

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:

**Sara Bašič**

# **Modeliranje in analiza stenasto - okvirne konstrukcije po EC8**

**Diplomska naloga št.: 2853**

**Mentor:**

prof. dr. Peter Fajfar

**Somentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 19. 12. 2005

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana **SARA BAŠIČ** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:  
»**MODELIRANJE IN ANALIZA STENASTO – OKVIRNE KONSTRUKCIJE PO EC8**«.

Ljubljana, 2005. 9. 14

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

- UDK:** 006(4):624.042.7(043.2)
- Avtor:** Sara Bašič
- Mentor:** akad. prof. dr. Peter Fajfar (mentor), doc. dr. Matjaž Dolšek (somentor)
- Naslov:** Modeliranje in analiza stenasto – okvirne konstrukcije po EC8
- Obseg in oprema:** 112 str., 71 tab., 34 sl.
- Ključne besede:** standard Evrokod 8, analiza, modeliranje, potresna obtežba

### **Izvleček**

Za poenotenje predpisov projektiranja gradbenih konstrukcij se je v evropskih državah začel uveljavljati evropski standard za projektiranje konstrukcij (Evrokod). Del tega standarda (EN 1998 ali EC8), ki se nanaša na projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, bo v prevodu kmalu privzet tudi kot slovenski standard SIST EN 1998-1. Glavni cilj diplomske naloge je bil uporaba tega standarda na konkretnem primeru. Pri tem je bil poudarek na poglavju o projektiranju stavb ter potresnih vplivih. Omejili smo se le na določevanje notranjih statičnih količin ter pomikov zaradi potresne obtežbe. V okviru diplomske naloge smo tudi spoznavali računalniški program ETABS, ki je namenjen za analizo konstrukcij stavb. V računskih modelih konstrukcije, ki smo jih naredili z ETABSom, smo upoštevali določila EC8 in modele obravnavali z različnimi metodami analize, ki jih predpisuje standard.

Konkretni primer diplomske naloge je bila stenasto – okvirna konstrukcija. Izkazalo se je, da okvirji prispevajo k togosti konstrukcije več kot 15 %, zato jih ne smemo upoštevati kot sekundarne elemente. Ugotovili smo tudi, da za obravnavano konstrukcijo metoda z vodoravnimi silami ni ustrezna, saj daje precej drugačne rezultate od modalne analize. Do tega najbrž pride zaradi sprememb togosti v posameznih etažah ter zaradi vpliva višjih nihajnih oblik.

Izkazalo se je, da v standardu Evrokod 8 obstajajo nekatere nejasnosti v zvezi z določevanjem torzijskega polmera, sekundarnih elementov in dodatnega torzijskega momenta za upoštevanje slučajne torzije. Drugače je EC8 v delu, ki smo ga obravnavali, dokaj jasen in enostaven za uporabo. Računalniški program ETABS, ki smo ga uporabljali, je sodoben in za uporabnika prijazen.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 006(4):624.042.7(043.2)  
**Author:** Sara Bašič  
**Supervisor:** acad. prof. dr. Peter Fajfar (supervisor), assist. prof. dr. Matjaž Dolšek (co-supervisor)  
**Title:** Modelling and analysis of a wall-frame structure according to EC8  
**Notes:** 112 p., 71 tab., 34 fig.  
**Key words:** standard Evrocode 8, analysis, modelling, seismic loading

**Abstract**

In order to harmonize the standards for design of structures in Europe the family of Eurocode standards has been developed. Eurocode 8 (EC8) represents the standard for design of earthquake resistant structures. This standard has been translated and will soon be adopted as Slovenian standard SIST EN 1998-1. The application of this standard for analysis of a reinforced concrete frame-wall building was the main goal of this diploma work. We focused on chapters on structural analysis. The analyses were performed by the computer program ETABS. In the structural models prepared and analysed with ETABS we followed the EC8 requirements and used different methods included in the standard.

The frame of the analyzed frame-wall building contributed more than 15% to building's stiffness and according to that we cannot design the frame as a secondary seismic member. We also found out that the lateral force method of analysis is not appropriate for the investigated building because it gives very different results from the modal response spectrum analysis. The reason is in non-uniform distribution of stiffness between stories and in the effect of higher modes.

It turned out that defining the torsional radius, secondary seismic members and torsional moments caused some problems. Other than that the part of EC8, applied in our work, seems to be quite clear and simple. Computer program ETABS, which was used for analyzing the building, proved to be contemporary and user-friendly.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju akad. prof. dr. P. Fajfarju in somentorju doc. dr. M. Dolšku ter vsem na katedri, ki so mi omogočili prijetno delovno vzdušje.

Zahvalila bi se tudi svoji družini ter vsem, ki so mi vedno stali ob strani.

**KAZALO VSEBINE**

<b>1</b>	<b>UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>STANDARDI</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Osnovni zahtevi</b> .....	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>Značilnosti tal in potresni vpliv</b> .....	<b>4</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Značilnosti tal</b> .....	<b>4</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Potresni vpliv</b> .....	<b>4</b>
<b>2.3</b>	<b>Značilnosti potresnoodpornih stavb</b> .....	<b>13</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Primarni in sekundarni elementi</b> .....	<b>13</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Kriteriji za pravilnost konstrukcije</b> .....	<b>14</b>
<b>2.4</b>	<b>Analiza</b> .....	<b>16</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Modeliranje</b> .....	<b>16</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Vplivi slučajne torzije</b> .....	<b>17</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Metode analize</b> .....	<b>18</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Analiza pomikov</b> .....	<b>23</b>
<b>2.5</b>	<b>Preverjanje varnosti</b> .....	<b>23</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b> .....	<b>24</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Omejitev poškodb</b> .....	<b>25</b>
<b>2.6</b>	<b>Projektne učinki vplivov za betonske stavbe - Projektne notranje sile</b> .....	<b>26</b>
<b>2.6.1</b>	<b>Posebna določila za duktilne stene</b> .....	<b>26</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti</b> .....	<b>28</b>
<b>3</b>	<b>TEORETIČNE OSNOVE</b> .....	<b>29</b>
<b>3.1</b>	<b>Rayleigh-jeva metoda</b> .....	<b>29</b>
<b>3.2</b>	<b>Približne metode za določanje maksimalnih vrednosti premikov in notranjih sil</b> ..	<b>30</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Upoštevamo samo 1. nihajno obliko</b> .....	<b>31</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Aritmetična vsota absolutnih vrednosti</b> .....	<b>31</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Geometrijska vsota (SRSS)</b> .....	<b>31</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Popolna kvadratna kombinacija (CQC)</b> .....	<b>32</b>

<b>4</b>	<b>PODATKI O KONSTRUKCIJI IN OBTEŽBI .....</b>	<b>33</b>
<b>4.1</b>	<b>Podatki o konstrukciji.....</b>	<b>33</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Prerezi elementov .....</b>	<b>36</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Pravilnost konstrukcije .....</b>	<b>40</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Faktor obnašanja <math>q</math>.....</b>	<b>45</b>
<b>4.2</b>	<b>Podatki o obtežbi .....</b>	<b>46</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Lastna in koristna obtežba .....</b>	<b>46</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Potresna obtežba.....</b>	<b>46</b>
<b>5</b>	<b>ANALIZA KONSTRUKCIJE.....</b>	<b>48</b>
<b>5.1</b>	<b>Modeliranje konstrukcije .....</b>	<b>48</b>
<b>5.2</b>	<b>Primarni in sekundarni elementi .....</b>	<b>52</b>
<b>5.3</b>	<b>Metode analize .....</b>	<b>54</b>
<b>5.3.1</b>	<b>Metoda z vodoravnimi silami .....</b>	<b>55</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Modalna analiza s spektri odziva.....</b>	<b>55</b>
<b>5.4</b>	<b>Analiza pomikov .....</b>	<b>55</b>
<b>6</b>	<b>REZULTATI.....</b>	<b>56</b>
<b>6.1</b>	<b>Analizirani primeri.....</b>	<b>56</b>
<b>6.1.1</b>	<b>Modalna analiza s spektri odziva.....</b>	<b>57</b>
<b>6.1.2</b>	<b>Metoda z vodoravnimi silami .....</b>	<b>59</b>
<b>6.2</b>	<b>Mase in masni vztrajnostni momenti.....</b>	<b>59</b>
<b>6.3</b>	<b>Nihajni časi, nihajne oblike in efektivne mase.....</b>	<b>60</b>
<b>6.4</b>	<b>Etažne sile.....</b>	<b>67</b>
<b>6.4.1</b>	<b>Določitev etažnih sil za metodo z vodoravnimi silami.....</b>	<b>67</b>
<b>6.4.2</b>	<b>Rezultati za etažne sile in primerjave z osnovnim modelom (OM) .....</b>	<b>68</b>
<b>6.5</b>	<b>Etažni premiki in zamiki.....</b>	<b>75</b>
<b>6.5.1</b>	<b>Vpliv teorije 2. reda .....</b>	<b>85</b>
<b>6.6</b>	<b>Notranje sile v stenah .....</b>	<b>86</b>
<b>6.6.1</b>	<b>Osnovni model (OM).....</b>	<b>86</b>
<b>6.6.2</b>	<b>Ostali obravnavani primeri .....</b>	<b>95</b>
<b>7</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>106</b>

**KAZALO TABEL**

Tabela 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji	7
Tabela 2: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja $q_0$ za sisteme, ki so pravilni po višini	8
Tabela 3: Vrednosti koeficienta $f$ za račun $\gamma_{2i}$	11
Tabela 4: Priporočene vrednosti koeficienta $\gamma_2$ za stavbe	11
Tabela 5: Kategorije uporabe	11
Tabela 6: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb	12
Tabela 7: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih	14
Tabela 8: Stene, ki sestavljajo matematični model konstrukcije	38
Tabela 9: Določitev vztrajnostnega polmera $l_s$	41
Tabela 10: Določitev torzijskega polmera	43
Tabela 11: Koordinate centra mas in centra togosti, ekscentričnost konstrukcije, vztrajnostni .. polmer ter torzijski polmer	44
Tabela 12: Prečne sile ob vpetju za okvir oz. steno (rezultati iz programa ETABS)	46
Tabela 13: Sekundarni elementi in pomiki na vrhu konstrukcije	54
Tabela 14: Analizirani primeri	56
Tabela 15: Koordinate masnega središča	57
Tabela 16: Mase in masni vztrajnostni momenti	59
Tabela 17: Nihajni časi in efektivne mase za osnovni model (OM)	61
Tabela 18: Nihajni časi in efektivne mase za osnovni-okvir (OK)	62
Tabela 19: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 1. kvadrant	63
Tabela 20: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 2. kvadrant	63
Tabela 21: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 3. kvadrant	63
Tabela 22: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 4. kvadrant	63
Tabela 23: Določitev etažnih sil za metodo z vodoravnimi silami	68
Tabela 24: Etažne sile za osnovni model (OM) zaradi potresnega vpliva	68
Tabela 25: Etažne sile za osnovni-okvir (OK) zaradi potresnega vpliva in primerjava z osnovnim modelom (sprememba D)	69
Tabela 26: Etažne sile za primer z vodoravnimi silami (OM-vs) zaradi potresnega vpliva in primerjava z osnovnim modelom (sprememba D)	69



Tabela 27: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu .....	70
Tabela 28: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu .....	71
Tabela 29: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu .....	71
Tabela 30: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu .....	72
Tabela 31: Vrednosti dodatnih torzijskih momentov po etažah .....	72
Tabela 32: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm) .....	73
Tabela 33: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za osnovni model (OM) .....	75
Tabela 34: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za osnovni-okvir (OK) .....	76
Tabela 35: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za metodo z vodoravnimi silami (OM-vs) .....	76
Tabela 36: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu .....	77
Tabela 37: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu .....	78
Tabela 38: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu .....	78
Tabela 39: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu .....	79
Tabela 40: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti z dodatnim torzijskim momentom, ki deluje v središču mas (OM-tm) .....	79
Tabela 41: Kritična vogalna točka (točka z največjimi zamiki) za posamezen analiziran primer .....	80
Tabela 42: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za osnovni model (OM) .....	81
Tabela 43: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu .....	81

Tabela 44: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za..... primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu ....	82
Tabela 45: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T2 za..... primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu ....	82
Tabela 46: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T1 za..... primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu ....	83
Tabela 47: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za..... primer upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm).....	83
Tabela 48: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vse štiri vogalne točke (T1, T2, T3 in T4) za metodo z vodoravnimi silami, kjer se slučajna torzija upošteva s faktorjem $d$ .....	84
Tabela 49: Določitev koeficientov občutljivosti $\theta$ .....	85
Tabela 50: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za osnovni model (OM).....	88
Tabela 51: Upogibni momenti za steno ST12, dobljeni iz analize in projektne vrednosti .....	89
Tabela 52: Prečne sile za steno ST12 – analiza, povečane vrednosti in projektne vrednosti ..	90
Tabela 53: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za osnovni model (OM).....	92
Tabela 54: Upogibni momenti za steno ST4, dobljeni iz analize in projektne vrednosti .....	93
Tabela 55: Prečne sile za steno ST4 – analiza, povečane vrednosti in projektne vrednosti ....	94
Tabela 56: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za osnovni-okvir (OK) .....	96
Tabela 57: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer metode z vodoravnimi... silami (OM-vs).....	96
Tabela 58: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne .... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu .....	97
Tabela 59: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne .... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu .....	97
Tabela 60: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne .... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu .....	98
Tabela 61: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne .... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu .....	98
Tabela 62: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne .... torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm) .....	99

Tabela 63: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer metode z vodoravnimi ... silami, kjer je slučajna torzija upoštevana s faktorjem $d$ (OM-vs- $d$ ).....	100
Tabela 64: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za osnovni-okvir (OK) .....	100
Tabela 65: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer metode z vodoravnimi ..... silami (OM-vs) .....	101
Tabela 66: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne ..... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu.....	102
Tabela 67: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne ..... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu.....	102
Tabela 68: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne ..... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu.....	103
Tabela 69: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne ..... torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu.....	103
Tabela 70: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne ..... torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm) .....	104
Tabela 71: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer metode z vodoravnimi ..... silami, kjer je slučajna torzija upoštevana s faktorjem $d$ (OM-vs- $d$ ).....	105

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Potresna nevarnost Slovenije - Projektni pospešek tal .....	5
Slika 2: Oblika elastičnega spektra odziva .....	6
Slika 3: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten.....	27
Slika 4: Ovojnica strižnih sil za projektiranje sten v mešanih sistemih.....	28
Slika 5: Tipičen prerez stavbe čez stebre .....	34
Slika 6: Tipičen prerez stavbe čez stene .....	35
Slika 7: Tloris tipične etaže.....	36
Slika 8: Dimenzije in oblike stebrov (steber1, steber2 in steberL).....	37
Slika 9: Dimenzije grede.....	37
Slika 10: Oznake sten in okvirov .....	37
Slika 11: Dimenzije elementa stenaL in njegovo težišče.....	39
Slika 12: Dimenzije elementov jašek in jašek1 ter njuna težišča .....	39
Slika 13: Elastični in projektni spekter odziva.....	47
Slika 14: Tloris tipične etaže, modeliran s programom ETABS.....	49
Slika 15: Tipičen prerez konstrukcije čez stebre (program ETABS).....	50
Slika 16: Tipičen prerez konstrukcije čez stene (program ETABS).....	51
Slika 17: 3D slika modela v programu ETABS .....	52
Slika 18: Razporeditev sil $T_x$ in $T_y$ po etažah .....	53
Slika 19: Prva nihajna oblika konstrukcije za osnovni model (program ETABS) .....	60
Slika 20: Druga nihajna oblika konstrukcije za osnovni model (program ETABS).....	61
Slika 21: Tretja nihajna oblika konstrukcije za osnovni model (program ETABS) .....	61
Slika 22: Nihajni časi za vse analizirane primere .....	66
Slika 23: Efektivne mase za smer X za vse analizirane primere .....	66
Slika 24: Efektivne mase za smer Y za vse analizirane primere .....	67
Slika 25: Celotna prečna sila v X in Y smeri za vse analizirane primere .....	74
Slika 26: Torzijski moment ob vpetju za vse analizirane primere.....	74
Slika 27: Orientacija stene ST12, globalni in lokalni koordinatni sistem.....	87
Slika 28: Notranje sile za steno ST12 .....	87
Slika 29: Poenostavljena ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitke stene ST12 ( $a_1$ $= h_{cr} = 7,07$ m) .....	89

Slika 30: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stene ST12 – linija c.....	90
Slika 31: Orientacija stene ST4, globalni in lokalni koordinatni sistem .....	91
Slika 32: Notranje sile za steno ST4.....	91
Slika 33: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitke stene ST4 ( $a_l = h_{cr} = 8,73$ m).. .....	93
Slika 34: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stene ST4 – linija c.....	94



## 1 UVOD

Slovenija leži na seizmično aktivnem območju, kjer lahko prihaja do močnih potresov. Posledice potresov so lahko katastrofalne, saj lahko pride do številnih človeških žrtev in do ogromne materialne škode. Prav zaradi tega se je, tako pri nas kot po svetu, kot edina zanesljiva obramba pred posledicami potresov razvilo potresnoodporno projektiranje in s tem potresnoodporna gradnja. Za poenotenje predpisov za varno projektiranje potresnoodpornih gradbenih konstrukcij se je v evropskih državah začel uveljavljati enoten evropski standard EN 1998, imenovan Evrokod 8 (ang. Eurocode 8) ali krajše EC8. Ta standard bo v prevodu kmalu privzet tudi kot slovenski standard SIST EN 1998-1.

Glavni cilj diplomske naloge je bila uporaba standarda EC8 na konkretnem primeru. Pri tem je bil poudarek na poglavjih, povezanih z analizo konstrukcij. V okviru diplomske naloge smo tudi spoznali računalniški program ETABS (CSI, 2002), ki omogoča analizo konstrukcij stavb. To je uporabniku prijazen, sodoben računalniški program. V računskih modelih konstrukcije, ki smo jih naredili z ETABSom, smo upoštevali EC8 in modele obravnavali z različnimi metodami analize, ki jih predpisuje standard.

Naloga je tematsko razdeljena na dva dela. V prvem delu so na kratko povzeta pravila iz standarda EC8, ki smo jih uporabili v naši nalogi, ter opisane nekatere metode zaradi lažjega razumevanja diplomske naloge kot celote.

V drugem delu naloge smo uporabili znanje iz prvega dela na konkretnem primeru. Konstrukcija, obravnavana v tej diplomski nalogi, je večetažna stenasta armiranobetonska stavba s štirimi obodnimi okviri. Vsak obodni okvir je sestavljen iz trinajstih stebrov, ki potekajo od pritličja do vrha konstrukcije. Razporeditev sten in njihova dolžina se po etažah nekoliko spreminja. Plošča poteka po vseh nivojih etaž. Predpostavili smo kategorijo uporabe B (pisarne) in upoštevali srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Po izdelavi modela v programu ETABS smo lahko nekatere elemente konstrukcije določili kot sekundarne, kot to dovoljuje EC8. Ker v standardu ni točno določeno, kako naj bi se to

določilo, smo iskali razmerje med pomikoma in togostima osnovnega modela in modela, z določenimi sekundarnimi elementi, ter na podlagi tega določili togost sekundarnih elementov. Čeprav se je izkazalo, da je togost okvira večja od 15% togosti celotne konstrukcije, smo model brez okvira (osnovni-okvir) zaradi primerjave vseeno vzeli za nadaljnje analize. Tako smo dobili za analizo dva modela – osnovni model in osnovni-okvir.

Izbrani osnovni model smo obravnavali z dvema metodama analize, ki sta predpisani v standardu Evrokod 8 – modalna analiza s spektri odziva ter metoda z vodoravnimi silami. Model osnovni-okvir smo obravnavali le z modalno analizo. Veliko pozornosti smo v diplomski nalogi posvetili načinom upoštevanja slučajne torzije. Pri modalni analizi smo slučajno torzijo upoštevali s 5% ekscentričnostjo mase v štirih kvadrantih in z dodatnim torzijskim momentom. Pri metodi z vodoravnimi silami pa smo slučajno torzijo upoštevali s faktorjem  $d$ , s katerim smo pomnožili vse pomike in notranje sile, dobljene z analizo.

Rezultate in primerjave modelov ter različnih upoštevanj slučajne torzije smo prikazali tabelarično in grafično v poglavju »Rezultati« te diplomske naloge. Prikazani so rezultati za nihajne čase, efektivne mase, etažne sile, etažne pomike in zamike ter notranje sile v nekaterih stenah. Ugotovili smo, da vpliva teorije drugega reda ni bilo potrebno upoštevati v nobeni analizi.



## 2 STANDARDI

Konstrukcijo smo modelirali in analizirali po SIST EN 1998-1. V tem poglavju so zajeti tabele, enačbe in povzetki tistega, kar je bilo za naše delo pomembno.

### 2.1 Osnovni zahtevi

(Člena 2.1 in 2.2)

Konstrukcije, grajene na potresnih območjih, morajo zadoščati dvema temeljnima zahtevama, vsaki s primerno stopnjo zanesljivosti:

a) Zahteva po neporušitvi

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da ob potresu ne pride do porušitve dela ali celote, ter da sta po potresu ohranjeni njena integriteta in ustrezna nosilnost. Potres je definiran s projektnim spektrom pospeškov (definiran v poglavju 2.2.2.2).

b) Zahteva po omejitvi poškodb

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da pri potresnem vplivu, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ne pride do takih poškodb, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

Če hočemo zadovoljiti ti dve zahtevi, moramo preveriti mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti.

Mejna stanja nosilnosti so tista, ki so povezana s porušitvijo ali z drugimi oblikami odpovedi konstrukcije, ki lahko ogrozijo varnost ljudi. Dokazati je potrebno, da ima konstrukcijski sistem zadostno nosilnost in sposobnost sipanja energije. Prav tako je potrebno preveriti, če je konstrukcija kot celota stabilna (stabilnost proti prevrnitvi in stabilnost proti zdrsni) pri projektnem potresnem vplivu, ter dokazati da njeno obnašanje ob tem ne ogroža ljudi. Pravila za preverjanje in dokazovanje tega so podana v posameznih delih EN 1998.

Mejna stanja uporabnosti so tista, pri katerih ugotovimo, če so poškodbe tako velike, da predpisani pogoji za obratovanje niso več izpolnjeni. Pri konstrukcijah, ki so pomembne za

civilno zaščito, mora biti ohranjena funkcionalnost objekta. Mejne vrednosti deformacij in drugih relevantnih količin je potrebno določiti tako, kot to zahtevajo posamezni deli EN 1998.

## **2.2 Značilnosti tal in potresni vpliv**

(Člena 3.1 in 3.2)

### **2.2.1 Značilnosti tal**

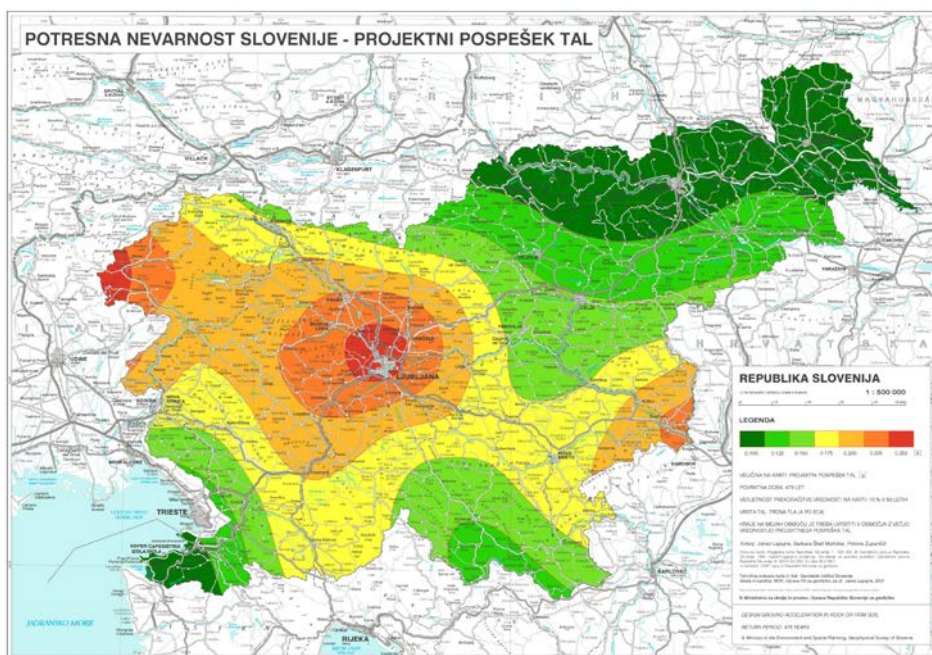
(Člen 3.1)

Lokacija objekta in narava temeljnih tal morata biti taki, da ne obstaja nevarnost porušitve tal, nestabilnosti pobočij ter trajnih posedkov zaradi likvefakcije ali zgoščevanja v primeru potresa. Za določitev tal v tipe morajo biti izvedene ustrezne preiskave tal. Vpliv značilnosti tal na potresne vplive lahko zajamemo z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so opisani s stratigrafskimi vplivi in parametri, podanimi v EN 1998, tabela 3.1. Poleg že omenjenih tipov, poznamo še dva posebna tipa tal,  $S_1$  in  $S_2$ , pri katerih je potrebno upoštevati možnost porušitve zemljine pri potresnem vplivu.

### **2.2.2 Potresni vpliv**

(Člen 3.2)

Glede na potresno nevarnost je vsaka država razdeljena na potresna območja, na katerih se lahko predpostavi konstantno potresno nevarnost. Za večino primerov uporabe EN 1998 potresno nevarnost določa en sam parameter – referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A,  $a_{gR}$ . Tega se lahko dobi iz karte potresne nevarnosti v nacionalnem dodatku (uporablja se karta potresne nevarnosti Slovenije, veljavna v času uporabe standarda, slika 1). Dodatni parametri, potrebni za posebne tipe konstrukcij, so podani v ustreznih delih EN 1998.



Slika 1: Potresna nevarnost Slovenije - Projektni pospešek tal  
(MOP, Uprava RS za geofiziko, 2001)

V primeru zelo nizke seizmičnosti ni potrebno upoštevati določil EN 1998.

### 2.2.2.1 Vodoravni elastični spekter odziva

V okviru EN 1998 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki ga imenujemo tudi »elastičen spekter odziva«. V primeru, da na lokacijo vplivajo potresi iz zelo različnih virov, so običajno zahtevane različne vrednosti za  $a_g$  za vsak tip spektra in potresa.

Elastični spekter odziva  $S_e(T)$  je definiran s sledečimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

kjer je

$S_e(T)$  elastični spekter odziva;

$T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo;

$a_g$  projektni pospešek za tla tipa A;

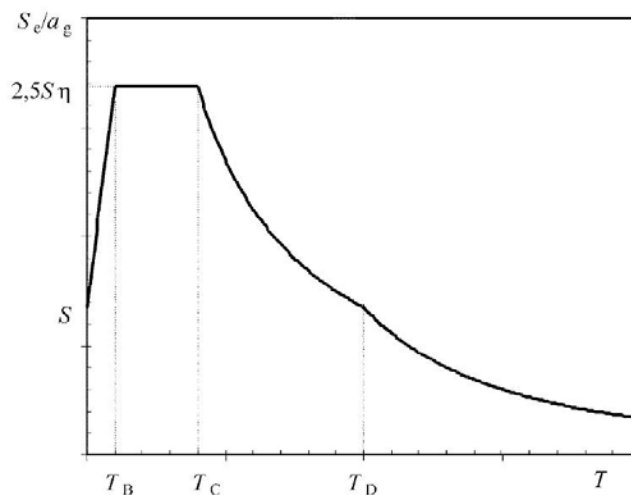
$T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;

$T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;

$T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika;

$S$  koeficient tal;

$\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja z vrednostjo  $\eta=1$  pri 5% viskoznega dušenja.



Slika 2: Oblika elastičnega spektra odziva

Vrednost nihajnih časov  $T_B, T_C$  in  $T_D$  ter koeficienta tal  $S$  so odvisne od tipa tal. Navedene so v tabeli 1.

Tabela 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji

Tip tal	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

### 2.2.2.2 Vodoravni projektni spekter odziva

Zaradi sposobnosti konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive tudi v nelinearnem območju, se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih v linearnem območju. Zaradi enostavnosti to upoštevamo tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva, ki ga imenujemo tudi »projektni spekter«. To zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja  $q$ , ki je odvisen od materiala, konstrukcijskega sistema in duktilnosti.

Projektni spekter odziva  $S_d(T)$  je definiran s sledečimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.8)$$

kjer je

$a_g, S, T_B, T_C$  in  $T_D$  so definirani v 2.2.2.1;

$S_d(T)$  projektni spekter;

$q$  faktor obnašanja;

$\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru, priporočena vrednost je  $\beta = 0,2$ .

### 2.2.2.3 Faktor obnašanja $q$ za vodoravne potresne vplive

(Člen 5.2.2.2)

Faktor obnašanja  $q$  je bil vpeljan z namenom, da upošteva sposobnost sipanja energije. Izračuna se na sledeči način:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.9)$$

kjer je

$q_o$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini;

$k_w$  faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Za stavbe, pravilne po višini, so osnovne vrednosti faktorja obnašanja  $q_o$  podane v tabeli 2. Za stavbe, nepravilne po višini, se vrednost teh faktorjev reducira za 20%.

Tabela 2: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja  $q_o$  za sisteme, ki so pravilni po višini

Tip konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

kjer je

- $a_1$  upogibni plastični členek; faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno odpornost;
- $a_u$  faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv, da dobimo tolikšno število plastičnih členkov, da pride do globalne nestabilnosti (plastičnega mehanizma).

Če faktor  $\alpha_u/\alpha_1$  ni izvrednoten eksplicitno, se lahko za stavbe, pravilne v tlorisu, uporabijo sledeče približne vrednosti:

a) Okvirni sistemi ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:

- enoetažne stavbe:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- večetažni okviri z enim poljem:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- večetažni okviri z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:  
$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$$

b) Stenasti sistemi in mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu:

- stenasti sistemi z dvema nepovezanimi stenama v vsaki vodoravni smeri:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- drugi sistemi z nepovezanimi stenami:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu ali sistemi povezanih sten (sten z odprtinami):  
$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$$

Če je mešani sistem ekvivalenten stenastemu, pomeni, da je strižna nosilnost sten ob vpetju stavbe večja od 50% skupne strižne nosilnosti celotnega konstrukcijskega sistema. Oziroma ravno obratno, če gre za mešani sistem, ekvivalenten okvirnemu.

Za stavbe, ki niso pravilne v tlorisu, se lahko kot približno vrednost faktorja  $\alpha_u/\alpha_1$  vzame kar povprečje med a) 1,0 in b) vrednostjo, ki bi jo izbrali v primeru, če bi bila konstrukcija pravilna v tlorisu.

Faktor  $k_w$ , ki ga tudi potrebujemo za izračun faktorja obnašanja, določimo takole:

$$k_w = \begin{cases} 1,00, & \text{za okvire in okvirom ekvivalentne mešane sisteme} \\ (1 + \alpha_o)/3 \leq 1, & \text{toda ne manj kot } 0,5 \text{ za stenaste,} \\ & \text{stenam ekvivalentne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme} \end{cases} \quad (2.10)$$

kjer je  $\alpha_o$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskemu sistemu.

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (2.11)$$

kjer je

$h_{wi}$  višina stene  $i$ ;

$l_{wi}$  dolžina prereza stene  $i$ .

#### 2.2.2.4 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi

Pri določanju projektnega potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.12)$$

kjer je

$G_{k,j}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva  $j$ ;

$Q_{k,i}$  karakteristična vrednost spremenljivega vpliva  $i$ ;

$\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv  $i$ , s katerim računamo učinke potresnega vpliva in s katerim upoštevamo verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa.



Tabela 3: Vrednosti koeficienta  $f$  za račun  $y_{2i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$f$
Kategorija A-C*	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F* in arhivi		1,0
*) glej tabelo 5		

Tabela 4: Priporočene vrednosti koeficienta  $y_2$  za stavbe

Vpliv	$y_2$
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)	
Kategorija A: bivalni prostori	0,3
Kategorija B: pisarne	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,6
Kategorija D: trgovine	0,6
Kategorija E: skladišča	0,8
Kategorija F: prometne površine vozilo s težo $\leq 30$ kN	0,6
Kategorija G: prometne površine $30 \text{ kN} \leq \text{teža vozila} \leq 160$ kN	0,3
Kategorija H: strehe	0
Obtežba snega na stavbah (glej EN 1991-1-3)	
Finska, Islandija, Norveška, Švedska	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino nad 1.000 m	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1.000 m	0
Obtežba vetra na stavbah (glej EN 1991-1-4)	0
Sprememba temperature (ne pri požaru) v stavbah (glej EN 1991-1-5)	0

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (2.13)$$

kjer je

$f$  koeficient, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in etaže, podan v tabeli 3;

$\psi_{2i}$  koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva, podan v tabeli 4.

Tabela 5: Kategorije uporabe

Kategorija	Opis uporabe	Primeri
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B in D)	<p>C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah</p> <p>C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranah, predavalnicah, skupščinskih dvoranah, čakalnicah, železniških čakalnicah</p> <p>C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj</p> <p>C4: Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri</p> <p>C5: Površine, na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi</p>
D	Trgovine	<p>D1: Površine v trgovini na drobno</p> <p>D2: Površine v veleblagovnicah</p>

Tabela 6: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb

Kategorije površin		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
A	tla na splošno	1,5 do 2,0	2,0 do 3,0
	stopnice	2,0 do 4,0	2,0 do 4,0
	balkoni	2,5 do 4,0	2,0 do 3,0
B		2,0 do 3,0	1,5 do 4,5
C	- C1	2,0 do 3,0	3,0 do 4,0
	- C2	3,0 do 4,0	2,5 do 7,0 (4,0)
	- C3	3,0 do 5,0	4,0 do 7,0
	- C4	4,5 do 5,0	3,5 do 7,0
	- C5	5,0 do 7,5	3,5 do 4,5
D	- D1	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0 (4,0)
	- D2	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0

Če tla zagotavljajo prečni prenos obtežbe, se lastna teža prečnih predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba  $q_k$ , ki se prišteje koristni obtežbi tal, dobljeni v tabeli 6. Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten:

- za premične predelne stene z lastno težo  $\leq 1,0$  kN/m dolžine stene:  $q_k = 0,5$  kN/m<sup>2</sup>
- za premične predelne stene z lastno težo  $\leq 2,0$  kN/m dolžine stene:  $q_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup>
- za premične predelne stene z lastno težo  $\leq 3,0$  kN/m dolžine stene:  $q_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>

### 2.3 Značilnosti potresnoodpornih stavb

(Člen 4.2)

Če hočemo zadostiti osnovnima zahtevama, navedenima v 2.1, moramo že v zgodnji fazi snovanja stavbe upoštevati principe, ki odločilno vplivajo na zasnovo potresnoodpornih objektov:

- enostavnost konstrukcije
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenost
- nosilnost in togost v dveh smereh
- torzijska nosilnost in togost
- učinek diafragm na nivojih etaž
- ustrezno temeljenje

#### 2.3.1 Primarni in sekundarni elementi

(Člen 4.2.2)

Nekateri elementi nosilne konstrukcije so lahko označeni kot »sekundarni potresni elementi«, ki ne tvorijo nosilnega sistema stavbe za prenos potresne obtežbe. Nosilnost in togost teh elementov je potrebno pri analizah potresnega vpliva zanemariti. Vseeno pa morajo biti ti elementi in njihovi stiki projektirani in konstruirani tako, da lahko prenašajo gravitacijsko obtežbo pri pomikih, povzročenih pri najbolj neugodnem potresnem projektnem primeru. Pri njihovem projektiranju je potrebno upoštevati vpliv teorije 2. reda (P - D vpliv).

Togost vseh sekundarnih potresnih elementov ne sme prekoračiti 15 % togosti vseh primarnih potresnih elementov.

Paziti moramo še na to, da se pri označitvi nekaterih elementov kot sekundarnih, ne sme opredelitev konstrukcije spremeniti iz nepravilne v pravilno.

### 2.3.2 Kriteriji za pravilnost konstrukcije

(Člen 4.2.3)

Pri projektiranju na potresnih območjih delimo konstrukcije stavb na pravilne in nepravilne.

Ta opredelitev vpliva na:

- model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski
- metodo analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektri odziva ali modalna
- vrednost faktorja obnašanja  $q$ , ki se ga za stavbe, nepravilne po višini, reducira

Konstrukcija je lahko nepravilna po višini ali po tlorisu.

Tabela 7: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve		Faktor obnašanja $q$ (linearna analiza)
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšan
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšan

Če je konstrukcija nepravilna po višini, se faktor obnašanja  $q$  zmanjša za 20%, torej znaša le 80 % referenčne vrednosti, ki jo posebej določimo (poglavje 2.2.2.3).

### 2.3.2.1 Kriteriji za tlorisno pravilnost

Tlorisno pravilna konstrukcija mora zadostiti sledečim pogojem:

- 1) Glede na dve pravokotni smeri ima približno simetrično razporeditev togosti in mase.
- 2) Tlorisna razporeditev mora biti zgoščena, kar pomeni, naj vdolbine v tlorisu (če obstajajo) ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini. Prav tako ne sme biti površina med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo, ki ovija etažo, večja od 5% etažne površine.
- 3) Togost stropov v vodoravni ravnini mora biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov konstrukcije. Iz tega sledi, da morajo imeti deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente.

$$4) \lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad (2.14)$$

kjer je

$\lambda$  vitkost tlorisa stavbe;

$L_{\max}$  in  $L_{\min}$  večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh.

- 5) V vsaki etaži ter v  $x$  in  $y$  smeri analize morata biti izpolnjena naslednja pogoja:

$$\begin{aligned} e_{oi} &\leq 0,30 \cdot r_i \\ r_i &\geq l_s \end{aligned} \quad (2.15)$$

kjer je

$i$  X oz. Y smer analize;

$e_{ox}$  razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v X smeri, ki je pravokotna na smer analize;

$r_x$  kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v Y smeri, »torzijski polmer«;

$l_s$  vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini, oz. kvadratni koren razmerja med a) polarnim momentom mase etaže v vodoravni ravnini glede na masno središče etaže in b) maso etaže.

Način izračuna torzijske in translacijske togosti ter s tem torzijskega polmera v standardu ni jasno obrazložen. Isto velja za središče togosti.

### 2.3.2.2 Kriteriji za pravilnost po višini

Konstrukcija, pravilna po višini, mora zadostiti sledečim pogojem:

- 1) Vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.
- 2) Togost v vodoravni smeri ter masa morata biti konstantni v vseh etažah, ali se postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu.
- 3) Če imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo dodatna določila, ki jih najdemo v SIST EN 1998-1, 4.2.3.3(5).

## 2.4 Analiza

(Člen 4.3)

### 2.4.1 Modeliranje

(Člen 4.3.1)

V modelu stavbe morata biti ustrezno predstavljena razporeda togosti in mase. Model mora upoštevati prispevek vozliščnih območij k podajnosti stavbe in nekonstrukcijske elemente, ki lahko vplivajo na odziv primarnega potresnega sistema konstrukcije.

Ob predpostavki, da so stropne diafragme stavbe dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču.

Če stavba zadošča kriterijem pravilnosti v tlorisu in v višini, je mogoče uporabiti dva ravninska modela, po enega za vsako od obeh glavnih smeri.

Pri betonskih, sovprežnih in zidanih stavbah je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti presekov. Če se ne naredi bolj natančna analiza, se lahko za elastično upogibno in strižno togost vzame kar polovična vrednost togosti nerazpokanih elementov.

Polnila, ki pomembno povečajo vodoravno togost in nosilnost stavbe, je treba upoštevati v računu.

Podajnost temeljev mora biti upoštevana v modelu vedno, ko ima neugoden vpliv, na odziv konstrukcije.

#### **2.4.2 Vplivi slučajne torzije**

(Člen 4.3.2)

Poleg dejanske ekscentričnosti moramo upoštevati tudi slučajno ekscentričnost. To pomeni, da moramo v vsaki etaži premakniti masno središče iz nazivne lege v vsakega od štirih kvadrantov posebej:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (2.16)$$

kjer je

$e_{ai}$  slučajna ekscentričnost mase v etaži  $i$  glede na nazivni položaj;

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

### 2.4.3 Metode analize

(Člen 4.3.3)

Glede na značilnosti konstrukcije stavbe se lahko uporabi dva tipa analize:

- a) metoda z vodoravnimi silami za stavbe, ki so pravilne po višini (glej tabelo 7)
- b) modalna analiza s spektrom odziva, ki je uporabna za vse tipe stavb

#### 2.4.3.1 Metoda z vodoravnimi silami

(Člen 4.3.3.2)

##### 2.4.3.1.1 Splošno

Ta tip analize se lahko uporablja za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike ne vplivajo bistveno na odziv. Ta zahteva je izpolnjena, če stavbe ustrezajo sledečima pogojema:

- a) osnovni nihajni časi  $T_1$  v dveh glavnih smereh so manjši od

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.17)$$

kjer je  $T_C$  podan v tabeli 1;

- b) ustrezajo kriterijem za pravilnost po višini.

##### 2.4.3.1.2 Celotna prečna sila

Celotna prečna sila  $F_b$  na mestu vpetja konstrukcije je določena s sledečo enačbo za vsako od obeh glavnih smeri:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2.18)$$



kjer je

$S_d(T_I)$  ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času  $T_I$ ;

$T_I$  osnovni nihajni čas konstrukcije;

$m$  celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo;

$l$  korekcijski faktor, ki ima vrednost  $l=0,85$ , če velja  $T_I \leq 2T_C$  in ima stavba več kot dve etaži. Drugače velja  $l=1,0$ .

Osnovna nihajna časa  $T_I$  obeh ravninskih modelov stavbe se lahko izračunata s pomočjo približnih izrazov, ki temeljijo na metodah dinamike konstrukcij – npr. z Rayleigh-jevo metodo, ki je natančneje opisana v 3.1. Za stavbe višine do 40 m lahko približno vrednost  $T_I$  (v s) izračunamo tudi z enačbo:

$$T_I = C_t \cdot H^{3/4} \quad (2.19)$$

kjer je

$C_t$  0,085 za prostorske jeklene momentne okvire, 0,075 za prostorske betonske momentne okvire in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvire ter 0,050 za vse ostale konstrukcije;

$H$  višina stavbe (v m), merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti.

#### 2.4.3.1.3 Razporeditev vodoravnih potresnih sil

Osnovni nihajni obliki obeh ravninskih modelov se lahko izračunata po metodah dinamike konstrukcij ali pa se uporabi predpostavko, da vodoravni pomiki linearno naraščajo po višini stavbe. Če so za osnovno nihajno obliko kot približek izbrani vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo z višino, so vodoravne sile  $F_i$  določene z enačbo:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.20)$$

kjer je

$F_i$  vodoravna sila, ki deluje v etaži  $i$ ;

$F_b$  celotna potresna sila (enačba (2.18))

$z_i, z_j$  višinski koti mas  $m_i$  in  $m_j$  nad temeljem ali nad togo kletjo;

$m_i, m_j$  mase etaž.

Pri takšni razporeditvi potresnih sil je potrebno predpostaviti, da so stropovi togi.

#### 2.4.3.1.4 Torzijski vpliv

Vpliv slučajne torzije lahko upoštevamo tako, da povečamo notranje sile ter pomike s faktorjem  $\delta$  po enačbi:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (2.21)$$

kjer je

$x$  razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne obtežbe;

$L_e$  razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresne obtežbe.

Če se pri analizi uporabi dva ravninska modela, enega v vsaki glavni smeri, moramo faktor 0,6 v izrazu (2.21) povečati na 1,2.

### 2.4.3.2 Modalna analiza s spektri odziva

(Člen 4.3.3.3)

#### 2.4.3.2.1 Splošno

Ta analiza se uporablja za stavbe, ki ne izpolnjujejo pogojev, naštetih v 2.4.3.1.1. Potrebno je upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije, kar je izpolnjeno, če velja:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije
- upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase

Če zgoraj naštetih zahtev ni mogoče izpolniti (npr. pri stavbah, kjer pomembno vplivajo torzijske oblike), je potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena pogoja:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.22)$$

in

$$T_k \leq 0,20s \quad (2.23)$$

kjer je

$k$       število upoštevanih nihajnih oblik;

$n$       število etaž nad temelji ali nad togo kletjo;

$T_k$       nihajni čas za  $k$ -to nihajno obliko.

#### 2.4.3.2.2 Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah

Po predpostavki sta odziva v dveh nihajnih oblikah  $i$  in  $j$  neodvisna, če njuna nihajna časa  $T_i$  in  $T_j$  ustrezata pogoju:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (2.24)$$

Če z zgornjo enačbo ugotovimo, da so odzivi v vseh nihajnih oblikah medsebojno neodvisni, lahko izračunamo maksimalno vrednost  $E_E$  učinka potresnega vpliva s sledečo enačbo:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.25)$$

kjer je

$E_E$  obravnavan učinek potresnega vpliva (sila, pomik itd.);

$E_{Ei}$  vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike  $i$ .

Če enačba (2.24) ni izpolnjena, je potrebno za račun konstrukcije maksimalnih vrednosti posameznih nihajnih oblik uporabiti bolj natančne postopke (npr. »kompletno kvadratno kombinacijo«, imenovano tudi CQC metoda).

#### 2.4.3.2.3 Vplivi torzije

Če za analizo uporabljamo prostorski model, lahko določimo vplive slučajne torzije kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri je obtežba kar torzijski moment  $M_{ai}$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (2.26)$$

kjer je

$M_{ai}$  torzijski moment okrog navpične osi v etaži  $i$ ;

$e_{ai}$  slučajna ekscentričnost mase v etaži  $i$  po enačbi (2.16) za vse relevantne smeri;

$F_i$  vodoravna sila v etaži  $i$ , določena v enačbi (2.20), za vse relevantne smeri.

Vplive zgornje obtežbe je potrebno upoštevati z negativnim in pozitivnim predznakom, za vse etaže mora biti predznak enak.

#### 2.4.4 Analiza pomikov

(Člen 4.3.4)

Ob opravljeni linearni analizi moramo pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, pomnožiti s faktorjem obnašanja  $q$ :

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.27)$$

kjer je

$d_s$  pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektne potresne vpliva;

$q_d$  faktor obnašanja za pomike (predpostavljeno je, da je enak  $q$ , če ni drugače določeno);

$d_e$  pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektne spektra po 2.2.2.2.

Pri določanju pomikov  $d_e$  je potrebno upoštevati torzijske učinke zaradi potresnega vpliva.

#### 2.5 Preverjanje varnosti

(Člen 4.4)

Preverjanja varnosti, predpisana v in so uspešna, če sta izpolnjena naslednja pogoja:

- a) Celotna prečna sila, ki ustreza projektni potresni kombinaciji, je manjša od tiste, ki ustreza drugi relevantni projektni kombinaciji, za katero je bila stavba projektirana ob upoštevanju linearno elastične analize.
- b) Upoštevajo se posebni ukrepi, opisani v EC8, člen 2.2.4.

To velja za vse stavbe, razen za stavbe kategorije pomembnosti IV, to so stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito.

### 2.5.1 Mejno stanje nosilnosti

(Člen 4.4.2)

Varnost proti porušitvi je zagotovljena, če so izpolnjeni pogoji glede nosilnosti, duktilnosti, ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij.

a) Za vse elemente konstrukcije mora biti izpolnjeno

$$E_d \leq R_d \quad (2.28)$$

kjer je

$E_d$  projektna vrednost učinka vpliva pri projektni potresni kombinaciji;

$R_d$  odgovarjajoča projektna nosilnost elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za uporabljen material.

b) Vpliva teorije 2. reda ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2.29)$$

kjer je

$\theta$  koeficient občutljivosti za etažne pomike;

$P_{tot}$  celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju;

$d_r$  projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu obravnavane etaže;

$V_{tot}$  celotna prečna sila v etaži zaradi potresa;

$h$  višina etaže.

Če velja  $0,10 \leq \theta \leq 0,20$ , lahko približno upoštevamo vpliv TDR tako, da ustrezne učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem, ki je enak  $1/(1-\theta)$ . Vrednost koeficienta  $\theta$  pa naj ne bo večja od 0,30.

c) Preveriti je potrebno, da imajo posamezni konstrukcijski elementi in konstrukcija kot celota zadostno duktilnost ter, da je stavba stabilna pri potresnem projektnem stanju, definiranim v EN 1990:2002, člen 6.4.3.4.

## 2.5.2 Omejitev poškodb

Upoštevati je potrebno sledeče mejne vrednosti za etažne pomike:

a) Za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov

$$d_r v \leq 0,005h \quad (2.30)$$

b) Za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (2.31)$$

c) Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo

$$d_r v \leq 0,010h \quad (2.32)$$

kjer je

$d_r$  projektni etažni pomik (zamik etaže);

$h$  etažna višina;

$v$  redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb.

## 2.6 Projektni učinki vplivov za betonske stavbe - Projektne notranje sile

### 2.6.1 Posebna določila za duktilne stene

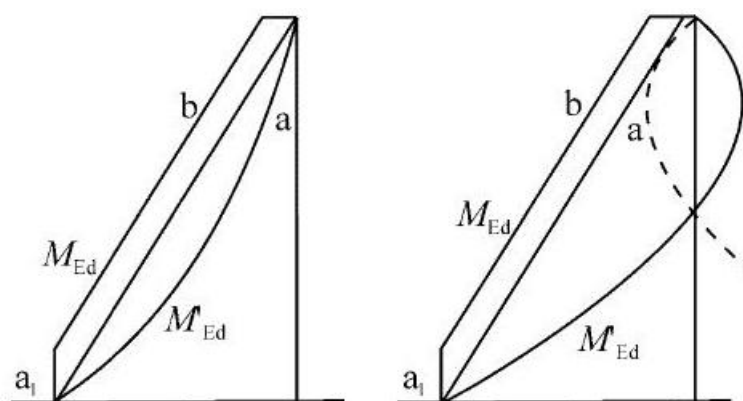
Upoštevati je potrebno nezanesljivosti v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Če nimamo natančnejše metode, se lahko uporabi pravila za določanje projektnih ovojníc upogibnih momentov in faktorjev povečanja za prečne sile, ki so podana v nadaljevanju.

Dovoljena je prerazporeditev notranjih sil v primarnih potresnih stenah zaradi potresnega učinka do največ 30%, če skupna zahtevana nosilnost ni zmanjšana. Z upogibnimi momenti prerazporedimo tudi strižne sile, tako da se v posameznih stenah razmerja med upogibnimi momenti in prečnimi silami ne spremenijo bistveno. V stenah, kjer se osna sila bistveno spreminja po višini, se momente in prečne sile prerazporedi iz sten z majhno tlačno ali natezno silo na tiste, ki so v velikem tlaku.

Upoštevati se mora nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitkih primarnih potresnih sten. Vitke stene so tiste, ki imajo razmerje med višino in dolžino stene  $h_w/l_w$  večje od 2,0. To se lahko izpolni z uporabo sledečega poenostavljenega postopka.

Diagram projektnih upogibnih momentov vzdolž višine stene se poda z ovojnicco diagrama upogibnih momentov iz analize, ki je premaknjena v navpični smeri za  $a_1$ . Lahko se predpostavi linearno ovojnicco, če konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti. Pri tem se upošteva možno pahljačasto razporeditev tlačnih diagonal v bližini vpetja in stropnih plošč, ki delujejo kot vezi.





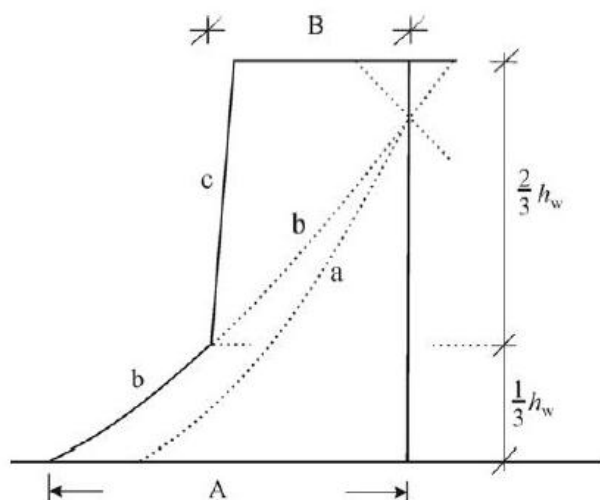
Slika 3: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten  
(levo: stenasti sistem; desno: mešani sistem)

Kjer je

- a momentni diagram iz analize;
- b projektna ovojnica;
- $a_1$  premik momentne črte;
- $M'_{Ed}$  momenti, dobljeni z analizo;
- $M_{Ed}$  projektni momenti.

Upoštevati je potrebno možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten. Temu pogoju lahko zadostimo, če upoštevamo projektne prečne sile, ki so za 50% večje od tistih, ki so bile določene z analizo (enačba (2.33)). V mešanih sistemih z vitkimi stenami se uporabi projektno ovojnico prečnih sil v skladu s sliko 4, da bi se upoštevale nezanesljivosti zaradi višjih nihajnih oblik.

$$V'_{Ed} = 1,5 \cdot V'_i \quad (2.33)$$



Slika 4: Ovojnica strižnih sil za projektiranje sten v mešanih sistemih

Kjer je

a strižni diagram iz analize;

b povečan strižni diagram;

c projektna ovojnica;

A  $V_{wall,base}$  ... prečna sila ob vpetju stene;

B  $V_{wall,top} \geq V_{wall,base}/2$  ... prečna sila na vrhu stene.

### 2.6.2 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

Višina kritičnega območja  $h_{cr}$  nad vpetjem stene se lahko oceni z :

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w / 6] \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \\ h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (2.34)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina in je mesto vpetja definirano na nivoju temeljev.

### 3 TEORETIČNE OSNOVE

V diplomski nalogi so bile uporabljene tudi nekatere metode, ki niso opisane v EC. Zaradi lažjega razumevanja diplomske naloge kot celote so v tem poglavju podrobneje opisane.

#### 3.1 Rayleigh-jeva metoda

Ta metoda je bila uporabljena za račun osnovnih nihajnih časov  $T_1$ . Metoda temelji na dejstvu, da se pri nedušenem lastnem nihanju mehanska energija ohranja, in nam da približne rezultate. Z njo lahko analiziramo enostavne konstrukcije, kjer lahko ocenimo približen potek osnovne nihajne oblike in kjer višje nihajne oblike nimajo pomembnega vpliva. Rayleigh-jeva metoda omogoča prevedbo konstrukcije na približno ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo.

Pri diskretnih modelih predpostavimo

$$\{U\} \cong \{\psi\} Y(t) \quad (3.1)$$

kjer je

$\{U\}$  pomiki posameznih etaž;

$\{\psi\}$  predpostavljen potek pomikov;

$Y(t)$  amplitude posameznih nihajnih oblik.

Nato izračunamo nadomestne parametre za dobljeni sistem z eno prostostno stopnjo z enačbami

$$m^* = \{\psi\}^T [M] \{\psi\} \quad (3.2)$$

$$k^* = \{\psi\}^T [K] \{\psi\} \quad (3.3)$$

kjer je

$m^*$  ekvivalentna masa za sistem z eno prostostno stopnjo;

$k^*$  ekvivalentna togost za sistem z eno prostostno stopnjo.

Lastno frekvenco izračunamo kot

$$\omega = \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (3.4)$$

S pomočjo nadomestne mase in togosti lahko izračunamo tudi osnovne nihajne čase, ker smo uporabili v naši diplomski nalogi.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad (3.5)$$

### 3.2 Približne metode za določanje maksimalnih vrednosti premikov in notranjih sil

To poglavje je pomembno za lažje razumevanje delovanja računalniškega programa ETABS in njegovih postopkov, ki nam dajo vrednosti premikov in notranjih sil.

Vse metode temeljijo na kombinaciji maksimalnih vrednosti, ki ustrezajo posameznim nihajnim oblikam. Za vsako nihajno obliko je potrebno poiskati rešitev  $Y_i(t)$  in nato maksimalno vrednost  $Y_{i,max}$ . Premiki in notranje sile, ki ustrezajo tej maksimalni vrednosti, so

$$\{U_i\}_{max} = \{\psi_i\} Y_{i,max} \quad (3.6)$$

$$\{F_{Ei}\}_{max} = [K] \{U_i\}_{max} \quad (3.7)$$

Če se dinamični model razlikuje od statičnega modela konstrukcije, potem s silami  $\{F_{Ei}\}_{max}$  obremenimo statični model in za vsako nihajno obliko posebej izračunamo vse količine, potrebne za dimenzioniranje. Končne rezultate določimo s kombinacijo rezultatov za posamezne nihajne oblike.

### 3.2.1 Upoštevamo samo 1. nihajno obliko

$$\{U\}_{\max} = \{U_1\}_{\max} \quad (3.8)$$

$$\{F_E\}_{\max} = \{F_{E1}\}_{\max} \quad (3.9)$$

V tem primeru kombinacija sploh ni potrebna, saj maksimalne vrednosti za 1. nihajno obliko predstavljajo že kar končne vrednosti. Uporablja se le v primeru, če je vpliv višjih nihajnih oblik zelo majhen. Praviloma daje manjše rezultate od dejanskih.

### 3.2.2 Aritmetična vsota absolutnih vrednosti

$$\{U\}_{\max} \leq \sum_{i=1}^m |\{U_i\}_{\max}| \quad (3.10)$$

$$\{F_E\}_{\max} \leq \sum_{i=1}^m |\{F_{Ei}\}_{\max}| \quad (3.11)$$

Predstavlja zgornjo mejo možnih dejanskih vrednosti in je dosežena le v izjemnem primeru. Daje precej prevelike rezultate, zato se uporablja le izjemoma.

### 3.2.3 Geometrijska vsota (SRSS)

Upoštevati moramo dve bistveni predpostavki o značilnostih dinamične obtežbe:

- trajanje obtežbe je dolgo v primerjavi z nihajnimi časi konstrukcije
- v obtežbi je enakomerno zastopan širok spekter frekvenc

Poleg teh dveh predpostavk je potrebno upoštevati še dodatno predpostavko, da so nihanja v posameznih nihajnih oblikah statistično neodvisna. Zadnja predpostavka je dovolj dobro izpolnjena v vseh običajnih primerih, ko posamezne lastne frekvence konstrukcije nimajo približno enakih vrednosti.

$$\{U\}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \{U_i\}_{\max}^2} \quad (3.12)$$

$$\{F_E\}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \{F_{Ei}\}_{\max}^2} \quad (3.13)$$

Kombinacija z geometrijsko vsoto se v praksi največ uporablja.

### 3.2.4 Popolna kvadratna kombinacija (CQC)

Tudi pri tej kombinaciji morata veljati predpostavki o značilnostih dinamične obtežbe, ne ustreza pa predpostavka o statistično neodvisnih nihanjih v posameznih nihajnih oblikah. Ta kombinacija je namreč primerna predvsem za konstrukcije s podobnimi lastnimi frekvencami.

Če so nihajni časi zelo narazen, dajeta obe zadnji kombinaciji približno enake rezultate.

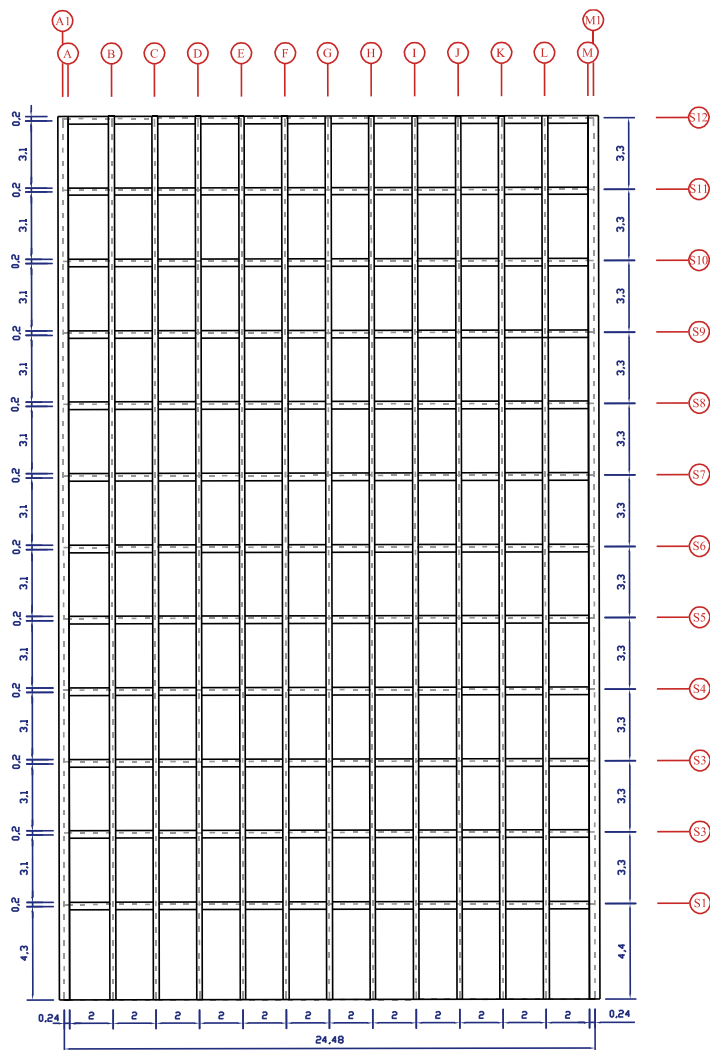
## 4 PODATKI O KONSTRUKCIJI IN OBTEŽBI

### 4.1 Podatki o konstrukciji

Konstrukcija, obravnavana v tej diplomski nalogi, je P+11 stenasta armiranobetonska etažna stavba s štirimi obodnimi okviri. Vsak obodni okvir je sestavljen iz trinajstih stebrov, ki potekajo od pritličja do vrha konstrukcije. Notranji stebri so pravokotne oblike in izmenično različnih dimenzij, 0,26/0,48 in 0,26/0,60 m, vsi štirje vogalni stebri pa so L oblike, zunanjih dimenzij 0,60 m in notranjih dimenzij 0,34 m. Stebri so med seboj povezani z gredami dimenzij 0,38/0,35 m. V konstrukciji je okvir ločen od sten, kar pomeni, da stene in okvir niso toga povezani. Vse stene so debeline 0,26 m, njihova razporeditev in dolžina se po etažah nekoliko spreminja. Plošča je debeline 0,20 m, razen na nekaterih delih, kjer je njena debelina 0,25 m oziroma 0,12 m.

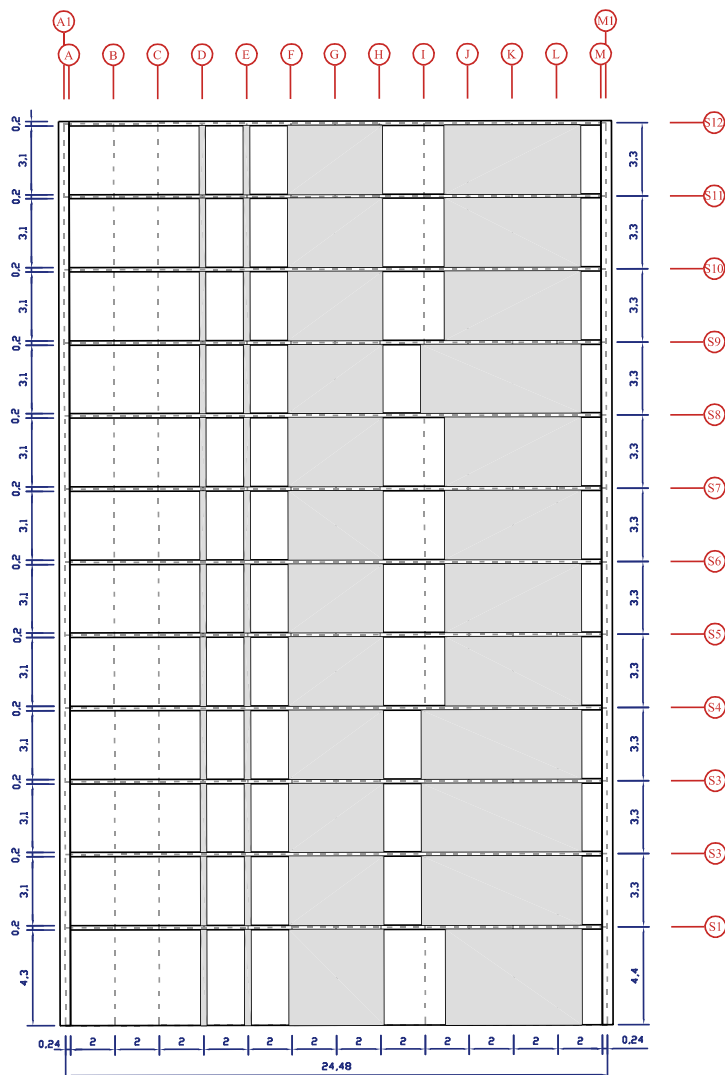
Geometrija konstrukcije in njene dimenzije so razvidni iz slik tlorisa in obeh prerezov (slike 5, 6 in 7). Pri definiranju elementov v programu ETABS smo si pomagali z modularno mrežo, ki je prav tako razvidna iz slik 5, 6 in 7. Tloris smo razdelili na med seboj pravokotne osi, ki smo jih označili A1, A,... M, M1 v eni smeri in 1a, 1,... 13, 13a v drugi smeri. Po višini smo prerez razdelili na 12 delov (etaž), ki so med sabo ločeni z osmi S1 do S12. Te osi predstavljajo kar zgornje kote etaž.

Za celotno konstrukcijo je uporabljen beton s karakteristično tlačno trdnostjo  $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$ , elastičnim modulom  $E = 3000 \text{ kN/cm}^2$  ter poissonovim količnikom 0,2. Specifična teža armiranega betona je  $25,0 \text{ kN/m}^3$ . Predpostavili smo kategorijo uporabe B (pisarne) in upoštevali srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

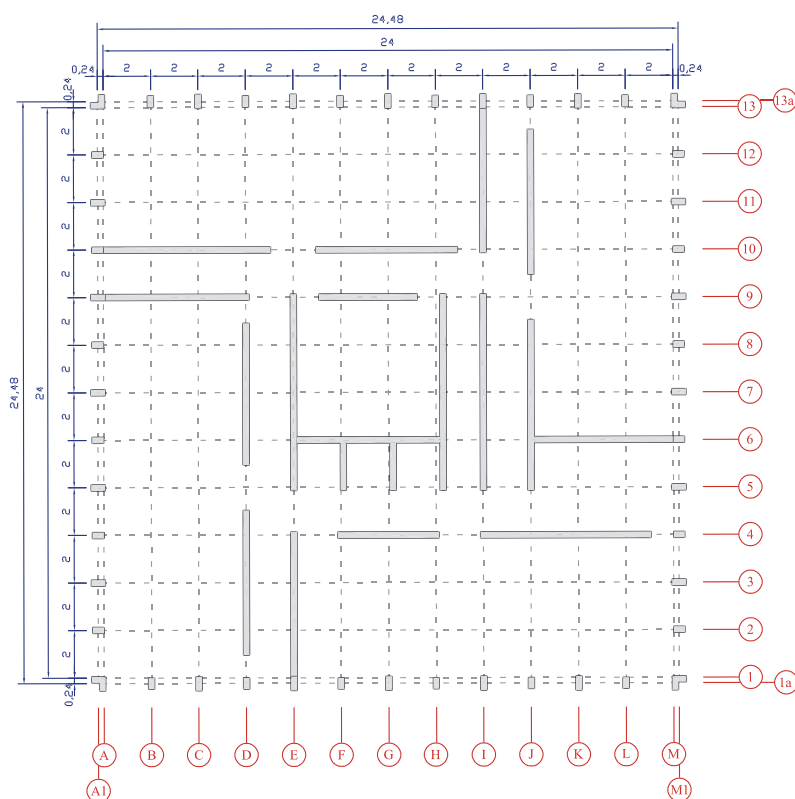


Slika 5: Tipičen prerez stavbe čez stebre





Slika 6: Tipičen prerez stavbe čez steno



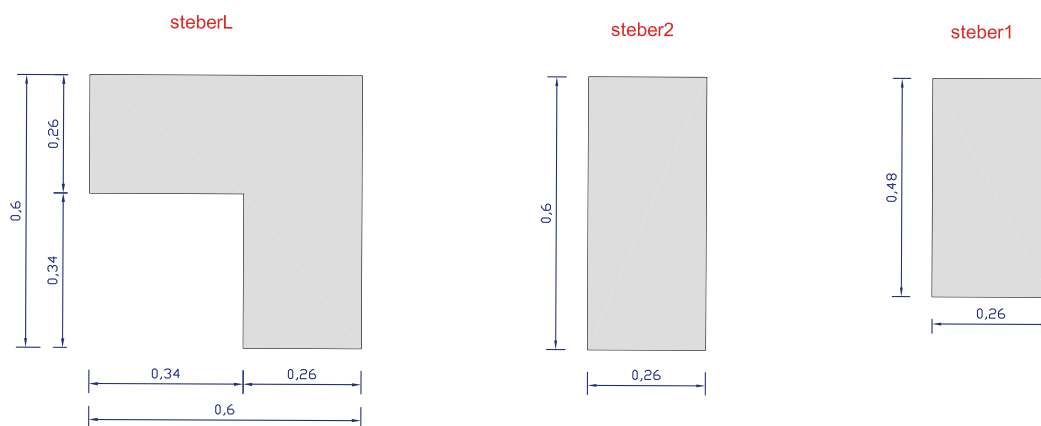
Slika 7: Tloris tipične etaže

#### 4.1.1 Prerezi elementov

##### 4.1.1.1 Stebri in grede

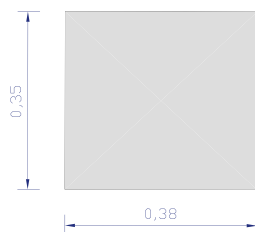
Konstrukcijo na zunanji strani obdajajo štiri obodni okviri. Sestavljeni so iz stebrov in gred ter potekajo v oseh A1, M1, 1a in 13a. Lega stebrov je razvidna iz slike 7.

V celotni konstrukciji imamo stebre treh različnih oblik. Vogalni stebri (steberL) so L oblike, zunanjih dimenzij 0,60 m in notranjih dimenzij 0,34 m. Ostali stebri so izmenično različnih dimenzij, manjši steber (steber1) 0,26/0,48 m in večji steber (steber2) 0,26/0,60 m. Stebri so med seboj razmaknjeni 2 m.

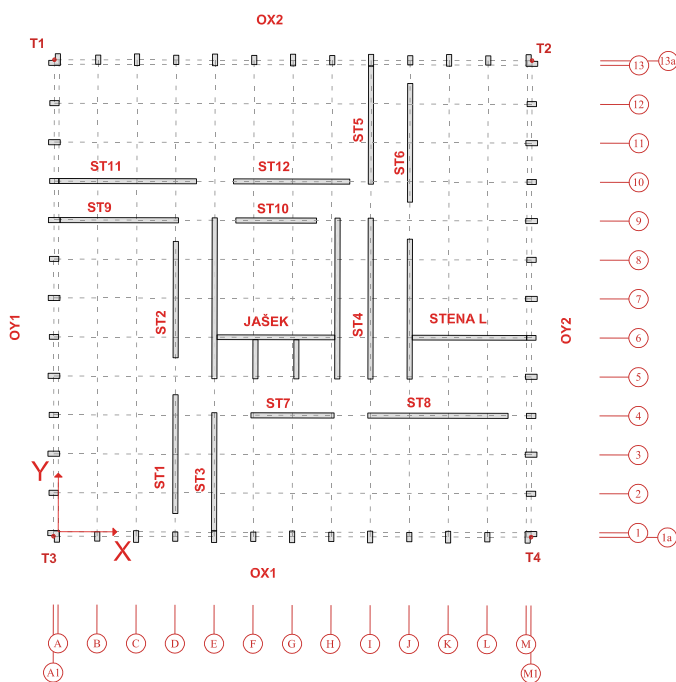


Slika 8: Dimenzije in oblike stebrov (steber1, steber2 in steberL)

Grede so dimenzij 0,35/0,38 m. Skupaj s stebri sestavljajo štiri okvire – OX1, OX2, OY1 in OY2. Prečni prerez grede je prikazan na sliki 9, oznake vseh štirih okvirov pa na sliki 10.



Slika 9: Dimenzije grede



Slika 10: Oznake sten in okvirov

Tabela 8: Stene, ki sestavljajo matematični model konstrukcije

Element	Pozicija	Oznaka v ETABSu	Dimenzije prerezov	Pretežno nosilen v smeri
ST1	D	C201	6,14/0,26	Y
ST2	D	C202	6,01/0,26	Y
ST3	E	C150	6,07/0,26	Y
ST4	I	C146	8,26/0,26	Y
ST5	I	C187	6,07/0,26	Y
ST6	J	C193	6,14/0,26	Y
ST7	4	C134	4,26/0,26	X
ST8	4	C130	6,14/0,26	X
ST9	9	C139	6,07/0,26	X
ST10	9	C109	4,18/0,26	X
ST11	10	C123	7,07/0,26	X
ST12	10	C137	6,01/0,26	X
STENA L	glej spodaj			
JAŠEK in JAŠEK 1	glej spodaj			

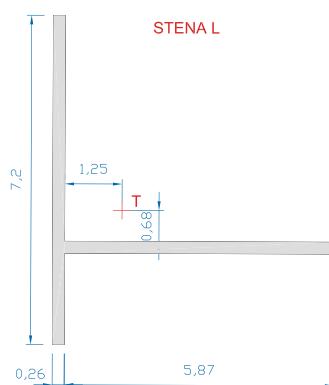
#### 4.1.1.2 Stene

Vse stene so debeline 0,26 m, po etažah pa se njihova dolžina in lega nekoliko spreminja. Ker bi bilo zamudno opisovati stene v vseh dvanajstih nadstropjih, ki se niti ne drastično spreminjajo, so v tabeli 8 zbrani le podatki za eno tipično etažo. Oznake sten so prikazane na sliki 10. Za pregled celotnega modela je priložena zgoščenka kot priloga A.

V konstrukciji imamo tudi dva posebna prereza, ki se po nadstropjih ne spreminjata. Obravnavali ju bomo posebej:

- STENA L

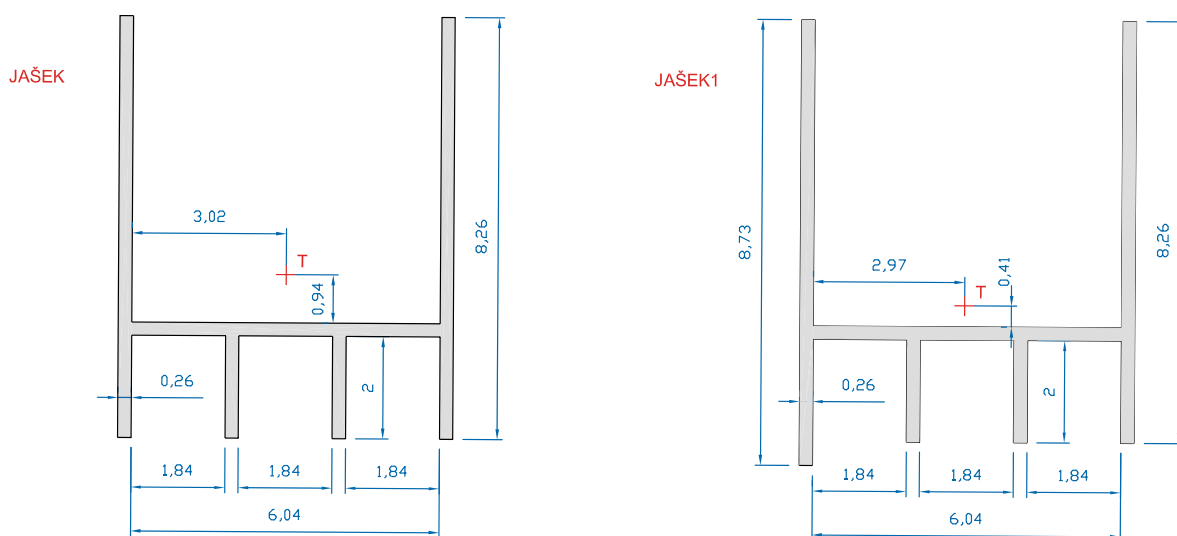
V programu ETABS je stena L modelirana kot en sam element, čeprav je sestavljena iz dveh sten, ki potekata po oseh J in 6 (glej sliko 10). Natančnejše dimenzije tega elementa in njegovo težišče so prikazane na sliki 11.



Slika 11: Dimenzije elementa stenaL in njegovo težišče

- JAŠEK in JAŠEK1

Dimenzije elementov jašek in jašek1 so razvidne iz slike 12, prav tako njuno težišče. Njuna lega v tlorisu je vidna iz slike 10. Oba sta v ETABSu modelirana kot en element, vsakega pa sestavlja 5 sten. Razlika med tema elementoma je le v eni stranici, ki je pri jašku1 daljša za 0,47 m. Jašek1 se nahaja le v pritličju, po vseh ostalih nadstropjih pa se nahaja jašek.



Slika 12: Dimenzije elementov jašek in jašek1 ter njuna težišča

#### 4.1.1.3 Plošča

Plošča konstrukcije je debeline 0,20 m, razen nad jaškom v sredini tlorisa v vseh nadstropjih, kjer je debelina 0,12 m in nad strojnico za dvigalo v zadnjem nadstropju, kjer je njena debelina 0,25 m.

#### 4.1.2 Pravilnost konstrukcije

Pravilnost konstrukcije je lastnost stavbe in vpliva na izbor modela konstrukcije, metodo analize in faktor obnašanja  $q$ . Preverjamo pravilnost po višini in po tlorisu. Vsi pogoji za pravilnost so opisani v poglavju 2.3.2 in podpoglavjih le-tega.

Obravnavana konstrukcija je pravilna po višini, saj zadošča obema pogojema. Masa in togost sta skoraj konstantni po etažah (razen v zgornji etaži, kar pa lahko zanemarimo) in tudi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri potekajo neprekinjeno od tal do vrha konstrukcije.

Za določitev tlorisne pravilnosti oziroma nepravilnosti je potreben malo daljši postopek. Predpostavili smo, da je prvim trem pogojem iz poglavja 2.3.2.1 zadoščeno (pogoji o simetrični razporeditvi togosti in mase, zgoščeni tlorisni razporeditvi in togosti stropov), čeprav je pogoj o simetrični razporeditvi togosti po etažah vprašljiv, kar se izkaže pri metodi z vodoravnimi silami, kjer razlike v togosti etaž vplivajo na rezultate. Tudi četrtemu pogojem je zadoščeno, saj je razmerje med tlorisnima dimenzijama  $L_{max}$  in  $L_{min}$  enako 1, kar je manj od 4. Potrebno je izpolniti še dva pogoja – vztrajnostni polmer  $l_s$  mora biti v vseh etažah večji od torzijskega polmera  $r$  ter ekscentričnost konstrukcije  $e_o$ , merjena za vsako smer tlorisa, mora biti v vseh etažah manjša od 30% torzijskega polmera  $r$ . To lahko preverimo šele, ko imamo izdelan model konstrukcije.

Ekscentričnost konstrukcije  $e_o$  je razlika med središčem mas in središčem togosti v X in Y smeri. Središče mas (XCM, YCM) in središče togosti (XCR, YCR) izračuna program ETABS avtomatsko. Vztrajnostni polmer mase etaže  $l_s$  izračunamo za vsako etažo posebej po sledeči enačbi:

$$l_s = \sqrt{\frac{MMI}{M_i}} \quad (4.1)$$

kjer je

$MMI$  masni vztrajnostni moment;

$M_i$  masa etaže v X oz Y smeri.

Masni vztrajnostni moment  $MMI$  in maso posamezne etaže  $M_i$  izračuna program ETABS avtomatsko, tako tudi z izračunom  $l_s$  nimamo težav.

Tabela 9: Določitev vztrajnostnega polmera  $l_s$

Etaža	Masa	Masni vztrajnostni moment ( $MMI$ )	Vztrajnostni polmer $l_s$
S1	841	81227	9,83
S2	788	77161	9,90
S3	795	78147	9,92
S4	857	83577	9,88
S5	854	83588	9,90
S6	854	83588	9,90
S7	854	83588	9,90
S8	855	83705	9,90
S9	855	83672	9,89
S10	854	83518	9,89
S11	854	83518	9,89
S12	1357	133679	9,93

Več dela imamo z izračunom torzijskega polmera  $r$ . Center togosti je potrebno v vsaki etaži obremeniti s silo v X smeri, silo v Y smeri ter s torzijskim momentom okoli osi Z, tako da dobimo pomike etaž v obeh smereh ter rotacijo okoli osi Z. S pomočjo enačb (4.2) nato izračunamo translacijski togosti ter torzijsko togost, z enačbama (4.3) pa torzijska polmera v smereh X in Y.

$$\begin{aligned} K_{F_x} &= \frac{10000}{U_x (F_x = 10000)} \\ K_{F_y} &= \frac{10000}{U_y (F_y = 10000)} \\ K_M &= \frac{10000}{R_z (M = 10000)} \end{aligned} \tag{4.2}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{Fy}}} \quad (4.3)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{Fx}}}$$

kjer je

$U_x (F_x = 10000)$	pomik etaže v smeri X zaradi sile $F_x = 10000$ kN;
$U_y (F_y = 10000)$	pomik etaže v smeri Y zaradi sile $F_y = 10000$ kN;
$R_z (M = 10000)$	zasuk etaže okoli osi Z zaradi momenta $M = 10000$ kNm;
$K_{Fx}$	translacijska togost v smeri X;
$K_{Fy}$	translacijska togost v smeri Y;
$K_M$	torzijska togost;
$r_x, r_y$	torzijski polmer v smeri X oziroma Y.

Pri enačbah (4.2) sta uporabljene sili 10000 kN in moment 10000 kNm, čeprav običajno uporabimo kar sili 1 kN ter moment 1 kNm. Razlog za to je, da so ob večji obtežbi rezultati bolj točni, saj so pri majhni sili tudi pomiki zelo majhni.



Tabela 10: Določitev torzijskega polmera

Etaža	Obtežba	Premik		Torzijska oz. translacijska togost		$r_x$	$r_y$
		$U$ (m)		$K$			
S1	$F_{x1}$	$U_{x1}$ (m)	0,0009	$K_{Fx}$	11111111	7,07	9,49
	$F_{y1}$	$U_{y1}$ (m)	0,0005	$K_{Fy}$	20000000		
	$M_{z1}$	$R_{z1}$ (rd)	0,00001	$K_M$	1000000000		
S2	$F_{x2}$	$U_{x2}$ (m)	0,0025	$K_{Fx}$	4000000	5,92	7,91
	$F_{y2}$	$U_{y2}$ (m)	0,0014	$K_{Fy}$	7142857		
	$M_{z2}$	$R_{z2}$ (rd)	0,00004	$K_M$	250000000		
S3	$F_{x3}$	$U_{x3}$ (m)	0,0053	$K_{Fx}$	1886792	6,12	8,14
	$F_{y3}$	$U_{y3}$ (m)	0,003	$K_{Fy}$	3333333		
	$M_{z3}$	$R_{z3}$ (rd)	0,00008	$K_M$	125000000		
S4	$F_{x4}$	$U_{x4}$ (m)	0,0096	$K_{Fx}$	1041667	6,32	8,28
	$F_{y4}$	$U_{y4}$ (m)	0,0056	$K_{Fy}$	1785714		
	$M_{z4}$	$R_{z4}$ (rd)	0,00014	$K_M$	71428571		
S5	$F_{x5}$	$U_{x5}$ (m)	0,0159	$K_{Fx}$	628931	6,71	8,50
	$F_{y5}$	$U_{y5}$ (m)	0,0099	$K_{Fy}$	1010101		
	$M_{z5}$	$R_{z5}$ (rd)	0,00022	$K_M$	45454545		
S6	$F_{x6}$	$U_{x6}$ (m)	0,0245	$K_{Fx}$	408163	7,01	8,49
	$F_{y6}$	$U_{y6}$ (m)	0,0167	$K_{Fy}$	598802		
	$M_{z6}$	$R_{z6}$ (rd)	0,00034	$K_M$	29411765		
S7	$F_{x7}$	$U_{x7}$ (m)	0,0357	$K_{Fx}$	280112	7,31	8,54
	$F_{y7}$	$U_{y7}$ (m)	0,0262	$K_{Fy}$	381679		
	$M_{z7}$	$R_{z7}$ (rd)	0,00049	$K_M$	20408163		
S8	$F_{x8}$	$U_{x8}$ (m)	0,05	$K_{Fx}$	200000	7,56	8,57
	$F_{y8}$	$U_{y8}$ (m)	0,0389	$K_{Fy}$	257069		
	$M_{z8}$	$R_{z8}$ (rd)	0,00068	$K_M$	14705882		
S9	$F_{x9}$	$U_{x9}$ (m)	0,0678	$K_{Fx}$	147493	7,82	8,68
	$F_{y9}$	$U_{y9}$ (m)	0,0551	$K_{Fy}$	181488		
	$M_{z9}$	$R_{z9}$ (rd)	0,0009	$K_M$	11111111		
S10	$F_{x10}$	$U_{x10}$ (m)	0,0894	$K_{Fx}$	111857	7,99	8,70
	$F_{y10}$	$U_{y10}$ (m)	0,0754	$K_{Fy}$	132626		
	$M_{z10}$	$R_{z10}$ (rd)	0,00118	$K_M$	8474576		
S11	$F_{x11}$	$U_{x11}$ (m)	0,1155	$K_{Fx}$	86580	8,12	8,72
	$F_{y11}$	$U_{y11}$ (m)	0,1003	$K_{Fy}$	99701		
	$M_{z11}$	$R_{z11}$ (rd)	0,00152	$K_M$	6578947		
S12	$F_{x12}$	$U_{x12}$ (m)	0,1466	$K_{Fx}$	68213	8,22	8,72
	$F_{y12}$	$U_{y12}$ (m)	0,1303	$K_{Fy}$	76746		
	$M_{z12}$	$R_{z12}$ (rd)	0,00193	$K_M$	5181347		

Tabela 11: Koordinate centra mas in centra togosti, ekscentričnost konstrukcije, vztrajnostni polmer ter torzijski polmer

Etaža	Središče mas		Središče togosti		Ekscentričnost		Vztr. polmer	Torzijski polmer		30% $r_x$	30% $r_y$
	$XCM$	$YCM$	$XCR$	$YCR$	$e_{ox}$	$e_{oy}$	$l_s$	$r_x$	$r_y$		
S1	11,98	12,04	11,58	12,56	0,39	-0,52	9,83	7,07	9,49	2,12	2,85
S2	12,00	12,06	11,09	12,35	0,91	-0,30	9,90	5,92	7,91	1,77	2,37
S3	11,94	12,12	10,75	12,22	1,20	-0,10	9,92	6,12	8,14	1,84	2,44
S4	11,99	12,10	10,51	12,13	1,48	-0,04	9,88	6,32	8,28	1,90	2,48
S5	11,99	12,13	10,54	12,06	1,45	0,07	9,90	6,71	8,50	2,01	2,55
S6	11,99	12,13	10,73	12,01	1,26	0,13	9,90	7,01	8,49	2,10	2,55
S7	11,99	12,13	10,92	11,97	1,07	0,16	9,90	7,31	8,54	2,19	2,56
S8	12,00	12,13	11,09	11,95	0,91	0,18	9,90	7,56	8,57	2,27	2,57
S9	11,99	12,13	11,23	11,94	0,76	0,19	9,89	7,82	8,68	2,35	2,60
S10	11,97	12,14	11,35	11,93	0,62	0,21	9,89	7,99	8,70	2,40	2,61
S11	11,97	12,14	11,47	11,92	0,51	0,22	9,89	8,12	8,72	2,44	2,62
S12	11,98	12,02	11,57	11,92	0,42	0,11	9,93	8,22	8,72	2,46	2,61

Glede na zgornjo tabelo lahko ugotovimo, da je ekscentričnost konstrukcije ( $e_{ox}$ ,  $e_{oy}$ ) v vseh etažah manjša od 30% torzijskega polmera. Ni pa izpolnjen drugi pogoj, saj je torzijski polmer v vseh etažah manjši od vztrajnostnega polmera. Iz tega sledi, da obravnavana konstrukcija ni pravilna v tlorisu.

Središče togosti pa lahko izračunamo tudi »pešč«. V našem primeru to sicer ne bi bilo potrebno, saj rezultate dobimo že iz ETABSa, ampak smo to naredili za primerjavo. Najprej v vsaki etaži obremenimo center mas s tremi obtežnimi primeri – silo v X smeri, silo v Y smeri ter momentom okoli osi Z. Razmerje med rotacijo etaže zaradi sile v X smeri in rotacijo etaže zaradi momenta okoli Z predstavlja razdaljo med središčem togosti in masnim središčem v Y smeri. Prav tako razmerje med rotacijo etaže zaradi sile v Y smeri in rotacijo etaže zaradi momenta okoli Z predstavlja razdaljo med središčem togosti in masnim središčem v X smeri. To bolj na kratko povemo s sledečimi enačbami:

$$\begin{aligned} XCR^* &= \frac{R_z(F_Y = 10000)}{R_z(M = 10000)} \\ YCR^* &= \frac{R_z(F_X = 10000)}{R_z(M = 10000)} \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} XCR &= XCR^* + XCM \\ YCR &= YCR^* + YCM \end{aligned} \quad (4.5)$$

kjer je

$R_z(F_Y=10000)$	rotacija etaže zaradi sile $F_Y=10000$ kN;
$R_z(F_X=10000)$	rotacija etaže zaradi sile $F_X=10000$ kN;
$R_z(M=10000)$	rotacija etaže zaradi torzijskega momenta $M=10000$ kN;
$XCM, YCM$	koordinate masnega središča;
$XCR, YCR$	koordinate togostnega središča;
$XCR^*, YCR^*$	razdalja med togostnim in masnim središčem.

Spet smo uporabili sile, veliko večje od 1 kN (oziroma 1 kNm) in to iz istega razloga kot pri računu torzijskega polmera – za bolj točne rezultate. Izkaže se, da so koordinate togostnega središča, izračunane »pešč« in s programom ETABS, enake.

#### 4.1.3 Faktor obnašanja $q$

Postopek določanja faktorja obnašanja  $q$  je opisan v poglavju 2.2.2.3. Konstrukcijski sistem obravnavane stavbe je mešani sistem, ekvivalenten stenastemu. To velja zato, ker je strižna nosilnost sten ob vpetju veliko večja od 50% skupne strižne nosilnosti celotne konstrukcije (tabela 12). Iz tega sledi, da je  $q_o = 3,0 a_u/a_1$  za srednjo stopnjo duktilnosti. Faktorja  $a_u/a_1$  nismo iz vrednotili eksplicitno. Ker konstrukcija ni pravilna v tlorisu, moramo določiti približno vrednost tega faktorja, ki je 1,1 (to je povprečna vrednost med 1,0 in 1,2 zaradi mešanega sistema, ekvivalentnega stenastemu, glej poglavje 2.2.2.3). Iz tega sledi, da je  $q_o = 3,0 \cdot 1,1 = 3,3$ . Potrebujemo še faktor  $k_w$ , ki ga določimo po izrazu (2.10) in znaša 2,71, kar je več kot 1, zato vzamemo kar vrednost 1. Zdaj lahko izračunamo faktor obnašanja  $q$ :

$$q = q_o \cdot k_w = 3,3 \cdot 1 = 3,3$$

Tabela 12: Prečne sile ob vpetju za okvir oz. steno (rezultati iz programa ETABS)

Skupina elementov	Prečna sila $F_1$ (kN)	Prečna sila $F_2$ (kN)
stena	7116	7541
okvir	128	76
vsi elementi	7244	7617

## 4.2 Podatki o obtežbi

### 4.2.1 Lastna in koristna obtežba

Kot lastno obtežbo upoštevamo lastno težo konstrukcije ter stalno obtežbo, ki sestoji iz teže predelnih sten, tlakov ( $0,4 \text{ kN/m}^2$ ), ometov ( $0,15 \text{ kN/m}^2$ ), hidroizolacije ( $0,2 \text{ kN/m}^2$ ) in estriha ( $0,44 \text{ kN/m}^2$ ). Za stalno obtežbo predelnih sten smo vzeli  $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ , kot nam predpisuje standard EC8 (glej 2.2.2.4). Lastno težo konstrukcije upošteva program ETABS avtomatsko, ko določimo specifično težo betona  $25 \text{ kN/m}^3$ . Stalno obtežbo konstrukcije smo določili glede na uporabljene materiale v stavbi ter jo predpostavili kot enakomerno porazdeljeno. Obtežba je lahko po posameznih etažah različna zaradi različnih uporabljenih materialov. V tlorisu posamezne etaže sta dve območji z različno stalno obtežbo – jašek ima nekoliko drugačno obtežbo kot preostali del tlorisa.

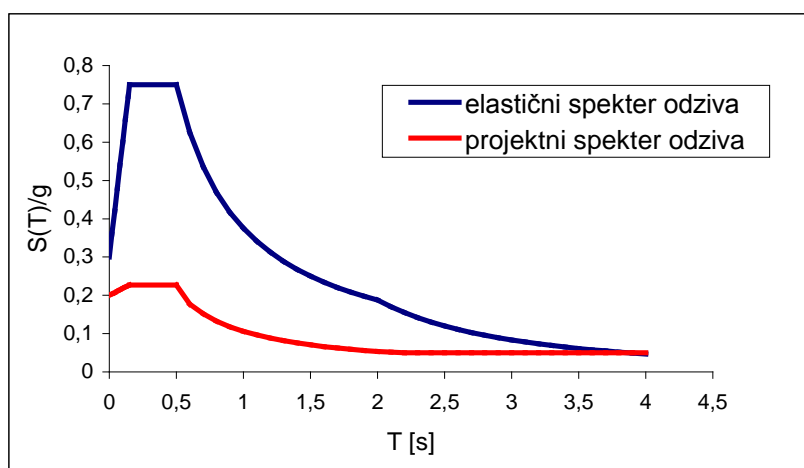
Koristno obtežbo smo določili na podlagi Evrokoda (poglavje 2.2.2.4, tabela 6). Kategorija uporabe obravnavane stavbe je B (pisarne). Za koristno obtežbo torej predpostavimo  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ , koristna obtežba stopnic pa je  $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$ .

### 4.2.2 Potresna obtežba

#### 4.2.2.1 Elastični in projektni spekter odziva

Obravnavana konstrukcija stoji v Ljubljani, na tleh tipa C, to so globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov. Iz karte potresne nevarnosti Slovenije, projektni pospeški tal vidimo, da ima Ljubljana maksimalni pospešek tal  $a_g = 0,25 g$ . Iz tabele 1 odčitamo vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični

spekter odziva  $\rightarrow S = 1,15$ ,  $T_B = 0,10$  s,  $T_C = 0,4$  s,  $T_D = 2,0$  s. Z enačbami (2.1), (2.2), (2.3) in (2.4) lahko določimo vrednosti v elastičnem spektru odziva (slika 13, modra črta), nato pa z enačbami (2.5), (2.6), (2.7) in (2.8) vrednosti v projektnem spektru odziva (slika 13, rdeča črta). Viskozno dušenje je 5%.



Slika 13: Elastični in projektni spekter odziva

#### 4.2.2.2 Mase za določanje potresnega vpliva

Pri določanju projektnega potresnega vpliva moramo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami. Spremenljivi vpliv zmanjšamo s faktorjem  $\gamma_{E,i}$ , ki je enak produktu  $f$  in  $\gamma_{2i}$  (glej enačbi (2.12) in (2.13)). Vrednost koeficienta  $f$  je 0,5 za vse etaže, razen za zgornjo, kjer je vrednost 1,0 (tabela 3), vrednost koeficienta  $\gamma_{2i}$  pa je 0,3 (kategorija B – pisarne, glej tabelo 4). Iz tega sledi, da je vrednost koeficienta  $\gamma_{E,i} = 0,3$  za zgornjo etažo in  $\gamma_{E,i} = 0,15$  za ostale etaže, kar pomeni, da v zgornji etaži upoštevamo 30% mase iz spremenljivega vpliva, v ostalih etažah pa le 15%.

## 5 ANALIZA KONSTRUKCIJE

### 5.1 Modeliranje konstrukcije

Za modeliranje konstrukcije smo uporabili program ETABS (CSI, 2002). Vsak element v konstrukciji smo modelirali z enim samim linijskim elementom, razen plošče, ki smo jo modelirali s končnimi ploskovnimi elementi, približnih dimenzij 1x1 m. S tem je ETABS tudi posamezno gredo iz enega linijskega elementa razdelil na več manjših. V pritličju, na nivoju tal, so elementi togo vpeti.

Plošče lahko upoštevamo kot diafragme, kar pomeni, da so neskončno toge v svoji ravnini in neskončno podajne izven svoje ravnine. To smo naredili v primeru ekscentričnosti mase, ko nam program ETABS mas ni računal avtomatsko, ampak smo jih v vsaki etaži koncentrirali v masnem središču, ki smo ga premaknili za slučajno ekscentričnost  $e_{ai}$  v vse štiri kvadrante.

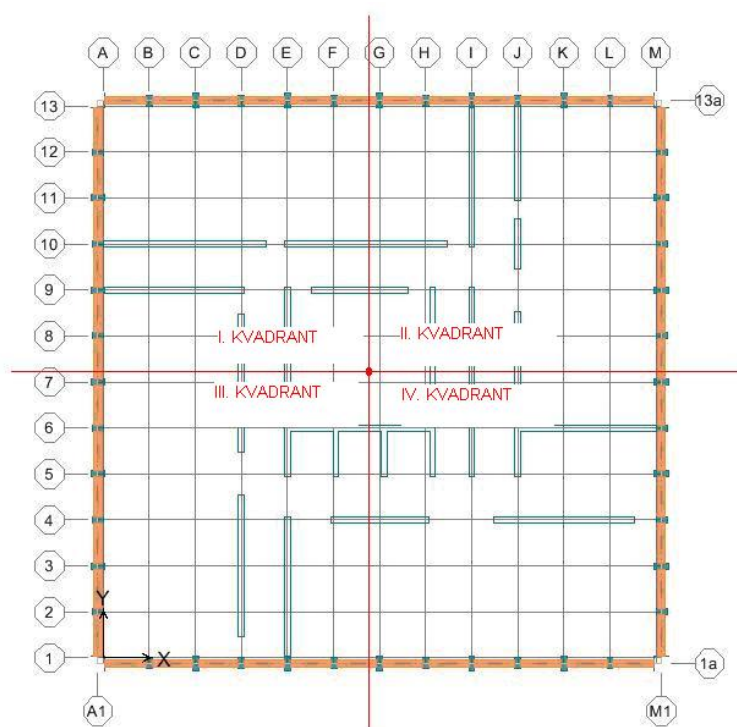
Stopnic v ETABSu nismo modelirali. Njihovo težo smo upoštevali tako, da smo lastno in koristno obtežbo razdelili na stene, ki stopnice obdajajo. Obtežbo smo razdelili glede na dolžino posamezne stene in smo jo podali kot točkovno obtežbo v težišče posameznega linijskega elementa (stene).

Potrebno je bilo upoštevati vpliv razpokanosti presekov pri potresni analizi. To smo naredili tako, da smo za elastično upogibno in strižno togost betonskih elementov vzeli polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Pri potresni analizi je bilo potrebno upoštevati še, da je poissonov količnik enak 0.

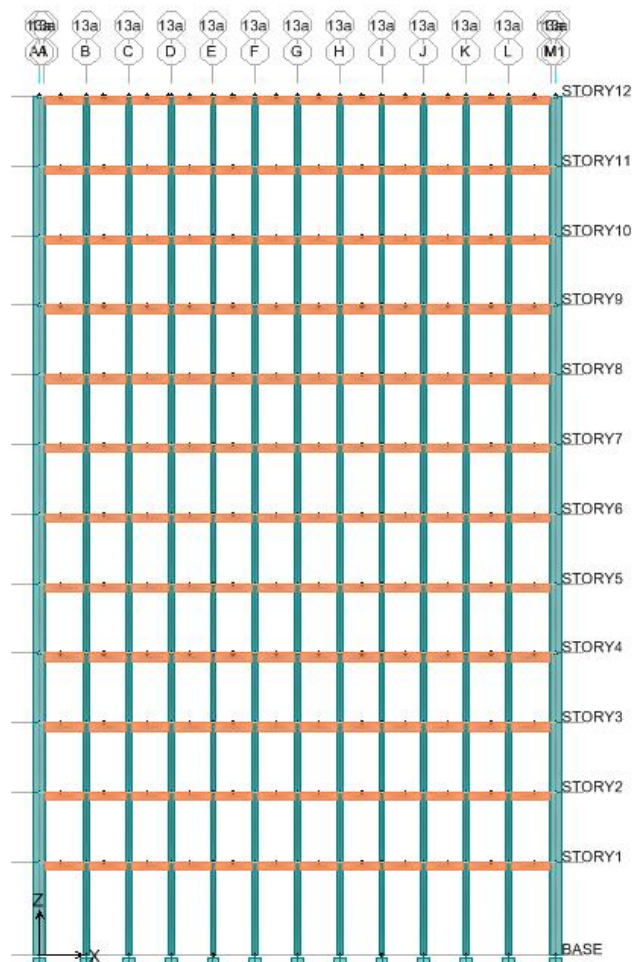
Model v ETABSu, ki smo ga s tem dobili, bomo poimenovali osnovni model. Na njem smo uporabili dve metodi analize (modalna analiza s spektri odziva in metoda z vodoravnimi silami) in upoštevali oziroma ne upoštevali različne vplive slučajne torzije.

Vplive slučajne torzije smo upoštevali na več načinov in rezultate primerjali. Prva možnost je bila, da smo masno središče v vsaki etaži premaknili za 5% iz nazivne lege v vsakega od štirih

kvadrantov. To pomeni štiri različne modele, pri katerih smo maso in masne momente koncentrirali v vsakega od štirih kvadrantov. V drugi možnosti smo v vsaki etaži v masno središče podali dodatni torzijski moment (enačba (2.26)), tretjo možnost pa uporabimo le pri metodi z vodoravnimi silami, ko vpliv slučajne torzije upoštevamo tako, da vse notranje sile in pomike povečamo s faktorjem  $\alpha$ .

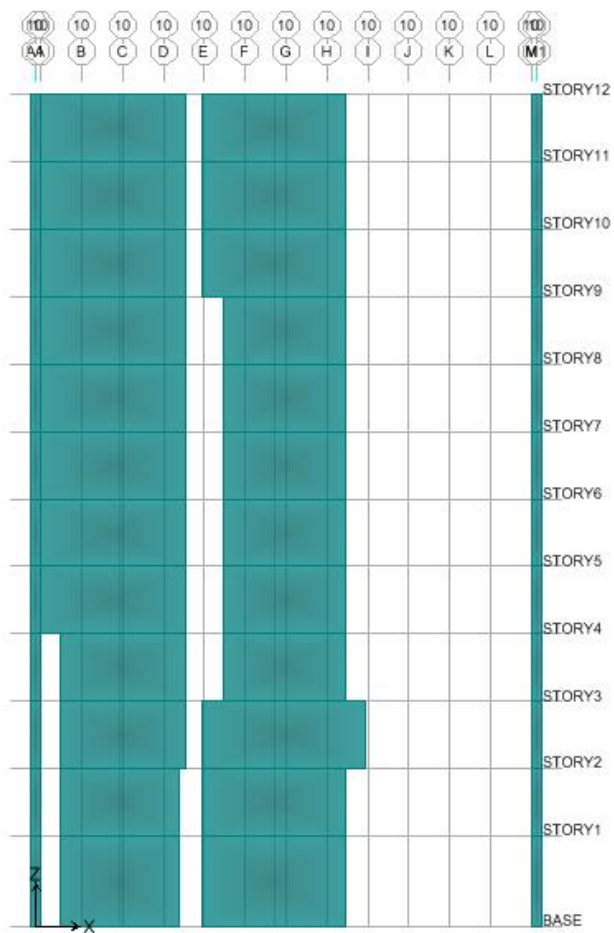


Slika 14: Tloris tipične etaže, modeliran s programom ETABS

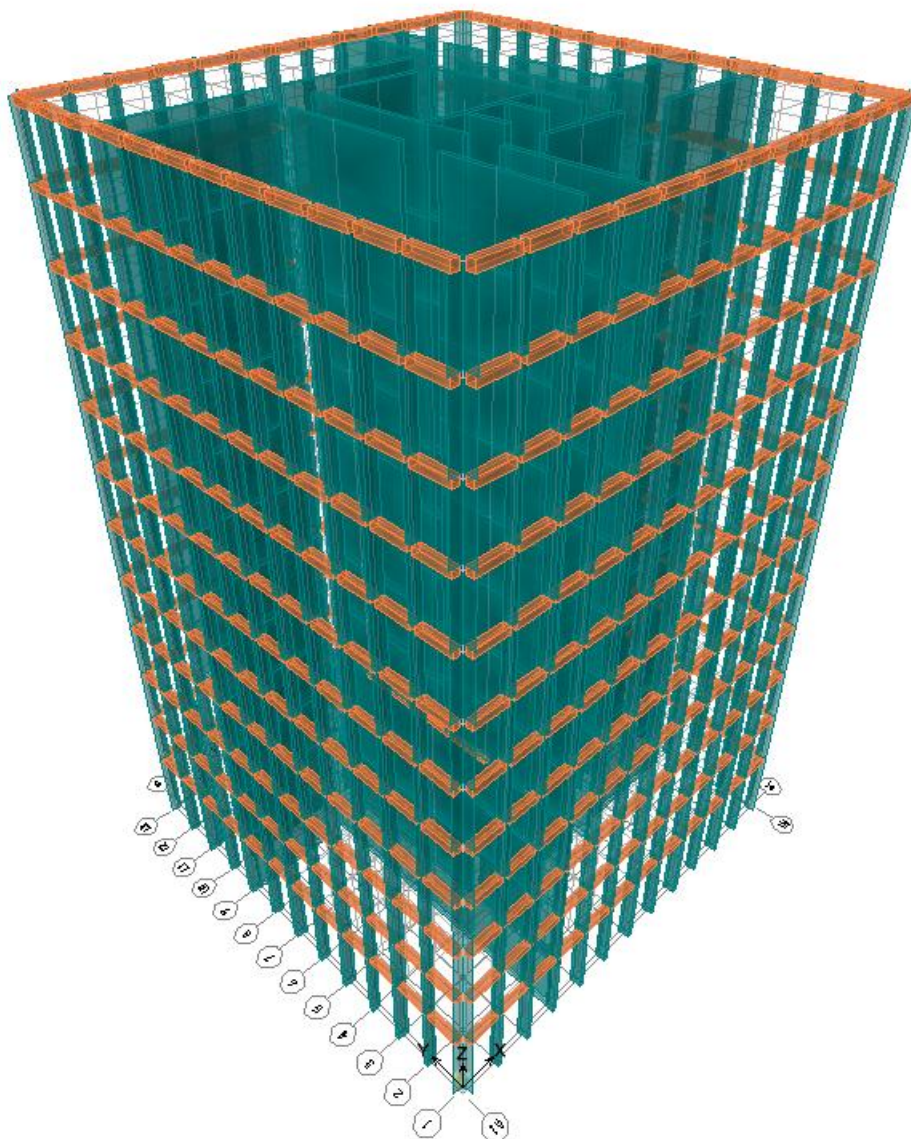


Slika 15: Tipičen prerez konstrukcije čez stebre (program ETABS)





Slika 16: Tipičen prerez konstrukcije čez stene (program ETABS)



Slika 17: 3D slika modela v programu ETABS

## 5.2 Primarni in sekundarni elementi

Nekatere elemente nosilne konstrukcije lahko privzamemo kot sekundarne elemente. Njihovo togost in nosilnost je potrebno pri potresnih analizah zanemariti. Pogoji, da lahko nekatere elemente določimo kot sekundarne, je, da njihova togost ne prekorači več kot 15% togosti vseh primarnih potresnih elementov. V standardu Evrokod 8 ni določeno, na kak način naj bi se to preverjalo. Mi smo se odločili za enakost razmerij med pomikoma in togostima (izraz

(5.1)). Togost sekundarnih elementov v primerjavi s togostjo celotne konstrukcije se določi tako, da najprej v masno središče podamo trikotno porazdelitev sil. Izbrali smo porazdelitev sil po višini  $T_x$  oziroma  $T_y$ , kot jo kaže slika 18. Ta obtežba nam da neke pomike na vrhu konstrukcije v smeri X in v smeri Y. Potrebujemo pomike osnovnega modela ( $u_1$ ) ter pomike, ko smo v modelu že določili nekatere elemente kot sekundarne ( $u_2$ ), da lahko dobimo razmerje togosti.

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = \frac{F}{u_1} \\ k_2 = \frac{F}{u_2} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{k_1}{k_2} = \frac{F \cdot u_2}{u_1 \cdot F} \Rightarrow \boxed{\frac{k_1}{k_2} = \frac{u_2}{u_1}} \quad (5.1)$$

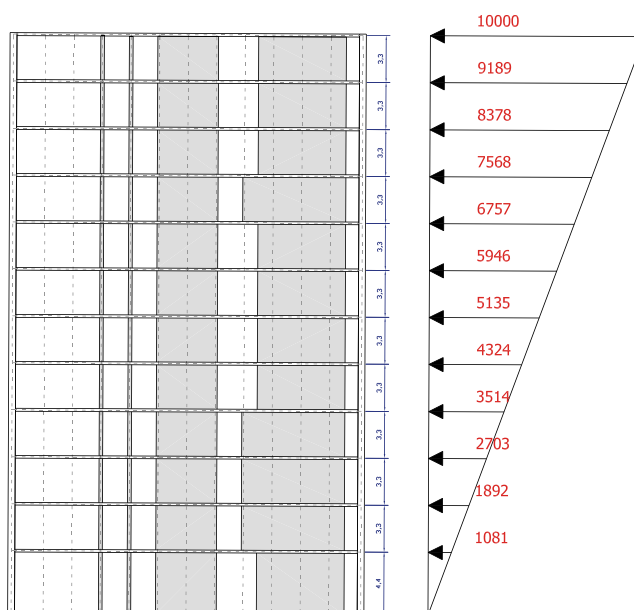
kjer je

$F$  sila ob vpetju v X oziroma Y smeri;

$u_1$  pomik na vrhu osnovnega modela v X oziroma Y smeri;

$u_2$  pomik na vrhu pri modelu z izločenimi sekundarnimi elementi v X oziroma Y smeri;

$k_1/k_2$  razmerje togosti osnovne konstrukcije proti togosti primarnih elementov.



Slika 18: Razporeditev sil  $T_x$  in  $T_y$  po etažah

Za sekundarne elemente smo si izbrali elemente obodnega okvira – stebre in grede. Izkaže se, da že tako togost sekundarnih elementov prekoračuje 15% togosti vseh sekundarnih potresnih elementov. To smo preverili na dva načina. Prvi je bil, da smo iz konstrukcije vzeli elemente obodnega okvira, drugi pa, da smo elementom okvira zmanjšali togost, ampak jih pustili v modelu (tabela 13). To, da je togost obodnega okvira večja od 15%, je dokaj nenavadno, saj je celotna prečna sila ob vpetju, ki jo prevzame okvir, dosti manjša od prečne sile, ki jo prevzamejo stene (glej tabelo 12). To dejstvo je posledica tega, da se okviri ne gibljejo prosto, ampak jim stene vsiljujejo pomike, saj so točke na isti etažni višini med seboj povezane v togo diafragmo. Poskusili smo s prostorsko in ravninsko analizo, vendar smo dobili podobne rezultate. Iz tega sledi, da smo morali za nadaljnjo obravnavo vzeti kar osnovni model.

Tabela 13: Sekundarni elementi in pomiki na vrhu konstrukcije

<b>prostorska analiza</b>	smer	pomik zaradi $T_x$ oz. $T_y$	razmerje togosti $k_2/k_1$
osnovni model	X	$u_{x1} = 0,5831$	/
	Y	$u_{y1} = 0,4999$	/
odstranim okvir	X	$u_{x2} = 0,7026$	0,823
	Y	$u_{y2} = 0,6034$	0,828
zmanjšam togost okvira	X	$u_{x2} = 0,6879$	0,848
	Y	$u_{y2} = 0,588$	0,850
<b>ravninska analiza</b>	smer	pomik zaradi $T_x$ oz. $T_y$	razmerje togosti $k_2/k_1$
osnovni model	X	$u_{x1} = 0,5772$	/
	Y	$u_{y1} = 0,4672$	/
odstranim okvir	X	$u_{x2} = 0,6853$	0,842
	Y	$u_{y2} = 0,5513$	0,847
zmanjšam togost okvira	X	$u_{x2} = 0,6801$	0,849
	Y	$u_{y2} = 0,5418$	0,862

### 5.3 Metode analize

Analizo stavbe smo opravili z dvema metodama – modalno analizo s spektri odziva in metodo z vodoravnimi silami. Modalno analizo s spektri odziva lahko uporabimo za vse tipe stavb, metodo z vodoravnimi silami pa za našo stavbo tudi lahko uporabimo, saj ustreza obema pogojema iz 2.4.3.1.1.

### **5.3.1 Metoda z vodoravnimi silami**

Metodo z vodoravnimi silami smo uporabili za osnovni model in njene rezultate nato primerjali z rezultati modalne analize s spektri odziva. Analizo smo izvajali ravninsko, ločeno v X in Y smeri. Pri določanju nihajnih časov smo si pomagali z Rayleigh-jevo metodo (poglavje 3.1). Slučajno torzijo smo upoštevali s faktorjem  $d$ .

### **5.3.2 Modalna analiza s spektri odziva**

Ta tip analize smo uporabili za osnovni model ter za model, kjer smo odstranili okvir (poimenovali ga bomo osnovni-okvir). Čeprav smo z razmerjem togosti ugotovili, da elemente okvira ne smemo opredeliti kot sekundarne elemente, smo ta model vseeno uporabili, za primerjavo rezultatov. Slučajno torzijo smo pri tej metodi upoštevali na dva načina – z ekscentričnostjo mase in z dodatnim torzijskim momentom.

## **5.4 Analiza pomikov**

Dejanske pomike  $d_s$  izračunamo po enačbi (2.27), potem ko pomike  $d_e$  dobimo iz analize posameznih primerov s programom ETABS. Za  $q_d$  vzamemo kar vrednost  $q = 3,3$ , ker ni natančneje določeno. Izračunali smo tudi dejanske etažne zamike  $d_r$ , ki so določeni kot razlika med pomikom  $d_e$  na vrhu in na dnu obravnavane etaže.

## 6 REZULTATI

### 6.1 Analizirani primeri

Za analizo smo si izbrali več primerov, ki smo jih med seboj tudi primerjali. Za vse je bil za osnovo vzet osnovni model, razen za model, ki smo mu odstranili okvir (osnovni-okvir). Primeri so natančneje opisani v tabeli 14.

Tabela 14: Analizirani primeri

Model	Oznaka	Analiza	Slučajna torzija
osnovni model	OM	modalna analiza s spektri odziva	ni upoštevana
osnovni model	OM-em	modalna analiza s spektri odziva	5% ekscentričnost mase
osnovni model	OM-tm	modalna analiza s spektri odziva	torzijski moment
osnovni model	OM-vs	metoda z vodoravnimi silami	ni upoštevana
osnovni model	OM-vs-d	metoda z vodoravnimi silami	faktor d
osnovni-okvir	OK	modalna analiza s spektri odziva	ni upoštevana

Primeri OM in OK smo analizirali brez upoštevanja slučajne torzije, ker nas je zanimal vpliv odstranitve okvira. Prav tako smo brez upoštevanja slučajne torzije analizirali primer OM-vs, ker smo hoteli primerjati obe analizi (modalno analizo s spektri odziva ter metodo z vodoravnimi silami) brez upoštevanja slučajne torzije. Zaradi neupoštevanja slučajne torzije torej ti trije primeri ne ustrezajo zahtevam standarda EC8. Pri primerih OM-em, OM-tm in OM-vs-d je bila slučajna torzija upoštevana. Za primer OM-em smo upoštevali ekscentričnost mase, za primer OM-tm torzijski moment, za primer OM-vs-d pa povečanje nekaterih vplivov s faktorjem d. To pomeni, da nam prave rezultate (rezultate, ki ustrezajo zahtevam EC8) dajejo le zadnji trije naštetih primeri.

## 6.1.1 Modalna analiza s spektri odziva

### 6.1.1.1 Ekscentričnost mase

Za upoštevanje slučajne torzije smo pri primeru OM-em masno središče in s tem maso ter masni vztrajnostni moment v vseh etažah premaknili za  $e_{ai} = 1,224$  m (enačba (2.16)) v vse štiri kvadrante (kvadrante lahko vidimo na sliki 14, nove koordinate masnega središča pa v tabeli 15).

Tabela 15: Koordinate masnega središča

OM – središče mas		OM-em – središče mas za vse štiri primere (štirje kvadranti)							
		1. kvadrant		2. kvadrant		3. kvadrant		4. kvadrant	
XCM	YCM	XCM	YCM	XCM	YCM	XCM	YCM	XCM	YCM
11,98	12,04	10,78	13,24	13,18	13,24	10,78	10,84	13,18	10,84
12,00	12,06	10,80	13,26	13,20	13,26	10,80	10,86	13,20	10,86
11,94	12,12	10,74	13,32	13,14	13,32	10,74	10,92	13,14	10,92
11,99	12,10	10,79	13,30	13,19	13,30	10,79	10,90	13,19	10,90
11,99	12,13	10,79	13,33	13,19	13,33	10,79	10,93	13,19	10,93
11,99	12,13	10,79	13,33	13,19	13,33	10,79	10,93	13,19	10,93
11,99	12,13	10,79	13,33	13,19	13,33	10,79	10,93	13,19	10,93
12,00	12,13	10,80	13,36	13,20	13,36	10,80	10,93	13,20	10,93
11,99	12,13	10,79	13,33	13,19	13,33	10,79	10,93	13,19	10,93
11,97	12,14	10,77	13,34	13,17	13,34	10,77	10,94	13,17	10,94
11,97	12,14	10,77	13,34	13,17	13,34	10,77	10,94	13,17	10,94
11,98	12,02	10,78	13,22	13,18	13,22	10,78	10,82	13,18	10,82

Program ETABS omogoča tudi avtomatično možnost upoštevanja ekscentričnosti (eccentricity). Podamo dva obtežna primera – potres v X smeri z avtomatičnim upoštevanjem ekscentričnosti ter potres v Y smeri z avtomatičnim upoštevanjem ekscentričnosti. Nato z geometrijsko vsoto (SRSS) združimo oba obtežna primera in tako dobimo končne rezultate. V tej varianti ETABS upošteva slučajno ekscentričnost z dodatnim torzijskim momentom.

### 6.1.1.2 Torzijski moment

Dodatni torzijski moment smo upoštevali pri primeru OM-tm. Za potresni spekter v X in Y smeri ( $E_{xy}$ ) smo s programom ETABS za osnovni model dobili rezultate za etažne sile. Iz teh smo izračunali potresne sile po enačbi (5.2). To ni popolnoma pravilen postopek, je pa zadosti

natančen. Bolj točno bi bilo da bi potresne sile računali iz kombinacije potresnih sil posameznih nihajnih oblik in ne iz prečnih sil, ki so že skombinirane.

$$\begin{aligned} V_{x,i} - V_{x,i-1} &= F_{x,i} \\ V_{y,i} - V_{y,i-1} &= F_{y,i} \end{aligned} \quad (5.2)$$

kjer je

$V_{x,i}$  etažna sila v X smeri za etažo  $i$ ;

$V_{y,i}$  etažna sila v Y smeri za etažo  $i$ ;

$F_{x,i}$  potresna sila v X smeri zaradi potresnega spektra  $E_{xy}$  za etažo  $i$ ;

$F_{y,i}$  potresna sila v Y smeri zaradi potresnega spektra  $E_{xy}$  za etažo  $i$ ;

$i$  zaporedna številka etaže.

Po enačbah (5.3) dobimo momente  $M_{x,i}$  in  $M_{y,i}$ , nato pa z geometrijsko vsoto (SRSS kombinacija, enačba (5.4)) še  $M_{dod,i}$ .

$$\begin{aligned} M_{x,i} &= F_{x,i}(E_{xy}) \cdot e_y \\ M_{y,i} &= F_{y,i}(E_{xy}) \cdot e_x \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$M_{dod,i} = \sqrt{M_{x,i}^2 + M_{y,i}^2} \quad (5.4)$$

kjer je

$e_x, e_y$  ekscentričnost po enačbi (2.16);

$M_{dod,i}$  dodatni torzijski moment.

Dodatne torzijske momente  $M_{dod,i}$  smo nato podali v masno središče. Dobili smo dva obtežna primera, kjer smo pri prvem poleg potresne obtežbe upoštevali še dodatni torzijski moment s pozitivnim predznakom, pri drugem pa z negativnim predznakom. Končne rezultate smo dobili iz ovojnice teh dveh obtežnih primerov. Ta način upoštevanja slučajne torzije sicer ni čisto skladen s standardom EC8, je pa v skladu z idejo, kako naj bi slučajno torzijo upoštevali z dodatnim torzijskim momentom.



## 6.1.2 Metoda z vodoravnimi silami

Metodo z vodoravnimi silami smo uporabili za dva primera, OM-vs in OM-vs-d. Pri prvem nismo upoštevali vplivov slučajne torzije, pri drugem pa smo vplive upoštevali s faktorjem  $d$ . Nihajne čase za to metodo smo določili po dveh približnih metodah. Prva je po enačbi (2.19), druga pa z Rayleigh-jevo metodo, ki je opisana v 3.1. Izkaže se, da nam da le Rayleigh-jeva metoda da dokaj točne rezultate, kar bo razvidno v nadaljevanju.

## 6.2 Mase in masni vztrajnostni momenti

Mase in masne vztrajnostne momente nam program ETABS izračuna avtomatsko. Ker imamo dva različna modela, osnovni model ter osnovni-okvir, imamo za vsakega drugačne mase in masne vztrajnostne momente po etažah. Za osnovni model so ti že prikazani v tabeli 9, ampak zaradi večje preglednosti, jih bomo skupaj za oba modela še enkrat prikazali v tabeli 16. Če odstranimo okvir se skupna masa konstrukcije zmanjša iz 10615 ton na 9577 ton, kar znaša približno 10%.

Tabela 16: Mase in masni vztrajnostni momenti

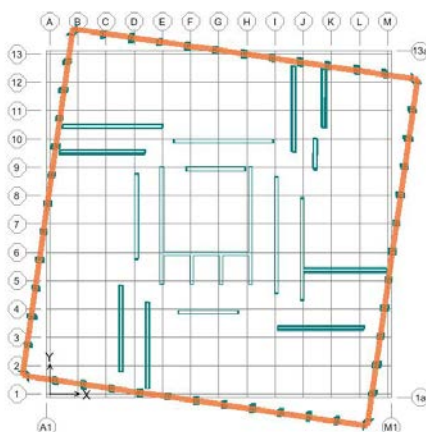
Etaža	osnovni model		osnovni-okvir	
	Masa $M_i$ (tone)	Masni vztr. moment $MMI$ (t m <sup>2</sup> )	Masa $M_i$ (tone)	Masni vztr. moment $MMI$ (t m <sup>2</sup> )
S1	841	81227	743	121898
S2	788	77161	700	65642
S3	795	78147	707	65642
S4	857	83577	770	65795
S5	854	83588	765	65830
S6	854	83588	765	65712
S7	854	83588	765	65712
S8	855	83705	767	65712
S9	855	83672	767	65778
S10	854	83518	765	60271
S11	854	83518	765	59287
S12	1357	133679	1299	61321

V vseh primerih analize, razen pri primeru OM-em smo dopustili, da je program ETABS sam upošteval mase. Pri primeru OM-em pa smo mase, ki jih je ETABS izračunal na osnovnem modelu OM, podali sami. To pomeni, da smo mase iz tabele 16 (osnovni model) podali v

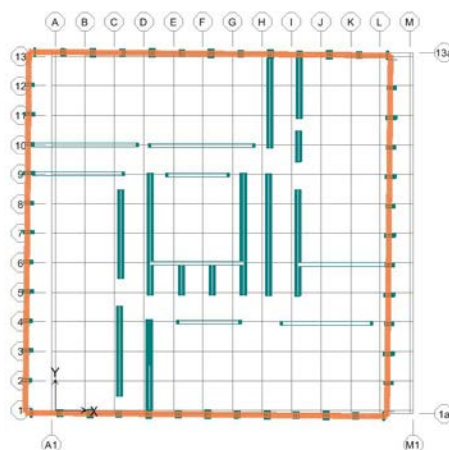
masno središče, ki je v štirih različnih primerih premaknjeno za razdaljo  $e_{ai}$  v vse štiri kvadrante.

### 6.3 Nihajni časi, nihajne oblike in efektivne mase

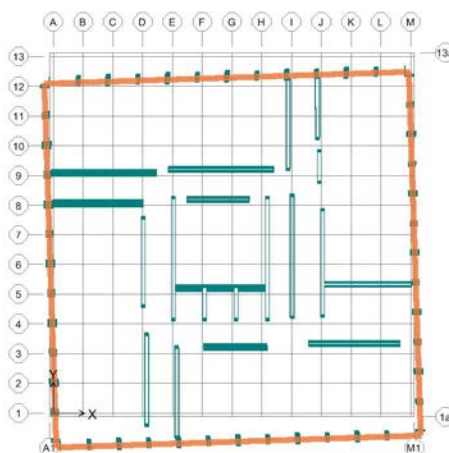
V vseh opravljenih analizah smo upoštevali 10 nihajnih oblik. Le s tem sta bila izpolnjena pogoja iz poglavja 2.4.3.2.1. Vsota efektivnih modalnih mas za prvih 10 nihajnih oblik je večja od 90% celotne mase konstrukcije za vse obravnavane primere in v obeh glavnih smereh. S tem smo tudi upoštevali vse nihajne oblike z efektivnimi masami, večjimi od 5% celotne mase. Pri vseh analizah bi bilo dovolj upoštevati le 9 nihajnih oblik, saj sta s tem izpolnjena ta dva pogoja, to ne velja le pri enem primeru – pri primeru OM-em, ko maso in masni vztrajnostni moment premaknemo v 3. kvadrant. Tam je v Y smeri ob upoštevanju le devetih nihajnih oblik vsota efektivnih modalnih mas le 88,2%. Prav zaradi tega smo zaradi enostavnosti kar pri vseh primerih upoštevali 10 nihajnih oblik. Rezultati so prikazani v tabelah 17 - 22. Z rezultati efektivnih mas lahko ugotovimo, katera nihajna oblika ima največji vpliv pri vzbujanju v obeh glavnih smereh (X in Y). Za obravnavano konstrukcijo ugotovimo, da ima največji vpliv pri vzbujanju v X smeri 2. nihajna oblika, v Y smeri pa 3. nihajna oblika. To je prav tako razvidno iz slik 20 in 21, ki so grafični rezultati programa ETABS. Prva oblika je torzijska, kar je razvidno iz slike 19.



Slika 19: Prva nihajna oblika konstrukcije za osnovni model (program ETABS)



Slika 20: Druga nihajna oblika konstrukcije za osnovni model (program ETABS)



Slika 21: Tretja nihajna oblika konstrukcije za osnovni model (program ETABS)

Tabela 17: Nihajni časi in efektivne mase za osnovni model (OM)

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	$M_{ef,x}$ (%)	$M_{ef,y}$ (%)
1	1,67	0,3	2,0
2	1,44	68,6	0,1
3	1,31	0,0	62,6
4	0,41	0,0	0,1
5	0,28	19,8	0,0
6	0,25	0,0	21,9
7	0,18	0,0	0,3
8	0,12	6,0	0,0
9	0,11	0,0	6,4
10	0,10	0,0	0,5
		$S = 94,8$	$S = 93,9$

Tabela 18: Nihajni časi in efektivne mase za osnovni-okvir (OK)

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	$M_{ef,x}$ (%)	$M_{ef,y}$ (%)
1	2,24	0,1	0,5
2	1,50	68,3	0,1
3	1,38	0,1	63,8
4	0,41	0,0	0,1
5	0,28	20,3	0,0
6	0,25	0,0	22,2
7	0,17	0,0	0,4
8	0,11	5,9	0,0
9	0,10	0,0	6,7
10	0,09	0,0	0,2
		$S = 94,8$	$S = 93,9$

Iz prvih dveh tabel (tabela 17 in tabela 18), ki opisujeta dva različna modela (osnovni model in osnovni- okvir) lahko že takoj ugotovimo, da se z odstranitvijo okvira zelo poveča nihajni čas konstrukcije – iz 1,67 s kar na 2,24 s. Nihajni čas se poveča, saj je z odstranitvijo okvira konstrukcija postala bolj podajna. V efektivnih (sodelujočih) masah ni večjih razlik. Pri obeh modelih ima največji vpliv v X smeri 2. nihajna oblika, v Y smeri pa 1. nihajna oblika. Če odstranimo okvir, se v X smeri vpliv 2. nihajne oblike malo zmanjša (0,3%), vpliv 3. nihajne oblike na smer Y pa se poveča za 1,2%. Model osnovni-okvir je uporabljen le za primerjavo, saj z odstranitvijo okvira iz modela zmanjšamo togost za več kot 15%, kar pa je v nasprotju s pravilnikom Evrokod (glej 5.2).

Naslednje štiri tabele (tabela 19 – tabela 22) prikazujejo nihajne čase in efektivne mase ob upoštevanju slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase. Mase smo premaknili v štiri kvadrante (slika 14).

Tabela 19: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 1. kvadrant

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	$M_{ef,x}$ (%)	$M_{ef,y}$ (%)
1	1,72	12,6	1,0
2	1,40	55,5	2,1
3	1,31	0,8	61,0
4	0,41	0,8	1,4
5	0,28	18,9	0,3
6	0,25	0,1	20,5
7	0,18	0,1	1,2
8	0,12	5,8	0,1
9	0,10	0,0	3,0
10	0,10	0,0	3,4
		S = 94,8	S = 94,0

Tabela 20: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 2. kvadrant

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	$M_{ef,x}$ (%)	$M_{ef,y}$ (%)
1	1,77	9,1	8,9
2	1,42	56,9	7,5
3	1,25	2,9	48,8
4	0,42	0,8	0,4
5	0,28	18,9	0,3
6	0,25	0,2	21,0
7	0,18	0,2	0,0
8	0,12	5,8	0,0
9	0,11	0,0	6,6
10	0,10	0,0	0,4
		S = 94,8	S = 93,9

Tabela 21: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 3. kvadrant

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	$M_{ef,x}$ (%)	$M_{ef,y}$ (%)
1	1,70	8,6	1,1
2	1,42	59,7	1,6
3	1,31	0,7	61,4
4	0,42	1,1	1,4
5	0,28	18,6	0,4
6	0,25	0,1	20,3
7	0,18	0,3	1,1
8	0,12	5,7	0,3
9	0,11	0,0	0,5
10	0,10	0,2	5,7
		S = 95,0	S = 93,9

Tabela 22: Nihajni časi in efektivne mase za OM-em, 4. kvadrant

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	$M_{ef,x}$ (%)	$M_{ef,y}$ (%)
1	1,75	6,0	9,9
2	1,43	61,6	4,0
3	1,26	1,3	51,4
4	0,42	1,1	0,3
5	0,28	18,6	0,5
6	0,25	0,2	20,9
7	0,18	0,3	0,0
8	0,12	5,7	0,1
9	0,11	0,2	5,3
10	0,10	0,0	1,5
		S = 95,0	S = 93,9

Z upoštevanjem 5% ekscentričnosti mase ugotovimo, da se za vse štiri primere nihajni časi povečajo, vendar se rezultati od primera do primera razlikujejo (med 1,70 in 1,77 s). Največji nihajni čas za 1. nihajno obliko dobimo, če maso premaknemo v 2. kvadrant, za 2. nihajno obliko, če maso premaknemo v 4. kvadrant, za 3. nihajno obliko pa, če maso premaknemo v 1. ali 3. kvadrant. Tudi efektivne mase modelov se pri upoštevanju ekscentričnosti nekoliko spremenijo. Pri 1. nihajni obliki se v X smeri poveča vpliv efektivnih mas za 6 do 12%, v Y smeri pa zmanjša pri 1. in 3. kvadrantu (za 1%), poveča pa pri 2. in 4. kvadrantu (za 7 oz. 8%). Pri 2. nihajni obliki se zmanjša vpliv v X smeri za 7 do 13%, vpliv v Y smeri pa se poveča za 1 do 7%. Pri 3. nihajni obliki se v X smeri vpliv nekoliko poveča (približno 1 do 2%), v Y smeri pa zmanjša za 1 do 14% (največ pri premiku mase v 2. kvadrant).

Pri metodi z vodoravnimi silami smo nihajne čase določili po dveh približnih metodah – po enačbi (2.19) in po Rayleigh-jevi metodi (poglavje 3.1). Metode po enačbi (2.19) za obravnavano konstrukcijo ne bi smeli uporabiti, saj velja le za stavbe do višine 40 m, naša stavba pa je visoka 40,7 m. Metodo smo preverili, ker stavba le malo odstopa od predpisanega. Za faktor  $C_t$  smo vzeli vrednost 0,05 in tako dobimo rezultat  $T_I = 0,81$  s. Ta rezultat bistveno odstopa od rezultata modalne analize, ki je 1,44 s v X smeri in 1,31 v Y smeri. Pri Rayleigh-jevi metodi izberemo trikotno porazdelitev sil po etažah (glej sliko 18). Izvedemo ravninsko analizo v X in Y smeri ter iščemo vektor pomikov v obeh smereh ( $u_x$  in  $u_y$ ).

$$\begin{aligned} m_i^* &= \{u_i\}^T [M] \{u_i\} \\ k_i^* &= \{u_i\}^T [K] \{u_i\} \end{aligned} \quad (5.5)$$

kjer je

$i$  smer X oz. Y.

Uporabimo enačbe (5.5) in dobimo rezultate za  $m_x^*$ ,  $m_y^*$ ,  $k_x^*$  in  $k_y^*$ :

$$m_x^* = 1252 \text{ t}$$

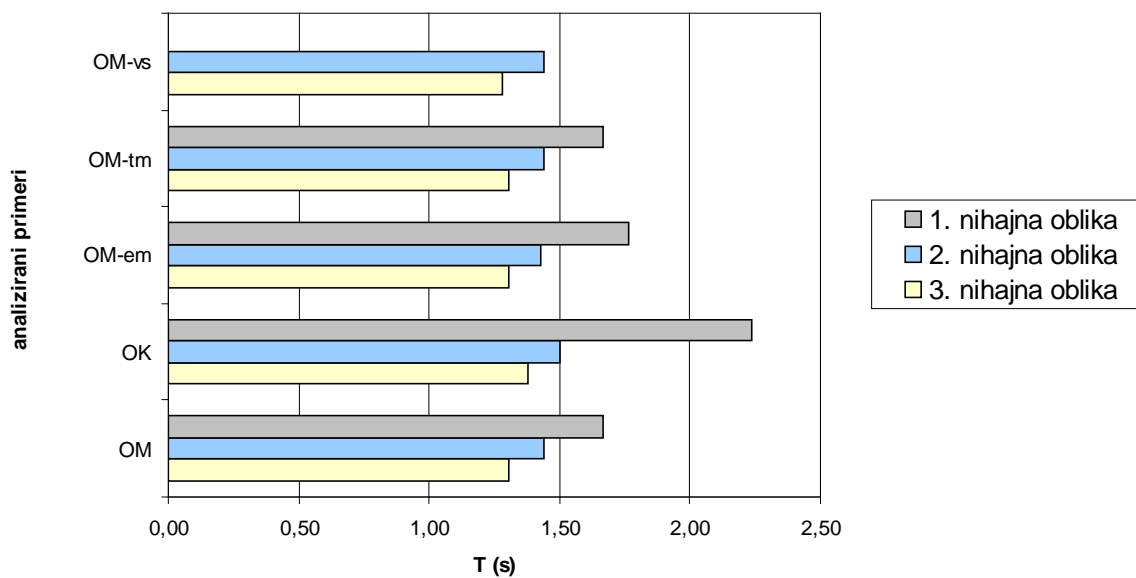
$$m_y^* = 767 \text{ t}$$

$$k_x^* = 23787 \text{ kN/m}$$

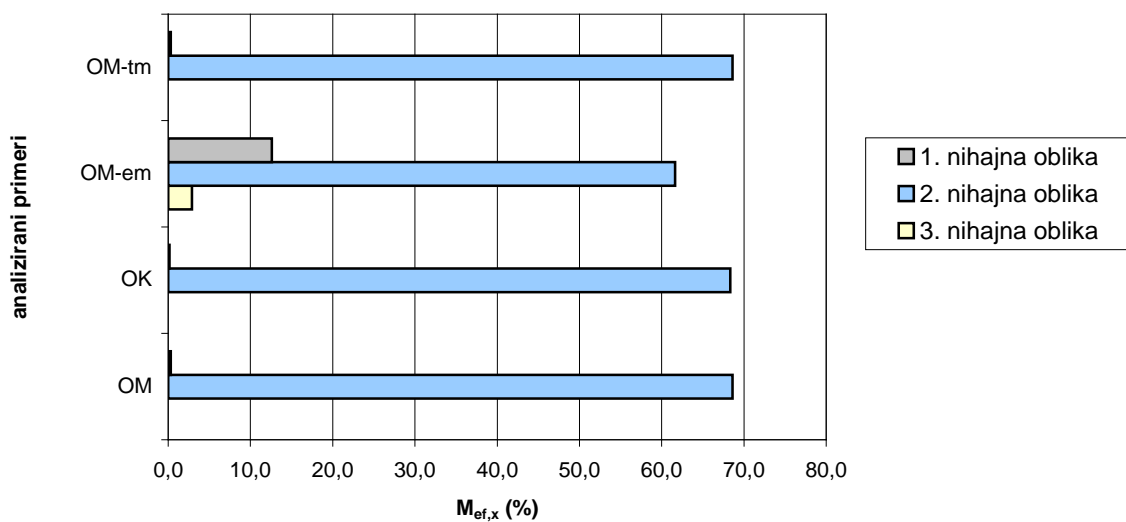
$$k_y^* = 18349 \text{ kN/m}$$

Zdaj lahko izračunamo nihajni čas za obe glavni smeri po enačbi (3.5) in dobimo rezultate za X smer 1,44 s, za Y smer pa 1,28 s. V X smeri dobimo enak rezultat kot z modalno analizo, v Y smeri pa dobimo za 0,03 s večji nihajni čas (1,31 s pri modalni analizi). Ugotovimo torej, da je Rayleigh-jeva metoda primerna za računanje nihajnih časov, saj nam da podobne rezultate kot program ETABS.

Vse dobljene rezultate smo združili v slikah 22 – 24, kjer je grafično prikazano, kolikšne so razlike v nihajnih časih in efektivnih masah med različnimi primeri. Tudi iz teh slik je razvidno, da v X smeri najbolj vpliva 2. nihajna oblika, v Y smeri pa 3. nihajna oblika. Torej je 2. nihajna oblika translacijska v X smeri, 3. nihajna oblika translacijska v Y smeri, 1. nihajna oblika pa je torzijska.

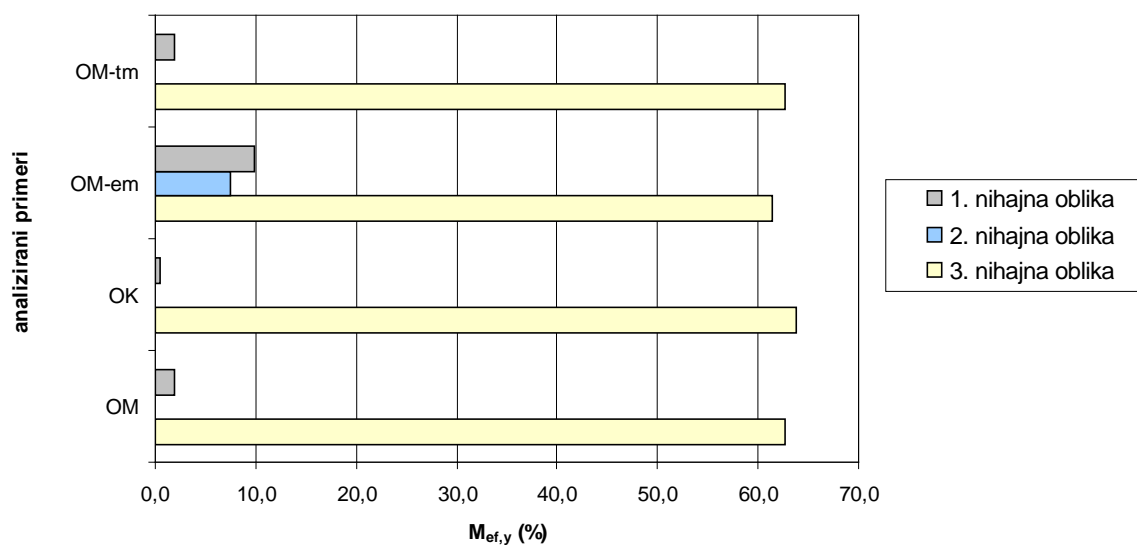


Slika 22: Nihajni časi za vse analizirane primere



Slika 23: Efektivne mase za smer X za vse analizirane primere





Slika 24: Efektivne mase za smer Y za vse analizirane primere

## 6.4 Etažne sile

Etažne sile smo za vse primere, razen za OM-vs (primer metode z vodoravnimi silami), določili s programom ETABS. V tem programu se etažne sile računajo na izhodišče glavnega koordinatnega sistema.

### 6.4.1 Določitev etažnih sil za metodo z vodoravnimi silami

Pri metodi z vodoravnimi silami smo etažne sile izračunali iz potresnih sil. Najprej smo izračunali celotno prečno silo na mestu vpetja konstrukcije po enačbi (2.18) za obe glavni smeri. Upoštevali smo korekcijski faktor  $l = 1,0$ , celotno maso konstrukcije  $m = 10615$  ton, vrednosti za  $S_d(T_1)$  pa smo odčitali iz projektne spektra pospeškov (slika 13). Dobili smo potresni sili  $F_{b,x} = 8628$  kN in  $F_{b,y} = 7670$  kN. Iz tega smo nato po enačbi (2.20) določili potresne sile  $F_i$  po etažah. V tabeli 23 je prikazana določitev etažnih sil za metodo z vodoravnimi silami. Vsota produkta mas in višinskih kot po etažah  $\sum z_j \cdot m_j = 250374$  t m.

Tabela 23: Določitev etažnih sil za metodo z vodoravnimi silami

Etaža	Masa $M_i$ (tone)	$z_i \cdot m_i$ (t m)	Potresna sila $F_{ix}$ (kN)	Potresna sila $F_{iy}$ (kN)	Etažna sila $V_x$ (kN)	Etažna sila $V_y$ (kN)
S1	841	3700	128	113	8628	7670
S2	788	6068	209	186	8501	7556
S3	795	8742	301	268	8292	7371
S4	857	12255	422	375	7991	7103
S5	854	15023	518	460	7568	6727
S6	854	17840	615	547	7051	6267
S7	854	20657	712	633	6436	5721
S8	855	23506	810	720	5724	5088
S9	855	26327	907	806	4914	4368
S10	854	29108	1003	892	4006	3561
S11	854	31925	1100	978	3003	2670
S12	1357	55224	1903	1692	1903	1692

#### 6.4.2 Rezultati za etažne sile in primerjave z osnovnim modelom (OM)

Etažne sile smo določili z dvema metodama, z modalno analizo s spektri odziva in metodo z vodoravnimi silami. Rezultate smo prikazali v tabelah 24 - 30 in v tabeli 32. Spremembe D nam povejo, koliko so se etažne sile spremenile glede na osnovni model. Njihove vrednosti so podane v procentih, pozitivni predznak pomeni povečanje sil, negativni pa njihovo zmanjšanje.

Tabela 24: Etažne sile za osnovni model (OM) zaradi potresnega vpliva

Etaža	$V_x$ (MN)	$V_y$ (MN)	$T$ (MNm)
S12	2,4	2,5	39,7
S11	3,3	3,4	54,5
S10	3,7	3,8	61,5
S9	4,0	4,1	64,7
S8	4,2	4,3	67,5
S7	4,5	4,7	72,1
S6	4,9	5,2	79,4
S5	5,4	5,8	89,3
S4	6,0	6,4	100,5
S3	6,6	7,0	110,3
S2	7,0	7,4	117,9
S1	7,2	7,6	122,2

Iz rezultatov prečnih sil za osnovni model (OM) lahko ugotovimo, da znaša celotna prečna sila v X smeri 6,8% celotne teže konstrukcije, v Y smeri pa 7,2% celotne teže konstrukcije.

Tabela 25: Etažne sile za osnovni-okvir (OK) zaradi potresnega vpliva in primerjava z osnovnim modelom (sprememba D)

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)	$T$ (MNm)	D (%)
S12	2,2	-7	2,3	-7	37,2	-6
S11	3,0	-10	3,1	-10	49,9	-8
S10	3,3	-11	3,4	-11	55,8	-9
S9	3,5	-12	3,6	-12	58,4	-10
S8	3,7	-13	3,8	-12	60,8	-10
S7	3,9	-13	4,1	-12	65,1	-10
S6	4,3	-13	4,6	-12	72,1	-9
S5	4,8	-12	5,1	-11	81,2	-9
S4	5,3	-12	5,7	-11	91,6	-9
S3	5,8	-11	6,2	-11	100,5	-9
S2	6,2	-11	6,6	-11	107,3	-9
S1	6,4	-11	6,8	-11	111,0	-9

Tabela 26: Etažne sile za primer z vodoravnimi silami (OM-vs) zaradi potresnega vpliva in primerjava z osnovnim modelom (sprememba D)

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)
S12	1,9	-20	1,7	-31
S11	3,0	-8	2,7	-21
S10	4,0	7	3,6	-7
S9	4,9	23	4,4	7
S8	5,7	36	5,1	18
S7	6,4	44	5,7	23
S6	7,1	45	6,3	21
S5	7,6	40	6,7	16
S4	8,0	33	7,1	10
S3	8,3	26	7,4	5
S2	8,5	22	7,6	2
S1	8,6	19	7,7	1

V prvih treh tabelah (tabela 24 - 26) so podani rezultati za primere, kjer še ni upoštevana slučajna torzija. Vidimo, da se v primeru, kjer odstranimo okvir, etažne sile v vseh etažah zmanjšajo za povprečno 11%, kar je tudi pričakovano, saj je konstrukcija bolj podajna. Ta primer ni merodajen, saj ne ustreza predpisom standarda Evrokod in smo ga uporabili le za primerjavo (glej 5.2). V primeru, ko uporabimo metodo z vodoravnimi silami, se etažne sile v X smeri zmanjšajo v vrhnjih dveh etažah in povečajo v ostalih, v Y smeri pa se zmanjšajo v vrhnjih treh etažah in povečajo v ostalih. Odstopanja v X smeri so dokaj velika, tudi do 45%, v Y smeri pa tudi do 31%. Ker je to ravninska analiza, nimamo torzije.

V naslednjih štirih primerih (tabela 27 - 30) smo slučajno torzijo upoštevali z ekscentričnostjo mase v vseh štirih kvadrantih. Maksimalne vrednosti so označene s krepkim tiskom. Zaradi vpliva ekscentričnosti mase se etažne prečne sile po etažah v obeh smereh in za vse štiri primere zmanjšajo (ali ostanejo enake) glede na osnovni model, kar je za konstrukcijo ugodno. Maksimalne vrednosti prečnih sil po etažah v X smeri dobimo, če maso prestavimo v 4. kvadrant. Prečne sile se v tem primeru glede na osnovni model brez upoštevanja ekscentričnosti (OM) zmanjšajo za približno 4%. V smeri Y dobimo maksimalne prečne sile, če maso prestavimo v 1. ali v 3. kvadrant. Pri tem se prečne sile zmanjšajo za povprečno 1%. Torzijski momenti okoli osi Z se največ povečajo, če maso premaknemo v 3. kvadrant (razen v etaži S1, kjer dobimo maksimalno vrednost, ko maso premaknemo v 4. kvadrant) in to za povprečno 6%. Samo ob premiku mase v 2. kvadrant se torzijski momenti zmanjšajo in to za povprečno 13%. Najbolj neugodno pa je, če maso premaknemo v 3. kvadrant.

Tabela 27: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)	$T$ (MNm)	D (%)
S12	2,2	-6	<b>2,4</b>	-2	39,9	0
S11	3,1	-7	<b>3,3</b>	-2	54,7	0
S10	3,5	-8	<b>3,8</b>	-1	61,9	1
S9	3,6	-9	<b>4,0</b>	0	65,4	1
S8	3,8	-10	<b>4,3</b>	0	68,5	2
S7	4,0	-10	<b>4,7</b>	0	73,2	2
S6	4,4	-10	<b>5,2</b>	0	80,5	1
S5	4,9	-9	<b>5,7</b>	-1	90,2	1
S4	5,5	-9	<b>6,4</b>	-1	101,4	1
S3	6,0	-8	<b>6,9</b>	-2	111,2	1
S2	6,5	-7	<b>7,2</b>	-2	118,7	1
S1	6,7	-7	<b>7,4</b>	-2	122,9	1

Tabela 28: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)	$T$ (MNm)	D (%)
S12	<b>2,3</b>	-4	2,3	-5	34,7	-13
S11	<b>3,1</b>	-5	3,2	-6	47,6	-13
S10	<b>3,6</b>	-5	3,6	-7	53,7	-13
S9	<b>3,8</b>	-6	3,8	-7	56,1	-13
S8	<b>4,0</b>	-6	4,0	-8	58,2	-14
S7	4,2	-6	4,3	-8	62,1	-14
S6	4,6	-6	4,8	-7	68,8	-13
S5	5,1	-6	5,4	-7	77,8	-13
S4	5,7	-6	6,1	-6	88,2	-12
S3	6,2	-5	6,6	-6	97,6	-12
S2	6,6	-5	7,0	-5	105,2	-11
S1	6,9	-5	7,2	-5	109,7	-10

Tabela 29: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)	$T$ (MNm)	D (%)
S12	2,2	-6	<b>2,4</b>	-2	<b>41,0</b>	3
S11	3,1	-6	<b>3,3</b>	-2	<b>56,8</b>	4
S10	3,5	-6	<b>3,8</b>	-1	<b>65,0</b>	6
S9	3,7	-7	<b>4,0</b>	-1	<b>69,3</b>	7
S8	3,9	-7	<b>4,3</b>	0	<b>73,2</b>	8
S7	4,1	-7	<b>4,7</b>	0	<b>78,4</b>	9
S6	4,5	-7	<b>5,2</b>	0	<b>85,9</b>	8
S5	5,1	-7	<b>5,7</b>	-1	<b>95,5</b>	7
S4	5,6	-6	6,3	-1	<b>106,2</b>	6
S3	6,2	-6	<b>6,9</b>	-2	<b>115,5</b>	5
S2	6,6	-6	<b>7,2</b>	-2	<b>122,4</b>	4
S1	6,8	-6	<b>7,4</b>	-2	126,2	3

Tabela 30: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)	$T$ (MNm)	D (%)
S12	<b>2,3</b>	-5	2,3	-6	40,9	3
S11	<b>3,1</b>	-5	3,2	-6	56,4	3
S10	<b>3,6</b>	-4	3,6	-7	64,2	4
S9	<b>3,8</b>	-4	3,8	-7	68,3	6
S8	<b>4,0</b>	-4	4,0	-8	71,8	6
S7	<b>4,3</b>	-4	4,3	-8	76,8	7
S6	<b>4,7</b>	-4	4,8	-8	84,3	6
S5	<b>5,2</b>	-4	5,4	-7	94,1	5
S4	<b>5,8</b>	-4	6,0	-6	105,1	5
S3	<b>6,3</b>	-4	6,6	-6	114,7	4
S2	<b>6,7</b>	-4	7,0	-5	122,1	4
S1	<b>6,9</b>	-4	7,2	-5	<b>126,3</b>	3

Na drug način smo vpliv slučajne torzije analizirali v primeru OM-tm, kjer smo v masno središče osnovnega modela (OM) podali dodatni torzijski moment in dobili primer OM-tm. Dodatni torzijski moment smo izračunali s postopkom, ki je opisan v 6.1.1.2. Vrednosti dodatnega torzijskega momenta po etažah  $M_{dod,i}$  so podane v tabeli 31.

Tabela 31: Vrednosti dodatnih torzijskih momentov po etažah

Etaža	Etažne sile		Potresne sile		Torzijski moment v X oz. Y smeri		Dodatni torzijski moment
	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)	$F_{x,i}$ (kN)	$F_{y,i}$ (kN)	$M_{x,i}$ (kNm)	$M_{y,i}$ (kNm)	
S12	2370	2453	2370	2453	2901	3002	4175
S11	3275	3384	905	932	1108	1140	1590
S10	3749	3841	473	457	579	560	806
S9	4003	4064	254	223	311	273	414
S8	4203	4295	200	231	244	283	374
S7	4466	4665	264	369	323	452	555
S6	4876	5177	410	512	502	627	803
S5	5423	5788	547	611	669	747	1003
S4	6028	6444	605	657	741	804	1093
S3	6560	7002	532	558	651	683	944
S2	6984	7402	424	400	518	489	713
S1	7241	7616	258	214	315	262	410

Tako dobljene dodatne torzijske momente podamo v masno središče. Program ETABS nam izračuna vrednosti za etažne prečne sile in etažne torzijske momente, ki so podani v tabeli 32.

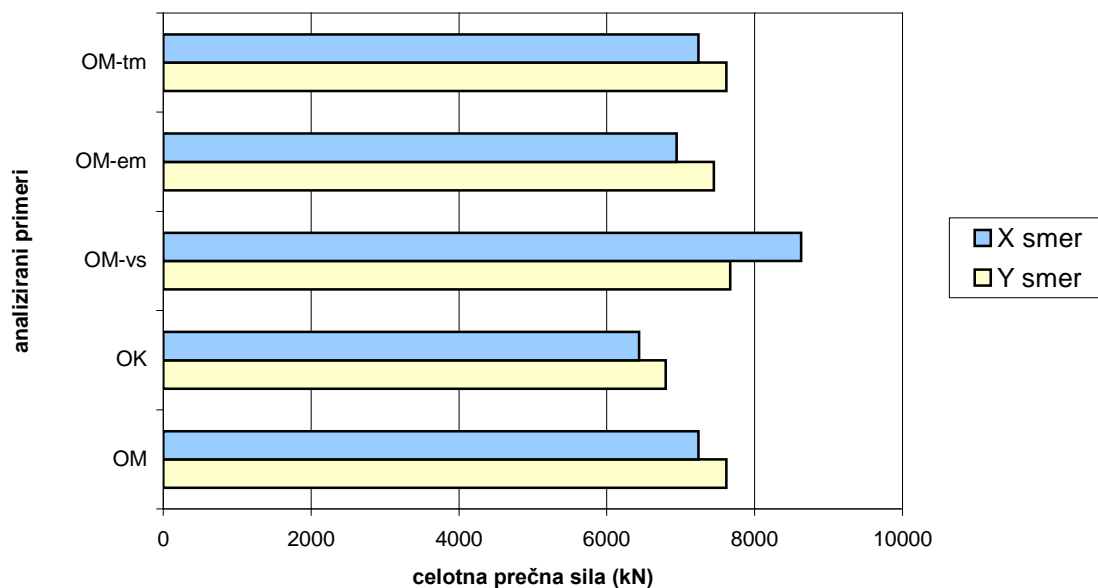
Tabela 32: Etažne sile za primer upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm)

Etaža	$V_x$ (MN)	D (%)	$V_y$ (MN)	D (%)	$T$ (MNm)	D (%)
S12	2,4	0	2,5	0	43,9	11
S11	3,3	0	3,4	0	60,3	11
S10	3,7	0	3,8	0	68,0	11
S9	4,0	0	4,1	0	71,7	11
S8	4,2	0	4,3	0	74,8	11
S7	4,5	0	4,7	0	80,0	11
S6	4,9	0	5,2	0	88,1	11
S5	5,4	0	5,8	0	99,0	11
S4	6,0	0	6,4	0	111,3	11
S3	6,6	0	7,0	0	122,1	11
S2	7,0	0	7,4	0	130,4	11
S1	7,2	0	7,6	0	135,1	11

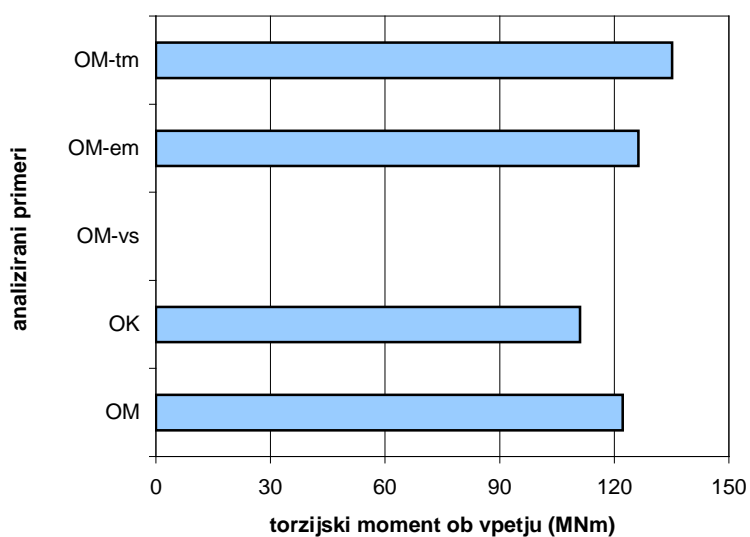
Etažni torzijski momenti se glede na osnovni model, kjer nismo upoštevali slučajne torzije povečajo za 11%, etažne prečne sile pa ostanejo nespremenjene. Iz dveh različnih primerov upoštevanja slučajne torzije lahko ugotovimo, da jo je za obravnavan primer dosti bolj neugodno upoštevati z dodatnim torzijskim momentom. Etažne prečne sile se pri 5% ekscentričnosti mase zmanjšajo, povečanje etažnih torzijskih momentov pa je manjše kot pri upoštevanju slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom.

Slučajno torzijo pa nam lahko program ETABS računa tudi avtomatično, če izberemo funkcijo »0,05 eccentricity«, kjer nam avtomatično upošteva 5% ekscentričnost. Etažne prečne sile dobimo enake kot pri primeru upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm) oziroma pri osnovnem modelu brez upoštevanja slučajne torzije (OM), kar je že po definiciji pravilno. Etažne torzijske momente dobimo še nekoliko večje kot pri primeru OM-tm, ampak so te razlike zanemarljive, saj ne znašajo niti 1%. Do teh razlik najbrž pride, ker program ETABS potresene sile računa drugače kot smo jih mi.

Rezultati za celotno prečno silo ter za torzijski moment ob vpetju za različne analizirane primere so prikazani tudi grafično, na slikah 25 in 26. Vidimo, da nam največje prečne sile da metoda z vodoravnimi silami, največje torzijske momente ob vpetju pa primer, ko smo upoštevali slučajno torzijo z dodatnim torzijskim momentom.



Slika 25: Celotna prečna sila v X in Y smeri za vse analizirane primere



Slika 26: Torzijski moment ob vpetju za vse analizirane primere



## 6.5 Etažni premiki in zamiki

V tem poglavju so prikazani rezultati za pomike  $d_e$ , ki so določeni z linearno analizo z uporabo projektnega spektra, in dejanske pomike zaradi projektnega potresnega vpliva  $d_s$  (določeni po enačbi (2.27)). Prikazani so tudi rezultati za etažne zamike  $d_r$  (relativni pomiki etaž), ki so določeni kot razlika med vrhnjim in spodnjim delom ene etaže. Vsi se nanašajo na pomike središča mas v vsaki etaži zaradi potresnega vpliva. Poleg tega so v tabelah 42 – 48 zajeti tudi rezultati pomikov in zamikov za štiri vogalne točke – T1, T2, T3 in T4 (glej sliko 10), na katere upoštevanje slučajne torzije najbrž najbolj vpliva.

Tabela 33: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za osnovni model (OM)

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	5,35	4,75	17,66	15,68	1,88	1,85
S11	4,78	4,19	15,77	13,83	1,85	1,82
S10	4,22	3,64	13,93	12,01	1,88	1,82
S9	3,65	3,09	12,05	10,20	1,85	1,78
S8	3,09	2,55	10,20	8,42	1,78	1,68
S7	2,55	2,04	8,42	6,73	1,68	1,62
S6	2,04	1,55	6,73	5,12	1,62	1,45
S5	1,55	1,11	5,12	3,66	1,45	1,29
S4	1,11	0,72	3,66	2,38	1,25	0,86
S3	0,73	0,46	2,41	1,52	1,09	0,69
S2	0,40	0,25	1,32	0,83	0,79	0,50
S1	0,16	0,10	0,53	0,33	0,53	0,33

Tabela 34: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za osnovni-okvir (OK)

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	5,55	5,05	18,32	16,67	2,01	1,98
S11	4,94	4,45	16,30	14,69	1,98	2,01
S10	4,34	3,84	14,32	12,67	1,98	1,95
S9	3,74	3,25	12,34	10,73	1,95	1,91
S8	3,15	2,67	10,40	8,81	1,85	1,78
S7	2,59	2,13	8,55	7,03	1,78	1,72
S6	2,05	1,61	6,77	5,31	1,65	1,52
S5	1,55	1,15	5,12	3,80	1,45	1,35
S4	1,11	0,74	3,66	2,44	1,29	0,92
S3	0,72	0,46	2,38	1,52	1,09	0,69
S2	0,39	0,25	1,29	0,83	0,79	0,53
S1	0,15	0,09	0,50	0,30	0,50	0,30

Za metodo z vodoravnimi silami smo pomike izračunali s programom ETABS. To smo storili tako, da smo potresne sile, dobljene po enačbi (2.20), vstavili v masno središče vsake etaže v smerih X in Y. Z ravninsko analizo v X smeri smo z modelom v ETABSu dobili pomike v X smeri  $d_{ex}$ , z ravninsko analizo v Y smeri pa pomike v Y smeri  $d_{ey}$ .

Tabela 35: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za metodo z vodoravnimi silami (OM-vs)

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	7,93	5,64	26,17	18,61	2,71	2,15
S11	7,11	4,99	23,46	16,47	2,74	2,15
S10	6,28	4,34	20,72	14,32	2,74	2,15
S9	5,45	3,69	17,99	12,18	2,74	2,08
S8	4,62	3,06	15,25	10,10	2,64	2,05
S7	3,82	2,44	12,61	8,05	2,57	1,91
S6	3,04	1,86	10,03	6,14	2,41	1,75
S5	2,31	1,33	7,62	4,39	2,18	1,52
S4	1,65	0,87	5,45	2,87	1,91	1,09
S3	1,07	0,54	3,53	1,78	1,62	0,83
S2	0,58	0,29	1,91	0,96	1,19	0,59
S1	0,22	0,11	0,73	0,36	0,73	0,36

V tabelah 33 – 35 so prikazani rezultati za prve tri primere – OM, OK in OM-vs (osnovni model, osnovni-okvir in primer z metodo z vodoravnimi silami). Pri nobenem od treh

primerov ni bila upoštevana slučajna torzija. Izkaže se, da se etažni zamiki povečajo tudi do 10% v zgornjih etažah, če odstranimo okvir, kar je pričakovano, saj z odstranitvijo okvira konstrukcija izgubi togost. V primeru metode z vodoravnimi silami so etažni zamiki še nekoliko večji in pride še do večjih razlik v primerjavi z osnovnim modelom. V smeri X so pomiki tudi do 35% večji, v smeri Y pa do 21%.

Vpliv slučajne torzije smo upoštevali s 5% ekscentričnostjo mase v štirih kvadrantih (OM-em) in z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm), ter rezultate prikazali v tabelah 36 – 40.

Tabela 36: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	4,64	4,78	15,31	15,77	1,65	1,85
S11	4,14	4,22	13,66	13,93	1,62	1,85
S10	3,65	3,66	12,05	12,08	1,62	1,85
S9	3,16	3,10	10,43	10,23	1,58	1,78
S8	2,68	2,56	8,84	8,45	1,52	1,72
S7	2,22	2,04	7,33	6,73	1,49	1,62
S6	1,77	1,55	5,84	5,12	1,39	1,49
S5	1,35	1,10	4,46	3,63	1,25	1,29
S4	0,97	0,71	3,20	2,34	1,09	0,86
S3	0,64	0,45	2,11	1,49	0,96	0,69
S2	0,35	0,24	1,16	0,79	0,69	0,50
S1	0,14	0,09	0,46	0,30	0,46	0,30

Tabela 37: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	4,93	4,31	16,27	14,22	1,75	1,65
S11	4,40	3,81	14,52	12,57	1,72	1,65
S10	3,88	3,31	12,80	10,92	1,72	1,62
S9	3,36	2,82	11,09	9,31	1,68	1,58
S8	2,85	2,34	9,41	7,72	1,65	1,52
S7	2,35	1,88	7,76	6,20	1,58	1,42
S6	1,87	1,45	6,17	4,79	1,45	1,32
S5	1,43	1,05	4,72	3,47	1,35	1,16
S4	1,02	0,70	3,37	2,31	1,16	0,83
S3	0,67	0,45	2,21	1,49	0,99	0,69
S2	0,37	0,24	1,22	0,79	0,73	0,50
S1	0,15	0,09	0,50	0,30	0,50	0,30

Tabela 38: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	4,86	4,78	16,04	15,77	1,68	1,88
S11	4,35	4,21	14,36	13,89	1,68	1,85
S10	3,84	3,65	12,67	12,05	1,72	1,82
S9	3,32	3,10	10,96	10,23	1,65	1,82
S8	2,82	2,55	9,31	8,42	1,62	1,72
S7	2,33	2,03	7,69	6,70	1,55	1,58
S6	1,86	1,55	6,14	5,12	1,45	1,49
S5	1,42	1,10	4,69	3,63	1,32	1,29
S4	1,02	0,71	3,37	2,34	1,16	0,86
S3	0,67	0,45	2,21	1,49	0,99	0,69
S2	0,37	0,24	1,22	0,79	0,76	0,50
S1	0,14	0,09	0,46	0,30	0,46	0,30

Tabela 39: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	5,06	4,25	16,70	14,03	1,75	1,62
S11	4,53	3,76	14,95	12,41	1,78	1,62
S10	3,99	3,27	13,17	10,79	1,75	1,62
S9	3,46	2,78	11,42	9,17	1,75	1,55
S8	2,93	2,31	9,67	7,62	1,68	1,52
S7	2,42	1,85	7,99	6,11	1,62	1,42
S6	1,93	1,42	6,37	4,69	1,52	1,29
S5	1,47	1,03	4,85	3,40	1,39	1,12
S4	1,05	0,69	3,47	2,28	1,19	0,83
S3	0,69	0,44	2,28	1,45	1,02	0,66
S2	0,38	0,24	1,25	0,79	0,76	0,50
S1	0,15	0,09	0,50	0,30	0,50	0,30

Tabela 40: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti z dodatnim torzijskim momentom, ki deluje v središču mas (OM-tm)

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	5,38	4,86	17,75	16,04	1,95	1,88
S11	4,79	4,29	15,81	14,16	1,88	1,85
S10	4,22	3,73	13,93	12,31	1,85	1,82
S9	3,66	3,18	12,08	10,49	1,85	1,82
S8	3,10	2,63	10,23	8,68	1,78	1,72
S7	2,56	2,11	8,45	6,96	1,72	1,62
S6	2,04	1,62	6,73	5,35	1,58	1,49
S5	1,56	1,17	5,15	3,86	1,45	1,32
S4	1,12	0,77	3,70	2,54	1,29	0,92
S3	0,73	0,49	2,41	1,62	1,06	0,76
S2	0,41	0,26	1,35	0,86	0,83	0,53
S1	0,16	0,10	0,53	0,33	0,53	0,33

Iz tabel 36 – 39 ugotovimo, da se z upoštevanjem slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase v vseh štirih kvadrantih etažni zamiki skoraj v vseh etažah in obeh smereh zmanjšajo glede na osnovni model (OM). Nekoliko se zamiki povečajo le v nekaterih etažah v Y smeri, če maso premaknemo v 1. ali 3. kvadrant, pa še to le do 2%. V teh primerih so zamiki v Y smeri ob upoštevanju slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase največji. V X smeri so zamiki največji, če maso premaknemo v 4. kvadrant (glede na osnovni model se zmanjšajo za največ

8%). Iz tabele 40, kjer je slučajna torzija upoštevana z dodatnim torzijskim momentom, ki deluje v masnem središču vsake etaže, pa ugotovimo da so etažni zamiki v Y smeri v vsej etažah večji kot pri osnovnem modelu (OM, tabela 33), v X smeri pa so skoraj v vseh etažah večji. Maksimalno povečanje etažnih zamikov glede na osnovni model je 9%. Zaključimo lahko, da je za obravnavano konstrukcijo najbolj neugodno, če upoštevamo slučajno torzijo z dodatnim torzijskim momentom.

Spet imamo tudi možnost avtomatičnega upoštevanja torzije, ki nam ga nudi program ETABS s funkcijo »0,05 ecentricity«. Ta možnost nam da za etažne zamike zelo podobne rezultate kot so podani v tabeli 40, kjer smo slučajno torzijo upoštevali z dodatnim torzijskim momentom.

Iz enačbe (2.32) ugotovimo, da znaša največji dovoljeni zamik 1% višine etaže, kar je 4,4 cm za pritličje in 3,3 cm za vse ostale etaže. Iz tabel 33 – 40 vidimo, da dovoljeni zamik ni nikjer prekoračen.

Največji etažni pomiki in zamiki zaradi torzije pa se skoraj zagotovo pojavijo v točkah T1, T2, T3 in T4, ki se nahajajo na štirih vogalih stavbe (glej sliko 10). Za vsak primer analize smo ugotovili, katera od teh točk je kritična, tj. ima največje zamike (tabela 41) in le zanjo izpisali rezultate v tabelah 42 – 47. Zaradi ravninske analize pri metodi z vodoravnimi silami dobimo v vseh štirih točkah enake pomike in zamike.

Tabela 41: Kritična vogalna točka (točka z največjimi zamiki) za posamezen analiziran primer

Model	Oznaka	Ekscentričnost mase	Kritična točka $T_i$
osnovni model	OM	/	T3
osnovni model	OM-vs-d	/	T1, T2, T3, T4
osnovni model	OM-em	1. kvadrant	T3
osnovni model	OM-em	2. kvadrant	T3
osnovni model	OM-em	3. kvadrant	T2
osnovni model	OM-em	4. kvadrant	T1
osnovni model	OM-tm	/	T3

Tabela 42: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za osnovni model (OM)

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	5,83	5,79	19,24	19,11	2,05	2,34
S11	5,21	5,08	17,19	16,76	2,05	2,34
S10	4,59	4,37	15,15	14,42	2,05	2,38
S9	3,97	3,65	13,10	12,05	2,01	2,28
S8	3,36	2,96	11,09	9,77	1,98	2,24
S7	2,76	2,28	9,11	7,52	1,85	2,08
S6	2,20	1,65	7,26	5,45	1,72	1,88
S5	1,68	1,08	5,54	3,56	1,52	1,58
S4	1,22	0,60	4,03	1,98	1,39	0,76
S3	0,80	0,37	2,64	1,22	1,16	0,56
S2	0,45	0,20	1,49	0,66	0,89	0,40
S1	0,18	0,08	0,59	0,26	0,59	0,26

V tabeli 42 vpliv slučajne torzije ni upoštevan. Ugotovimo, da so dejanski etažni pomiki in etažni zamiki v vogalni točki T3 večji kot v masnem središču. V X smeri so pomiki večji za povprečno 8%, v Y smeri pa tudi do 25% (razen v spodnjih štirih etažah, kjer se pomiki in zamiki v smeri Y celo zmanjšajo).

Tabela 43: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	6,95	5,74	22,94	18,94	2,38	2,24
S11	6,23	5,06	20,56	16,70	2,38	2,28
S10	5,51	4,37	18,18	14,42	2,41	2,28
S9	4,78	3,68	15,77	12,14	2,38	2,21
S8	4,06	3,01	13,40	9,93	2,34	2,15
S7	3,35	2,36	11,06	7,79	2,24	2,01
S6	2,67	1,75	8,81	5,78	2,08	1,82
S5	2,04	1,20	6,73	3,96	1,91	1,55
S4	1,46	0,73	4,82	2,41	1,65	0,86
S3	0,96	0,47	3,17	1,55	1,39	0,69
S2	0,54	0,26	1,78	0,86	1,06	0,50
S1	0,22	0,11	0,73	0,36	0,73	0,36

Tabela 44: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	7,26	6,65	23,96	21,95	2,48	2,54
S11	6,51	5,88	21,48	19,40	2,51	2,57
S10	5,75	5,10	18,98	16,83	2,51	2,57
S9	4,99	4,32	16,47	14,26	2,51	2,54
S8	4,23	3,55	13,96	11,72	2,48	2,48
S7	3,48	2,80	11,48	9,24	2,38	2,34
S6	2,76	2,09	9,11	6,90	2,21	2,15
S5	2,09	1,44	6,90	4,75	1,98	1,85
S4	1,49	0,88	4,92	2,90	1,68	1,06
S3	0,98	0,56	3,23	1,85	1,42	0,83
S2	0,55	0,31	1,82	1,02	1,09	0,59
S1	0,22	0,13	0,73	0,43	0,73	0,43

Tabela 45: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T2 za primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	6,84	6,06	22,57	20,00	2,38	2,08
S11	6,12	5,43	20,20	17,92	2,34	2,05
S10	5,41	4,81	17,85	15,87	2,38	2,05
S9	4,69	4,19	15,48	13,83	2,34	2,05
S8	3,98	3,57	13,13	11,78	2,28	1,98
S7	3,29	2,97	10,86	9,80	2,18	1,88
S6	2,63	2,40	8,68	7,92	2,08	1,82
S5	2,00	1,85	6,60	6,11	1,88	1,65
S4	1,43	1,35	4,72	4,46	1,65	1,55
S3	0,93	0,88	3,07	2,90	1,39	1,32
S2	0,51	0,48	1,68	1,58	1,02	0,99
S1	0,20	0,18	0,66	0,59	0,66	0,59



Tabela 46: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T1 za primer upoštevanja slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	7,20	6,63	23,76	21,88	2,51	2,54
S11	6,44	5,86	21,25	19,34	2,48	2,57
S10	5,69	5,08	18,78	16,76	2,51	2,57
S9	4,93	4,30	16,27	14,19	2,51	2,54
S8	4,17	3,53	13,76	11,65	2,44	2,48
S7	3,43	2,78	11,32	9,17	2,34	2,34
S6	2,72	2,07	8,98	6,83	2,21	2,15
S5	2,05	1,42	6,77	4,69	1,98	1,85
S4	1,45	0,86	4,79	2,84	1,68	1,02
S3	0,94	0,55	3,10	1,82	1,39	0,83
S2	0,52	0,30	1,72	0,99	1,06	0,59
S1	0,20	0,12	0,66	0,40	0,66	0,40

Tabela 47: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vogalno točko T3 za primer upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm)

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	7,67	7,49	25,31	24,72	2,67	2,97
S11	6,86	6,59	22,64	21,75	2,71	2,97
S10	6,04	5,69	19,93	18,78	2,71	2,97
S9	5,22	4,79	17,23	15,81	2,67	2,90
S8	4,41	3,91	14,55	12,90	2,61	2,84
S7	3,62	3,05	11,95	10,07	2,48	2,64
S6	2,87	2,25	9,47	7,43	2,28	2,44
S5	2,18	1,51	7,19	4,98	2,05	2,05
S4	1,56	0,89	5,15	2,94	1,75	1,09
S3	1,03	0,56	3,40	1,85	1,49	0,83
S2	0,58	0,31	1,91	1,02	1,16	0,59
S1	0,23	0,13	0,76	0,43	0,76	0,43

V tabelah 43 – 47 so upoštevani vplivi slučajne torzije. Rezultati tabel 43 – 46 so dobljeni ob upoštevanju slučajne torzije s 5% ekscentričnostjo mase. Ugotovimo, da se glede na osnovni model (OM) v smeri X etažni zamiki povečajo za vse štiri primere OM-em (premik mase v vse štiri kvadrante) in v vseh etažah. Do največjega povečanja zamikov pride, če maso premaknemo v 2. kvadrant, tudi do 23%. V smeri Y pride v višjih etažah do zmanjšanja zamikov do 16%, če maso premaknemo v 1. ali 3. kvadrant. V ostalih etažah in primerih se

zamiki tudi v Y smeri povečajo, celo do 60% (premik mase v 3. kvadrant, etaža S2). V tabeli 47 so prikazani rezultati za etažne pomike in zamike, ko upoštevamo slučajno torzijo z dodatnim torzijskim momentom. Tu pride v obeh smereh do povečanja etažnih zamikov glede na osnovni model, in sicer povprečno za 25% v vsaki smeri.

V primeru metode z vodoravnimi silami smo uporabili ravninsko analizo (dva ravninska modela). Če hočemo tudi pri tej metodi analize upoštevati slučajno torzijo, moramo pomnožiti pomike s faktorjem  $d$ , ki je lahko različen v X in Y smeri. Zaradi manjše poenostavitve, da je razdalja med masnim središčem in vogalnimi točkami  $T_i$  kar  $L/2$ , je v našem primeru  $d_x$  kar enak  $d_y$ . Poenostavitev smo lahko vzeli zato, ker se koordinate masnega središča po etažah le malo spreminjajo in so masna središča približno na sredini tlorisa ( $X = L/2$ ,  $Y = L/2$ ). Po izrazu (2.21) smo izračunali faktor  $d = 1,60$ , s katerim na poenostavljen način upoštevamo slučajno torzijo. Iz tega sledi, da moramo v primeru metode z vodoravnimi silami dobljene pomike povečati približno za faktor 1,60.

Tabela 48: Etažni pomiki (analiza in dejanski) ter etažni zamiki za vse štiri vogalne točke (T1, T2, T3 in T4) za metodo z vodoravnimi silami, kjer se slučajna torzija upošteva s faktorjem  $d$

Etaža	etažni pomiki (analiza)		dejanski etažni pomiki		etažni zamiki	
	$d_{ex}$ (cm)	$d_{ey}$ (cm)	$d_{sx}$ (cm)	$d_{sy}$ (cm)	$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)
S12	12,69	9,02	41,87	29,78	<b>4,33</b>	<b>3,43</b>
S11	11,38	7,98	37,54	26,35	<b>4,38</b>	<b>3,43</b>
S10	10,05	6,94	33,16	22,92	<b>4,38</b>	<b>3,43</b>
S9	8,72	5,90	28,78	19,48	<b>4,38</b>	<b>3,33</b>
S8	7,39	4,90	24,39	16,16	<b>4,22</b>	3,27
S7	6,11	3,90	20,17	12,88	<b>4,12</b>	3,06
S6	4,86	2,98	16,05	9,82	<b>3,85</b>	2,80
S5	3,70	2,13	12,20	7,02	<b>3,48</b>	2,43
S4	2,64	1,39	8,71	4,59	3,06	1,74
S3	1,71	0,86	5,65	2,85	2,59	1,32
S2	0,93	0,46	3,06	1,53	1,90	0,95
S1	0,35	0,18	1,16	0,58	1,16	0,58

Iz tabele 48 lahko ugotovimo, da so zamiki v primeru metode z vodoravnimi silami zelo veliki, saj se glede na osnovni model (OM) povečajo tudi do 58%.

V primerih, kjer smo opazovali vogalne točke  $T_i$ , so se le v primeru OM-vs- $\bar{d}$  (primer metode z vodoravnimi silami) etažni zamiki izkazali za prevelike, saj ne ustrezajo neenačbi (2.32), kar pomeni, da v nekaterih etažah prekoračujejo 1% etažne višine (tabela 48, odebeljene vrednosti). Sledi torej, da bi v primeru analiziranja konstrukcije z metodo z vodoravnimi silami ugotovili, da stavba ne ustreza pogojem mejnega stanja uporabnosti v primeru potresne obtežbe.

### 6.5.1 Vpliv teorije 2. reda

Preverili smo tudi, če bi bilo potrebno upoštevati teorijo 2. reda z neenačbo (2.29), ki mora biti izpolnjena v vseh etažah, da lahko rečemo, da je vpliv teorije 2. reda zanemarljiv. Koeficiente občutljivosti smo določili za osnovni model (OM), za vsako etažo in obe glavni smeri. Rezultati so prikazani v tabeli 49.

Tabela 49: Določitev koeficientov občutljivosti  $\theta$

Etaža	Višina etaže $h(\text{cm})$	Etažni zamik		Sila težnosti	Prečna sila		Koeficient občutljivosti	
		$d_{rx}$ (cm)	$d_{ry}$ (cm)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	$\theta_x$	$\theta_y$
S12	330	1,88	1,85	16347	2370	2453	0,04	0,04
S11	330	1,85	1,82	26261	3275	3384	0,04	0,04
S10	330	1,88	1,82	36176	3749	3841	0,06	0,05
S9	330	1,85	1,78	46112	4003	4064	0,06	0,06
S8	330	1,78	1,68	56027	4203	4295	0,07	0,07
S7	330	1,68	1,62	65941	4466	4665	0,08	0,07
S6	330	1,62	1,45	75855	4876	5177	0,08	0,06
S5	330	1,45	1,29	85769	5423	5788	0,07	0,06
S4	330	1,25	0,86	95744	6028	6444	0,06	0,04
S3	330	1,09	0,69	105132	6560	7002	0,05	0,03
S2	330	0,79	0,50	114378	6984	7402	0,04	0,02
S1	440	0,53	0,33	124687	7241	7616	0,02	0,01

Rezultati, ki smo jih dobili za koeficiente občutljivosti, nam povedo, da teorije 2. reda ni potrebno upoštevati, saj koeficienti  $\theta$  v nobeni etaži in nobeni smeri ne prekoračujejo vrednosti 0,1.

## 6.6 Notranje sile v stenah

### 6.6.1 Osnovni model (OM)

Celotna prečna sila pri potresni obtežni kombinaciji znaša za osnovni model 7241 kN za X smer in 7616 kN za Y smer. Stene, ki so nosilne pretežno v X smeri, prevzamejo 98,2% celotne prečne sile v X smeri, stene, nosilne pretežno v Y smeri, pa prevzamejo 99,0% celotne prečne sile v Y smeri (glej tabelo 12). Pri tem smo steni stenaL in jašek upoštevali kot nosilni v obeh smereh. Čeprav prevzameta ti dve steni velik del prečne sile tako v X kot v Y, smo za nadaljnjo obravnavo vzeli steni, ki imata pravokoten prerez.

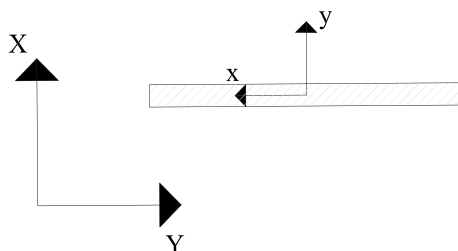
Iz rezultatov za osnovni model (OM) smo izbrali dve steni (eno v smeri X, drugo v smeri Y) – to sta stena ST12 za X smer in stena ST4 za Y smer (slika 10). Ti dve steni bomo obravnavali na različnih primerih in primerjali notranje sile. Na primeru osnovnega modela (OM) pa bomo upoštevali tudi posebna določila za duktilne stene za določitev projektnih notranjih sil (poglavje 2.6). Za upoštevanje teh določil si moramo natančno ogledati sliki 3 in 4. Za obravnavano konstrukcijo so vse stene vitke ( $h_w / l_w > 2$ ).

Imamo mešani konstrukcijski sistem, zato za določitev upogibnih momentov upoštevamo desno sliko na sliki 3. Določiti je potrebno neko linijo momentov po višini stavbe in jo nato za razdaljo  $a_1$  premakniti navpično navzgor. Tako dobimo ovojnico upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten. Vrednost  $a_1$  je kar višina kritičnega območja  $h_{cr}$  nad vpetjem stene, ki se določi po enačbi (2.34).

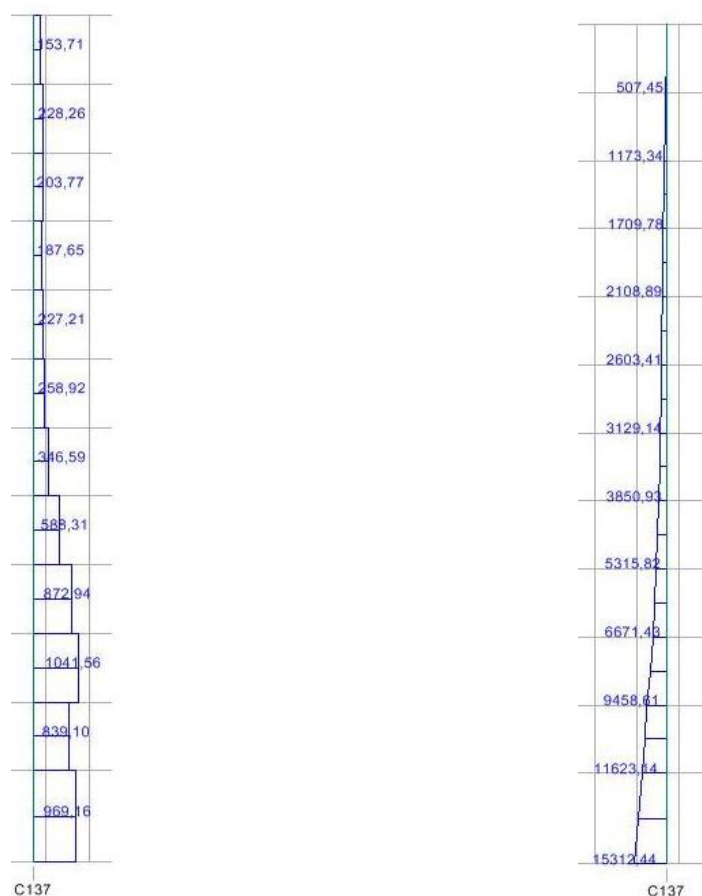
Upoštevati moramo možno povečanje prečnih sil ob vpetju, zato upoštevamo projektne prečne sile, ki so za 50% večje od tistih, dobljenih z analizo (enačba (2.33)). Tako iz linije a, določene z analizo, dobimo linijo b (slika 4). Linija c je do  $1/3$  višine stene  $h_w$  enaka liniji b, višje pa poteka kar linearno. Vrednosti prečnih sil za linearni del linije c potekajo od  $V_{wall,top}$  (prečna sila na vrhu stene) na  $1/3 \cdot h_w$  do  $V_{wall,base}/2$  (polovica prečne sile ob vpetju stene) na višini  $h_w$  (vrh stene).

### 6.6.1.1 Stena, nosilna v X smeri globalnega koordinatnega sistema

Izbrali smo steno ST12, njen položaj je razviden iz slike 10, orientacija pa je iz slike 27. Grafični rezultati za prečne sile in upogibne momente po etažah iz programa ETABS so prikazani na sliki 28, rezultati pa so zajeti tudi v tabeli 50.



Slika 27: Orientacija stene ST12, globalni in lokalni koordinatni sistem



a) prečne sile v x smeri lokalnega KS

(enote kN)

b) upogibni momenti okoli y osi lokalnega KS

(enote kNm)

Slika 28: Notranje sile za steno ST12

Tabela 50: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za osnovni model (OM)

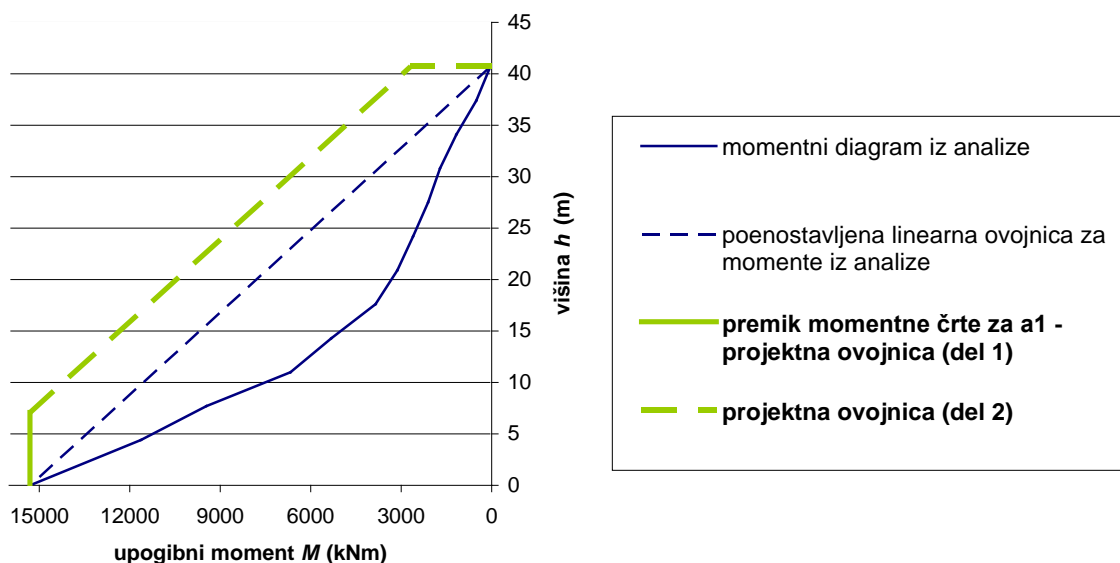
Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	154	43
S11	228	507
S10	204	1173
S9	188	1710
S8	227	2109
S7	259	2603
S6	347	3129
S5	588	3851
S4	873	5316
S3	1042	6671
S2	839	9459
S1	969	11623
vpetje		15312

Vse vrednosti za upogibne momente veljajo za najvišjo točko določene etaže, zato je v tabeli 50 posebej podana vrednost upogibnega momenta ob vpetju stene. Prečne sile pa so konstantne po etažah, kar je tudi razvidno iz slike 28a.

Za določitev projektne ovojnice upogibnih momentov je potrebno najprej določiti vrednost za  $h_{cr}$  po enačbi (2.34):

$$h_{cr} = \max[707, 678] \leq \begin{cases} 2 \cdot 707 = 1414 \\ 2 \cdot 4070 = 8140 \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 707 \text{ cm} = 7,07 \text{ m}$$

Zdaj lahko v tabeli 51 in na sliki 29 prikažemo rezultate za upogibne momente, ki jih dobimo iz analize, in upogibne momente, ki jih uporabimo za projektiranje vitkih sten.



Slika 29: Poenostavljena ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitke stene ST12 ( $a_1 = h_{cr} = 7,07$  m)

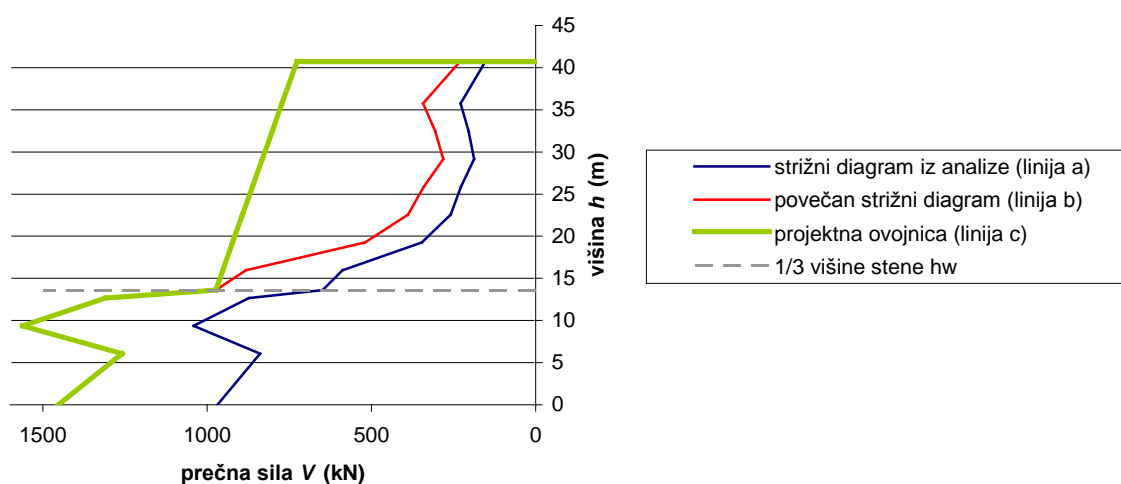
Tabela 51: Upogibni momenti za steno ST12, dobljeni iz analize in projektne vrednosti

Višina $h_w$ (m)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)	Višina $h_w + h_{cr}$ (m)	Upogibni momenti $M_{Ed}$ (kNm)
	analiza		projektne vrednosti
40,7	43	40,7	1071
37,4	507	40,07	1173
34,1	1173	36,77	1710
30,8	1710	33,47	2109
27,5	2109	30,17	2603
24,2	2603	26,87	3129
20,9	3129	23,57	3851
17,6	3851	20,27	5316
14,3	5316	16,97	6671
11	6671	13,67	9459
7,7	9459	10,37	11623
4,4	11623	7,07	15312
0	15312	0	15312

Za določitev ovojnice prečnih sil moramo najprej prečne sile ob vpetju povečati za 50%, ker moramo upoštevati njihovo povečanje zaradi plastifikacije. Tako iz linije a (strižni diagram iz analize) dobimo linijo b (glej sliko 4). Poznati moramo še prečno silo ob vpetju  $V_{wall,base}$  in na vrhu stene  $V_{wall,top}$ , da lahko določimo projektno ovojnico (linija c, slika 4).

Tabela 52: Prečne sile za steno ST12 – analiza, povečane vrednosti in projektne vrednosti

Etaža	Višina $1/3 \cdot h_w$ (m)	Prečne sile		
		Analiza $V'_i$ (kN)	Povečane sile $V'_{Ed}$ (kN)	Projektne vrednosti $V_{Ed}$ (kN)
S12		154	154	727
S11		228	239	752
S10		204	222	769
S9		188	213	785
S8		227	269	802
S7		259	318	819
S6		347	441	835
S5		588	776	852
	13,6	649	864	864
S4		873	1190	1190
S3		1042	1468	1468
S2		839	1220	1220
S1		969	1454	1454



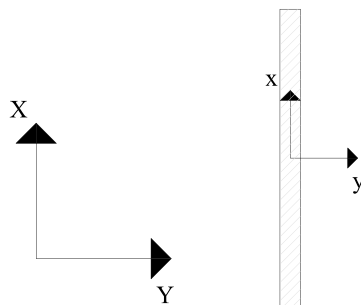
Slika 30: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stene ST12 – linija c

Prečne sile, dobljene iz analize, so na sliki 30 označene z modro črto (linija a), povečane prečne sile z rdečo črto (linija b), projektne vrednosti pa z zeleno črto (linija c). Do  $1/3$  višine stene  $h_w$  (to je 13,6 m) se liniji b in c (zeleno in rdeča črta) prekrivata. Od  $1/3 h_w$  do vrha stene poteka linija c (zeleno črta) linearno od vrednosti 974 kN (povečana vrednost prečne sile na  $1/3$  višine stene) do 727 kN (polovična vrednost povečane prečne sile ob vpetju). V tabeli 52 so projektne vrednosti za prečne sile  $V_{Ed}$  pobarvane s svetlo rumeno barvo.

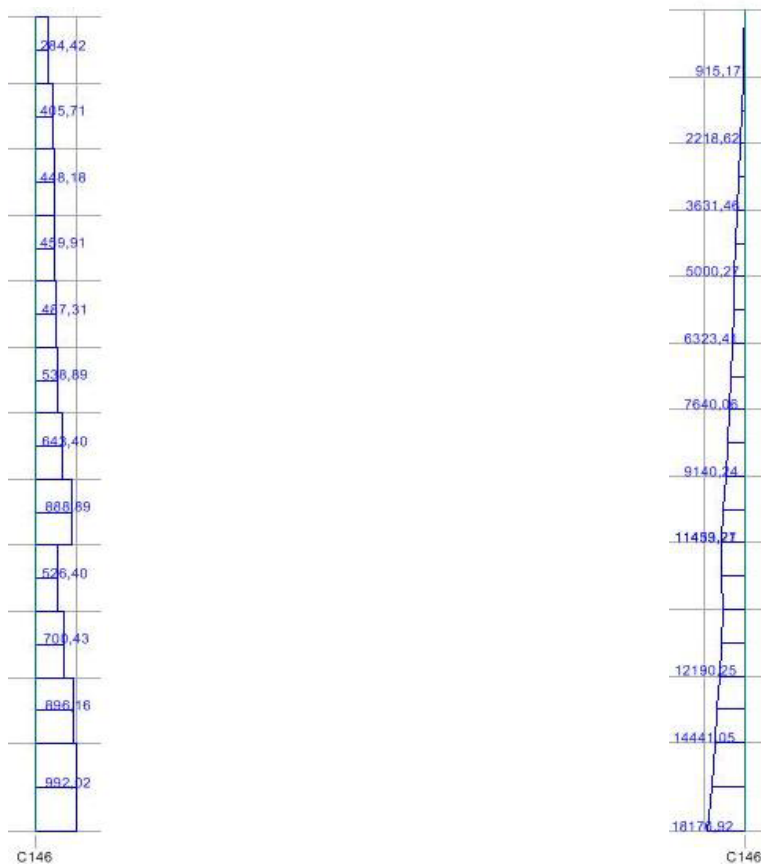


### 6.6.1.2 Stena, nosilna v Y smeri globalnega koordinatnega sistema

Izbrali smo steno ST4, njen položaj je razviden iz slike 10, orientacija pa je iz slike 31. Grafični rezultati za prečne sile in upogibne momente po etažah iz programa ETABS so prikazani na sliki 32, rezultati pa so zajeti tudi v tabeli 53.



Slika 31: Orientacija stene ST4, globalni in lokalni koordinatni sistem



a) prečne sile v x smeri lokalnega KS  
(enote kN)

b) upogibni momenti okoli y osi lokalnega KS  
(enote kNm)

Slika 32: Notranje sile za steno ST4

Tabela 53: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za osnovni model (OM)

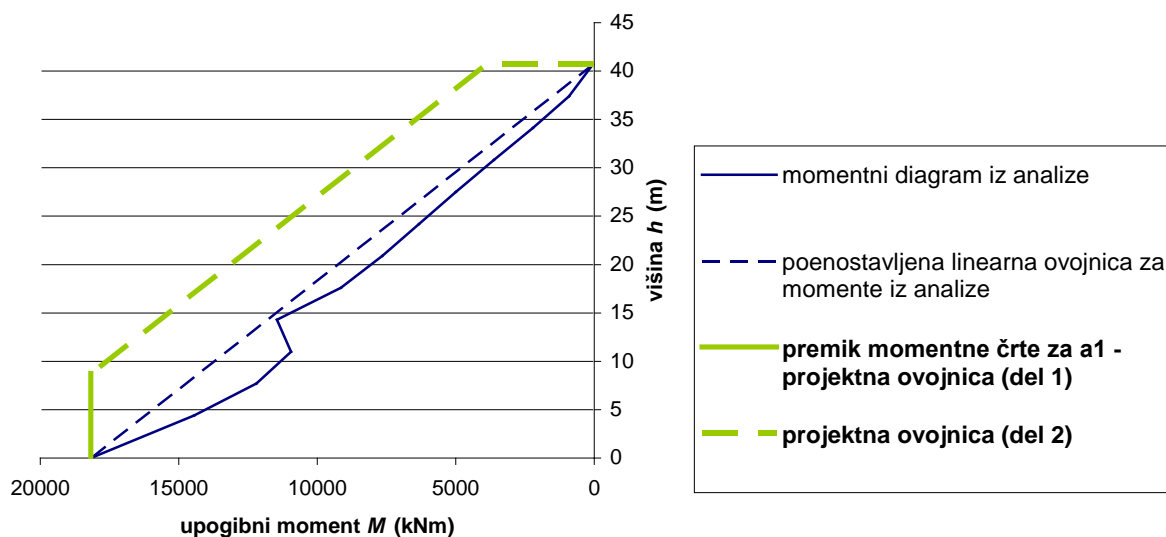
Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	284	47
S11	406	915
S10	448	2219
S9	460	3631
S8	487	5000
S7	539	6323
S6	643	7640
S5	889	9140
S4	526	11453
S3	700	10952
S2	896	12190
S1	992	14441
vpetje		18177

Tudi v tabeli 53 veljajo vse vrednosti za upogibne momente za najvišjo točko določene etaže, zato je posebej podana vrednost upogibnega momenta ob vpetju stene. Prečne sile pa so konstantne po etažah, kar je tudi razvidno iz slike 32a.

Za določitev projektne ovojnice upogibnih momentov je potrebno najprej določiti vrednost za  $h_{cr}$  po enačbi (2.34):

$$h_{cr} = \max[873, 678] \leq \begin{cases} 2 \cdot 873 = 1746 \\ 2 \cdot 4070 = 8140 \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 873 \text{ cm} = 8,73 \text{ m}$$

Zdaj lahko v tabeli 54 in na sliki 33 prikažemo rezultate za upogibne momente, ki jih dobimo iz analize, in upogibne momente, ki jih uporabimo za projektiranje vitkih sten.



Slika 33: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitke stene ST4 ( $a_1 = h_{cr} = 8,73$  m)  
 – zelena črta

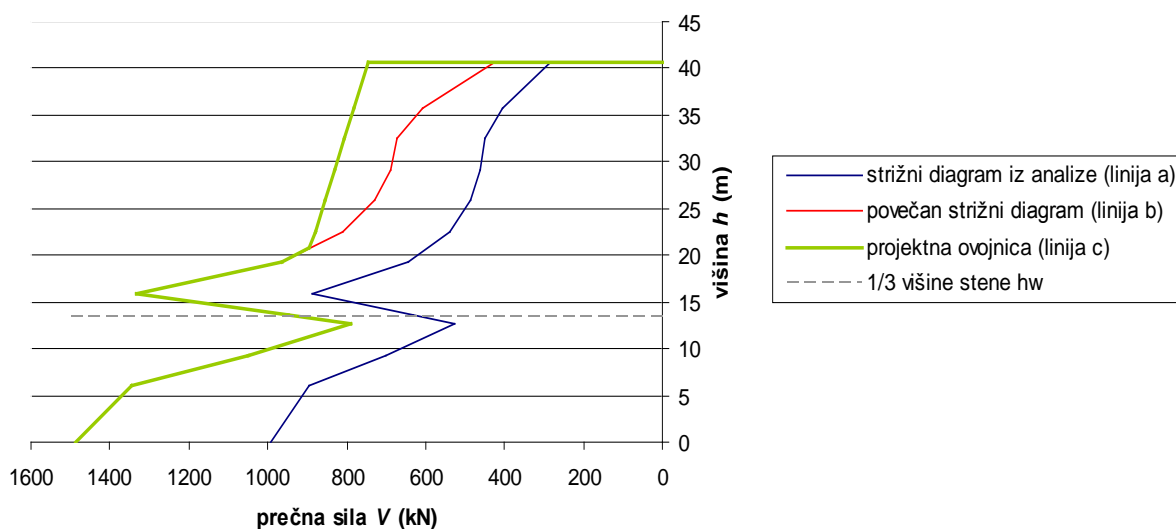
Tabela 54: Upogibni momenti za steno ST4, dobljeni iz analize in projektne vrednosti

Višina $h$ (m)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)	Višina $h + h_{cr}$ (m)	Upogibni momenti $M_{Ed}$ (kNm)
	analiza		projektne vrednosti
40,7	47		
37,4	915	40,7	3146
34,1	2219	39,53	3631
30,8	3631	36,23	5000
27,5	5000	32,93	6323
24,2	6323	29,63	7640
20,9	7640	26,33	9140
17,6	9140	23,03	11453
14,3	11453	19,73	10952
11	10952	16,43	12190
7,7	12190	13,13	14441
4,4	14441	8,73	18177
0	18177	0	18177

Za določitev ovojnice prečnih sil moramo prečne sile ob vpetju tudi za steno ST4 povečati za 50%, ker moramo upoštevati njihovo povečanje zaradi plastifikacije. Tako iz linije a (strižni diagram iz analize) dobimo linijo b (glej sliko 4). Poznati moramo še prečno silo ob vpetju  $V_{wall,base}$  in na vrhu stene  $V_{wall,top}$ , da lahko določimo projektno ovojnico (linija c, slika 4).

Tabela 55: Prečne sile za steno ST4 – analiza, povečane vrednosti in projektne vrednosti

Etaža	Višina $1/3 \cdot h_w$ (m)	Prečne sile		
		Analiza $V'_i$ (kN)	Povečane sile $V'_{Ed}$ (kN)	Projektne vrednosti $V_{Ed}$ (kN)
S12		284	284	744
S11		406	424	763
S10		448	489	776
S9		460	523	789
S8		487	576	802
S7		539	661	814
S6		643	819	827
S5		889	1172	840
	13,6	631	849	849
S4		526	718	718
S3		700	987	987
S2		896	1303	1303
S1		992	1488	1488



Slika 34: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stene ST4 – linija c

Prečne sile, dobljene iz analize, so na sliki 34 označene z modro črto (linija a), povečane prečne sile z rdečo črto (linija b), projektne vrednosti pa z zeleno črto (linija c). Do  $1/3$  višine stene  $h_w$  (to je 13,6 m) se liniji b in c (zeleno in rdeča črta) prekrivata. Od  $1/3 h_w$  do vrha stene poteka linija c (zeleno črta) linearno od vrednosti 849 kN (povečana vrednost prečne sile na  $1/3$  višine stene) do 744 kN (polovična vrednost povečane prečne sile ob vpetju). V tabeli 55 so projektne vrednosti za prečne sile  $V_{Ed}$  pobarvane s svetlo rumeno barvo.

Tako smo za duktilni in vitki steni ST12 (nosilna v smeri X) in ST4 (nosilna v smeri Y) za osnovni model (OM) dobili projektne vrednosti za upogibne momente in prečne sile po pravilniku za betonske stavbe (poglavje 2.6).

## **6.6.2 Ostali obravnavani primeri**

Za vse ostale obravnavane primere smo za steni ST12 in ST4 v tabelah 56 – 71 prikazali le prečne sile in upogibne momente, dobljene z analizo. Vse vrednosti za upogibne momente veljajo za najvišjo točko določene etaže, zato je v vsaki tabeli še posebej podana vrednost upogibnega momenta ob vpetju stene. Prečne sile so konstantne po etažah.

### **6.6.2.1 Stena, nosilna v X smeri globalnega koordinatnega sistema**

V tabelah 50, 56 in 57 so prikazani rezultati za notranje sile v steni ST12 za primere, pri katerih ni upoštevana slučajna torzija. Ugotovimo, da se z odstranitvijo okvira prečne sile v steni ST12 v nekaterih etažah povečajo, v drugih zmanjšajo. Upogibni momenti se povečajo v vseh etažah, razen ob vpetju, kjer se zmanjšajo za 2%. Sicer pa primer brez okvira (OK) ni merodajen, saj ni v skladu s standardom Evrokod (poglavje 2.3.1). Primer metode z vodoravnimi silami brez upoštevanja slučajne torzije (OM-vs) nam da rezultate, ki so precej drugačni od rezultatov za osnovni model (OM). Do tega najverjetneje pride zaradi sprememb v togosti po etažah in vpliva višjih nihajnih oblik.

Tabela 56: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za osnovni-okvir (OK)

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	166	49
S11	236	526
S10	204	1254
S9	182	1827
S8	223	2253
S7	253	2777
S6	334	3334
S5	585	4080
S4	949	5591
S3	1059	6906
S2	803	9698
S1	880	11735
vpetje		15013

Tabela 57: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer metode z vodoravnimi silami (OM-vs)

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	49	73
S11	125	235
S10	185	106
S9	209	646
S8	281	1266
S7	334	2126
S6	411	3161
S5	559	4455
S4	1016	6242
S3	1412	9541
S2	1003	14156
S1	1232	17430
vpetje		22830

Slučajno torzijo upoštevamo z ekscentričnostjo mase ali dodatnim torzijskim momentom pri modalni analizi ter s faktorjem  $\bar{d}$  pri metodi z vodoravnimi silami. To so primeri OM-em, OM-tm in OM-vs- $\bar{d}$ , za katere so rezultati prikazani v tabelah 58 – 63.

Tabela 58: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	164	36
S11	220	537
S10	186	1189
S9	165	1682
S8	197	2014
S7	223	2404
S6	295	2785
S5	498	3293
S4	846	4403
S3	977	5590
S2	798	8144
S1	901	10168
vpetje		13532

Tabela 59: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	160	41
S11	211	534
S10	193	1120
S9	181	1599
S8	222	1967
S7	262	2435
S6	363	2961
S5	629	3742
S4	762	5385
S3	918	6348
S2	756	8736
S1	904	10635
vpetje		14064

Tabela 60: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	189	46
S11	<b>255</b>	631
S10	<b>225</b>	<b>1357</b>
S9	210	<b>1917</b>
S8	255	<b>2317</b>
S7	294	<b>2824</b>
S6	392	<b>3383</b>
S5	641	4181
S4	855	5807
S3	1098	7288
S2	887	10279
S1	1045	12601
vpetje		16645

Tabela 61: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	<b>191</b>	<b>47</b>
S11	248	<b>640</b>
S10	224	1327
S9	<b>213</b>	1865
S8	<b>260</b>	2267
S7	<b>303</b>	2789
S6	<b>410</b>	3379
S5	<b>683</b>	<b>4240</b>
S4	<b>885</b>	<b>5998</b>
S3	<b>1112</b>	<b>7473</b>
S2	<b>891</b>	<b>10524</b>
S1	<b>1051</b>	<b>12873</b>
vpetje		<b>16954</b>

Pri primeru OM-em, kjer je slučajna ekscentričnost upoštevana s 5% ekscentričnostjo mase v štirih kvadrantih, ugotovimo, da dobimo največje prečne sile in upogibne momente, ko maso premaknemo v 3. ali 4. kvadrant (odvisno, katere etaže gledamo). To pomeni, da dobimo največje vrednosti notranjih sil, če maso premaknemo čim bolj proč od stene ST12. Maksimalne vrednosti so v tabelah 58 – 61 označene s krepkim tiskom. Če upoštevamo le te maksimalne vrednosti, lahko rečemo, da se z upoštevanjem slučajne torzije s 5%



ekscentričnostjo mase tako prečne sile kot upogibni momenti povečajo. Prečne sile se največ povečajo v zgornjih etažah (do 19%), upogibni momenti pa se največ povečajo v vrhnji etaži S12 in to za 21%.

Tabela 62: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm)

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	174	43
S11	242	573
S10	228	1196
S9	213	1767
S8	260	2250
S7	303	2851
S6	415	3523
S5	679	4471
S4	882	6236
S3	1146	7636
S2	942	10781
S1	1123	13298
vpetje		17678

Pri modelu OM-tm je slučajna ekscentričnost upoštevana z dodatnim torzijskim momentom, rezultati pa so prikazani v tabeli 62. Ugotovimo lahko, da se tako prečne sile kot tudi upogibni momenti v primerjavi z osnovnim modelom (OM) povečajo, oboji za maksimalno 15%.

Tretji način upoštevanja slučajne torzije je, da pri metodi z vodoravnimi silami vse notranje sile množimo s faktorjem  $\alpha$ , ki ga dobimo po enačbi (2.21). Metodo z vodoravnimi silami smo izvedli z ravninsko analizo. Konstrukcijo smo naenkrat obremenjevali le v eni od glavnih smeri in pri rezultatih upoštevali le tisto obtežbo, ki je na izbrano steno najbolj vplivala (dala največje vrednosti notranjih sil). Pri steni ST12 je bila to obtežba v X smeri glavnega koordinatnega sistema, zato smo razdaljo  $x$  iz enačbe (2.21) merili v Y smeri. Ta razdalja znaša 6 m, tako da ob vrednosti  $L_e = 24,48$  m dobimo za steno ST12 vrednost faktorja  $\alpha = 1,15$ . To pomeni, da smo vse notranje sile, ki smo jih dobili z analizo primera z vodoravnimi silami (OM-vs, tabela 57), pomnožili z 1,15. Rezultati za ta primer so prikazani v tabeli 63. Ugotovimo, da se rezultati dosti razlikujejo od tistih pri OM (osnovni model, tabela 50). Do tega najverjetneje pride zaradi sprememb v togosti po etažah in vpliva višjih nihajnih oblik.

Tabela 63: Notranje sile za steno ST12, nosilno v X smeri, za primer metode z vodoravnimi silami, kjer je slučajna torzija upoštevana s faktorjem  $d$  (OM-vs- $d$ )

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	57	84
S11	143	270
S10	213	121
S9	240	743
S8	324	1456
S7	384	2445
S6	473	3635
S5	643	5123
S4	1169	7178
S3	1624	10972
S2	1154	16279
S1	1417	20044
vpetje		26255

#### 6.6.2.2 Stena, nosilna v Y smeri globalnega koordinatnega sistema

V tabelah 53, 64 in 65 so prikazani rezultati za notranje sile v steni ST4 za primere, pri katerih ni upoštevana slučajna torzija. Ugotovimo, da se z odstranitvijo okvira prečne sile v steni ST4 v vseh etažah povečajo, razen v štirih spodnjih etažah, kjer se zmanjšajo za maksimalno 8%. Upogibni momenti se povečajo v vseh etažah, največ v zgornji, za 10%. Sicer pa primer brez okvira (OK) ni merodajen, saj ni v skladu s standardom Evrokod (poglavje 2.3.1). Primer metode z vodoravnimi silami brez upoštevanja slučajne torzije (OM-vs) nam da rezultate, ki so precej drugačni od rezultatov za osnovni model (OM). Do tega najverjetneje pride zaradi sprememb v togosti po etažah in vpliva višjih nihajnih oblik.

Tabela 64: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za osnovni-okvir (OK)

Etaža	Prečne sile	Upogibni momenti
-------	-------------	------------------

	$V'_i$ (kN)	$M'_i$ (kNm)
S12	302	52
S11	409	964
S10	452	2284
S9	465	3718
S8	495	5124
S7	549	6510
S6	661	7920
S5	946	9558
S4	487	12141
S3	697	11865
S2	893	13267
S1	952	15606
vpetje		19202

Tabela 65: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer metode z vodoravnimi silami (OM-vs)

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	86	238
S11	273	46
S10	407	1118
S9	534	2439
S8	661	4181
S7	793	6342
S6	978	8940
S5	1301	12150
S4	665	16427
S3	75	14223
S2	491	14464
S1	853	16081
vpetje		19832

Slučajno torzijo upoštevamo z ekscentričnostjo mase ali dodatnim torzijskim momentom pri modalni analizi ter s faktorjem  $\bar{d}$  pri metodi z vodoravnimi silami. To so primeri OM-em, OM-tm in OM-vs- $\bar{d}$ , za katere so rezultati prikazani v tabelah 66 – 71.

Tabela 66: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 1. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	<b>299</b>	<b>52</b>
S11	423	<b>971</b>
S10	473	<b>2302</b>
S9	<b>499</b>	3758
S8	<b>542</b>	5196
S7	<b>606</b>	6633
S6	<b>717</b>	8109
S5	<b>953</b>	9806
S4	<b>614</b>	<b>12295</b>
S3	<b>859</b>	<b>12220</b>
S2	<b>1098</b>	<b>14020</b>
S1	<b>1173</b>	<b>16977</b>
vpetje		<b>21569</b>

Tabela 67: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 2. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	276	45
S11	377	894
S10	419	2082
S9	434	3383
S8	464	4658
S7	517	5903
S6	617	7147
S5	831	8567
S4	587	10709
S3	756	10457
S2	958	11908
S1	1037	14394
vpetje		18379

Tabela 68: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 3. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	296	<b>52</b>
S11	<b>424</b>	957
S10	<b>474</b>	2299
S9	<b>499</b>	<b>3763</b>
S8	541	<b>5206</b>
S7	604	<b>6644</b>
S6	715	<b>8117</b>
S5	<b>953</b>	<b>9807</b>
S4	603	12292
S3	843	12189
S2	1079	13946
S1	1151	16843
vpetje		21340

Tabela 69: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z ekscentričnostjo mase (OM-em) v 4. kvadrantu

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	279	44
S11	380	903
S10	420	2110
S9	431	3419
S8	454	4686
S7	503	5898
S6	604	7092
S5	826	8454
S4	588	10557
S3	736	10235
S2	927	11566
S1	991	13909
vpetje		17655

Pri primeru OM-em, kjer je slučajna ekscentričnost upoštevana s 5% ekscentričnostjo mase v štirih kvadrantih, ugotovimo, da dobimo največje prečne sile in upogibne momente, ko maso premaknemo v 1. ali 3. kvadrant (odvisno, katere etaže gledamo). To pomeni, da dobimo največje vrednosti notranjih sil, če maso premaknemo čim bolj proč od stene ST4. Maksimalne vrednosti so v tabelah 66 – 69 označene s krepkim tiskom. Če upoštevamo le te maksimalne vrednosti, lahko rečemo, da se z upoštevanjem slučajne torzije s 5%

ekscentričnostjo mase tako prečne sile kot upogibni momenti povečajo. Prečne sile se največ povečajo v spodnjih etažah (do 18%), prav tako upogibni momenti (do 16%).

Tabela 70: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer upoštevanja slučajne torzije z dodatnim torzijskim momentom (OM-tm)

Etaža	Prečne sile $V_i$ (kN)	Upogibni momenti $M_i$ (kNm)
S12	302	47
S11	422	975
S10	479	2224
S9	499	3727
S8	538	5227
S7	603	6717
S6	727	8246
S5	929	10022
S4	640	12468
S3	887	12346
S2	1139	14211
S1	1227	17277
vpetje		22059

Pri modelu OM-tm je slučajna ekscentričnost upoštevana z dodatnim torzijskim momentom, rezultati pa so prikazani v tabeli 70. Ugotovimo lahko, da se tako prečne sile kot tudi upogibni momenti v primerjavi z osnovnim modelom (OM) povečajo, oboji v pritlični etaži. Prečne sile se povečajo za največ 19%, upogibni momenti pa za največ 18%.

Tretji način upoštevanja slučajne torzije je, da pri metodi z vodoravnimi silami vse notranje sile množimo s faktorjem  $d$ , ki ga dobimo po enačbi (2.21). Metodo z vodoravnimi silami smo izvedli z ravninsko analizo. Konstrukcijo smo naenkrat obremenjevali le v eni od glavnih smeri in pri rezultatih upoštevali le tisto obtežbo, ki je na izbrano steno najbolj vplivala (dala največje vrednosti notranjih sil). Pri steni ST4 je bila to obtežba v Y smeri glavnega koordinatnega sistema, zato smo razdaljo  $x$  iz enačbe (2.21) merili v X smeri. Ta razdalja znaša 4 m, tako da ob vrednosti  $L_e = 24,48$  m dobimo za steno ST4 vrednost faktorja  $d = 1,10$ . To pomeni, da smo vse notranje sile, ki smo jih dobili z analizo primera z vodoravnimi silami (OM-vs, tabela 65), pomnožili z 1,10. Rezultati za ta primer so prikazani v tabeli 71. Ugotovimo, da se rezultati dosti razlikujejo od tistih pri OM (osnovni model, tabela 53). Do tega najverjetneje pride zaradi sprememb v togosti po etažah in vpliva višjih nihajnih oblik.

Tabela 71: Notranje sile za steno ST4, nosilno v Y smeri, za primer metode z vodoravnimi silami, kjer je slučajna torzija upoštevana s faktorjem  $d$  (OM-vs- $d$ )

Etaža	Prečne sile $V'_i$ (kN)	Upogibni momenti $M'_i$ (kNm)
S12	95	262
S11	301	51
S10	448	1230
S9	588	2683
S8	727	4599
S7	873	6976
S6	1076	9834
S5	1431	13365
S4	731	18069
S3	83	15645
S2	540	15910
S1	938	17689
vpetje		21815

## 7 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo preučevali uporabo evropskega in slovenskega standarda Evrokod 8 na konkretnem primeru. Pomagali smo si z računalniškim programom ETABS, v katerem smo pripravili osnovni model in tudi analizirali konstrukcijo.

Zaradi izbire modela konstrukcije, metode analize in izračuna faktorja obnašanja  $q$  smo preverjali pravilnost konstrukcije na osnovnem modelu. Hitro smo ugotovili, da konstrukcija ustreza pogojema za pravilnost po višini, ki ju predpisuje EC8, čeprav smo se mogoče ušтели pri predpostavki, da je togost konstrukcije enakomerna po etažah. Izkaže se namreč, da nekateri rezultati metode z vodoravnimi silami precej odstopajo od rezultatov z modalno analizo s spektri odziva. Več dela smo imeli za ugotavljanje tlorisne pravilnosti oziroma nepravilnosti. Za naš primer se izkaže, da je torzijski polmer v vseh etažah manjši od vztrajnostnega polmera, s čimer ni izpolnjen eden od pogojev za tlorisno pravilnost. Iz tega sledi, da obravnavana konstrukcija ni pravilna v tlorisu. Izbrali smo torej prostorski model, ki smo ga zaradi pravilnosti po višini lahko analizirali poleg modalne analize s spektri odziva še po metodi z vodoravnimi silami. Ker je konstrukcija pravilna po višini, faktorja obnašanja  $q$  ni bilo treba reducirati. Določili smo ga za mešani konstrukcijski sistem, ekvivalenten stenastemu, kot mu ustreza naša konstrukcija, in znaša  $q = 3,3$ .

Po izdelavi modela v programu ETABS smo lahko nekatere elemente konstrukcije izbrali kot sekundarne, kot to dovoljuje EC8. Odločili smo se za odstranitev okvira in dobili razliko v togosti nekaj večjo od 15%. Ta razlika je glede na standard EC8 že prevelika, vendar smo model brez okvira (osnovni-okvir) zaradi primerjave vseeno uporabili v nadaljnjih analizah. Osnovni model smo obravnavali z dvema metodama analize, ki sta predpisani v standardu Evrokod 8 – modalna analiza s spektri odziva ter metoda z vodoravnimi silami. Model osnovni-okvir smo obravnavali le z modalno analizo.

Oba modela smo v nadaljevanju diplomske naloge primerjali. Obravnavali smo več primerov, na katerih smo spreminjali različne parametre. Prva dva primera sta bila kar modela iz ETABSa, obravnavana z modalno analizo - osnovni model (OM) in osnovni-okvir (OK).



Primer OM-vs je bil osnovni model, obravnavan z metodo z vodoravnimi silami. V teh treh primerih slučajna torzija ni bila upoštevana. Slučajno torzijo smo pri modalni analizi upoštevali na dva načina, s 5% ekscentričnostjo mase v štirih kvadrantih (primer OM-em) in z dodatnim torzijskim momentom (primer OM-tm). V primeru OM-vs-d je osnovni model obravnavan z metodo z vodoravnimi silami, slučajna torzija pa je upoštevana s faktorjem  $d$ . Za vse te primere so tabelarično in grafično prikazani rezultati za nihajne čase, efektivne mase, etažne sile, etažne pomike in zamike ter notranje sile v nekaterih stenah.

Za nihajne čase ugotovimo, da so pri vseh obravnavanih primerih podobni. Za OM znaša osnovni nihajni čas 1,67 s, ob upoštevanju slučajne torzije pa se nekoliko poveča. Malo več se nihajni čas poveča le pri primeru OK, saj z odstranitvijo okvira postane konstrukcija bolj podajna. Efektivne mase kažejo, da je druga nihajna oblika translacijska v X smeri, 3. nihajna oblika pa v Y smeri. Iz grafičnih rezultatov programa ETABS vidimo, da je prva oblika torzijska.

Največje vrednosti etažnih sil smo dobili z metodo z vodoravnimi silami, kjer smo etažne sile izračunali iz potresnih sil. Večje razlike v primerjavi z rezultati primera OM dobimo v smeri X, kjer so etažne sile za primer OM-vs največ za 45% večje v primerjavi z OM. V primeru OK se etažne sile z odstranitvijo okvira zmanjšajo za povprečno 11%, kar je tudi pričakovano, saj je konstrukcija bolj podajna. Zaradi vpliva ekscentričnosti mase (primer OM-em) se etažne prečne sile glede na OM v obeh smereh in pri premiku mase v vse štiri kvadrante zmanjšajo. Torzijski momenti se zmanjšajo le pri premiku mase v 2. kvadrant. Dodatnih torzijskih momentov nismo upoštevali čisto tako, kot zapoveduje standard, smo jih pa upoštevali v skladu z idejo, ki nam jo EC8 ponuja. Ugotovili smo, da se v primeru OM-tm etažni torzijski momenti povečajo za 11%.

Etažne pomike in zamike smo preverjali v masnem središču ter v vogalnih točkah T1, T2, T3 in T4. V masnem središču dobimo največje pomike in zamike, ko upoštevamo slučajno torzijo z dodatnim torzijskim momentom. Maksimalno povečanje etažnih zamikov glede na OM je 9%. Največji vpliv slučajne torzije na etažne pomike in zamike se pojavi v vogalnih točkah. Najprej smo za vsak primer ugotovili, katera vogalna točka je kritična (ima največje pomike oziroma zamike), potem pa smo rezultate za tisto točko izpisali v tabelo. Le v primeru

OM-vs-d, kjer smo vpliv slučajne torzije upoštevali tako, da smo pomike iz analize pomnožili s faktorjem d, so se etažni zamiki izkazali za prevelike, saj prekoračujejo 1% etažne višine.

Vpliv teorije drugega reda ni bil upoštevan v nobeni analizi, kar pa niti ni bilo potrebno, saj smo pokazali, da koeficienti občutljivosti  $\theta$  v nobeni etaži in nobeni smeri ne prekoračujejo vrednosti 0,1.

Za določevanje notranjih sil v stenah smo izbrali steni ST12 (nosilna v X smeri) in ST4 (nosilna v Y smeri), ki smo ju primerjali za vse obravnavane primere. Na primeru OM smo upoštevali tudi posebna določila za duktilne stene za določitev projektnih notranjih sil. Za obe izbrani steni lahko rečemo, da dajo vsi primeri podobne rezultate, do 20% razlike v velikosti prečnih sil in upogibnih momentov. Razlike se pojavljajo le pri OM-vs in OM-vs-d, kar sta primera, obravnavana z metodo z vodoravnimi silami. Možno je, da do tega pride zaradi sprememb v togosti konstrukcije pri posameznih etažah ter zaradi vpliva višjih nihajnih oblik.

Zaključimo lahko, da se v standardu Evrokod 8 pojavljajo nekatere nejasnosti v zvezi z določevanjem torzijskega polmera, sekundarnih elementov in dodatnega torzijskega momenta za upoštevanje slučajne torzije. Razen tega je tisti del EC8, ki smo ga upoštevali v nalogi, dokaj jasen in enostaven za uporabo. Pri analizi in nam je pomagal računalniški program ETABS, ki je sodoben in za uporabnika prijazen.

## VIRI

CSI 2002. ETABS. Integrated Building Design Software. Computers & Structures Inc. ZDA, Kalifornija, Berkeley.

<http://www.csiberkeley.com/>

Fajfar, P., Dolšek, M., Fischinger, M., Peruš, I., Poljanšek, K. 2004. Uvajanje standarda EVROKOD 8 v Sloveniji: Potresna obtežba: Razvojno – raziskovalna naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

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

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Kreslin, M. 2005. Modeliranje konstrukcij stavb za potresne analize po EC8 – Primer stavbe na Jamovi 2. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

SIST EN 1990 2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij, Osnutek, September 2004.

SIST EN 1991-1-1 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, Osnutek, September 2004.

SIST EN 1998-1 2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, Osnutek, November 2004.

EN 1998-1 2004. Evrokod 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, November 2004.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1998-1 2005. Predlog. Marec 2005.

Agencija republike Slovenije za okolje. Karta projektnega pospeška tal. 2001. Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava RS za geofiziko.

[http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektني\\_pospesek\\_tal.jpg](http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.jpg)

## **PRILOGA A**

V prilogi A na priloženi zgoščenki so naslednje datoteke:

V mapi »OM« je podana vhodna datoteka za osnovni model:

- koncni model.EDB
- koncni model.e2k (tekstovna datoteka)

V mapi »OK« je podana vhodna datoteka za osnovni model, brez okvira:

- koncni-okvir.EDB
- koncni-okvir.e2k (tekstovna datoteka)

V mapi »OM-em« so štiri podmape – v vsaki je podana vhodna datoteka za primer, kjer je slučajna torzija upoštevana s premikom mase v enega od štirih kvadrantov:

- a) mapa »premik mase v 1. kvadrant«
  - koncni model 1K.EDB
  - koncni model 1K.e2k (tekstovna datoteka)
- b) mapa »premik mase v 2. kvadrant«
  - koncni model 2K.EDB
  - koncni model 2K.e2k (tekstovna datoteka)
- c) mapa »premik mase v 3. kvadrant«
  - koncni model 3K.EDB
  - koncni model 3K.e2k (tekstovna datoteka)
- d) mapa »premik mase v 4. kvadrant«
  - koncni model 4K.EDB
  - koncni model 4K.e2k (tekstovna datoteka)

V mapi OM-tm je podana vhodna datoteka za primer, kjer je slučajna torzija upoštevana z dodatnim torzijskim momentom:

- koncni dod moment.EDB
- koncni dod moment.e2k (tekstovna datoteka)

V mapi OM-vs je podana vhodna datoteka za primer analize z metodo z vodoravnimi silami:

- koncni vodoravne sile.EDB
- koncni vodoravne sile.e2k (tekstovna datoteka)