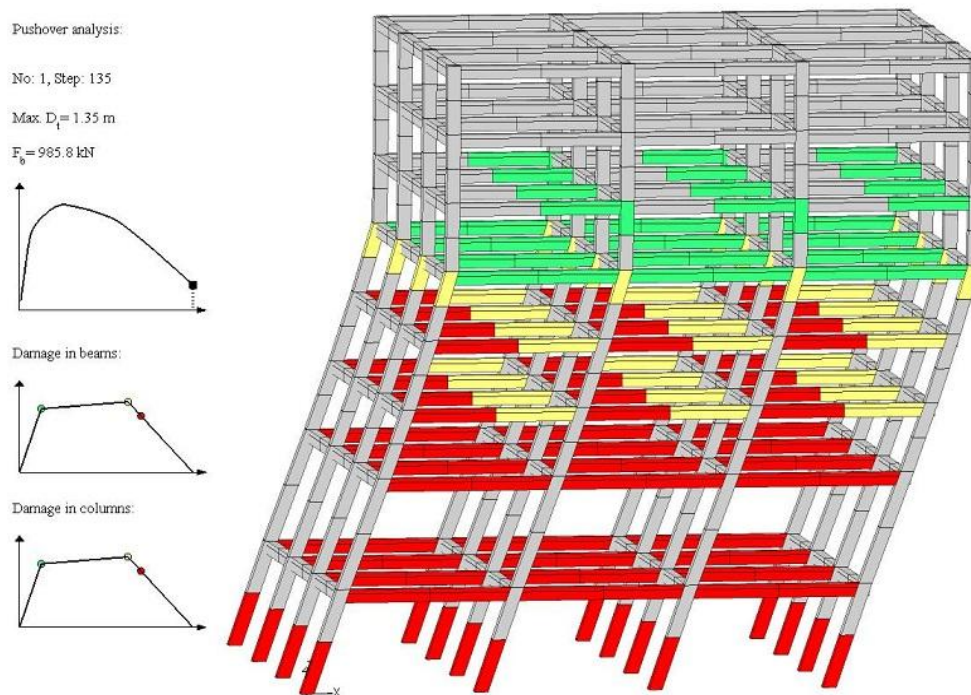


Slika 56: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - 2 % armiranje

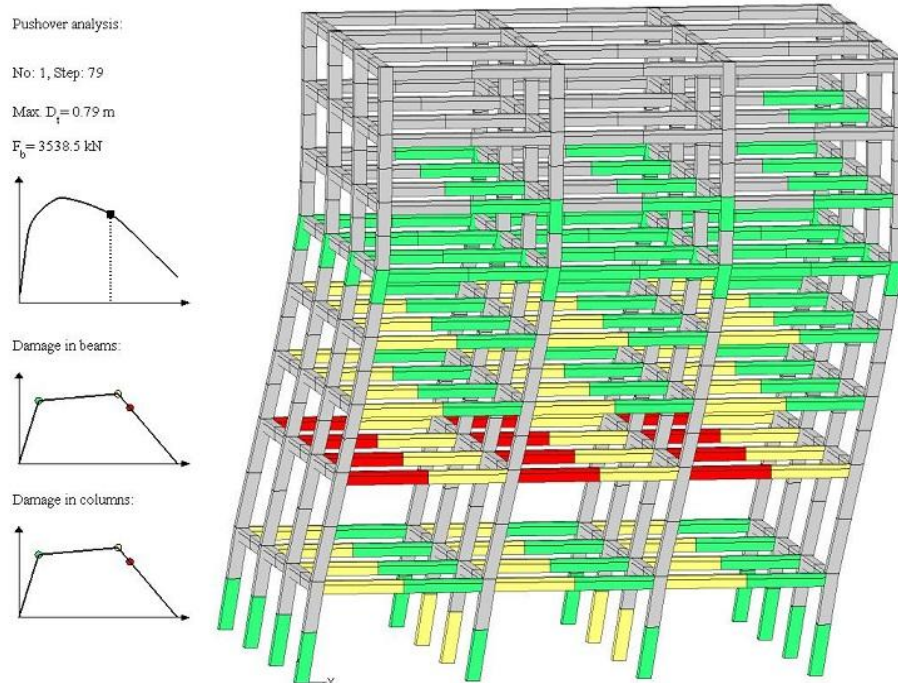


Slika 57: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 2,7 % armiranje

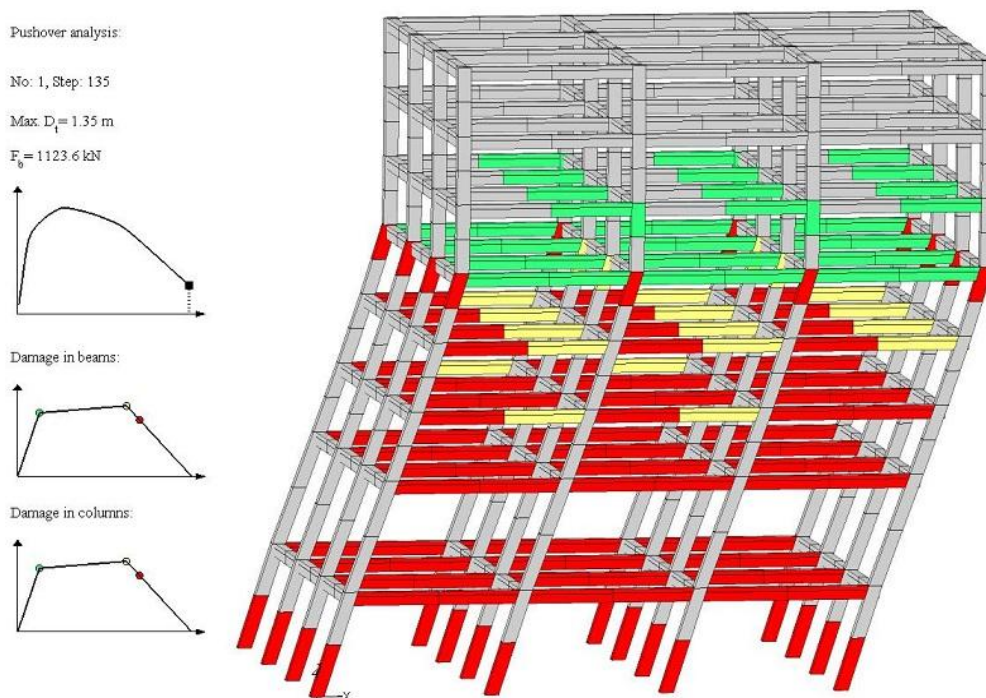




Slika 58: Poškodovanost konstrukcije pri poružitvi - 2,7 % armiranje

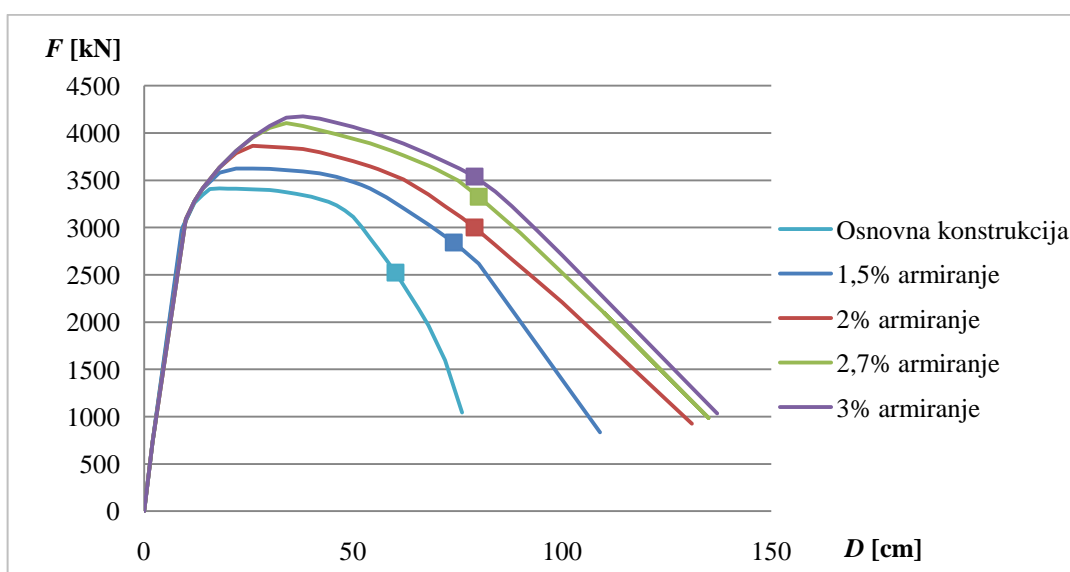


Slika 59: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC - 3 % armiranje



Slika 60: Poškodovanost konstrukcije pri porušitvi - 3 % armiranje

Graf 24 in tabela 29 prikazujeta rezultate dobljene s PBEE toolbox-om in oceno potresnega tveganja pri različni vzdolžni armaturi stebrov v prvih štirih etažah. Kvadrat na grafu označuje mejno stanje poškodovanosti blizu porušitve (NC).



Graf 24: Obtežno-deformacijske krivulje pri različnem armiranju stebrov

Tabela 29: Pospešek tal in potresno tveganje za mejno stanje blizu porušitve (NC) pri različnem armiranju stebrov

Vzdolžna armatura	$F_y$ [kN]	$D_y$ [cm]	$T^*$ [s]	$R_\mu$	$S_{ay}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$S_{ae}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g^C$ [g]	$P_f$ [10 <sup>-5</sup> ]	$P_{f,50}$ [10 <sup>-3</sup> ]
12 $\phi$ 20 (1 %)	3413	10,8	1,93	5,56	0,95	5,27	1,00	10,4	5,2
12 $\phi$ 24 (1,5 %)	3431	10,9	1,93	6,81	0,95	6,48	1,22	4,8	2,4
12 $\phi$ 28 (2 %)	3597	11,4	1,93	6,93	1,00	6,91	1,31	3,7	1,9
12 $\phi$ 32 (2,7 %)	3799	12,0	1,93	6,66	1,05	7,01	1,32	3,5	1,8
12 $\phi$ 34 (3 %)	3891	12,3	1,93	6,42	1,08	6,93	1,31	3,7	1,9

Na grafu 24 lahko opazimo, da se z večanjem odstotka armiranja prereza stebrov povečuje maksimalna celotna prečna sila ob vpetju, do 2 % armiranja pa se povečuje tudi duktilnost konstrukcije. Konstrukcija je zato sposobna prenesti večje pospeške tal, s čimer se potresno tveganje oziroma verjetnost porušitve zmanjšuje. Izjema je povečanje armature na 12 $\phi$ 34, kjer potresno tveganje ponovno naraste.

Zahtevo po sprejemljivem tveganju smo izpolnili že s povečanjem armature stebrov na 12 $\phi$ 24, pri čemer znaša verjetnost porušitve v enem letu  $4,8 \cdot 10^{-5}$ . Iz rezultatov lahko sklepamo, da je povečevanje armature stebrov za zmanjšanje potresnega tveganja učinkovito le do neke mere, nato pa na potresno tveganje praktično nima več vpliva. Vzrok je v mehanizmu porušitve, ki se spremeni s povečanjem armature. Pri mejnem stanju NC so do 2 % armiranja odpovedale grede v prvi etaži, do porušitve pa je prišlo zaradi odpovedi stebrov ob vpetju. Pri močnejši armaturi pri mejnem stanju NC so odpovedale grede v drugi etaži in poleg stebrov ob vpetju še stebri v peti etaži.

Poudarimo naj, da uporabljeni nelinearni model konstrukcije zajema le upogibno porušitev plastičnih členkov, ne pa tudi strižne porušitve. Zato smo morali preveriti ali je pri povečanju vzdolžne armature v stebrih strižna porušitev stebrov preprečena. Kontrolo smo naredili le na vrhu najbolj obremenjenega stebra v prvi etaži, saj so vsi stebri enako armirani, strižna armatura pa je ob vpetju zgoščena in zato prenese večjo prečno silo. Prečna sila, ki jo prevzame strižna armatura stebra znaša 327,1 kN, prečna sila v najbolj obremenjenem stebri iz nelinearne statične analize pa 178,1 kN. Strižna armatura v stebrih zadošča tako, da je strižna porušitev le teh še vedno preprečena.

## 7 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo razvili postopek za potresnovarno projektiranje stavb, pri katerem varnost definiramo s sprejemljivim oz. toleriranim potresnim tveganjem. Postopek je iterativen in zahteva uporabo nelinearnih metod analize za določitev potresnih zahtev in verjetnostne metode za oceno potresnega tveganja. Takšen način projektiranja ima prednosti v primerjavi s trenutno veljavnim standardom za potresnoodporno projektiranje objektov. Bistvena prednost je v tem, da se po novem postopku projektiranja potresno tveganje določi eksplicitno. Tako se lahko izgube zaradi potresov kontrolira direktno in ne le posredno, kakor je to predvideno po standardih. Predlagan postopek projektiranja torej zagotavlja, da bi bile stavbe projektirane po novem postopku izpostavljene enakemu tveganju, česar za trenutno veljavne standarde ne moremo trditi.

Čeprav ima predlagan postopek projektiranja prednosti v primerjavi s potresnoodpornim projektiranjem, kot ga predpisuje standard Evrokod 8, ugotavljamo, da je uporaba nelinearnih modelov in metod analize ter ocena potresnega tveganja povezana s številnimi negotovostmi, ki jih je potrebno primerno vrednotiti in njihov vpliv vključiti v predlagan postopek projektiranja. Nekatere negotovosti smo preučevali na primeru osem-etažne armiranobetonske stavbe, ki smo jo uporabili za demonstracijo novega postopka projektiranja.

Na primer, modeliranje konstrukcije za nelinearno analizo je povezano z različnimi negotovostmi. Ena izmed teh, ki smo jo preučevali v okviru diplomske naloge, je modeliranje gred, za katere smo upoštevali, da imajo prereze pravokotne ali T oblike. Pokazali smo, da je ocenjeno potresno tveganje večje, če za grede upoštevamo prečne prereze T oblike, s katerimi v primerjavi z drugim načinom modeliranja gred tudi bolj realno modeliramo togost konstrukcije.

Parametre potresnega odziva smo določili z uporabo poenostavljene nelinearne metode, N2 metode, ki je bila razvita na IKPIR-u in je vključena v standard Evrokod 8. Ker metoda temelji na nelinearni statični analizi, predpostavljena oblika horizontalnih sil vpliva na njene rezultate. Evrokod 8 zato predpisuje uporabo modalne in enakomerne razporeditve horizontalne obtežbe. V našem primeru se je izkazalo, da je za potresno tveganje merodajna

modalna razporeditev, saj povzroča manjšo nosilnost konstrukcije. Z nelinearno analizo smo pokazali tudi, da metoda načrtovanja nosilnosti, ki jo predpisuje Evrokod 8, ni popolnoma zanesljiva. Okvir, ki smo ga obravnavali v diplomski nalogi, je bil namreč preliminarno projektiran po Evrokod standardih, izkazalo pa se je, da se dejansko ne obnaša tako, kot je bilo predpostavljeno z metodo načrtovanja nosilnosti. Pri okvirnih konstrukcijah se namreč predpostavlja takšen mehanizem porušitve, pri katerem se plastični členki tvorijo na dnu vseh stebrov in obeh koncih vseh gred. Izjema so lahko le grede v zgornji etaži. Za konstrukcijo, ki je bila projektirana po standardu Evrokod 8, smo ugotovili, da je mehanizem porušitve drugačen od predpostavljenega. V stanju blizu porušitve so bile deformacije velike le v spodnjih dveh etažah. To obnašanje kaže na pojav mehke etaže, ki se ga želimo izogniti. Konstrukcija, ki se pretežno deformira le v prvi in/ali drugi etaži, ima majhno sposobnost sipanja energije, kar ima neugoden vpliv na potresne zahteve. Zato je priporočljivo, da se za pomembnejše objekte parametre potresnega odziva preveri z nelinearnimi metodami.

Za uporabo nelinearnih analiz v praksi je potrebna zanesljiva in zmogljiva programska oprema, kar je trenutno tudi ozko grlo za uporabo predlaganega postopka projektiranja. V diplomski nalogi smo nelinearno statično analizo najprej izvedli s programom SAP2000. V tem primeru smo vpliv teorije drugega reda zanemarili, saj smo naleteli na probleme s konvergenco, če smo nelinearno statično analizo izvedli z upoštevanjem geometrijske nelinearnosti. Analizo smo zato izvedli še s PBEE Toolbox-om, ki deluje v povezavi z odprtokodnim programom OpenSees. Primerjava rezultatov obeh programov je pokazala, da je vpliv geometrijske nelinearnosti velik. Pomiki pri mejnih stanjih poškodovanosti so bili namreč z upoštevanjo teorije drugega reda veliko manjši, potresno tveganje pa zato večje. Na obtežno-deformacijskih krivuljah se vpliv geometrijske nelinearnosti pozna pri večjem padcu nosilnosti.

Rezultati se med programoma razlikujejo tudi zaradi nekoliko različne priprave modela konstrukcije. V programu SAP2000 smo zaradi težave s konvergenco odnos med momentom in rotacijo modelirali z idealno elasto-plastičnim odnosom, kar smo za vsak steber in gredo ročno izračunali in vnesli v program. To je precej zamudno in lahko predstavlja vir mnogih napak. V PBEE Toolbox-u je ta del zelo poenostavljen. Program samodejno izračuna lastnosti plastičnih členkov za podano geometrijo elementov, materiala in količine armature.

Upoštevano je, da se nosilnost v plastičnih členkih linearno zmanjšuje po tem, ko je dosežen največji moment. Ker so lastnosti plastičnih členkov za modele v omenjenih programih nekoliko različne, so posledično različne tudi obtežno-deformacijske krivulje, četudi so v obeh primerih izračunane brez upoštevanja geometrijske nelinearnosti. Pri krivulji dobljeni s SAP-om je deformacijska kapaciteta neskončna, pri PBEE Toolbox-u pa po doseženi največji celotni prečni nosilnost konstrukcije pada.

Za čim bolj točno oceno potresnega tveganja so potrebni detajlni podatki o potresni nevarnosti, katere določitev je povezana s številnimi negotovostmi, kar presega okvir naše študije. Ocenjujemo, da imajo lahko te negotovosti bistven vpliv na ocenjeno potresno tveganje načrtovane konstrukcije, saj je običajno potresna nevarnost za potrebe načrtovanja konstrukcij določena z določeno mero konservativnosti. Za naš primer smo funkcijo potresne nevarnosti določili kar na podlagi kart potresne nevarnosti za Slovenijo, ki so izdelane za potrese s povratnimi dobami 475, 1000 in 10000 let. Da bi bilo potresno tveganje bolj natančno določeno, bi morali potresno nevarnost poznati za več vrednosti seizmične intenzitete, za kar pa bi bile potrebne dodatne analize.

Pri oceni potresnega tveganja se soočamo z dilemo koliko smo pripravljeni tvegati. Obstajajo različni modeli za določitev sprejemljivega tveganja, s katerimi si lahko pri odločitvi pomagamo, vendar moramo biti pozorni na čemu temelji posamezni model. Nekateri tveganje definirajo glede na izgubo človeškega življenja, nekateri pa glede na porušitev ali ekonomske izgube. Ti dve tveganji moramo med seboj razlikovati, saj verjetnosti porušitve in izgube življenja nista enaki in se po naši oceni razlikujeta približno za faktor deset. Nadalje moramo biti pozorni ali je sprejemljivo tveganje določeno za porušitev celotne konstrukcije ali zgolj enega elementa, pri čemer bo sprejemljivo tveganje večje. Sprejemljivo tveganje podaja tudi Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004), vendar je za potresno obtežbo ta zahteva prestroga in jo je težko izpolniti.

Za osnovno konstrukcijo, ki smo jo preučevali v okviru potresnovarnega projektiranja, se je izkazalo, da ocenjeno potresno tveganje znaša  $1,0 \cdot 10^{-4}$ , kar presega sprejemljivo potresno tveganje, ki smo ga določili po metodi CIRIA in znaša  $5 \cdot 10^{-5}$ . Ocenili smo, da se osnovna konstrukcija poškoduje v območju blizu porušitve pri pospešku 0,83 g, porušitev pa se pojavi

pri nekoliko večjem pospešku (1,00 g). Čeprav je ta pospešek bistveno večji do projektnega (0,20 g) smo se odločili, da je potresno tveganje pri obravnavani stavbi preveliko. Konstrukcijo smo zato izboljšali s povečanjem količine vzdolžne armature v stebrih. Ta vpliv smo preverili za primer, ko smo količino armature povečali v stebrih prvih dveh etažah, v prvih štirih etažah in v vseh etažah, ob upoštevanju nekoliko večjega deleža armature v stebrih prvih štirih etažah. Za najbolj učinkovit ukrep se je izkazalo povečanje količine armature stebrov v prvih štirih etažah. V tem primeru smo armaturo postopoma povečevali iz prvotnega 1 % armiranja na 1,5 %, 2 %, 2,7 % in 3 %. Ugotovili smo, da je v našem primeru povečevanje armature stebrov učinkovito le do neke mere, nato pa se trend zmanjševanja potresnega tveganja ustavi. Vzrok je povezan z mehanizmom porušitve. S povečanjem armature stebrov v prvih štirih etažah z 1 na 2 % se namreč mehanizem porušitve bistveno izboljša, saj se energija v slednji konstrukciji sipa v prvih petih etažah in ne le pretežno v prvih dveh etažah, kar je bil primer za osnovno konstrukcijo. Okvir, ki ima stebre armirane 2 % ima poleg večje nosilnosti tudi bistveno večjo deformacijsko kapaciteto, kar predstavlja zgornjo mejo, saj dodatno povečanje armature v stebrih ne vpliva na pomik na meji blizu porušitve. Za dodatno zvišanje zanesljivosti bi lahko zvečali tudi količino vzdolžne armature gred, povečali dimenzije prečnih prereзов elementov in podobno. Na koncu smo izbrali konstrukcijo s povečano armaturo stebrov v prvih štirih etažah iz 12 $\phi$ 20 na 12 $\phi$ 24. Zanesljivost konstrukcije smo s tem povečali za faktor dva. V primerjavi s stroški izgradnje celotne konstrukcije ta strošek predstavlja majhen delež, ki pa ima na varnost velik vpliv.

## 8 VIRI

ATC 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City. California, Seismic Safety Commission: 346 str.

Azarbakht, A., Dolšek, M. 2011. Progressive Incremental Dynamic Analysis for First-Mode Dominated Structures. *Journal of Structural Engineering* 137, 3: 445-455.

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 8-23-8-24, 8-156.

Bhattacharya, B., Basu, R., Ma, K. 2001. Developing target reliability for novel structures: the case of the Mobile Offshore Base. *Houston, Marine structures*: 14: 37-58.

Brozovič, M., Dolšek, M. 2011. Computational efficiency of progressive incremental dynamic analysis. V: Papadrakakis, M. (ur.), Gragiadakis, M. (ur.), Plevris, V. (ur.). 3<sup>rd</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Corfu, Greece, 25–28 May 2011. Athens, Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research.

Cecić, I, Godec, M. 2010. Potres pri L'Aquila (srednja Italija) 6. Aprila 2009. *Ujma*, 24: 90-96.

CSI 2007. CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS and SAFE. California, Berkeley: 470 str.

Cyranoski, D. 2011. Japan faces up to failure of its earthquake preparations. *Nature*, 471, 7340: 556-557.



Čausevič, M., Mitrovič, S. 2010. Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering* 9, 2: 467-489.

D'Ayala, D. F., Paganoni, S. 2011. Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering* 9, 1: 81-104.

Dolšek, M., Klinc, R., Dolenc, M., Brozovič, M., Peruš, I. 2011. A Toolbox and Web Application for the Seismic Performance Assessment of Buildings. V: Dolšek, M. (ur.). *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Dordrecht, Heidelberg, London, New York, Springer: str. 233–257.

Dolšek, M. 2010. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 6: 1309-1329.

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

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 f.

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

Đurović, B., Mikoš, M. 2006. Ali smo ogroženi kadar tvegamo? Pojmi in izrazje teorije tveganj zaradi naravnih, geološko pogojenih nevarnosti. *Geologija* 49, 1: 151-161.

EERI Committee on Seismic Risk, 1984. Glossary of Terms for Probabilistic Seismic-Risk and Hazard Analysis. *Earthquake spectra* 1, 1: 33-40.

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: 102 f.

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.

FEMA 1997. NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, Developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., FEMA Publication 273: 435 str.

Freeman, S. E. 2004. Review of the Development of the Capacity Spectrum Method. ISET Journal of Earthquake Technology 41, 1: 1-13.

ISO 2394:1998(E) – General principles on reliability for structures.

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

Kosič, M. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira po standardu Evrokod 8. 15. December 2010. Osebna komunikacija.

Lapajne, J. (ur.) 1987. Strokovna beseda. Ujma 1: 94.

Melchers, R. E. 1999. Structural Reliability Analysis and Prediction, Second Edition. Chichester, John Wiley & Sons: str. 15-19, 52-55.

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.

Wangsadinata, W. 1999. Capacity Design, a Concept to Ensure Seismic Resistance of Building Structures. V: First National Conference on Earthquake Engineering. Bandung, 4-5 November 1999. Bandung, Insitut Teknologi Bandung.

### **Internetni viri**

ABC News 2011. Japan Earthquake: before and after.

<http://www.abc.net.au/news/events/japan-quake-2011/images/beforeafter/sendai-fujitsuka-1.jpg> (pridobljeno 29. 5. 2011).

Astu's Science Blog 2010. Science predicted the Chile's Earthquake.

<http://astuscience.wordpress.com/2010/03/04/science-predicted-the-chiles-earthquake/>  
(pridobljeno 30. 5. 2011)

BBC News 2010. Haiti estimates \$11,5bn needed for reconstruction.

<http://news.bbc.co.uk/2/hi/americas/8571593.stm> (pridobljeno 27. 5. 2011)

Belizaire, T. 2010. People look at what remains of a six-story communications building on January 13, 2010 in Port-au-Prince, Haiti.

[http://inapcache.boston.com/universal/site\\_graphics/blogs/bigpicture/haiti\\_01\\_13/h46\\_21701435.jpg](http://inapcache.boston.com/universal/site_graphics/blogs/bigpicture/haiti_01_13/h46_21701435.jpg) (pridobljeno 27. 5. 2011).

Booth, W. 2010. Haiti faces colossal and costly cleanup before it can rebuild. Washington Post Foreign Service.

<http://www.washingtonpost.com/wp-dyn/content/article/2010/03/06/AR2010030602544.html?hpid=artslot>  
(pridobljeno 27. 5. 2011).

CBC News 2011. Haiti raises quake death toll on anniversary.

<http://www.cbc.ca/news/world/story/2011/01/12/haiti-anniversary-memorials.html>  
(pridobljeno 27. 5. 2011).

Hays, J. 2011. Great East Japan earthquake and tsunami of march 11, 2011.

<http://factsanddetails.com/japan.php?itemid=1677&catid=26&subcatid=161>  
(pridobljeno 30. 5. 2011).

Hooper, J., Walker, P. 2009. Scores killed in Italy earthquake. Guardian.co.uk.

<http://www.guardian.co.uk/world/2009/apr/06/italy-earthquake> (pridobljeno 30. 5. 2011).

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001a. 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](http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_1000.html) (pridobljeno 18. 5. 2011).

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001b. 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](http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html) (pridobljeno 18. 5. 2011).

Mooney, W. 2010. Chilean Earthquake Damage. U.S. Geological Survey.

[http://failures.wikispaces.com/file/view/Chile\\_IMG\\_6384.jpg/187287849/Chile\\_IMG\\_6384.jpg](http://failures.wikispaces.com/file/view/Chile_IMG_6384.jpg/187287849/Chile_IMG_6384.jpg)  
(pridobljeno 27. 5. 2011).

MMC RTV SLO 2010. Čile: Oblasti po potresu razglasile policijsko uro.  
<http://www.rtv slo.si/svet/cile-oblasti-po-potresu-razglasile-policijsko-uro/224715>  
(pridobljeno 29. 5. 2010).

Munoz, E. 2010. A view of the badly damaged presidential palace - the center portion formerly 3 stories tall - after an earthquake in Port-au-Prince, Haiti on January 13, 2010. Reuters.  
[http://inapcache.boston.com/universal/site\\_graphics/blogs/bigpicture/haiti\\_01\\_13/h13\\_21697341.jpg](http://inapcache.boston.com/universal/site_graphics/blogs/bigpicture/haiti_01_13/h13_21697341.jpg) (pridobljeno 27. 5. 2011).

Oxfam Canada 2010. Chile Earthquake 2010.  
[http://www.oxfam.ca/sites/default/files/Chile\\_Earthquake\\_2010\\_-\\_Maip %C3 %BA\\_1.JPG](http://www.oxfam.ca/sites/default/files/Chile_Earthquake_2010_-_Maip%C3%BA_1.JPG)  
(pridobljeno 27. 5. 2011).

Polizia di Stato 2009. Le prime immagini del terremoto a L'Aquila.  
[http://img.poliziadistato.it/elicottero\\_2.jpg](http://img.poliziadistato.it/elicottero_2.jpg) (pridobljeno 27. 5. 2011).

Rodgers, L. 2010. Why did so many people die in Haiti's quake? BBC News.  
<http://news.bbc.co.uk/2/hi/americas/8510900.stm> (pridobljeno 27. 5. 2011).

Royce, C. 2010. Haiti's Buildings Weren't Fit To Withstand Quakes.  
<http://www.npr.org/2010/01/14/122547242/haitis-buildings-werent-fit-to-withstand-quakes>  
(pridobljeno 27. 5. 2011).

SiOL 2011. Tema: Uničujoč potres in cunami na Japonskem.  
[http://www.siol.net/svet/vroce\\_teme/2011/03/japonska.aspx](http://www.siol.net/svet/vroce_teme/2011/03/japonska.aspx) (pridobljeno 29. 5. 2011).

U.S. Agency of International Development 2010. Intensity levels of the Haiti earthquake.  
<http://www.jacksononline.com/2010/haitiquakeintense.jpg> (pridobljeno 30. 5. 2011).

Voice of America News 2010. Lowers Official Quake Death Toll to 528.  
<http://www.voanews.com/english/news/Chile-Lowers-Official-Quake-Death-Toll-to-528--86712322.html> (pridobljeno 29. 5. 2011).