

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

Kandidat:

**Mirko Kosič**

# **Potresna analiza šest-etažne nesimetrične stavbe**

**Diplomska naloga št.: 3085**

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 29. 10. 2009

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **MIRKO KOSIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:  
**»POTRESNA ANALIZA ŠEST-ETAŽNE NESIMETRIČNE STAVBE«**.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske  
separatoteke FGG.

Ljubljana, 16.10.09

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

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

<b>UDK:</b>	<b>006(4):624.012.45:624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Mirko Kosič</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Matjaž Dolšek</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Potresna analiza šest-etažne nesimetrične stavbe</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>154 str., 32 pregl., 77 sl., 108 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>armiranobetonska stavba, torzijsko podajen sistem, sodelujoče širine plošč, modeliranje sten z linijskimi ali ploskovnimi elementi, projektiranje betonskih stavb po Evrokodu 8</b>

### **Izvleček**

Diplomska naloga obravnava potresno analizo šest-etažne stavbe v skladu s standardom za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij Evrokod 8. Po zasnovi je stavba mešan sistem ekvivalenten stenastemu, vendar ne izpolnjuje zahtev glede minimalne torzijske togosti. Obravnavana stavba se tako uvršča med torzijsko podajne objekte. Modalna analiza stavbe je bila izvedena s pomočjo programa ETABS 9.0. Odziv stavbe je bil določen z uporabo različnih matematičnih modelov in ob upoštevanju različnih predpostavk. Preučen je bil vpliv modeliranja sten z linijskimi ali ploskovnimi modeli ter vpliv sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti primarnih potresnih gred. Drugi del diplomske naloge obravnava dimenzioniranje izbranih elementov stavbe na podlagi rezultatov potresne analize. Glede na to, da ima stavba razmeroma malo etaž je bila projektirana za srednjo stopnjo duktilnosti.

Iz primerjave rezultatov linijskega in ploskovnega modela smo ugotovili, da so mešani sistemi modelirani izključno z linijskimi elementi bolj podajni. Pri takšnih modelih so obremenitve okvirov večje, stene pa so manj obremenjene. V okviru inženirske natančnosti so razlike v obremenitvah zanemarljive, tako da uporaba enega ali drugega modela privede do podobnih rezultatov.

Upoštevanje sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti primarnih potresnih gred poveča obremenitve okvirov in rahlo razbremeni stene. Razbremenitev sten je zanemarljiva,

povečanje obremenitev okvirov pa precejšnje. Z modeliranjem sodelujočih širin smo pri projektiranju okvirov v splošnem na varni strani.

Iz rezultatov dimenzioniranja je razvidno, da so stene najbolj obremenjeni elementi stavbe, saj so armirane s precejšno količino vzdolžne in strižne armature. Obremenitev najbolj obremenjene stene bi lahko deloma zmanjšali s prerazporeditvijo obremenitev na sosednje stene. Druga možnost bi bila projektiranje stavbe za visoko stopnjo duktilnosti. Skrajna možnost, ki bi bila s stališča potresne varnosti najboljša, pa bi bila sprememba zasnove stavbe z dodajanjem novih sten.

## BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

**UDC:** 006(4):624.012.45:624.042.7(043.2)  
**Author:** Mirko Kosič  
**Supervisor:** Assist. Prof. dr. Matjaž Dolšek  
**Title:** Seismic analysis of the six-storey asymmetric building  
**Notes:** 154 p., 32 tab., 77 fig., 108 eq.  
**Key words:** concrete building, torsionally flexible system, effective slab width, modeling of walls with beam-column or shell elements, design of concrete buildings according to Eurocode 8

### Abstract

The present work deals with the seismic analysis and design of six-storey building according to standard Eurocode 8. Although the building can be conceptually classified as wall-equivalent dual system, it did not satisfy the criteria of minimal torsional rigidity. As a result the building was designed as torsionally flexible system. Modal response spectrum analyses was performed with the program ETABS. As a result of some assumptions different structural models were used for determination of seismic design forces. In addition the influence of modeling of walls with beam-column or shell elements was also studied. Particular attention was dedicated to the influence of effective slab widths in the design process of primary seismic beams. In the second part of the thesis, the selected part of the building was designed taking in account the ultimate limit and serviceable limit state. Considering the small number of stories, the structure was designed for medium class of ductility.

The comparison between results of different models indicates that systems where walls are modeled with beam-column elements are in general more flexible. Therefore in this system the load on frames is larger and consequently action on walls is reduced. However, the results of both models are similar since the use of one or another model practically leads to the same results.

The influence of effective slab width of beams increases the overall stiffness of beams. Therefore the internal forces in frames are significantly increased, but the internal forces in walls are practically the same. Consequently, the assumption of the effective slab width in the seismic analysis in general leads to safer design of structure.

Since the flexural and shear reinforcement in the walls is high it is clear that the internal forces due to seismic action in walls are high. First solution to this problem would be applying redistribution of seismic action to other walls. Second solution would be to select the ductility class high in the design process of building. Lastly, the alternative would be modifying the conceptual design of the building by adding new walls. This solution is usually not in favor but would results in significantly increased seismic safety of the building.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku, ki mi je bil vedno na razpolago. Zahvalil bi se tudi svoji puncu in družini za podporo v času študija.



## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b>	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>Splošno</b>	<b>1</b>
<b>1.2</b>	<b>Uvod v modeliranje konstrukcije</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>STANDARD EVROKOD 8</b>	<b>4</b>
<b>2.1</b>	<b>Splošno o standardu</b>	<b>4</b>
<b>2.2</b>	<b>Zahtevan odziv in merila za izpolnitev zahtev</b>	<b>4</b>
<b>2.3</b>	<b>Značilnosti tipa tal in potresni vpliv</b>	<b>6</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Identifikacija tipa tal</b>	<b>6</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Potresni vpliv</b>	<b>6</b>
<b>2.3.2.1</b>	<b>Potresna območja</b>	<b>6</b>
<b>2.3.2.2</b>	<b>Osnovni prikaz potresnega odziva</b>	<b>7</b>
<b>2.3.2.3</b>	<b>Kombinacija potresnega vpliva z drugimi</b>	<b>9</b>
<b>2.4</b>	<b>Projektiranje stavb</b>	<b>11</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Osnovna načela pri zasnovi</b>	<b>11</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Merila za pravilnost konstrukcije</b>	<b>11</b>
<b>2.4.2.1</b>	<b>Merila za tlorisno pravilnost</b>	<b>11</b>
<b>2.4.2.2</b>	<b>Merila za pravilnost po višini</b>	<b>12</b>
<b>2.4.2.3</b>	<b>Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti</b>	<b>13</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Analiza</b>	<b>14</b>
<b>2.4.3.1</b>	<b>Modeliranje</b>	<b>14</b>
<b>2.4.3.2</b>	<b>Vpliv naključne torzije</b>	<b>15</b>
<b>2.4.3.3</b>	<b>Metode analize</b>	<b>15</b>
<b>2.4.3.4</b>	<b>Račun pomikov</b>	<b>18</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Preverjanje varnosti</b>	<b>19</b>
<b>2.4.4.1</b>	<b>Mejno stanje nosilnosti</b>	<b>19</b>
<b>2.4.4.2</b>	<b>Omejitev poškodb</b>	<b>21</b>
<b>2.5</b>	<b>Posebna pravila za betonske stavbe</b>	<b>23</b>

<b>2.5.1</b>	<b>Splošno</b>	<b>23</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Načini projektiranja</b>	<b>25</b>
<b>2.5.2.1</b>	<b>Sposobnost sipanja energije in stopnje duktilnosti</b>	<b>25</b>
<b>2.5.2.2</b>	<b>Vrste konstrukcij</b>	<b>25</b>
<b>2.5.2.3</b>	<b>Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive</b>	<b>26</b>
<b>2.5.2.4</b>	<b>Merila za projektiranje</b>	<b>28</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM</b>	<b>31</b>
<b>3</b>	<b>POTRESNA ANALIZA STAVBE</b>	<b>32</b>
<b>3.1</b>	<b>Predstavitev stavbe</b>	<b>32</b>
<b>3.1.1</b>	<b>Osnovni podatki</b>	<b>32</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Osnovni prikaz konstrukcije</b>	<b>34</b>
<b>3.1.3</b>	<b>Osnovne značilnosti konstrukcije</b>	<b>35</b>
<b>3.1.3.1</b>	<b>Pravilnost v tlorisu</b>	<b>35</b>
<b>3.1.3.2</b>	<b>Pravilnost po višini</b>	<b>36</b>
<b>3.1.3.3</b>	<b>Kontrola torzijske podajnosti</b>	<b>37</b>
<b>3.1.3.4</b>	<b>Izbira faktorja obnašanja</b>	<b>37</b>
<b>3.2</b>	<b>Vplivi na konstrukcijo</b>	<b>38</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Stalni vplivi</b>	<b>38</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Koristna obtežba</b>	<b>41</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Obtežba snega in vetra</b>	<b>42</b>
<b>3.3</b>	<b>Predstavitev modelov stavbe</b>	<b>42</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Prvi ploskovni model</b>	<b>42</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Linijski model</b>	<b>46</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Drugi ploskovni model, sodelujoče širine po EC2</b>	<b>49</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Tretji ploskovni model, sodelujoče širine po EC2, <math>L_0=0,5L</math></b>	<b>56</b>
<b>3.4</b>	<b>Kontrola rezultatov</b>	<b>63</b>
<b>3.4.1</b>	<b>Kontrola mas</b>	<b>63</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Kontrola celotne potresne sile</b>	<b>67</b>
<b>3.5</b>	<b>Primerjava rezultatov med modeli</b>	<b>68</b>
<b>3.5.1</b>	<b>Primerjava rezultatov ploskovnega in linijskega modela</b>	<b>68</b>

<b>3.5.1.1</b>	<b>Splošno</b>	<b>68</b>
<b>3.5.1.2</b>	<b>Primerjava mas</b>	<b>68</b>
<b>3.5.1.3</b>	<b>Primerjava leg centrov togosti</b>	<b>69</b>
<b>3.5.1.4</b>	<b>Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas</b>	<b>70</b>
<b>3.5.1.5</b>	<b>Primerjava potresnih sil</b>	<b>73</b>
<b>3.5.1.6</b>	<b>Primerjava obremenitev nosilnih elementov</b>	<b>75</b>
<b>3.5.1.7</b>	<b>Ugotovitve primerjave</b>	<b>81</b>
<b>3.5.2</b>	<b>Primerjava rezultatov prvega in drugega ploskovnega modela</b>	<b>82</b>
<b>3.5.2.1</b>	<b>Splošno</b>	<b>82</b>
<b>3.5.2.2</b>	<b>Primerjava mas</b>	<b>82</b>
<b>3.5.2.3</b>	<b>Primerjava leg centrov togosti</b>	<b>82</b>
<b>3.5.2.4</b>	<b>Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas</b>	<b>83</b>
<b>3.5.2.5</b>	<b>Primerjava potresnih sil</b>	<b>86</b>
<b>3.5.2.6</b>	<b>Primerjava obremenitev nosilnih elementov</b>	<b>87</b>
<b>3.5.2.7</b>	<b>Ugotovitve primerjave</b>	<b>91</b>
<b>3.5.3</b>	<b>Primerjava prvega in tretjega ploskovnega modela</b>	<b>92</b>
<b>3.5.3.1</b>	<b>Splošno</b>	<b>92</b>
<b>3.5.3.2</b>	<b>Primerjava mas</b>	<b>92</b>
<b>3.5.3.3</b>	<b>Primerjava leg centrov togosti</b>	<b>93</b>
<b>3.5.3.4</b>	<b>Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas</b>	<b>93</b>
<b>3.5.3.5</b>	<b>Primerjava potresnih sil</b>	<b>96</b>
<b>3.5.3.6</b>	<b>Primerjava obremenitev nosilnih elementov</b>	<b>98</b>
<b>3.5.3.7</b>	<b>Ugotovitve primerjave</b>	<b>102</b>
<b>4</b>	<b>DIMENZIONIRANJE</b>	<b>103</b>
<b>4.1</b>	<b>Kontrola mejnega stanja nosilnosti</b>	<b>103</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Dimenzioniranje stene SX1-SY1-SY2</b>	<b>105</b>
<b>4.1.1.1</b>	<b>Kontrola dimenzij stene</b>	<b>105</b>
<b>4.1.1.2</b>	<b>Določanje parametrov stene</b>	<b>106</b>
<b>4.1.1.3</b>	<b>Osno upogibna obremenitev</b>	<b>107</b>
<b>4.1.1.4</b>	<b>Strižna obremenitev</b>	<b>112</b>

<b>4.1.1.5</b>	<b>Zagotavljanje lokalne duktilnosti</b>	<b>116</b>
<b>4.1.1.6</b>	<b>Dodatne kontrole</b>	<b>117</b>
<b>4.1.1.7</b>	<b>Prikaz izbrane armature</b>	<b>120</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Dimenzioniranje vzdolžne grede GX</b>	<b>125</b>
<b>4.1.2.1</b>	<b>Upogibna obremenitev</b>	<b>125</b>
<b>4.1.2.2</b>	<b>Strižna obremenitev</b>	<b>126</b>
<b>4.1.2.3</b>	<b>Dodatne kontrole</b>	<b>130</b>
<b>4.1.2.4</b>	<b>Prikaz izbrane armature vzdolžne grede GX</b>	<b>131</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Dimenzioniranje prečne grede GY</b>	<b>132</b>
<b>4.1.3.1</b>	<b>Upogibna obremenitev</b>	<b>132</b>
<b>4.1.3.2</b>	<b>Strižna obremenitev</b>	<b>135</b>
<b>4.1.3.3</b>	<b>Dodatne kontrole</b>	<b>137</b>
<b>4.1.3.4</b>	<b>Prikaz izbrane armature prečne grede GY</b>	<b>138</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Dimenzioniranje stebra</b>	<b>139</b>
<b>4.1.4.1</b>	<b>Kontrola dimenzije stebra</b>	<b>139</b>
<b>4.1.4.2</b>	<b>Osno-upogibna obremenitev</b>	<b>139</b>
<b>4.1.4.3</b>	<b>Strižna obremenitev</b>	<b>140</b>
<b>4.1.4.4</b>	<b>Zagotavljanje lokalne duktilnosti</b>	<b>145</b>
<b>4.1.4.5</b>	<b>Dodatne kontrole</b>	<b>146</b>
<b>4.1.4.6</b>	<b>Prikaz izbrane armature stebra</b>	<b>147</b>
<b>4.2</b>	<b>Mejno stanje uporabnosti</b>	<b>148</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Omejitev poškodb</b>	<b>148</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Določitev velikosti dilatacije</b>	<b>149</b>
<b>5</b>	<b>ZAKLJUČEK</b>	<b>151</b>
<b>5.1</b>	<b>Zaključki o rezultatih analize z različnimi modeli</b>	<b>151</b>
<b>5.2</b>	<b>Zaključki dimenzioniranja</b>	<b>152</b>
<b>VIRI</b>		<b>155</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti $\varphi$ za račun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.4)	10
Preglednica 2: Vrednosti faktorjev $\psi_i$ za stavbe	10
Preglednica 3: Kategorije pomembnosti za stavbe	14
Preglednica 4: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme pravilne po višini	26
Preglednica 5: Etažni pomiki konstrukcije zaradi delovanja sil $F_i$ in momentov $M_i$	35
Preglednica 6: Kontrola tlorisne pravilnosti konstrukcije	36
Preglednica 7: Kontrola torzijske podajnosti konstrukcije	37
Preglednica 8: Momenti okoli navpične osi etaže zaradi ekscentričnosti mase-smer X	44
Preglednica 9: Momenti okoli navpične osi etaže zaradi ekscentričnosti mase-smer Y	44
Preglednica 10: Določitev sodelujočih širin prečnih gred po EC2	51
Preglednica 11: Določitev sodelujočih širin grede v osi 9 po EC2	54
Preglednica 12: Določitev sodelujočih širin grede v osi 8 po EC2	54
Preglednica 13: Določitev sodelujočih širin grede v osi 3 po EC2	55
Preglednica 14: Določitev sodelujočih širin prečnih gred po EC2 - $L_0 = 0,5L$	57
Preglednica 15: Določitev sodelujočih širin grede v osi 9 po EC2 - $L_0 = 0,5L$	60
Preglednica 16: Določitev sodelujočih širin grede v osi 8 po EC2 - $L_0 = 0,5L$	61
Preglednica 17: Določitev sodelujočih širin grede v osi 3 po EC2 - $L_0 = 0,5L$	61
Preglednica 18: Kontrola mas konstrukcije	66
Preglednica 19: Prikaz mas in masnih središč linijskega in ploskovnega modela	69
Preglednica 20: Prikaz leg centrov togosti linijskega in ploskovnega modela	70
Preglednica 21: Prikaz nihajnih časov in efektivnih mas linijskega in ploskovnega modela	71
Preglednica 22: Prikaz potresnih sil linijskega in ploskovnega modela	74
Preglednica 23: Prikaz mas in masnih središč ploskovnih modelov 1 in 2	82
Preglednica 24: Prikaz leg centrov togosti ploskovnega modela 1 in 2	83
Preglednica 25: Prikaz nihajnih časov in efektivnih mas ploskovnih modelov 1 in 2	84
Preglednica 26: Prikaz potresnih sil ploskovnega modela 1 in 2	86
Preglednica 27: Prikaz mas in masnih središč ploskovnega modela 1 in 3	92

Preglednica 28: Prikaz leg centrov togosti ploskovnih modelov 1 in 3	93
Preglednica 29: Prikaz nihajnih časov in efektivnih mas ploskovnih modelov 1 in 3	94
Preglednica 30: Prikaz potresnih sil potresnih modelov 1 in 3	97
Preglednica 31: Prikaz pomikov stebra in relativnih premikov etaž	148
Preglednica 32: Prikaz pomikov objekta iz analize v kritičnih točkah	149

## KAZALO SLIK

Slika 1: Projektni pospeški tal za Slovenijo (ARSO)	7
Slika 2: Odnos med obtežbo in pomikom pri elastičnem in elastoplastičnem sistemu	8
Slika 3: Prikaz elastičnega spektra in projektne spektra za elastično analizo	9
Slika 4: Merila za pravilnost po višini	13
Slika 5: Tloris tipične etaže konstrukcije in prikaz pozicij gradbenih konstrukcij	34
Slika 6: Prikaz projektne spektra uporabljenega v analizi	38
Slika 7: Sestava etažnih plošč	39
Slika 8: Detajl fasade objekta	40
Slika 9: Prikaz prvega ploskovnega modela stavbe	45
Slika 10: Modeliranje stene SX1	46
Slika 11: Parametri za določanje sodelujoče širine stene	47
Slika 12: Modeliranje stene SY1	47
Slika 13: Prikaz linijskega modela dvigalnega jaška	48
Slika 14: Prikaz linijskega modela stavbe	48
Slika 15: Parametri za določitev sodelujoče širine po SIST EN 1992-1-1	50
Slika 16: Izbrani sodelujoči širini grede v osi B med osema 4-8 po EC2	52
Slika 17: Izbrani sodelujoči širini grede v osi B med osema 8-9 po EC2	52
Slika 18: Izbrani sodelujoči širini grede v osi C po EC2	53
Slika 19: Izbrani sodelujoči širini gred v oseh E,H,I,J po EC2	53
Slika 20: Izbrani sodelujoči širini grede v osi K po EC2	53
Slika 21: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 9 po EC2	54
Slika 22: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 8 po EC2	55
Slika 23: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 3 po EC2	55
Slika 24: Prikaz drugega ploskovnega modela	56
Slika 25: Prikaz oblike momentnih linij zaradi potresne obtežbe	57
Slika 26: Izbrani sodelujoči širini grede v osi B po EC2 - $L_0 = 0,5L$	59
Slika 27: Izbrani sodelujoči širini grede v osi C po EC2 - $L_0 = 0,5L$	59
Slika 28: Izbrani sodelujoči širini gred v oseh E,H,I,J po EC2 - $L_0 = 0,5L$	59

Slika 29: Izbrani sodelujoči širini grede v osi K po EC2 - $L_0 = 0,5L$	60
Slika 30: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 9 po EC2 - $L_0 = 0,5L$	60
Slika 31: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 8 po EC2- $L_0 = 0,5L$	61
Slika 32: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 3 po EC2 - $L_0 = 0,5L$	62
Slika 33: Prikaz tretjega ploskovnega modela	62
Slika 34: Tloris tipične etaže	63
Slika 35: Prikaz prvih dveh nihajnih oblik konstrukcije	73
Slika 36: Prikaz tretje in četrte nihajne oblike konstrukcije	73
Slika 37: Prikaz projektnega spektra in nihajnih časov linijskega in ploskovnega modela	74
Slika 38: Prikaz geometrije stene SX1-SY1-SY2	76
Slika 39: Prikaz projektnega spektra in nihajnih časov ploskovnega modela 1 in 2	86
Slika 40: Prikaz projektnega spektra in nihajnih časov ploskovnih modelov 1 in 3	97
Slika 41: Prikaz merodajnih elementov za dimenzioniranje	103
Slika 42: Prikaz geometrije stene SX1-SY1-SY2	105
Slika 43: Kriteriji za opustitev robnih elementov stene	107
Slika 44: Osno-upogibna obremenitev stene SX1-SY1-SY2	107
Slika 45: Prikaz podane armature za izdelavo interakcijskega diagrama	109
Slika 46: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stene - prerez I	109
Slika 47: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stene - prerez III	110
Slika 48: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stene - prerez IV	111
Slika 49: Prikaz strižne obremenitve stene	112
Slika 50: Prikaz deformacijskega stanja stene v četrti etaži pri	119
Slika 51: Tlačeni del stene v četrti etaži pri mejnem stanju nosilnosti	119
Slika 52: Prikaz izbrane armature stene v smeri osi X	120
Slika 53: Prikaz armature robnega elementa stene v prvi etaži - smer X	121
Slika 54: Prikaz armature robnega elementa stene v drugi etaži - smer X	121
Slika 55: Prikaz armature robnega elementa stene v tretji in četrti etaži - smer X	121
Slika 56: Prikaz armature robnega elementa stene v peti in šesti etaži - smer X	122
Slika 57: Prikaz izbrane armature stene v smeri osi Y	122
Slika 58: Prikaz armature robnega elementa stene v prvi etaži - smer Y	123
Slika 59: Prikaz armature robnega elementa stene v drugi etaži - smer Y	123



Slika 60: Prikaz armature robnega elementa stene v tretji in četrti etaži - smer Y	123
Slika 61: Prikaz armature robnega elementa stene v peti in šesti etaži - smer Y	124
Slika 62: Prikaz prereza grede GX, ki se uporablja za dimenzioniranje	125
Slika 63: Prikaz upogibne obremenitve grede GX v mejnem stanju nosilnosti	125
Slika 64: Diagram prečnih sil grede GX zaradi gravitacijske obtežbe	127
Slika 65: Prikaz prečnih sil grede GX v mejnem stanju nosilnosti	127
Slika 66: Prikaz izbrane armature grede GX	131
Slika 67: Prikaz prereza grede GY, ki se uporablja za dimenzioniranje	132
Slika 68: Diagram upogibnih momentov grede GY	133
Slika 69: Prikaz obremenitve grede GY v potresnem projektnem stanju	134
Slika 70: Prikaz izbrane armature grede GY	138
Slika 71: Prerez stebra	140
Slika 72: Prikaz interakcijskega diagrama mejne nosilnosti stebra	140
Slika 73: Prikaz vsote upogibnih nosilnosti v vozlišču stebra (smer Y)	141
Slika 74: Prikaz vsote upogibnih nosilnosti v vozlišču stebra (smer X)	141
Slika 75: Parametri efektivnega prereza stebra pri prenosu striga (Li, V. 2009, str. 5)	143
Slika 76: Prikaz izbrane armature stebra	147
Slika 77: Prikaz kritičnih točk za kontrolo trkanja objektov	149

## **1 UVOD**

### **1.1 Splošno**

V diplomski nalogi je bila izdelana potresna analiza šest-etažne, stenasto-okvirne konstrukcije, ki je izrazito nesimetrična. Prvi del diplomske naloge obravnava analizo objekta z različnimi matematičnimi modeli. Drugi del diplomske naloge obsega dimenzioniranje izbranega dela stavbe v skladu z zahtevami standarda za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij.

Prvi del diplomske naloge preučuje dva problema, ki se pojavljata pri modeliranju konstrukcij. Tako smo stavbo modelirali z linijskimi ali ploskovnimi modeli, pozornost pa smo posvetili tudi modeliranju togosti primarnih potresnih gred, saj pri modeliranju le teh lahko upoštevamo tudi sodelujočo širino plošče. Izdelani so bili v celoti linijski modeli, kot tudi mešani modeli sestavljeni iz linijskih in ploskovnih elementov. Modeli stavbe za potresno analizo so bili izdelani s pomočjo programa ETABS 9.0 (CSI, 2008).

Na podlagi rezultatov potresne analize smo v drugem delu diplomske naloge dimenzionirali tudi izbrani del stavbe. Preverjeno je bilo tako mejno stanje nosilnosti kot tudi mejno stanje uporabnosti objekta. Dimenzioniranje je bilo izvedeno v skladu s standardom za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij SIST EN 1998-1.

### **1.2 Uvod v modeliranje konstrukcije**

#### **Modeliranje konstrukcije z linijskim ali ploskovnim modelom**

Pri modeliranju stebrov in gred, ki so izrazito linijskega značaja, je izbira računskega modela dokaj trivialna. Uporaba linijskega elementa dobro opiše obnašanje teh elementov. Pri modeliranju sten se pri snovanju računskega modela elementov pojavita dve možnosti. Uporabimo lahko linijski model ali pa ploskovni model.

Uporaba ploskovnega modela je v teoretičnem pogledu bolj pravilna, vendar se izkaže v nadaljevanju tudi bolj komplicirana. Pri ploskovnih modelih se zlasti pojavijo težave pri interpretaciji in uporabi rezultatov za dimenzioniranje. Pri tem si skušamo pomagati tako, da

določimo rezultante napetosti na težišče prereza stene. Dodatna slabost ploskovnih modelov je tudi precej večji računski čas, ki je potreben za analizo konstrukcije. Ploskovni modeli torej zahtevajo več računskega časa in časa za interpretacijo rezultatov. Modeliranje kompliciranih oblik sten z linijskimi modeli zahteva več dela v fazi izdelave modela in izbiri smiselnih poenostavitev. Faza obdelave in uporabe rezultatov za dimenzioniranje pa je preprosta in dobro poznana.

### **Modeliranje togosti glavnih potresnih gred**

Pri izdelavi modela stavbe za potresno analizo je bila uporabljena predpostavka, da so plošče neskončno toge v svoji ravnini in neskončno podajne v prečni smeri. Če zanemarimo še vertikalno komponento potresnega vpliva, ima vsaka etaža le tri prostostne stopnje (dva pomika in en zasuk). Obravnavana šest-etažna stavba ima tako 18 prostostnih stopenj in prav toliko nihanjih oblik. Predpostavka neskončno podajnih plošč v prečni smeri ponazarja dejstvo, da je togost plošč pogosto majhna v primerjavi s togostjo gred. Vpliv togosti plošč se lahko približno zajame z modeliranjem sodelujoče širin plošč. Pri modeliranju togosti gred se tako pojavlja vprašanje, kolikšno sodelujočo širino plošče je smiselno upoštevati.

Problem je večplasten, saj standard SIST EN 1998-1 v zvezi s tem ne navaja nobenih določil. Standard navaja le sodelujoče širine, ki naj bi se uporabljaje pri računu nosilnosti primarnih potresnih gred. Na tej razdalji se lahko razporedi tudi vzdolžna armatura grede. Poleg tega, pa uporabljena sodelujoča širina plošč pri modeliranju togosti gred vpliva tudi na porazdelitev in velikost notranjih statičnih količin v posameznih elementih konstrukcije. Za potresno analizo standard SIST EN 1998-1 zahteva uporabo razpokanih karakteristik prerezov. Razpokanost se lahko upošteva na približen način z zmanjšanjem strižnih in upogibnih karakteristik prerezov. Dodatna težava potresne obtežbe je tudi njena cikličnosti, ki povzroča upogibne momente v gredah spremenljivega predznaka. Pri pozitivnem momentu je plošča nad gredo znotraj sodelujoče širine v tlaku in na ta način povečuje togost grede. Pri negativnem momentu pa je plošča nad gredo v nategu in teoretično ne vpliva na togost grede.

Zaradi specifičnosti potresne obtežbe, ki povzroča bistveno drugačne upogibne momente v gredah kot vertikalna obtežba, se pojavlja vprašanje o smiselnosti uporabe določil EN 1992-1 glede določanja sodelujočih širin. Pri močnem potresu se predvideva, da bodo oblike momentnih linij približno »žagaste«. Teoretične prevojne točke v takih gredah se nahajajo na

polovici dolžine grede. To dejstvo je možno upoštevati pri določanju sodelujočih širin plošč. V skladu z tremi zgoraj navedenimi razmisleki, so bili izdelani tri različni modeli. Modeli se razlikujejo v načinu modeliranja vpliva sodelujočih širin plošč na togost gred.

### **Priprava potresnega modela konstrukcije**

Narava potresnega vpliva je zelo nezanesljiva, zato je pri projektiranju prisotno večje tveganje. Dodatno nezanesljivost predstavlja tudi neelastično obnašanje konstrukcije pri cikličnih obtežbah. Potresna obtežba, kot izrazito dinamična obtežba, poveča zahtevnost opisa gibanja konstrukcije in spreminjanja notranjih količin v njen. Posledice navedenih dejstev so velike količine predpostavk, ki so uporabljene za preoblikovanje zahtevnega problema v problem obvladljiv v vsakdanji inženirski praksi.

Pri izdelavi potresnih modelov stavbe je bil uporabljen prostorski model konstrukcije. Metoda analize je bila modalna s spektri odziva. Razpokanost prerezov je bila upoštevana približno, in sicer z redukcijo upogibnih vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov elementov za polovico. Upoštevane so bile neskončno toge plošče v svoji ravnini in mase združene v težišču etaž. Modeliran je bil le del stavbe, ki stoji nad togo kletjo. Za kletne prostore se običajno upošteva, da nihajo skupaj s terenom. Togost kletnih prostorov je tudi običajno bistveno večja od togosti konstrukcije nad nivojem terena. Pri analizi so bile poleg tega zanemarjena tudi stopnišča, za katere se upošteva, da niso učinkovito pritrjena na konstrukcijo tako, da bi lahko ciklično prenašale potresni vpliv. Pogosto so stopnišča tudi naknadno betonirana.

Uporaba velike količine predpostavk pri izdelavi potresnih modelov stavb privedejo do tega, da so končni rezultati naših analiz le približek dejanskega stanja. Izkušnje pa kažejo, da projektiranje stavb z uporabo zgoraj navedenih predpostavk in določil standardov za potresno varno gradnjo, privede do stavb, ki so s stališča potresne odpornosti zadovoljivo varne.

## **2 STANDARD EVROKOD 8**

### **2.1 Splošno o standardu**

Standard za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij EN 1998 se uporablja za projektiranje in gradnjo stavb ter inženirskih objektov v potresnih področjih. Njegov namen v primeru potresa je:

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

Standard EN 1998 je razdeljen na šest delov, glede na vrste ki jih obravnava:

- EN 1998-1 se uporablja za projektiranje stavb in inženirskih objektov na potresnem območju,
- EN 1998-2 vsebuje posebna določila za mostove,
- EN 1998-3 vsebuje določila za oceno potresne odpornosti in za utrjevanje obstoječih stavb,
- EN 1998-4 vsebuje posebna določila za silose, rezervoarje in cevovode,
- EN 1998-5 vsebuje posebna določila iz področja geotehnike (temeljenje, oporne konstrukcije),
- EN 1998-6 vsebuje posebna določila za stolpe, jambore in dimnike.

V tej diplomski nalogi je bil uporabljen standard SIST EN 1998-1, zato se na tem mestu posvetimo bolj natančnemu opisu njegove vsebine. Poleg standarda SIST EN 1998-1, je potrebno upoštevati še nacionalni dodatek k temu standardu, v katerem so predpisane nacionalne vrednosti prostih parametrov.

### **2.2 Zahtevan odziv in merila za izpolnitev zahtev**

Konstrukcije v potresnih področjih je potrebno projektirati in graditi tako, da sta izpolnjeni naslednji zahtevi, vsaka s primerno stopnjo zanesljivosti:

### - zahteva po neporušitvi

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote. Po potresu mora biti ohranjena integriteta konstrukcije in njena ustrezna (preostala) nosilnost. Projektni potresni vpliv je izražen kot:

- referenčni potresni vpliv povezan z referenčno verjetnostjo prekoračitve  $P_{NCR}$  v petdesetih letih ali v referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  (za Slovenijo velja  $P_{NCR} = 10\%$  in  $T_{NCR} = 475let$ ),
- faktor pomembnosti  $\gamma_I$ , ki upošteva razlikovanje glede na zahtevano zanesljivost.

V standardu je jasno navedeno, da od stavb ne zahtevamo, da bodo pri močnem potresu ostale nepoškodovane. Stavbe se bodo in se morejo poškodovati na določenih mestih, tako da sipajo energijo. Z našim projektiranjem v naprej predvidimo mesta, kjer naj se te poškodbe izvršijo in tem mestom zagotovimo tudi potrebno duktilnost. Zahtevo po neporušitvi preverjamo pri mejnem stanju nosilnosti konstrukcije.

### - zahteva po omejitvi poškodb

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije. Potresni vpliv, ki se upošteva pri “zahtevi po omejitvi poškodb”, ima verjetnost prekoračitve  $P_{DLR}$  v desetih letih in povratno dobo  $T_{DLR}$  (za Slovenijo velja  $P_{DLR} = 10\%$  in  $T_{DLR} = 95let$ ). Če ni na voljo natančnejših podatkov, se za določitev projektnega potresnega vpliva uporabi redukcijski faktor  $\nu$ , ki je odvisen od faktorja pomembnosti stavbe  $\gamma_I$ .

Zahteva standarda ima zlasti ekonomsko funkcijo, saj se skuša zmanjšati poškodbe pri bolj šibkih potresih.

## 2.3 Značilnosti tipa tal in potresni vpliv

### 2.3.1 Identifikacija tipa tal

Potresni vpliv na konstrukcijo je odvisen od lastnosti temeljnih tal, na katerih je konstrukcija grajena. Lokacija objekta in narava temeljnih tal morata biti taki, da ne obstoja nevarnosti porušitve tal, nestabilnosti pobočji in trajnih posedkov zaradi utekočinjenja (likvifikacije) ali zgoščevanja v primeru potresa.

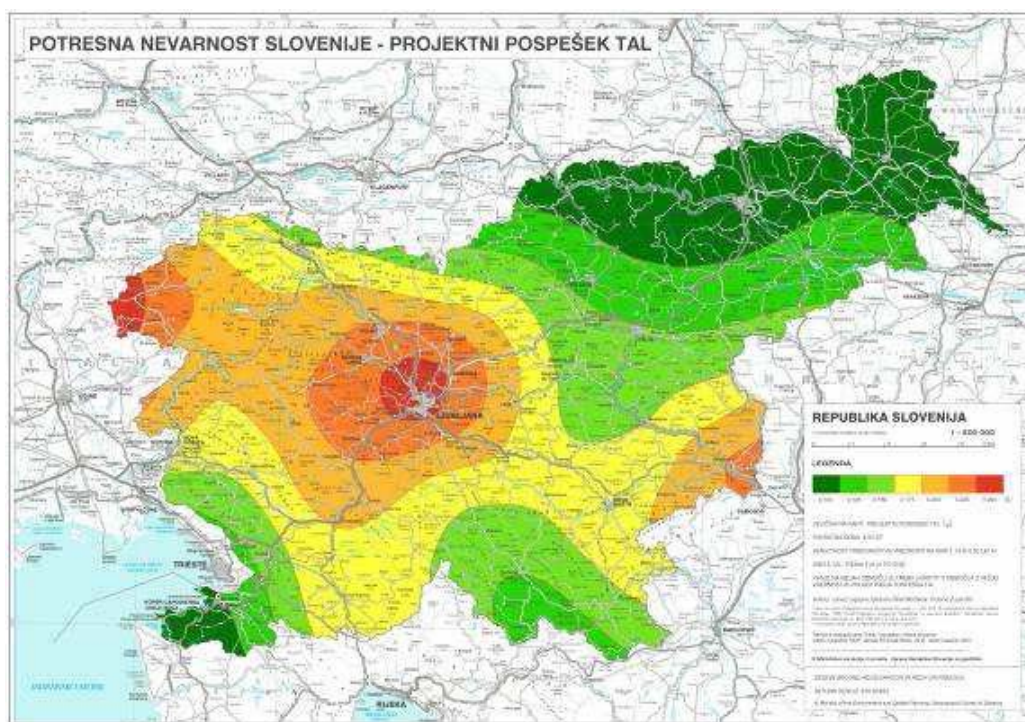
Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se lahko zajame z uporabo tipov tal A,B,C,D,E. Najboljša tla s stališča potresnega vpliva so tla tipa A, ki predstavljajo skalnata tla. Pri ostalih vrstah projektni potresni vpliv narašča.

Za določanje sestave temeljih tal je potrebno opraviti geomehanske raziskave in pri preverjanju varnosti konstrukcije je potrebno upoštevati rezultate geomehanskih izračunov.

### 2.3.2 Potresni vpliv

#### 2.3.2.1 Potresna območja

Odgovorni organ v posameznih državah morajo razdeliti ozemlje države v potresna območja glede na potresno nevarnost. Običajno potresno nevarnost določa en sam parameter, in sicer referenčna vrednost največjega pospeška na tleh A,  $a_{gR}$  (Slika 1). Referenčni največji pospešek tal ustreza referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi (ali, enakovredno, referenčni verjetnosti prekoračitve v petdesetih letih,  $P_{NCR}$ ). Tej referenčni povratni dobi ustreza faktor pomembnosti  $\gamma_I$  enak 1,0. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je projektni pospešek na tleh tipa A,  $a_g$ , enak produktu  $a_{gR}$  in faktorja pomembnosti  $\gamma_I$  ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ ).



Slika 1: Projektni pospeški tal za Slovenijo (ARSO)

### 2.3.2.2 Osnovni prikaz potresnega odziva

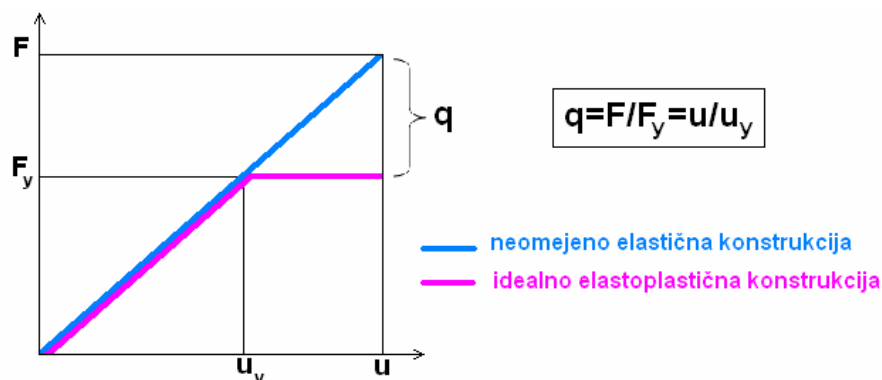
V okviru SIST EN 1998 je potresno gibanje tal na določenem mestu na površini predstavljamo v obliki elastičnega spektra pospeškov »elastični spekter odziva«. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti. Predpostavlja se, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnem odzivu. Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanimi potresnimi silami. To zmanjšanje se uvede s faktorjem obnašanja  $q$ .

Zmanjšanje potresnih sil temelji na dveh predpostavkah. Prva predpostavka je idealno elastoplastično obnašanje konstrukcij, druga pa enakost pomikov elastičnih in neelastičnih



konstrukcij. Na sliki 2 obravnavamo primera dveh konstrukcij, ki sta podvrženi istemu potresu. Konstrukcija A je idealno elastična in njen maksimalen pomik pri potresu znaša  $u$ . Konstrukcija B med potresom doseže mejo elastičnosti pri obtežbi  $F_y$ . Glede na predpostavko o enakosti pomikov je pomik konstrukcije B tudi enak  $u$ .



Slika 2: Odnos med obtežbo in pomikom pri elastičnem in elastoplastičnem sistemu

S pomočjo podobnih trikotnikov lahko izpeljemo naslednjo zvezo:

$$\frac{F}{F_y} = \frac{u}{u_y} \quad (1)$$

Faktor obnašanja  $q$  definiramo kot razmerje med maksimalnim pomikom in pomikom na meji plastičnosti:

$$q = \frac{u}{u_y} \quad (2)$$

Konstrukcija A prenese pomik v linearnem območju in se zato ne poškoduje. Tudi konstrukcija B lahko prenese enak pomik, če se je sposobna prenesti neelastični pomik  $u$ . Z upoštevanjem enačb 1 in 2 lahko nosilnost konstrukcije B v tem primeru znaša le:

$$F_y = \frac{F \cdot u_y}{u} = \frac{F}{q} \quad (3)$$

Tema diplomskega dela je elastična analiza potresnega odziva stavbe. Uporabljen je bil projektni spekter za elastično analizo, zato bomo v nadaljevanju opisovali le tega. Primer projektnega spektra za elastično analizo je prikazana na sliki 3.

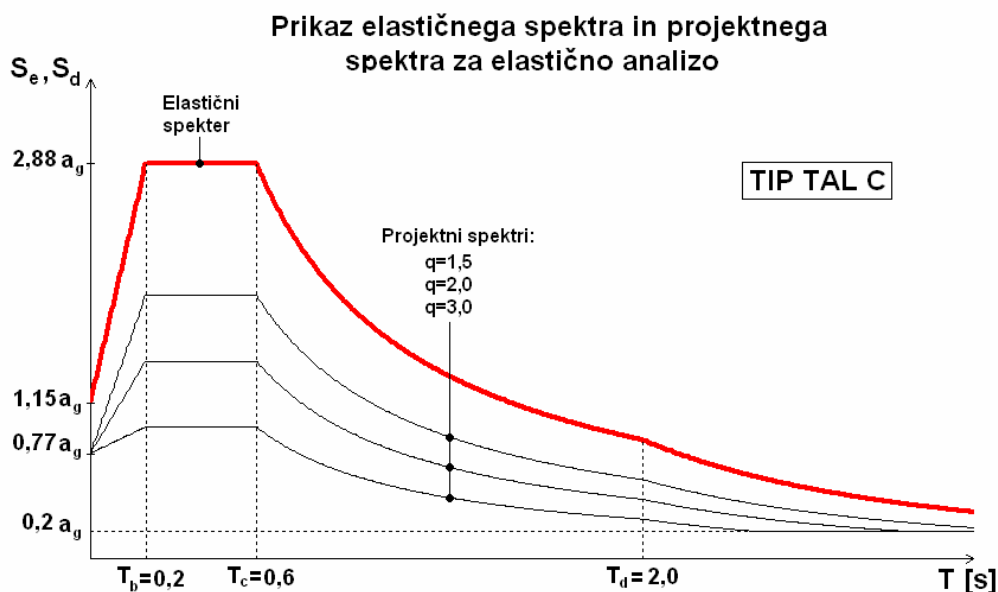
Za vodoravno komponento potresnega vpliva je projektni spekter  $S_d(T)$  določen z enačbami 4,5,6 in 7 (SIST EN 1998-1 : 2006: stran 36):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4)$$

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6)$$

$$T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7)$$



Slika 3: Prikaz elastičnega spektra in projektne spektra za elastično analizo

### 2.3.2.3 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi

Projektna vrednost vpliva  $E_d$  pri upoštevanju potresne obtežbe je določena po enačbi 8 (SIST EN 1990 : 2004: poglavje 6.4.3.4).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

$G_{k,j}$  ... stalna obtežba,

$P$  ... odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,

$A_{ed}$  ... projektna vrednost vpliva potresa,

$\psi_{2,i}$  ... koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva,

$Q_{k,i}$  ... spremenljiv obtežba.

Pri določanju potresnega vpliva je potrebno upoštevati vse mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so po enačbi 9 vključene v naslednjo kombinacijo vplivov (SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 3.2.4):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} ; \quad \psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (9)$$

Vrednosti faktorja  $\varphi$  so odvisne od vrste spremenljivih vplivov ter lege etaže v stavbi.

Vrednosti  $\varphi$  so podane v preglednici 1.

Preglednica 1: Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\psi_{E,i}$  (SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.4)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
Kategorije A-C	Vrhnja etaža	1
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F in arhivi		1

Definicije kategorij koristnih obtežb najdemo v standardu SIST EN 1991-1-1 : 2004: poglavje 6.3.1.2. Vrednosti kombinacijskih faktorjev za navidezno stalno obtežbo lahko najdemo v nacionalnem dodatku A standarda SIST EN-1990:2004 v poglavju A.1.2.2. Vrednosti so zbrane v naslednji preglednici 2.

Preglednica 2: Vrednosti faktorjev  $\psi_i$  za stavbe

(SIST EN-1990:2004 v poglavju A.1.2.2)

Vpliv	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega	0,5	0,2	0
Obtežba vetra	0,6	0,5	0

## 2.4 Projektiranje stavb

### 2.4.1 Osnovna načela pri zasnovi

Pri zasnovi stavb na potresnih območjih standard SIST EN 1998-1 priporoča upoštevanje naslednjih načel:

- enostavnost konstrukcije,
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenosť,
- nosilnost in togost v dveh smereh,
- torzijska nosilnost in togost,
- učinek diafragmi na nivoju etaž,
- ustrezni temeljenje.

### 2.4.2 Merila za pravilnost konstrukcije

#### 2.4.2.1 Merila za tlorisno pravilnost

Da stavba zadosti pogoju tlorisne pravilnosti, mora izpolniti vse naslednje pogoje:

- konstrukcija more imeti v tlorisu glede na dveh pravokotnih smereh približno simetrično porazdelitev togosti in mase glede na dve pravokotni osi;
- tlorisna razporeditev mora biti zgoščena, to pomeni da obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo. Če v tlorisu obstojajo vdolbine, je še vedno mogoče izpolniti pogoje za pravilnost, če te vdolbine ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini in če za nobeno vdolbino površina med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo, ki ovija etažo, ni večja od 5% etažne površine;
- togost stropov v svoji ravnini more biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov konstrukcije, tako da imajo deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente;
- vitkost  $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$  tlorisa stavbe ne sme biti večja od 4, kjer sta  $L_{\max}$  in  $L_{\min}$  večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh;

- v vsaki etaži in v vsaki smeri analize x in y morata ekscentričnost konstrukcije  $e_o$  in torzijski polmer  $r$  ustrezati spodnjima pogojema, ki sta za y smer analize izražena z enačbama 10 in 11 (SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.3.2, točka 6):

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (10)$$

$$r_x \geq l_s \quad (11)$$

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

$r_x$  ... kvadratni koren med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri y («torzijski polmer»)

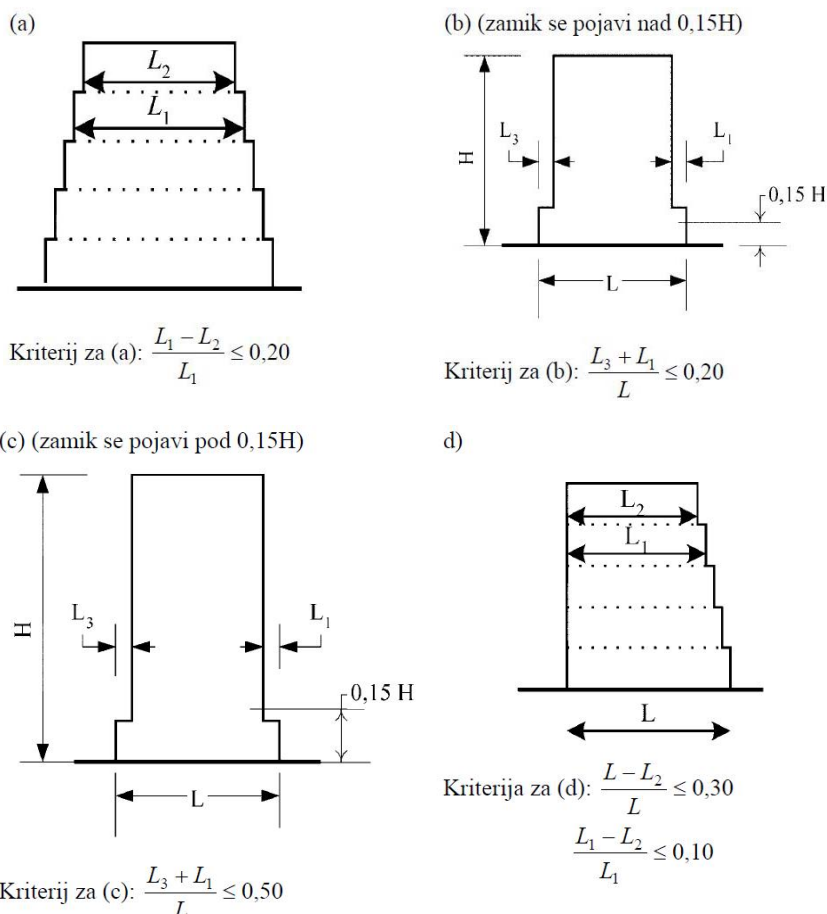
$l_s$  ... vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini.

#### 2.4.2.2 Merila za pravilnost po višini

Stavba, ki je opredeljena kot pravilna po višini, mora zadostiti vsem sledečim pogojem:

- če imajo posamezni deli različne višine, morajo vsi sistemi za prenos vodoravne obtežbe, kot so jedra, stene ali okvirji, potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe;
- tako togost kot masa v vodoravni smeri morata biti konstantni v vseh etažah ali se brez nenadnih sprememb postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu;
- pri okvirnih stavbah se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah;
- če imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo naslednji pogoji (SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.3.3, točka 5):
  - če se oblika spreminja po višini postopoma in ohranja simetrijo glede na navpično os, zmanjšanje tlorisne dimenzije v nobenem primeru ne sme biti večje od 20% glede na prejšnjo etažo v smeri spremembe dimenzije (slika 4a in 4b);
  - kadar obstoja eno samo zmanjšanje tlorisne dimenzije v spodnjih 15% celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema, zmanjšanje tlorisne dimenzije ne sme biti večje od 50% dimenzije spodnje etaže (slika 4c). V tem primeru mora biti spodnji del ožjega dela konstrukcije projektiran tako, da prenese 75% vodoravne prečne sile, ki bi se pojavile v tem delu v podobni stavbi brez razširitve spodnjega dela;

- kadar osna simetrija ni ohranjena, vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30% tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10% tlorisne dimenzije v predhodni etaži (slika 4d).



Slika 4: Merila za pravilnost po višini  
(SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.3.3, slika 4.1)

### 2.4.2.3 Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti

Stavbe so razdeljene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenja ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice porušitve.

Kategorija pomembnosti  $\gamma_I=1$  ustreza potresu s povratno dobo 475 let.

Za ostale kategorije pomembnosti so podatki navedeni v preglednici 3.

Preglednica 3: Kategorije pomembnosti za stavbe  
(SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.2.5, točka 4)

Kategorija pomembnosti	Stavbe	$\gamma_i$	Povratna doba
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0,8	230let
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	1	475 let
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za smučanje, kulturne ustanove in podobno	1,2	780 let
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4	1250 let

## 2.4.3 Analiza

### 2.4.3.1 Modeliranje

Pri izdelavi računskega modela konstrukcije je potrebno upoštevati naslednja določila standarda SIST EN 1998-1 : 2006: poglavje 4.3.1:

- v modelu morata biti ustrezno predstavljena razporeda togosti in mase, tako se pri upoštevanju potresnega odziva primerno zajamejo vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile;
- model mora upoštevati tudi prispevke vozliščnih območji k podajnosti stavbe. Upoštevati je potrebno tudi nekonstrukcijske elemente, ki lahko vplivajo na odziv primarnega potresnega sistema;
- upoštevati je možno, da sistem sestoji iz več navpičnih elementov, ki prenašajo vodoravno obtežbo in so skupaj povezani z vodoravnimi diafragmami;
- za stavbe, ki zadoščajo merilom za pravilnost v tlorisu ali merilom za pravilnost, je mogoče uporabiti dva ravninska modela, po enega za vsako glavno smer;
- pri betonskih, sovprežnih ali zidanih stavbah je potrebno pri določanju togosti nosilnih elementov na splošno upoštevati vpliv razpokanosti prereзов. Če nima na voljo natančnih podatkov, se lahko ta vpliv zajame tako, da zmanjšamo upogibne in strižne karakteristike elementov s faktorjem 0,5;
- polnila, ki povečajo vodoravno togost in nosilnost stavbe, je potrebno upoštevati v računu;

- podajnost temeljev mora biti upoštevana v modelu, kadar lahko neugodno vpliva na odziv konstrukcije. Možno jo je upoštevati, tudi ko je odziv ugoden.

#### 2.4.3.2 Vpliv naključne torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezani s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost po enačbi 13 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.3.2, točka 1):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (13)$$

$e_{ai}$  ... naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$  glede na nazivni položaj

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

#### 2.4.3.3 Metode analize

##### Splošno

Za projektiranje stavb je mogoče analizo potresnih vplivov in drugih vplivov, upoštevanih pri potresnem projektnem stanju, opraviti ob predpostavki, da je obnašanje konstrukcije linearno-elastično. Referenčna metoda za analizo potresnih vplivov mora biti modalna analiza s spektri odziva, ob kateri se uporablja linearno-elastični model konstrukcije in projektni spekter odziva.

Glede na značilnosti konstrukcije je mogoče uporabiti eno od naslednjih vrst analize:

- metoda z vodoravnimi silami za stavbe, ki ustrezajo pogojem pravilnosti,
- modalna analiza s spektri odziva, ki je uporabna za vse stavbe,
- alternativno se lahko uporabijo tudi nelinearne metode, ko so na primer:
  - nelinearna statična analiza,
  - nelinearna (dinamična analiza) časovnega odziva.



V okviru diplomske naloge smo uporabili modalno analizo s spektri odziva, zato bomo v nadaljevanju opisovali le to metodo.

### **Modalna analiza s spektri odziv**

Ta vrsta analize se uporablja za stavbe, ki ne izpolnjujejo pogojev za uporabo metode z vodoravnimi silami.

Upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu. Prejšnjo zahtevo lahko izpolnimo, če izpolnimo naslednje kriterije:

- vsota efektivnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije;
- upoštevati je potrebno vse nihajne oblike z efektivnimi masami, večjimi od 5% celotne mase konstrukcije.

Če prejšnjih zahtev ni mogoče izpolniti (npr. pri stavbah, kjer pomembno vplivajo torzijske oblike), je potrebno upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjeni enačbi 14 in 15:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (14)$$

in

$$T_k \leq 0,20 s . \quad (15)$$

k ... število upoštevanih nihajnih oblik

n ... število etaž nad temelji ali nad togo kletjo

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

Osnovni pomen modalne analize je ta, da je mogoče odziv konstrukcije opisati s kombinacijo posameznih nihajnih oblik. Standard SIST EN 1998-1 dopušča dve metodi za kombiniranje odziva posameznih nihajnih oblik, in sicer:

- SSRS in
- CQC.

Za odziva v dveh nihajnih oblikah  $i$  in  $j$  se lahko predpostavi, da sta neodvisna, če njuna nihajna časa  $T_i$  in  $T_j$  (kjer velja  $T_j \leq T_i$ ) ustrezata pogoju iz enačbe 16 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.3.3.3.2, točka 1):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (16)$$

Če je mogoče predpostaviti, da so odzivi v vseh ustreznih nihajnih oblikah medsebojno neodvisni, se lahko največja vrednost  $E_E$  učinka potresnega vpliva izračuna z enačbo 17 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.3.3.3.2, točka 2):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (17)$$

$E_E$  ... obravnavan učinek potresnega vpliva

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

Če pogoj neodvisnosti ni izpolnjen, je potrebno za račun konstrukcije največjih vrednosti posameznih nihajnih oblik porabiti natančnejše postopke, kot npr. »kompletno kvadratno kombinacijo« imenovano tudi CQC.

Tudi pri modalni analizi s spektri odziva je potrebno upoštevanje slučajne ekscentričnosti. Če se za analizo uporablja prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije določajo kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okoli navpične osi v vsaki etaži  $i$  (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.3.3.3.3, točka 1): Vpliv naključne torzije se določa s pomočjo enačb 18 in 19.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (18)$$

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (19)$$

$M_{ai}$  ... torzijski moment okoli navpične osi v etaži

$e_{ai}$  ... naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$  glede na nazivni položaj

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

$F_i$  ... vodoravna sila v etaži  $i$ , določena po metodi horizontalnih sil.

### **Kombinacija učinkov vodoravnih komponent potresnega vpliva**

Na splošno je potrebno upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno. Vodoravni komponenti potresnega vpliva lahko kombiniramo na naslednji način:

- neodvisno se izračuna odziv za vsako vodoravno komponento in se pri tem uporabi pravilo za kombinacijo vplivov posameznih nihajnih oblik (SRSS ali CQC);
- največja vrednost za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo se lahko nato oceni po pravilu SRSS.

Zgornje pravilo v splošnem daje konzervativno oceno verjetnih vrednosti drugih učinkov vpliva, ki deluje sočasno z največjo vrednostjo. Kot alternativo zgornjemu pravilu se lahko uporabi kombinaciji iz enačb 20 in 21 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.3.3.5.1, točka 3):

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (20)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (21)$$

"+" ... kombiniramo z

$E_{Edx}$  ... učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane smeri konstrukcije  $x$

$E_{Edy}$  ... učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž izbrane smeri konstrukcije  $y$ .

#### **2.4.3.4 Račun pomikov**

Če je opravljena linearna analiza, se pomiki, ki jih povzročajo potresni vplivi, izračunajo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi poenostavljenega izraza v enačbi 22 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.3.4, točka 1):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (22)$$

$d_s$  ... 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.

## 2.4.4 Preverjanje varnosti

### 2.4.4.1 Mejno stanje nosilnosti

Upošteva se, da so pogoji varnosti proti porušitvi pri potresni projektne kombinaciji zagotovljena, če os izpolnjeni naslednji pogoji glede:

- nosilnosti,
- duktilnosti,
- ravnotežja,
- stabilnosti temeljev,
- dilatacij.

V nadaljevanju si pogledimo bolj natančno kako zagotovimo pogoja nosilnosti in duktilnosti projektiranih konstrukcij.

### Pogoj nosilnosti

Za vse elemente konstrukcije (vključno s spoji) in za vse ustrezne nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen odnos iz enačbe 23 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.4.2.2, točka 1):

$$E_d \leq R_d \quad (23)$$

$E_d$  ... projektne vrednosti učinka vpliva pri potresni kombinaciji,

$R_d$  ... odgovarjajoča projektne nosilnosti elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za posamezen material in s pomočjo mehanskih model, ki veljajo za specifično vrsto konstrukcijskega sistema.

Vpliv teorije drugega reda ( $P-\Delta$  efekt) ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj iz enačbe 24 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.4.2.2, točka 2):

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (24)$$

$\Theta$  ... koeficient občutljivost za etažne pomike

$P_{tot}$  ... celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne 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  $0,1 < \Theta \leq 0,2$ , se lahko približno upošteva vpliv teorije druge reda tako, da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem, ki je enak  $1 / (1 - \Theta)$ . Vrednost koeficienta  $\Theta$  ne sme biti večja od 0,3. Pri potresnem projektne stanju ni potrebno preverjati odpornosti na utrujanje.

### **Pogoj globalne in lokalne duktilnosti**

Preveriti je potresno, da imajo posamezni konstrukcijskih elementi in konstrukcija kot celota zadostno duktilnost. Pri tem se upošteva predvideno izkoriščanje duktilnosti, ki je odvisno od izbranega sistema in faktorja obnašanja.

Če je zahtevano, morajo biti izpolnjene tudi zahteve metode načrtovanja nosilnosti, s katerimi se dobi taka hierarhija nosilnosti različnih konstrukcijski komponent, da je zagotovljena razporeditev plastičnih členkov, preprečeni pa so krhki lomi.

Metoda načrtovanja nosilnosti je metoda, pri kateri se izbrani elementi (varovalke) konstrukcijskega sistema projektirajo in konstruirajo tako, da lahko sipajo energijo med

velikimi deformacijami. Vsem ostalim varovanim elementom se zagotovi tako velika nosilnost, da je sipanje energije preprečeno.

V večetažnih stavbah je potrebno preprečiti tvorbo plastičnega mehanizma v etaži (mehka etaža), saj lahko takšen mehanizem poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži.

Za dvo- ali večetažne okvirne konstrukcije in konstrukcije, ekvivalentne okvirnim, lahko prejšnjo zahtevo izpolnimo, če v vseh vozliščih primarnih in sekundarnih nosilcev s stebri, ki tvorijo primarni potresni sistem, izpolnimo pogoj iz enačbe 25 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 4.4.2.3, točka 4):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (25)$$

$\sum M_{Rc}$  ... vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določevanju upogibne nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem stanju, in v zgornjem izrazu uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti

$\sum M_{Rb}$  ... vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišče. Ko se uporabljajo stiki z delno nosilnostjo, se pri teh stikih  $\sum M_{Rb}$  uporabi nosilnost teh stikov.

Izraz more biti izpolnjen v dveh pravokotnih navpičnih ravninah upogiba, ki sta pri stavbah z okviri, postavljenimi v dveh pravokotnih smereh, opredeljeni z ravninama okvirov. Izpolnjen mora biti za obe smeri (pozitivno in negativno) vpliva momentov okoli vozlišča v nosilcih, pri čemer momenti v stebrih delujejo vedno v nasprotni smeri kot momenti v nosilcih. Če je konstrukcijski sistem okvir ali sistem, ekvivalenten okviru, ki je postavljen samo v eni od obeh glavnih vodoravnih smeri konstrukcije, je treba zgornji izraz izpolniti samo za navpično ravnino skozi to smer. Pravilo načrtovanja nosilnosti, se lahko opusti v vrhnji etaži večetažne stavbe.

#### 2.4.4.2 Omejitev poškodb

Upošteva se, da je »zahteva po omejitvi poškodb« izpolnjena, če so pri delovanju vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ki ustreza »zahtevi po neporušitvi«,

etažni pomiki omejeni z vrednostmi iz enačb 26,27 in 28 (SIST EN 1998-1: poglavje 4.4.3.2, točka 1):

- za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 h \quad (26)$$

- stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075 h \quad (27)$$

- za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,010 h \quad (28)$$

$d_r$  ... projektni etažni pomik

$h$  ... etažna višina

$\nu$  ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb; za kategoriji pomembnosti I in II znaša  $\nu = 0,5$ , za kategoriji pomembnosti III in IV pa  $\nu = 0,4$ .

## 2.5 Posebna pravila za betonske stavbe

### 2.5.1 Splošno

#### Področja uporabe

V tem poglavju standard obravnava projektiranje armiranobetonskih stavb na potresnih območjih. Obravnavane so tako monolitne, na mestu lite stavbe, kot tudi montažne stavbe.

#### Izrazi in definicije

Kritično območje: območje v primarnem potresnem sistemu, kjer nastopa najneugodnejša kombinacija notranjih sil (M,V,N,T) in kjer lahko nastane plastični členek.

Greda: konstrukcijski element, ki je v glavnem obremenjen s prečno obtežbo in normirano projektno osno silo  $\nu_d = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}$ , ki ni večja od 0,1 (vrednosti za tlak so pozitivne).

Steber: konstrukcijski element, ki prevzema gravitacijsko obtežbo z normiranimi napetostmi ali je obremenjen z normirano projektno osno silo  $\nu_d = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}$ , ki je večja od 0,1.

Stena: konstrukcijski element, ki podpira druge elemente in ima podolgovat prerez in razmerje dolžine proti širini  $l_w / b_w$ , ki je večje od 4.

Duktilna stena: stena vpeta tako, da se prepreči relativna rotacija med temeljem in ostalim konstrukcijskim sistemom. Projektira in izvede se tako, da lahko sipa energijo v območju upogibnega plastičnega členka, kjer tik nad vpetjem ni odprtini ali večjih prebojev.

Velika, šibko armirana stena: stena s prerezom velikih dimenzij, to je z vodoravno dolžino  $l_w$ , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4,0 m ali dve tretjini višine stene  $h_w$ . Za takšne stene se



pričakuje, da bodo pri potresnem projektnem stanju zmerno razpokale ter se omejeno plastificirale.

Povezana stena (stena z odprtinami): konstrukcijski element iz dveh ali več posamičnih sten, ki so povezane s pravilno razporejenimi in ustrezno duktilnimi gredami (veznimi prečkami). Te prečke morejo biti sposobne zmanjšati vsaj 25% vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, če bi te obtežbo prevzele nepovezano.

Stenasti sistem: konstrukcijski sistem, ki tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami z odprtinami ali brez njih. Strižna nosilnost teh sten ob vpetju mora biti večja od 65% celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Okvirni sistem: konstrukcijski sistem, ki tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem s prostorskimi okviri. Strižna nosilnost teh okvirov ob vpetju mora biti večja od 65% celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Mešani sistem: konstrukcijski sistem, kjer navpično obtežbo prenašajo predvsem prostorski okviri, pri odpornosti proti vodoravni obtežbi pa sodelujejo delno okviri in delno stene.

Mešani sistem, ekvivalenten okvirnemu: mešani sistem, v katerem je strižna nosilnost okvirnega sistema od vpetju stavbe večja od 50% celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Mešani sistem, ekvivalenten stenastemu: mešani sistem, v katerem je strižna nosilnost sten ob vpetju stavbe večja od 50% celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Torzijsko podajen sistem: mešan ali stenasti sistem, ki nima najmanjše torzijske togosti.

Sistem obrnjenega nihala: sistem, pri katerem je 50% ali več mase v zgornji tretjini višine konstrukcije ali pri katerem se energija sipa predvsem ob vpetju enega samega elementa stavbe.

## **2.5.2 Načini projektiranja**

### **2.5.2.1 Sposobnost sipanja energije in stopnje duktilnosti**

Projektiranje potresnoodporne betonske stavbe mora konstrukciji zagotoviti ustrezno sposobnost sipanja energije brez znatne redukcije njene nosilnosti v vodoravni in navpični smeri. Betonske stavbe lahko v skladu s EN 1998-1 razdelimo na tri skupine glede na sposobnost sipanja energije, in sicer:

-stavbe z nizko sposobnostjo sipanja energije (DCL):

to so stavbe, ki imajo majhno duktilnost in so projektirane s faktorjem obnašanja  $q=1,5$ . Za te stavbe veljajo pravila EN 1992. Na potresnih območji, kot je na primer Slovenija, gradnja takih stavb ni priporočena;

-stavbe s sposobnostjo sipanja energije (DCM, DCH):

v to kategorijo spadajo stavbe, ki imajo veliko sposobnost sipanja histerezne energije. Te stavbe so projektirane, dimenzionirane in konstruirane po posebnih določilih za potresno odporno projektiranje.

Potresno odporne stavbe je potrebno projektirati tako, da imajo sposobnost sipanja energije in globalno duktilno obnašanje. Globalno duktilno obnašanje je zagotovljeno, če področja, kjer je zahtevano duktilno obnašanje, zajemajo velik volumen konstrukcije kot celote in so razpršena po velikem številu elementov in lokacij v vseh etažah. Skladno s tem namenom morajo duktilni načini porušitve (npr. z upogibom) z zadostno gotovostjo nastopiti pred krhkimi načini porušitve (npr. strigom).

### **2.5.2.2 Vrste konstrukcij**

Betonske stavbe so glede na njihovo obnašanje pri potresni obtežbi razvrščene v naslednje konstrukcijske vrste:

- okvirni sistemi,
- mešani sistemi (ekvivalentni okvirnemu ali stenastemu sistemu),
- duktilni stenasti sistemi (z nepovezani ali povezanimi stenami),
- sistem velikih, šibko armiranih sten,

- sistem obrnjenega nihala,
- torzijsko podajen sistem.

Razen pri stavbah s torzijsko podajno konstrukcijo se lahko betonskim stavbam priredita ena vrsta konstrukcijskega sistema v eni smeri ter druga vrsta v drugi smeri.

Prvi štirje sistemi morajo imeti najmanjšo torzijsko togost, ki v obeh vodoravnih smereh, v nasprotnem primeru se obravnavajo kot torzijsko podajni sistemi.

### 2.5.2.3 Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive

Vrednost faktorja obnašanja  $q$  je potrebno določiti za vsako glavno smer stavbe, kot sledi iz enačbe 29 (SIST EN 1998-1:2006: poglavje 5.2.2.2, točka 1) :

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (29)$$

$q_0$  ... osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini

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

Za stavbe pravilne po višini so osnovne vrednosti  $q_0$  za različne vrste konstrukcij navedene v preglednici 4.

Preglednica 4: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme pravilne po višini (SIST EN 1998-1 : 2006, poglavje 5.2.2.2, točka 2)

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

Za stavbe, ki niso pravilne po višini, se vrednost  $q_0$  zmanjša za 20%.

Faktorja  $\alpha_1$  in  $\alpha_u$  sta opredeljena na naslednji način:

$\alpha_1$  ... je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni projektni potresni vpliv tako, da se v prvem elementu konstrukcije doseže upogibna odpornost (plastični členek),

$\alpha_u$  ... je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastični mehanizem). Faktor  $\alpha_u$  se lahko določi z nelinearno-statično analizo.

Če faktor  $\alpha_u / \alpha_1$  ni izpeljan eksplicitno z računom, se lahko za stavbe, ki so v tlorisu pravilne uporabijo naslednje približne vrednosti za  $\alpha_u / \alpha_1$ :

- okvirni ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:

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

- stenasti sistemi in mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu:

- stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki vodoravni smeri:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- drugi sistemi z nepovezanimi stenami:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- mešani sistemi, ekvivalenten stenastemu ali sistemu povezanih sten (sten z odprtini):  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ .

Za stavbe, ki niso pravilne v tlorisu in za stavbe, katere vrednost faktorja  $\alpha_u / \alpha_1$  ni izpeljana eksplicitno, se za približno vrednost faktorja  $\alpha_u / \alpha_1$  lahko vzame povprečna vrednost med 1,0 in vrednostjo, ki je navedena zgoraj. Lahko se uporabi vrednosti  $\alpha_u / \alpha_1$ , ki so večje od tistih navedenih, če so dokazane z nelinearno statično analizo, vendar ne več kot 1,5.

Faktor  $k_w$ , ki upoštevajo prevladujoči način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, se določi po enačbi 30 (SIST EN 1998-1 : 2006, poglavje 5.2.2.2, točka 11):

$$k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1,0, & \text{toda ne več kot } 0,5 \\ & \text{za stenaste, stenam enakovredne mešane in torzijsko podajne sisteme} \end{cases} \quad (30)$$

kjer je  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino sten in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu.

Če razmerja  $h_{wi} / l_{wi}$  posameznih sten »i« v konstrukcijskem sistemu niso pomembno različna, se prevladujoče razmerje  $\alpha_0$  določi z enačbo 31 (SIST EN 1998-1 : 2006, poglavje 5.2.2.2, točka 12):

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (31)$$

$h_{wi}$  ... višina stene »i«

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

#### 2.5.2.4 Merila za projektiranje

##### **Pravilo načrtovanja nosilnosti:**

Krhke in druge nezaželene porušne mehanizme (npr. koncentracijo plastičnih členkov v stebrih posamezne etaže večetažne stavbe, strižno porušitev konstrukcijskih elementov, porušitev vozlišč gred in stebrov, plastifikacijo temeljev ali kateregakoli elementa, za katerega pričakujemo, da ostane v elastičnem območju) je potrebno preprečiti. To se izvede tako, da se projektna obremenitve na izbranih mestih izpelje iz ravnotežnih pogojev za stanje, ko v sosednjih območjih nastanejo plastični členki in so v njih izkoriščene morebitne rezerve nosilnosti.

Primarni potresni stebri okvirnih in okvirom ekvivalentnih mešanih betonskih konstrukcij morajo izpolnjevati zahteve načrtovanja nosilnosti z naslednjima izjemama:

- v ravninskih okvirih z vsaj štirimi stebri približno enakih dimenzij prečnega prereza ni treba izpolniti pogoja za načrtovanje nosilnosti za vse stebre, ampak le za tri od štirih stebrov,
- v prvi etaži dvoetažnih stavb, če normirana osna sila  $v_d$  v nobenem stebri ne presega 0,3.

Pri računu kapacitet gred, ki se uporabljajo pri ovrednotenju izraza  $\sum M_{Rb}$  se upošteva prispevek upogibne armature v plošči znotraj sodelujoče širine plošče, če je ta sidrana preko mesta, kjer se grede stikajo z vozliščem.

### **Merilo lokalne duktilnosti**

Da se doseže zahtevana globalna duktilnost stavbe, morajo imeti mesta, kjer lahko nastanejo plastični členki, veliko sposobnost plastične rotacije.

Zgoraj navedena zahteva je izpolnjena, če upoštevamo naslednje pogoje:

- v vseh kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je zagotovljena zadostna duktilnost za ukrivljenost. Ta območja vključujejo tudi krajišča stebrov odvisno od možnosti nastanka plastičnih členkov;
- lokalni uklon tlačene armature na mestu morebitnih plastičnih členkov v primarnih potresnih elementih se prepreči.

V primarnih potresnih elementih je potrebno uporabiti armaturno jeklo razredov B in C. Pri duktilnih stenah, se priporoča uporaba razreda C, saj pride med potresno obtežbo do velikih raztezkov natezne armature.

Za zagotavljanje lokalne duktilnosti, se izbira jeklo in beton primerne kakovosti na naslednje načine:

- jeklo z visoko sposobnostjo enakomernega plastičnega razteзка,
- jeklo z razmerjem med natezno trdnostjo in mejo plastičnosti bistveno večjim od ena,
- beton z ustrezno tlačno trdnostjo in rušno deformacijo, ki za ustrezno mero presega deformacijo pri nastopu največje trdnosti.

Če natančnejših podatkov ni na voljo, se upošteva, da so zgornje zahteve izpolnjene, če je faktor duktilnosti vsaj enak vrednostim iz enačb 32 in 33 (SIST EN 1998-1 : 2006, poglavje 5.2.3.4, točka 3):

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \quad \text{za } T_1 \geq T_c \quad (32)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1) \cdot T_c / T_1 \quad \text{za } T_1 < T_c \quad (33)$$

$q_0$  ... ustrezna osnovna vrednost faktorja obnašanja

$T_1$  ... osnovna nihajna doba stavbe (obe količini sta vzeti za ravnino, v kateri nastopi upogib)

$T_c$  ... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima projektni spekter konstantno vrednost.

Faktor  $\mu_{\phi}$  je opredeljen z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85% upogibne nosilnosti v postkritičnem območju (na padajočem delu diagrama) in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, ob pogoju, da mejni deformaciji betona  $\varepsilon_{cu}$  in armature  $\varepsilon_{su,k}$  nista preseženi.

### **Posebni dodatni ukrepi**

Zaradi naključne narave potresnega vpliva in zaradi nezanesljivosti pri neelastičnem cikličnem obnašanju betonskih konstrukcij je celotna negotovost znatno večja kot v stanjih brez potresnega vpliva. Zato je treba z naslednjimi ukrepi zmanjšati nezanesljivost:

- upoštevati je potrebno najmanjše mere elementov,
- upoštevati je potrebno omejitve razmerij najmanjših in največjih dimenzij linijskih elementov, da se prepreči nevarnost bočne zvrnitve,
- omejiti je potrebno etažne pomike, da se omeji  $P - \Delta$  vpliv v stebrih,
- znaten odstotek zgornje armature gred od vozlišč mora potekati vzdolž cele grede,
- upoštevati je potrebno spreminjanje predznakov upogibnih momentov.

Da se čimbolj zmanjša nezanesljivost pri duktilnosti, se upoštevajo naslednja pravila:

- pri vseh primarnih potresnih elementih je potrebno zagotoviti minimalno stopnjo lokalne duktilnosti,

- zagotoviti je potrebno minimalno količino natezne armature, da se prepreči krhka porušitev,
- upoštevati je potrebno omejitve normirane projektne osne sile, da se omejijo posledice odlučanja betonskega kritja in da se izognemo velikim negotovostim v razpoložljivi duktilnosti pri višjih ravneh osne sile.

### **2.5.3 Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM**

Obravnavana konstrukcija je bila projektirana za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Konstrukcijske zahteve ter način določanja projektnih obremenitev so prikazane v četrtem poglavju diplomske naloge. Zahteve standarda za projektiranje in konstruiranje za srednjo stopnjo duktilnosti so prikazane na konkretnem primeru dimenzioniranja konstrukcijskega elementa, zato jih na tem mestu ne navajamo.



### 3 POTRESNA ANALIZA STAVBE

#### 3.1 Predstavitev stavbe

##### 3.1.1 Osnovni podatki

- Lokacija: Nova Gorica
- Obtežba snega: regija M1, nadmorska višina 100m
- Obtežba vetra: vetrovna cona 1 -  $v_b = 20 \text{ m/s}$ , kategorija terena IV.
- Potresna obtežba: projektni pospešek tal za tip tal A je 0,175g
- Nosilnost tal: 200-300kPa, tip tal C

##### Tehnično poročilo

Obravnavani poslovni objekt je prizidek k že obstoječemu objektu. Od obstoječega objekta je v celoti dilatiran, tako da v primeru potresa deluje kot samostojna konstrukcijska enota. Objekt ima poleg pritličja še pet nadstropji, pod nivojem terena pa še dve kletni etaži. Tipična etažna višina nad nivojem terena je 3,25 m z izjemo pritličja, ki je višine 4 m. Etažne višine kletnih prostorov, pa so 3,55 m.

Nosilna konstrukcija je v celoti iz armiranega betona. Medetažne plošče objekta so izvedene kot pol-montažni rebričasti stropovi debeline 35 cm, z izjemo plošč v jedru stavbe, ki so debeline 20 cm in v monolitni izvedbi. Talna plošča objekta je monolitna armirano betonska debeline 50 cm. Stopnice so debeline 18 cm in statičnih razpetin 4,7 m in 5,15 m.

Horizontalna nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz stebrov in sten, ki prenašajo vertikalno ter horizontalno obtežbo. Stebri objekta so okroglega prereza s premerom 50 cm in potekajo po vsej višini zvezno. Stene objekta so debeline 25 cm in prav tako potekajo zvezno po vsej višini objekta. Kletne stene pod nivojem terena so debeline 40 cm. Okrogli stebri

premera 50 cm, se na območju kleti izvedejo kot pravokotni stebri dimenzij 50x90 cm, od tega 40 cm v kletni steni.

Vertikalna obtežba se preko rebričastih stropov prenaša na grede, ki skupaj s stebri tvorijo prostorske okvire. Tipični razpon rebričastega stropa je 6,25 m. Statični razpon glavnih gred okvirov, ki so dimenzij 50x35 cm, pa so 6m+6m+5,15m+5,6m+5,4m+5,4m. Na območju stebrov so izvedene še prečne grede dimenzij 50x35 cm. Obtežba se preko stebrov in sten prenaša na temelje in nato v temeljna tla.

Horizontalno obtežbo stavba prenaša s pomočjo kombinacije armiranobetonskih sten teh prostorskih okvirov. Večino horizontalne obtežbe prenašajo armiranobetonske stene. Zaradi nesimetrične postavitve AB jedra je za stavbo značilno lastno nihanje torzija. Objekt se torej uvršča med torzijsko podajne sisteme, kar onemogoča večjo redukcijo potresnih sil.

Objekt je temeljen na temeljni plošči, ki je v obeh straneh ojačena s pomočjo temeljnih nosilcev in tlačne plošče debeline 12 cm. Skupna višina temeljnih nosilcev je 120 cm, od tega 50 cm temeljna plošča, 58 cm ojačilna greda ter 12 cm tlačna plošča. Vmesni prostor se zapolni z ustrezno utrjenim gramoznim materialom.

Zaradi zgoščene gradnje navaden izkop gradbene jame pod naklonom ni mogoč. Zato se za zaščito gradbene jame izvede toga pilotna stena. Del objekta v bližini obstoječe poslovne stavbe se tako temelji direktno na pilotni steni za zaščito gradbene jame.

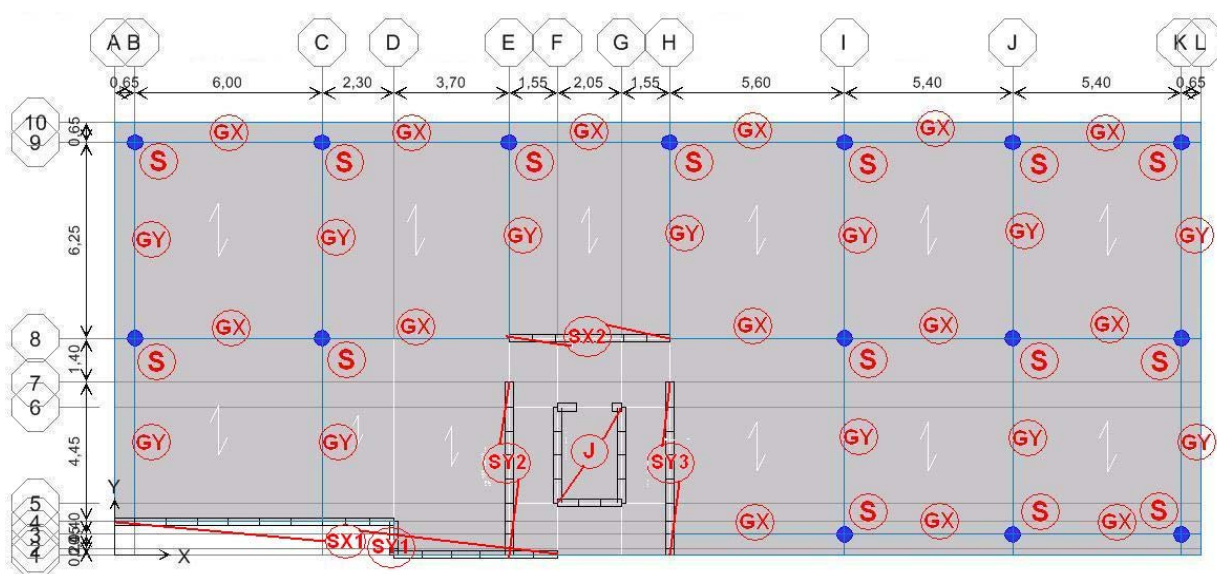
Uporabljeni materiali:

Beton C30/37,  $f_{ck} = 3kN/cm^2$ ,  $E_{cm} = 3200kN/cm^2$ ,  $f_{ctm} = 0,32kN/cm^2$

Armatura S500,  $f_{yk} = 50kN/cm^2$

### 3.1.2 Osnovni prikaz konstrukcije

Na sliki 5 je prikazan tloris tipične etaže konstrukcije nad nivojem terena. Na tlorisu tipične etaže so prikazane tudi pozicije gradbenih konstrukcij. Za vsako gradbeno pozicijo so opisane njene glavne geometrijske značilnosti. Več arhitektonskih podlog stavbe je prikazanih v prilogi A.



Slika 5: Tloris tipične etaže konstrukcije in prikaz pozicij gradbenih konstrukcij

Legenda pozicij:

Pozicija S: armiranobetonski steber,  $d=50\text{cm}$

Pozicija GX: vzdolžna armiranobetonska greda  $b/h = 50/35\text{ cm}$

Pozicija GY: prečna armiranobetonska greda  $b/h = 50/35\text{ cm}$

Pozicija SX1: armiranobetonska stena nosilna v smeri X,  $d=25\text{ cm}$

Pozicija SX2: armiranobetonska stena nosilna v smeri X,  $d=25\text{ cm}$

Pozicija SY1: armiranobetonska stena nosilna v smeri Y,  $d=25\text{ cm}$

Pozicija SY2: armiranobetonska stena nosilna v smeri Y,  $d=25\text{ cm}$

Pozicija SY3: armiranobetonska stena nosilna v smeri Y,  $d=25\text{ cm}$

Pozicija J: armiranobetonsko jedro dvigalnega jaška,  $d=25\text{ cm}$

### 3.1.3 Osnovne značilnosti konstrukcije

#### 3.1.3.1 Pravilnost v tlorisu

Že iz tlorisa konstrukcije lahko razberemo, da je konstrukcija nepravilna v tlorisu. Ekscentrična postavitev stenastega jedra konstrukcije povzroča veliko ekscentričnost med centrom togosti in centrom mas konstrukcije. Center togosti konstrukcije se nahaja znotraj jedra konstrukcije, center mas konstrukcije pa približno v težišču tlorisa etaže.

Za kontrolo pravilnosti konstrukcije v tlorisu je potrebno določiti torzijska polmera etaž konstrukcije. V ta namen smo v preglednici 5 določili togosti etaž konstrukcije. Togosti etaž smo določili z računom pomikov etaž pri znani vrednosti obtežb, ki delujejo v težišču posamezne etaž. Pri tem smo uporabili enačbe 34, 35 in 36. Za določanje translacijskih togosti so bile uporabljene sile  $F_i = 10000kN$  in momenti okoli navpične osi stavbe  $M_i = 10^7 kNm$ .

Preglednica 5: Etažni pomiki konstrukcije zaradi delovanja sil  $F_i$  in momentov  $M_i$  na nivoju etaž (določanje translacijskih in rotacijske togosti etaž konstrukcije)

zgornji nivo etaže	kota $H_i$ [m]	$U_{X,i}$ zaradi sile $F_{X,i}$	$U_{Y,i}$ zaradi sile $F_{Y,i}$	$\Phi_{Z,i}$ zaradi torz.mome nta $M_{Z,i}$	$K_{MZ,i}$ [kNm/m]	$K_{FX,i}$ [kN/m]	$K_{FY,i}$ [kN/m]
5.nadstr.	20,25	0,1108	0,1244	0,00256	3906250,00	90252,71	80385,85
4.nadstr.	17	0,0711	0,0766	0,00174	5747126,44	140646,98	130548,30
3. nadstr.	13,75	0,0451	0,0442	0,00112	8928571,43	221729,49	226244,34
2. nadstr.	10,5	0,0259	0,0227	0,00066	15151515,15	386100,39	440528,63
1. nadstr.	7,25	0,0122	0,0096	0,00032	31250000,00	819672,13	1041666,67
pritličje	4	0,004	0,0029	0,00011	90909090,91	2500000,00	3448275,86

$$K_{MZ,i} = \frac{M_{Z,i}}{\Phi_{Z,i}(M_{Z,i})} \quad (34)$$

$$K_{FX,i} = \frac{F_{X,i}}{U_{X,i}(F_{X,i})} \quad (35)$$

$$K_{FY,i} = \frac{F_{Y,i}}{U_{Y,i}(F_{Y,i})} \quad (36)$$

Na podlagi togosti etaž smo s pomočjo enačb 37 in 38 določili torzijska polmera etaž v dveh pravokotnih smereh (preglednica 6). Stavba, ki je v tlorisu pravilna more v vseh etažah in smereh izpolnjevati kriterij podan v poglavju 2.4.2.1. Rezultati analize tlorisne pravilnosti so podani v preglednici 6.

Preglednica 6: Kontrola tlorisne pravilnosti konstrukcije

kota $H_i$ [m]	center mase $i$ -te etaže		center togosti $i$ -te etaže		razdalja med togostnim in masnim središčem		torzijski polmer $i$ -te etaže		ali je spodnji pogoj izpolnjen?	
	$\bar{X}_{CM,i}$ [m]	$\bar{Y}_{CM,i}$ [m]	$\bar{X}_{CR,i}$ [m]	$\bar{Y}_{CR,i}$ [m]	$e_{0X,i}$ [m]	$e_{0Y,i}$ [m]	$r_{X,i}$ [m]	$r_{Y,i}$ [m]	$e_{0X,i} \leq 0.3 r_{X,i}$	$e_{0Y,i} \leq 0.3 r_{Y,i}$
20,25	17,26	6,651	14,952	0,948	2,31	5,70	6,97	6,58	ne	ne
17	17,127	6,498	14,9	0,989	2,23	5,51	6,63	6,39	ne	ne
13,75	17,127	6,498	14,839	1,04	2,29	5,46	6,28	6,35	ne	ne
10,5	17,127	6,498	14,786	1,132	2,34	5,37	5,86	6,26	ne	ne
7,25	17,127	6,498	14,762	1,315	2,37	5,18	5,48	6,17	ne	ne
4	17,056	6,437	14,798	1,69	2,26	4,75	5,13	6,03	ne	ne

$$r_{X,i} = \sqrt{\frac{K_{MZ,i}}{K_{FY,i}}} \quad (37)$$

$$r_{Y,i} = \sqrt{\frac{K_{MZ,i}}{K_{FX,i}}} \quad (38)$$

Kot je razvidno iz zgornje preglednice 6 stavba v nobeni etaži ne zadostuje pogojem pravilnosti po tlorisu. Pravilnost oz. nepravilnost konstrukcije po tlorisu pa pogojuje metodo analize. Za stavbe, ki niso pravilne v tlorisu se tako ne sme uporabljati poenostavljena ravninska analiza v dveh pravokotnih smereh. Ker se v okviru te diplomske naloge izvaja prostorska analiza, nam podatek o tlorisni nepravilnosti ne predstavlja večje omejitve.

### 3.1.3.2 Pravilnost po višini

Vsa merila za določanje pravilnosti konstrukcije po višini so podana v poglavju 2.4.2.2. Pravilnost konstrukcije po višini vpliva na velikost faktorja obnašanja konstrukcije. Za konstrukcije nepravilne po višini se referenčni faktor obnašanja zmanjša za 20%.

Obravnavana konstrukcija je pravilna po višini, saj vsi elementi, ki prenašajo projektni potresni vpliv potekajo neprekinjeno od temeljev ali toge kleti do vrha konstrukcije ali posameznega dela konstrukcije. V konstrukciji tudi ni posebnih skokov togosti ali mas po višini konstrukcije.

### 3.1.3.3 Kontrola torzijske podajnosti

Konstrukcije, ki ne zadostujejo pogojem minimalne torzijske togosti se uvrščajo med torzijsko podajne sisteme. Kriteriji minimalne torzijske togosti so navedeni v SIST EN 1998-1 (poglavje 4.2.3.2, točka 6) . Kontrola pogojev minimalne togosti je podana v preglednici 7.

Preglednica 7: Kontrola torzijske podajnosti konstrukcije

etaža	kota $H_i$ [m]	torzijski polmer $i$ -te etaže		masa in masni vztr. polmer $i$ -te etaže (ETABS)		vztr. polmer $i$ -te etaže	ali je spodnji pogoj izpolnjen?		torzijska podajnost
		$r_{x_i}$ [m]	$r_{y_i}$ [m]	$M_i$ [t]	$MMI_i$ [tm <sup>2</sup> ]		$r_{x_i} \geq l_{s_i}$	$r_{y_i} \geq l_{s_i}$	
5. nadstr.	20,25	6,97	6,58	446,48	60334,23	11,62	ne	ne	DA!
4. nadstr.	17,00	6,63	6,39	533,30	77343,52	12,04	ne	ne	DA!
3. nadstr.	13,75	6,28	6,35	533,30	77343,52	12,04	ne	ne	DA!
2. nadstr.	10,50	5,86	6,26	533,30	77343,52	12,04	ne	ne	DA!
1. nadstr.	7,25	5,48	6,17	533,30	77343,52	12,04	ne	ne	DA!
pritličje	4,00	5,13	6,03	546,30	78635,54	12,00	ne	ne	DA!

$$l_{s,i} = \sqrt{\frac{MMI_i}{M_i}} \quad (39)$$

Kot je razvidno iz preglednice 7 stavba ne zadošča pogojem minimalnim torzijske togosti, zato je stavba torzijsko podajna. Torzijska podajnost stavbe izhaja tudi iz analize nihanjih oblik konstrukcije, saj je prva nihajna oblika torzijska. Za vsakdanjo inženirsko prakso je uporabno dejstvo, da je stavba torzijsko podajna, če je prva ali druga nihajna oblika torzijska.

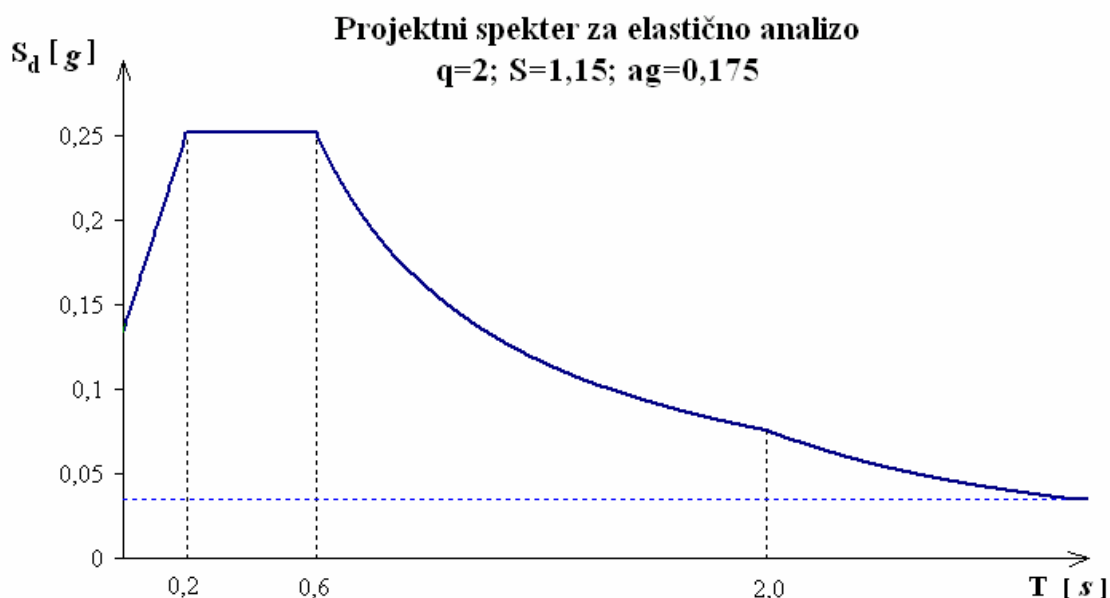
### 3.1.3.4 Izbira faktorja obnašanja

Po zasnovi je konstrukcija mešani sistem ekvivalenten stenastemu, saj večji del strižne nosilnosti stavbe zagotavljajo stene. Slabost objekta je v tem, da ne izpolnjuje zahtev glede minimalne torzijske togosti, zato se uvršča med torzijsko podajne sisteme. Referenčni faktor obnašanja za takšne sisteme znaša le 2,0 (srednja stopnja duktilnosti). To pomeni, da so torzijsko podajni sistemi projektirani na vsaj 1,5-krat večje potresne sile kot sistemi, ki zadoščajo pogojem minimalne torzijske togosti. Faktor  $k_w$ , ki zajema vpliv prevladujočega načina rušenja sten, je v obeh smereh analize enak 1,0. Na podlagi enačbe 29 smo v analizi uporabili faktor obnašanja 2,0.

## Določitev projektnega spektra za elastično analizo

Obravnavani objekt se nahaja v Novi Gorici, kjer znaša pričakovani projektni pospešek tal za tip tal A,  $a_g = 0,175g$ . Stavba se na podlagi geomehničnega poročila nahaja na tipu tal C. Ker gre za poslovni objekt, ki spada v drugi razred pomembnosti, znaša faktor pomembnosti stavbe 1,0 (povratna doba potresa 475 let). Za tip tal C so parametri za določitev projektnega spektra enaki:  $S = 1,15$ ;  $T_b = 0,2$ ;  $T_c = 0,6$ ;  $T_D = 2,0$ .

Enačbe za določitev projektnega spektra za elastično analizo so prikazane v poglavju 2.3.2.2. V analizi smo uporabili projektni spekter na sliki 6.



Slika 6: Prikaz projektnega spektra uporabljenega v analizi

## 3.2 Vplivi na konstrukcijo

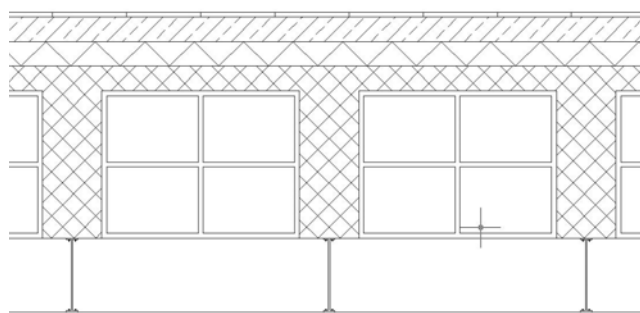
### 3.2.1 Stalni vplivi

V nadaljevanju, so predstavljeni stalni vplivi, ki so bili upoštevani v izdelavi modela konstrukcije. Računalniški program ETABS samodejno upošteva lastno težo vertikalnih konstrukcijskih elementov, kot so stene in stebri. Lastna teža horizontalnih konstrukcijskih

elementov, kot so grede in plošče, je bila dodatno podana. Stalne obtežbe fasad, ki so podane v nadaljevanju, predstavljajo dodatno linijsko obtežbo, ki je bila dodana na konstrukcijo.

### Etažne plošče

Keramične ploščice 2cm:	$0,02 m \cdot 10 kN / m^3 = 0,20 kN / m^2$
estrih 8 cm:	$0,08 m \cdot 24 kN / m^3 = 1,68 kN / m^2$
toplotna izolacija 5cm:	$0,05 m \cdot 7,4 kN / m^3 = 0,37 kN / m^2$
lastna teža stropa:	$4,25 kN / m^2$
spuščen strop:	$0,25 kN / m^2$
<b>SKUPAJ:</b>	<b><math>g = 6,75 kN / m^2</math></b>



Slika 7: Sestava etažnih plošč

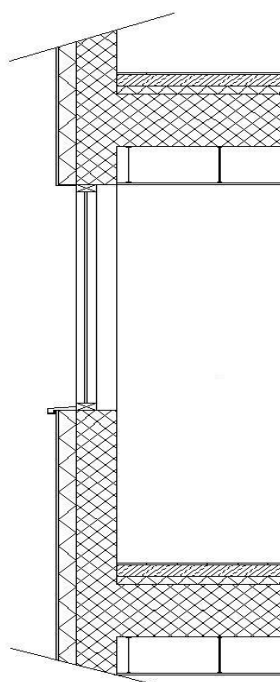
### Strešna konstrukcija

pločevinasta kritina:	$0,25 kN / m^2$
lesena konstrukcija:	$0,50 kN / m^2$
toplotna izolacija 15cm:	$0,15 m \cdot 7,4 kN / m^3 = 1,10 kN / m^2$
lastna teža stropa:	$4,25 kN / m^2$
spuščen strop:	$0,25 kN / m^2$
<b>SKUPAJ:</b>	<b><math>g = 6,35 kN / m^2</math></b>



### Obtežba fasade:

Omet 1,5 cm:	$0,015 m \cdot 24 kN / m^3 = 0,36 kN / m^2$
toplotna izolacija 10 cm :	$0,1 m \cdot 7,4 kN / m^3 = 0,74 kN / m^2$
betonski parapet 20 cm:	$0,2 m \cdot 25 kN / m^3 = 5,0 kN / m^2$
steklo 2x0,2 cm:	$0,004 m \cdot 25 kN / m^3 = 0,10 kN / m^2$



### Določitev linijske obtežbe fasade-zgornja etaža:

Betonska atika:	$1,35 m \cdot 5,0 kN / m^2 = 6,75 kN / m$
Toplotna izolacija:	$1,70 m \cdot 0,74 kN / m^2 = 1,26 kN / m$
omet 1,5 cm:	$1,70 m \cdot 0,36 kN / m^2 = 0,61 kN / m$
steklo 2x0.2 cm:	$1,20 m \cdot 0,10 kN / m^2 = 0,12 kN / m$
<b>SKUPAJ:</b>	$g_{lin} = 8,74 kN / m$

Slika 8: Detajl fasade objekta

### Določitev linijske obtežbe fasade-zgornja etaža (na območju zunanjih sten):

betonska atika:	$1,10 m \cdot 5,0 kN / m^2 = 5,50 kN / m$
toplotna izolacija:	$2,90 m \cdot 0,74 kN / m^2 = 2,15 kN / m$
<b>SKUPAJ:</b>	$g_{lin} = 7,65 kN / m$

### Določitev linijske obtežbe fasade-medetaže:

betonski parapet:	$1,35 m \cdot 5,0 kN / m^2 = 6,75 kN / m$
-------------------	---

---

toplotna izolacija:	$1,70\text{ m} \cdot 0,74\text{ kN/m}^2 =$	$1,26\text{ kN/m}$
omet 1,5 cm:	$1,70\text{ m} \cdot 0,36\text{ kN/m}^2 =$	$0,61\text{ kN/m}$
steklo 2x0.2 cm:	$1,50\text{ m} \cdot 0,10\text{ kN/m}^2 =$	$0,15\text{ kN/m}$
SKUPAJ:		$g_{in} = 8,77\text{ kN/m}$

---

#### **Določitev linijske obtežbe fasade-medetaže (na območju zunanjih sten):**

---

toplotna izolacija:	$3,25\text{ m} \cdot 0,74\text{ kN/m}^2 =$	$2,41\text{ kN/m}$
SKUPAJ:		$g_{in} = 2,41\text{ kN/m}$

---

#### **Določitev linijske obtežbe fasade-pritličje:**

betonski parapet:	$1,35\text{ m} \cdot 5,0\text{ kN/m}^2 =$	$6,75\text{ kN/m}$
toplotna izolacija:	$1,70\text{ m} \cdot 0,74\text{ kN/m}^2 =$	$1,26\text{ kN/m}$
steklo 2x0.2 cm:	$1,90\text{ m} \cdot 0,10\text{ kN/m}^2 =$	$0,19\text{ kN/m}$
omet 1,5 cm:	$1,70\text{ m} \cdot 0,36\text{ kN/m}^2 =$	$0,61\text{ kN/m}$
SKUPAJ:		$g_{in} = 8,81\text{ kN/m}$

---

#### **Določitev linijske obtežbe fasade-pritličje (na območju zunanjih sten)**

---

toplotna izolacija:	$3,55\text{ m} \cdot 0,74\text{ kN/m}^2 =$	$2,63\text{ kN/m}$
SKUPAJ:		$g_{in} = 2,63\text{ kN/m}$

---

### **3.2.2 Koristna obtežba**

<b>Etažne plošče:</b>	kategorija tal B: pisarne	$q = 3,0\text{ kN/m}^2$
<b>Strešna konstrukcija:</b>	kategorija tal H: nepohodna streha	$q = 0,75\text{ kN/m}^2$
<b>Stopnišča:</b>		$q = 3,0\text{ kN/m}^2$

### 3.2.3 Obtežba snega in vetra

V fazi preliminarne analize smo določili tudi vrednosti obtežb snega in vetra. Pri določitvi vrednosti obtežb smo uporabili določila standardov SIST EN 1991-1-3 in SIST EN 1991-1-4. Izkazuje se, da je zaradi lokacije objekta obtežba snega precej majhna. Velikost obtežbe snega na strešni konstrukciji je velikosti  $s_k = 0,23 \text{ kN/m}^2$ . Obtežba snega se uporabi pri računu mejnega stanja nosilnosti strešne plošče. V potresnem projektnem stanju pa je obtežba snega nepomembna, saj se vpliv snega pri določanju mas ne upošteva.

V okviru preliminarne analize objekta je bila izračunana tudi obtežba vetra. Vsota obtežb vetra zaradi tlaka in srka je velikostnega reda  $w = 0,60 \text{ kN/m}^2$ . Po izdelavi preliminarne analize konstrukcije smo ugotovili, da obtežba vetra v horizontalni smeri ni merodajna. Za obravnavani objekt je merodajna horizontalna obtežba potres. Pri potresni analizi stavbe se obtežba vetra ne upošteva.

## 3.3 Predstavitev modelov stavbe

### 3.3.1 Prvi ploskovni model

Prvi model stavbe, ki je bil izdelan v okviru diplomske naloge je bil mešani model, pri katerem so bile stene modelirane kot ploskovni elementi. V nadaljevanju smo ta model poimenovali kot prvi ploskovni model stavbe. Za potrebe dimenzioniranja so bile določene rezultate napetosti na težišče posameznih prerezov sten. Pri računu so bili upoštevani razpokani prerezi, to pomeni, da so bile upoštevane reducirane strižne in upogibne lastnosti elementov za polovico.

Slučajna ekscentričnost mase, ki jo standard predpisuje za modalno analizo s spektri odziva je bila upoštevana v skladu s standardom SIST EN 1998-1 (poglavje 2.4.3.3.2). Določeni so bili torzijski momenti posameznih etaž zaradi fiktivne ekscentričnosti mase. Upoštevane so bile vse možne smeri delovanja teh momentov in izdelana je bila ovojnica rezultatov. Ovojnica

rezultatov slučajne ekscentričnosti mas je bila dodana k rezultatom, ki izhajajo iz osnovne potresne kombinacije.

Pri modeliranju konstrukcije je bila zanemarjena upogibna nosilnost plošč, upoštevan je bil le membranski učinek plošč, ki tvorijo togo diafragmo in tako enakomerno razporejajo obtežbo na posamezne vertikalne elemente. To v programu ETABS 9.0 naredimo tako, da plošče modeliramo kot membrane. Poleg tega pa ima program ETABS vgrajeno funkcijo za modeliranje učinka togih plošč v svoji ravnini, ki vertikalne elemente poveže skupaj, da delujejo kot celota. Zaradi prej navedenega dejstva modeliranje plošč ni nujno. Vendar pa so bile plošče vseeno modelirane (kot membrane) zaradi lažjega podajanja obtežbe. Vse medetažne konstrukcije so rebričasti stropi nosilni v eno smer. Ta efekt je bil upoštevan s posebnim modelom membran, ki razporejajo prečno obtežbo le v glavni smeri.

Vmesne povezovalne grede med stenami so pri modeliranju sten zanemarjene. Standard zahteva za vmesne povezovalne grede, da so sposobne reducirati vsaj 25% upogibnih momentov sten ob vpetju. Pri obravnavanih stenah to ni slučaj, zato lahko te vmesne grede v računu zanemarimo, kar tudi pomeni, da obravnavamo stene kot nepovezane konzolne stene. Pri modeliranju togosti gred je bila zanemarjena sodelujoča širina plošč, zato so bile grede modelirane s pravokotnim prerezom.

Obtežba fasad je bila modelirana kot linijska obtežba po zunanjih robovih medetažnih konstrukcij. Ta obtežba je bila podana za modeliranje mas v posameznih etažah konstrukcije.

### **Postopek računa slučajne ekscentričnosti mase**

Če se za analizo uporablja prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije določajo kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okoli navpične osi v vsaki etaži  $i$  s pomočjo enačb 18 in 19:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Ob strogem upoštevanju zahtev standarda EN 1998-1 iz točke 4.3.3.3.3 bi bilo potrebno celotno potresno silo, ki deluje na konstrukcijo določiti z metodo horizontalnih sil. Glede tega so določila standarda nepraktična, saj bi bilo potrebno izvesti še dodatno analizo. V računu je upoštevana celotna prečna sila določena s programom ETABS. Momenti okoli navpične osi stavbe zaradi slučajne ekscentričnosti mas so določeni v tabelah 8 in 9.

### SMER X:

celotna potresna sila  $F_{b,x} = 5195 \text{ kN}$  (iz ETABS-a)

ekscentričnost mase:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = \pm 0,05 \cdot 34,85 = 1,74 \text{ m}$

Preglednica 8: Momenti okoli navpične osi etaže zaradi ekscentričnosti mase-smer X

Etaža	Kota $h_i$ [m]	Masa $m_i$ [t]	Produkt $m_i \cdot h_i$ [tm]	Potresna sila $F_i$ [kN]	$e_{ai}$ [m]	$M_{ai}$ [kNm]
5.nadstropje	20,25	450,19	9116,25	1259,17	1,74	2190,95
4.nadstropje	17,00	541,69	9208,80	1271,95	1,74	2213,20
3.nadstropje	13,75	541,69	7448,30	1028,78	1,74	1790,09
2.nadstropje	10,50	541,69	5687,79	785,62	1,74	1366,97
1.nadstropje	7,25	541,69	3927,28	542,45	1,74	943,86
pritličje	4,00	555,71	2222,85	307,03	1,74	534,23
		vsota $m_i \cdot h_i$ [tm]	37611,27			

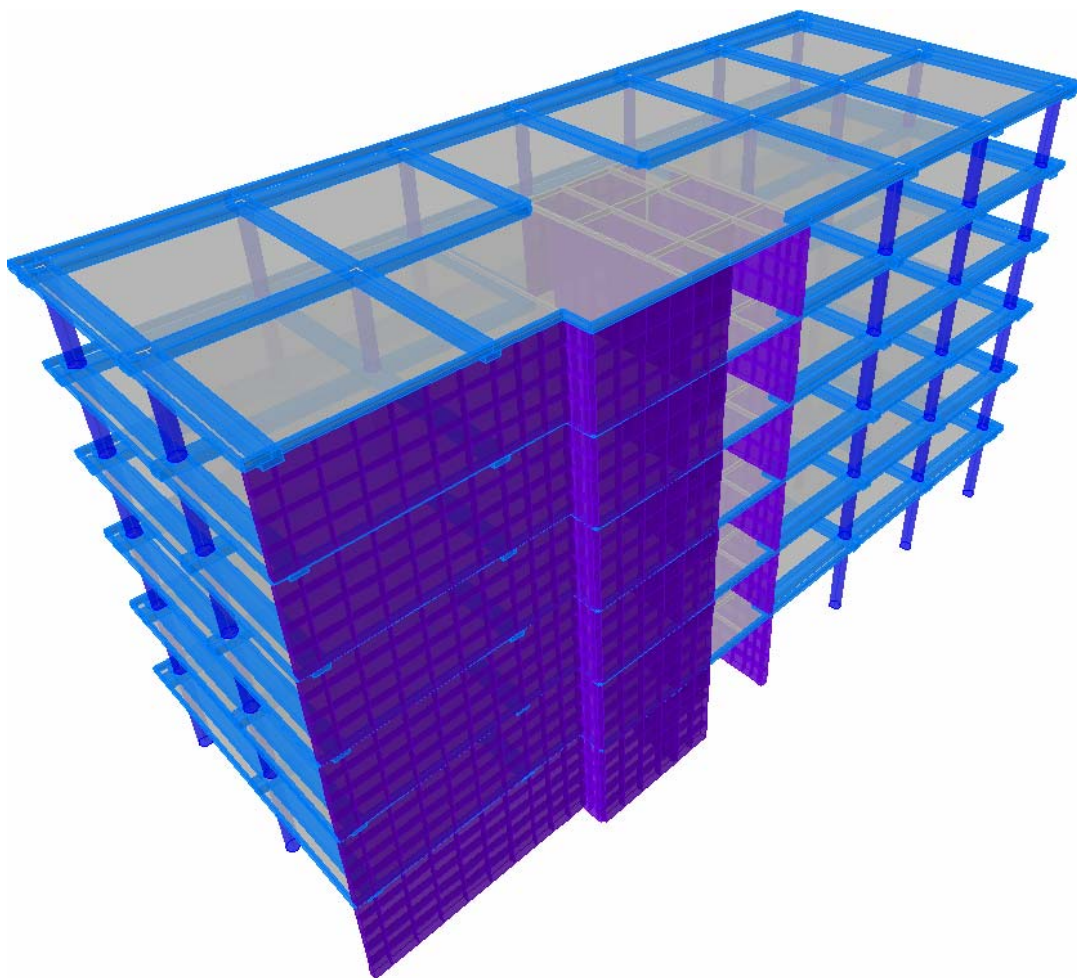
### SMER Y:

celotna potresna sila  $F_{b,y} = 4833 \text{ kN}$  (iz ETABS-a)

ekscentričnost mase:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = \pm 0,05 \cdot 13,8 = 0,69 \text{ m}$

Preglednica 9: Momenti okoli navpične osi etaže zaradi ekscentričnosti mase-smer Y

Etaža	Kota $h_i$ [m]	Masa $m_i$ [t]	Produkt $m_i \cdot h_i$ [tm]	Potresna sila $F_i$ [kN]	$e_{ai}$ [m]	$M_{ai}$ [kNm]
5.nadstropje	20,25	450,19	9116,25	1171,52	0,69	808,35
4.nadstropje	17,00	541,69	9208,80	1183,42	0,69	816,56
3.nadstropje	13,75	541,69	7448,30	957,18	0,69	660,45
2.nadstropje	10,50	541,69	5687,79	730,93	0,69	504,34
1.nadstropje	7,25	541,69	3927,28	504,69	0,69	348,24
pritličje	4,00	555,71	2222,85	285,66	0,69	197,10
		vsota $m_i \cdot h_i$ [tm]	37611,27			

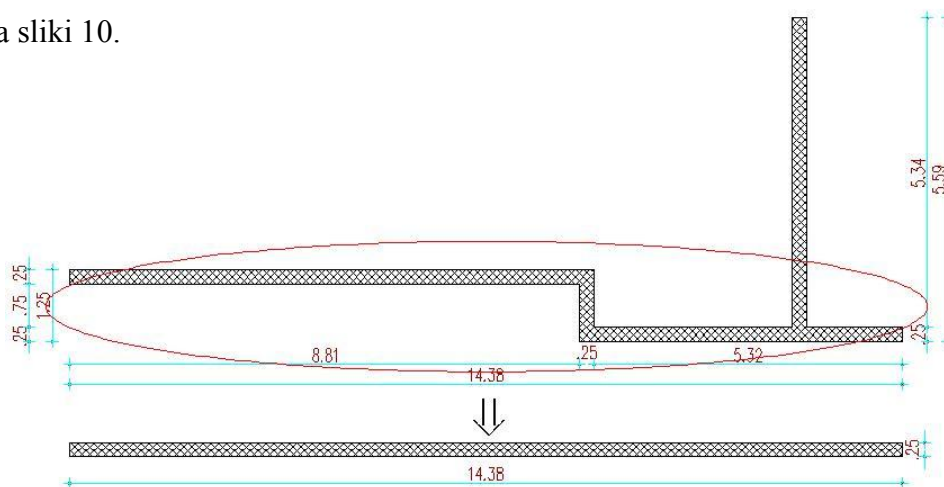


Slika 9: Prikaz prvega ploskovnega modela stavbe

### 3.3.2 Linijski model

Drugi model stavbe, ki je bil izdelan v okviru diplomske naloge je bil v celoti sestavljen iz linijskih elementov. V tem modelu so vsi vertikalni nosilne elementi, vključno s stenami, modelirani kot linijski elementi. V nadaljevanju smo ta model poimenovali kot linijski model stavbe. Pri računu so bili upoštevani razpokani prerezi z ustrežno redukcijo strižnih in upogibnih karakteristik prerezov. Plošče so bile modelirane kot neskončno toge v svoji ravnini in neskončno podajne v prečni smeri. Pri modeliranju gred ni bila upoštevana sodelujoča širina plošč. Linijski model stavbe je bolj poenostavljen model objekta. Pri modeliranju kompliciranih oblik sten z linijskim elementi so določene poenostavitve neizogibne.

Pri modeliranju SX1, ki v realnosti ne poteka ravno v tlorisu, smo uvedli poenostavitev, da je stena ravna in poteka med osema v katerih leži realna stena. Navedena poenostavitev je razvidna na sliki 10.

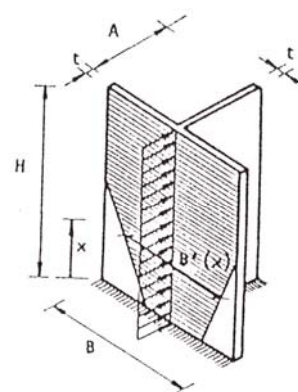


Slika 10: Modeliranje stene SX1

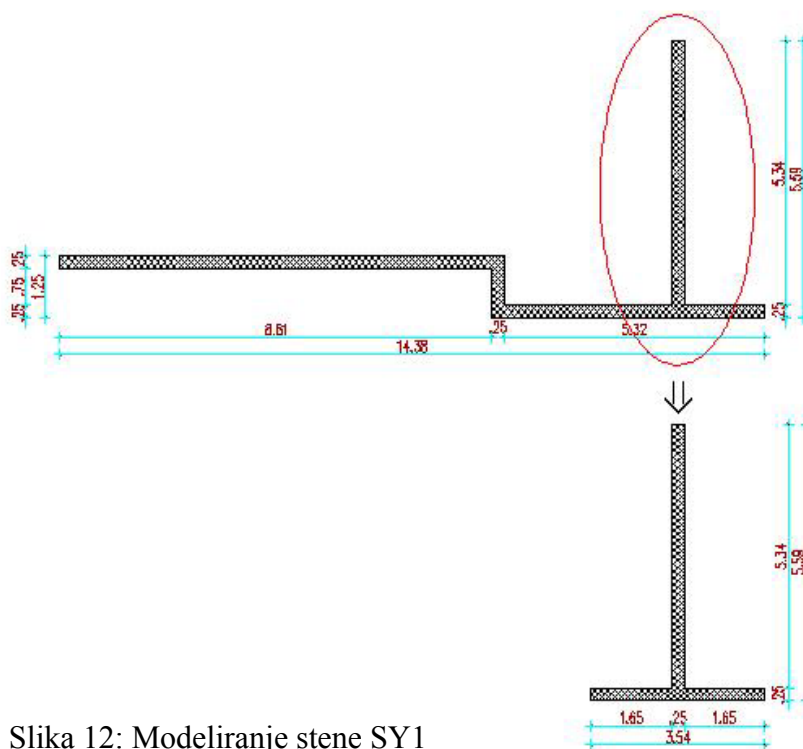
Pri modeliranju stene SY1 smo poleg upoštevanja stojine stene upošteval še sodelujočo širino stene SX1, ki deluje kot pasnica T-prereza stene (Slika 12). Za določanje sodelujoče širine pasnice stene SY1 smo steno obravnavali kot T-prerez s širino pasnice 1,8 m na vsaki strani stojine. Sodelujočo širino stene določimo z enačbo 40 (Fajfar, P. 1984, str. 445).

$$\frac{B'}{B} = \frac{0,6}{B/H + 0,5} + 1,5 \frac{x}{H} \leq 1,0 \quad (40)$$

Parametri za določanje sodelujoče širine stene so podani na sliki 11. S pomočjo enačbe 40 je mogoče ugotoviti, da že od  $H/12$  dalje, kjer je  $H$  celotna višina stene, se aktivira že celotna sodelujoča širina stene. Če v računskem modelu upoštevamo celotno sodelujočo širino stene, tako ne naredimo velike napake. Pomembno pa je, da togosti stene SY1 v šibki smeri ne upoštevamo, saj je ta togost že upoštevana pri modeliranju stene SX1.



Slika 11: Parametri za določanje sodelujoče širine stene

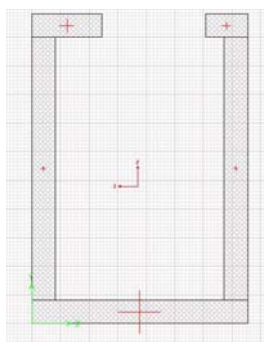


Slika 12: Modeliranje stene SY1

Modeliranje sten SX2, SY2 je enostavno, saj so stene ravne in pravokotnega prečnega prereza. Stene so modelirane z linijskimi elementi pravokotnega prereza.

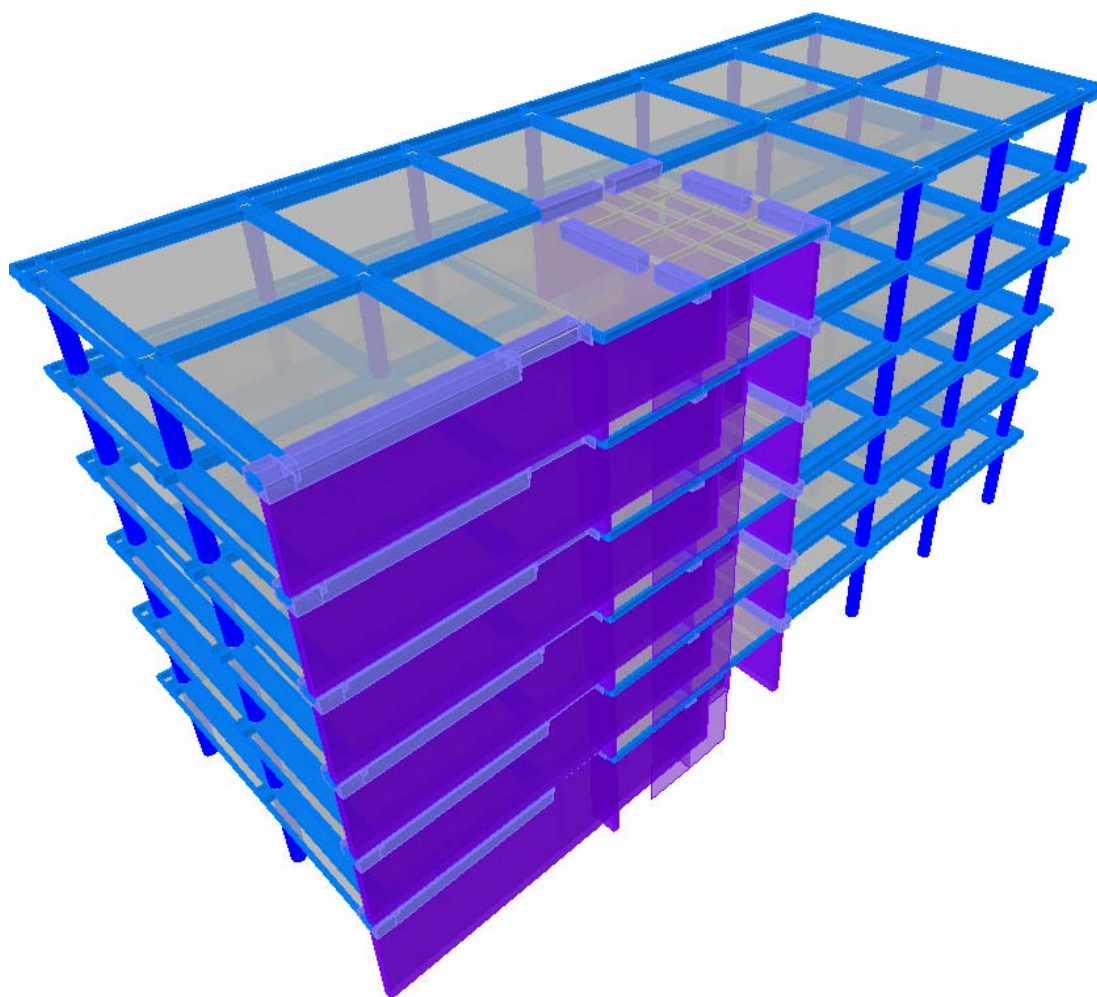
Dvigalni jašek je bil modeliran kot škatlasti prerez (slika 13). Vse karakteristike in geometrija dvigalnega jaška so bile izdelane s pomočjo programskega orodja Section Designer. Pri modeliranju so bile zanemarjene prečke nad odprtini dvigalnega jaška, saj se upošteva, da niso sposobne reducirati vsaj 25% upogibnih elementov ob vpetju dvigalnega jaška. Pri izdelavi škatlastega linijskega modela dvigalnega jaška jih je tudi nemogoče modelirati.





Slika 13: Prikaz linijskega modela dvigalnega jaška

Posebno pozornost pri modeliranju sten z linijskimi elementi smo namenili povezavam med gredami in stenami. Težave nastanejo, ker so stene modelirane kot linije. Grede je zaradi tega potrebno speljati do težiščne osi stene. Pri tem si pomagamo z neskončno togimi odseki, ki posamezne grede povezujejo s težiščno osjo sten (slika 14).



Slika 14: Prikaz linijskega modela stavbe

### 3.3.3 Drugi ploskovni model, sodelujoče širine po EC2

Pri tretjem modelu smo stene modelirali s ploskovnimi elementi. Pri modeliranju gred, pa smo poleg tega upoštevali še sodelujoče širine plošč po priporočilih EC2. V nadaljevanju smo ta model poimenovali kot drugi ploskovni model. Model je prikazan na sliki 24.

V prvih dveh modelih je bil vpliv plošč na povečanje togosti gred v celoti zanemarjen. Projektanti, ki predvidevajo, da plošče sodelujejo pri prenašanju potresne obtežbe lahko ta efekt zajamejo z modeliranjem sodelujočih širin plošč. Pri tem se pojavi vprašanje kakšno sodelujočo širino plošče upoštevati pri modeliranju togosti gred. Standard SIST EN 1998-1 v zvezi s tem ne navaja nobenih določil. Edina določila, ki jih lahko najdemo glede določanja sodelujočih širin plošč so navedena v standardu SIST EN 1992-1-1.

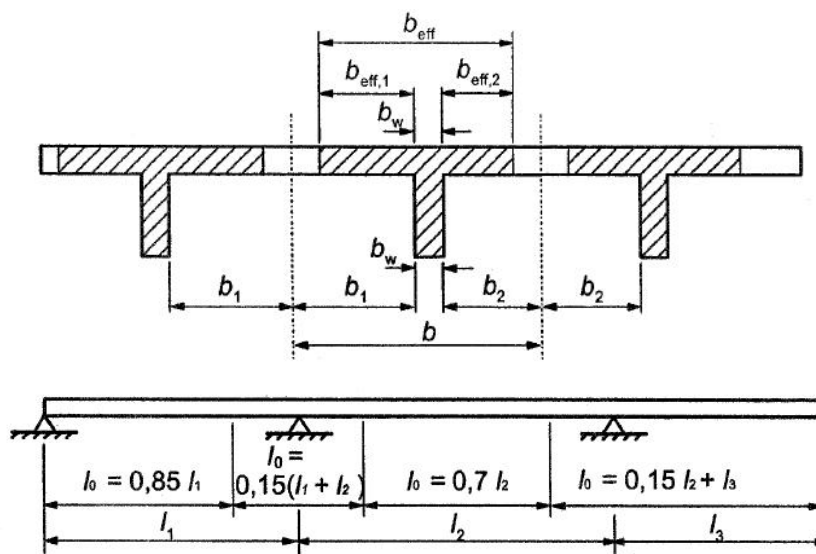
Sodelujoče širine gred, ki jih navaja standard EC2, so bile določene za primer vertikalne obtežbe. Potresna obtežba v splošnem povzroča drugačne porazdelitve notranjih statičnih količin, zato je uporaba sodelujočih širin v skladu z EC2 le prvi približek dejanskega stanja. Poleg tega se sodelujoča širina plošče spreminja vzdolž grede. Standardu EC2 dovoljuje poenostavitve, da lahko upoštevamo konstantno sodelujočo širino plošče vzdolž celotne grede. Pri tem upoštevamo sodelujočo širino plošče za prerez grede v polju.

Medetažne konstrukcije sestavljajo rebričasti stropi. Pri modeliranju gred so bila upoštevana tudi rebra stropov znotraj sodelujočih širin. Rebra stropov so bila združena skupaj s stojinami gred. Deli tlačnih plošč znotraj sodelujočih širin tvorijo pasnice T-prerezov gred. Sodelujoče širine plošč so bile določene z uporabo izrazov iz standarda SIST EN 1992-1-1. Pri posameznih gredah so bile upoštevane določene poenostavitve, ki ne bistveno vplivajo na natančnost rezultatov. Sodelujoča širina gred prek več polj je bila določena kot povprečna vrednost sodelujočih širin posameznih polj. Medetažne plošče v okolici obodnih gred potekajo preko linije gred in so izvedene kot monolitni konzolni elementi dolžine 40 cm. Pri modeliranju togosti obodnih gred je bil prispevek teh delov zanemarjen, saj vsebuje bistveno premalo vzdolžne armature.

Sodelujoče širine plošč se v skladu s SIST EN 1992-1-1 določi z enačbami 41, 42 in 43 (SIST EN 1992-1-1:2004, poglavje 5.3.2.1). Parametri za določitev sodelujočih širin so prikazani na sliki 15.

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad \text{in} \quad b_{eff,i} \leq b_i \quad (41),(42)$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad (43)$$



Slika 15: Parametri za določitev sodelujoče širine po SIST EN 1992-1-1

Primer izračuna sodelujoče širine grede v osi B je prikazan v nadaljevanju. Ostali računi sodelujočih širin so podobni, zato jih v nadaljevanju ne navajamo. Rezultati izračunanih širin so prikazani v preglednicah 10,11,12 in 13.

## GREDA V OSI B

a)  $l_0 = 0,85 \cdot 590 = 502 \text{ cm}$ ,  $b_1 = 40 \text{ cm}$ ,  $b_2 = 300 \text{ cm}$

po enačbah 41, 42:  $b_{eff,1} = 0,2 \cdot 40 + 0,1 \cdot 502 = 58 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 502 = 100 \text{ cm}$  in  $b_{eff,1} \leq b_1$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 502 = 110 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 502 = 100 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1} = 40 \text{ cm} \text{ in } b_{eff,2} = 100 \text{ cm}$$

b)  $l_0 = 0,85 \cdot 625 = 531 \text{ cm}$ ,  $b_1 = 40 \text{ cm}$ ,  $b_2 = 300 \text{ cm}$

po enačbah 41, 42:  $b_{eff,1} = 0,2 \cdot 40 + 0,1 \cdot 531 = 61 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 531 = 106 \text{ cm}$  in  $b_{eff,1} \leq b_1$

$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 531 = 113 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 531 = 106 \text{ cm}$

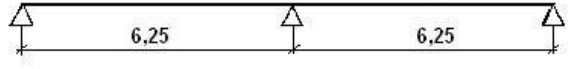
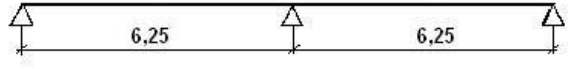
$b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$  in  $b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$

Preglednica 10: Določitev sodelujočih širin prečnih gred po EC2

<b>GREDA V OSI B</b>				
a) $l_0 = 0,85 \cdot 590 = 502 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 100 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,85 \cdot 625 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI C</b>				
a) $l_0 = 0,85 \cdot 590 = 502 \text{ cm}$	$b_1 = 300 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 100 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 100 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,85 \cdot 625 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 300 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 106 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI E</b>				
$l_0 = 0,85 \cdot 625 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 300 \text{ cm}$	$b_2 = 258 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 106 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 105 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI H</b>				
$l_0 = 0,85 \cdot 625 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 258 \text{ cm}$	$b_2 = 280 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 105 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI I</b>				
$l_0 = 0,85 \cdot 625 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 280 \text{ cm}$	$b_2 = 270 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 106 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$

se nadaljuje...

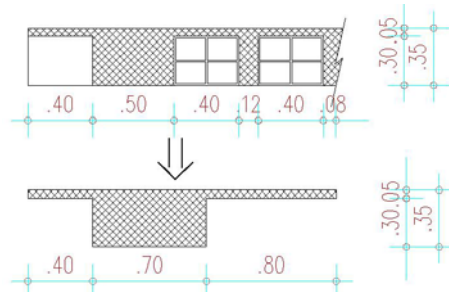
...nadaljevanje

<b>GREDA V OSI J</b>				
$l_0 = 0,85 \cdot 6,25 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 270 \text{ cm}$	$b_2 = 270 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 106 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI K</b>				
$l_0 = 0,85 \cdot 6,25 = 531 \text{ cm}$	$b_1 = 270 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 106 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$

### Izbrane sodelujoče širine gred:

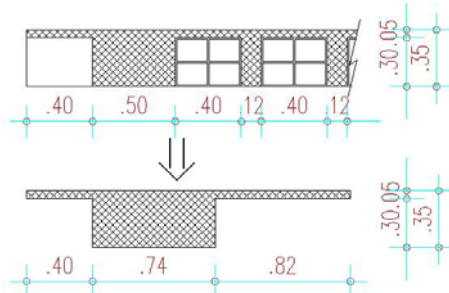
Pri izbiri sodelujočih širin gred so bile upoštevane določene poenostavitve. Gredi v osi B smo modelirali v prvem in drugem polju z različnima sodelujočima širinama. Gredo v osi C smo po celi dolžini modelirali z manjšo sodelujočo širino. Izbrani prerezi gred so prikazani na slikah 16-23.

Za gredo v osi B, med osema 4-8 smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 100 \text{ cm}$



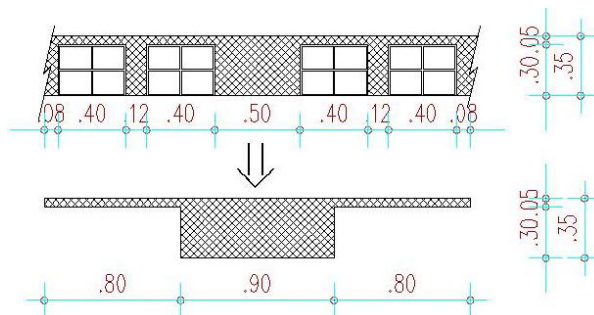
Slika 16: Izbrani sodelujoči širini grede v osi B med osema 4-8 po EC2

Za gredo v osi B med osema 8-9 smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 106 \text{ cm}$



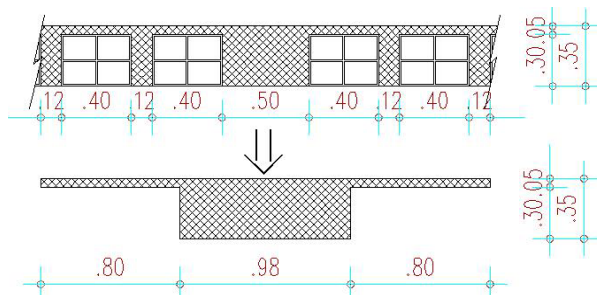
Slika 17: Izbrani sodelujoči širini grede v osi B med osema 8-9 po EC2

Za grede v osi C smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 100\text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 100\text{ cm}$



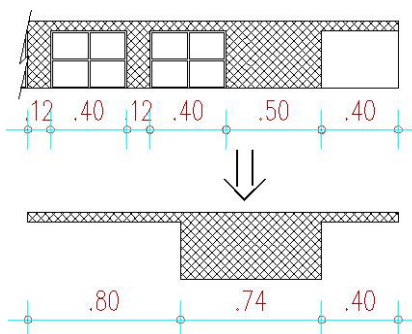
Slika 18: Izbrani sodelujoči širini grede v osi C po EC2

Za grede v oseh E,H,I,J smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 106\text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 106\text{ cm}$



Slika 19: Izbrani sodelujoči širini gred v oseh E,H,I,J po EC2

Za grede v osi K smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 106\text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 40\text{ cm}$



Slika 20: Izbrani sodelujoči širini grede v osi K po EC2

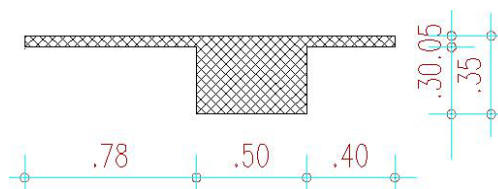
Preglednica 11: Določitev sodelujočih širin grede v osi 9 po EC2

GREDA V OSI 9				
a) $l_0 = 0,70 \cdot 600 = 420 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 84 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,70 \cdot 515 = 360 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 72 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$
c) $l_0 = 0,70 \cdot 560 = 392 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 78 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$
d) $l_0 = 0,70 \cdot 540 = 378 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 75 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$
			$\overline{b_{eff,1}} = 78 \text{ cm}$	$\overline{b_{eff,2}} = 40 \text{ cm}$

Ker se izračunane sodelujoče širine le malo razlikujejo, lahko brez večje napake izračunamo povprečni sodelujoči širini grede v osi 9.

$$\overline{b_{eff,1}} = (84 + 84 + 72 + 78 + 75 + 75) / 6 = 78 \text{ cm}$$

$$\overline{b_{eff,2}} = 40 \text{ cm}$$



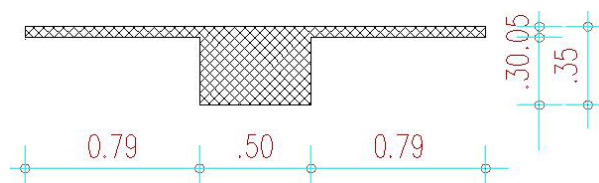
Slika 21: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 9 po EC2

Preglednica 12: Določitev sodelujočih širin grede v osi 8 po EC2

GREDA V OSI 8				
a) $l_0 = 0,70 \cdot 600 = 420 \text{ cm}$	$b_1 = 295 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 84 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 84 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,70 \cdot 560 = 392 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 78 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 78 \text{ cm}$
c) $l_0 = 0,70 \cdot 540 = 378 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 75 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 75 \text{ cm}$
			$\overline{b_{eff,1}} = 79 \text{ cm}$	$\overline{b_{eff,2}} = 79 \text{ cm}$

Ker se izračunane sodelujoče širine le malo razlikujejo, lahko brez večje napake izračunamo povprečni sodelujoči širini grede v osi 8.

$$\overline{b_{eff,1}} = \overline{b_{eff,2}} = (84 + 84 + 78 + 75 + 75) / 5 = 79 \text{ cm}$$

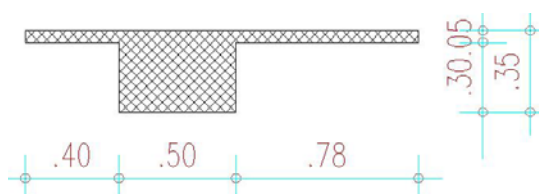


Slika 22: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 8 po EC2

Preglednica 13: Določitev sodelujočih širin grede v osi 3 po EC2

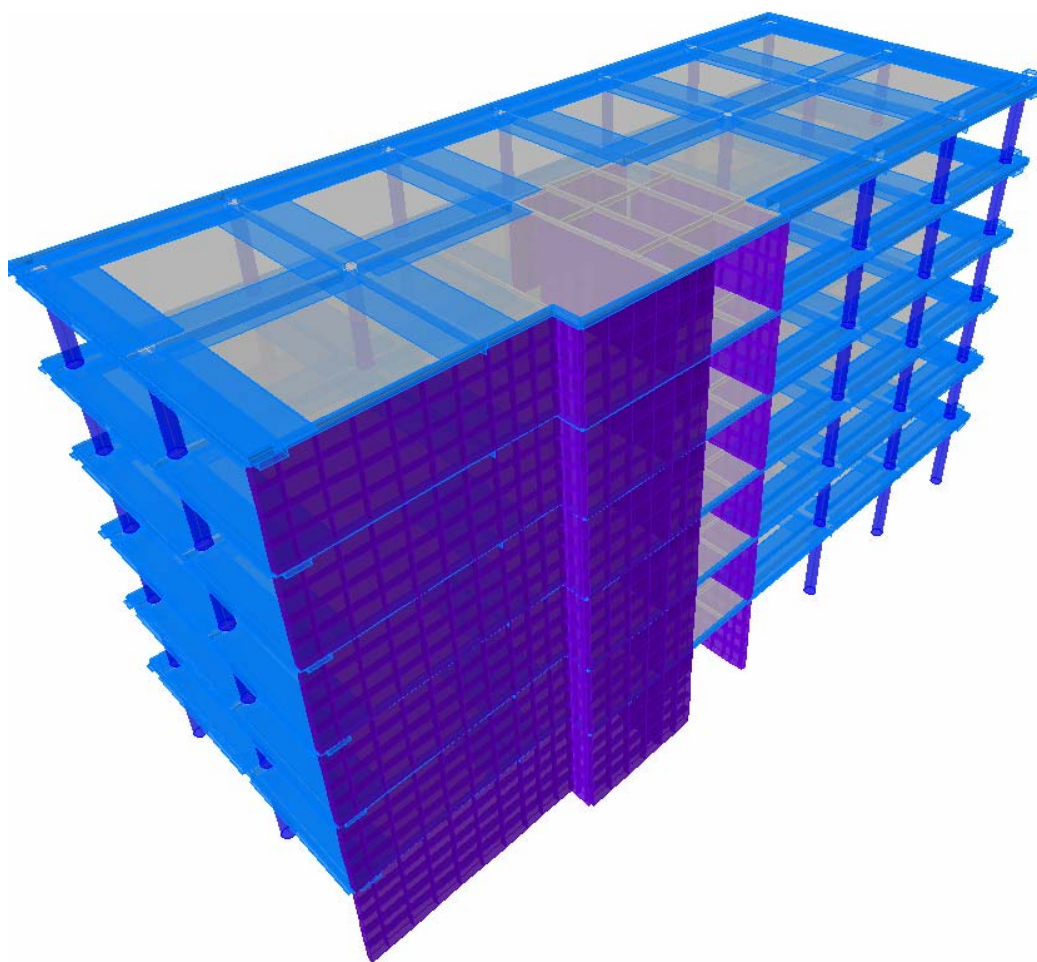
GREDA V OSI 3				
	a) $l_0 = 0,70 \cdot 560 = 392 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,70 \cdot 540 = 378 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 75 \text{ cm}$
			$\overline{b_{eff,1}} = 40 \text{ cm}$	$\overline{b_{eff,2}} = 76 \text{ cm}$

Za modeliranje sodelujoče širine grede v osi 3 smo upoštevali poenostavitev, da je sodelujoča širina grede enaka 78 cm po vsej dolžini grede. Sodelujoča širina grede v osi 3 je tako enaka sodelujoči širine grede v osi 9. Navedena poenostavitev ne bistveno vpliva na natančnost rezultatov, bistveno pa poenostavi modeliranje stavbe.



Slika 23: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 3 po EC2



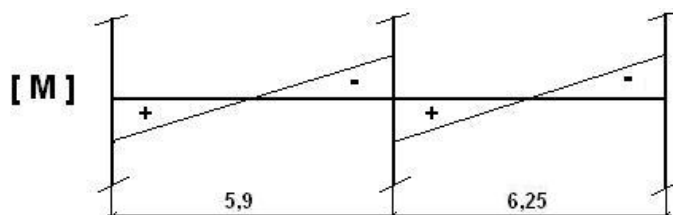


Slika 24: Prikaz drugega ploskovnega modela

### 3.3.4 Tretji ploskovni model, sodelujoče širine po EC2, $L_0=0,5L$

Pri četrtem modelu so bile stene modelirane s ploskovnimi elementi. Grede pa so bile modelirane z upoštevanjem sodelujočih širin v skladu s EN 1992-1 z eno posebnostjo. Z razliko od drugega ploskovnega modela, pri katerih so bile upoštevane sodelujoče širine za primer vertikalne obtežbe, je bila v tem modelu upoštevana specifična narava potresnega vpliva. Potresna obtežba povzroča drugačno obliko momentnih linij kot vertikalna obtežba, zato upoštevanje prevojnih točk za vertikalno obtežbo ni najbolj korektno. Potresna obtežba povzroča izrazito »žagasto porazdelitev« momentne linije po gredah s prevojnimi točkami na sredini gred (slika 25). Pri računu sodelujočih širin smo zato upoštevali prevojne točke momentnih linij na razdalji  $0,5L$ . V nadaljevanju smo ta model poimenovali kot tretji ploskovni model. Tretji ploskovni model je prikazan na sliki 33.

## GREDE V OSI B



Slika 25: Prikaz oblike momentnih linij zaradi potresne obtežbe

V nadaljevanju je prikazan izračun sodelujoče širine grede v osi B. Ostali rezultati izračunov sodelujočih širin so zbrani v preglednicah 14,15,16 in 17. Izbrani prerezi gred so prikazani na slikah 26-32.

a)  $l_0 = 0,50 \cdot 590 = 295 \text{ cm}$ ,  $b_1 = 40 \text{ cm}$ ,  $b_2 = 300 \text{ cm}$

po enačbah 41, 42:  $b_{eff,1} = 0,2 \cdot 40 + 0,1 \cdot 295 = 38 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 295 = 59 \text{ cm}$  in  $b_{eff,1} \leq b_1$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 295 = 89,5 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 295 = 59 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1} = 38 \text{ cm} \text{ in } b_{eff,2} = 59 \text{ cm}$$

b)  $l_0 = 0,50 \cdot 625 = 312 \text{ cm}$ ,  $b_1 = 40 \text{ cm}$ ,  $b_2 = 300 \text{ cm}$

po enačbah 41, 42:  $b_{eff,1} = 0,2 \cdot 40 + 0,1 \cdot 312 = 39 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 312 = 62 \text{ cm}$  in  $b_{eff,1} \leq b_1$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 312 = 91 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 312 = 62 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1} = 39 \text{ cm} \text{ in } b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$$

Preglednica 14: Določitev sodelujočih širin prečnih gred po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

GREDA V OSI B				
a) $l_0 = 0,50 \cdot 590 = 295 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 38 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 59 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,50 \cdot 625 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 39 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$

se nadaljuje...

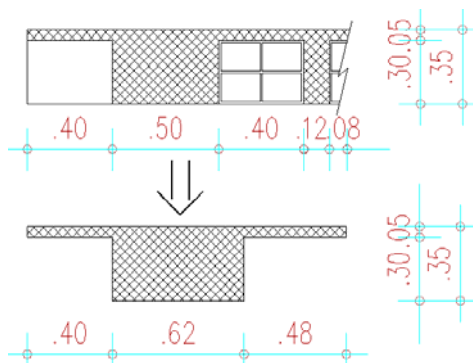
...nadaljevanje

<b>GREDA V OSI C</b>				
a) $l_0 = 0,50 \cdot 5,90 = 295 \text{ cm}$	$b_1 = 300 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 59 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 59 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,50 \cdot 6,25 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 300 \text{ cm}$	$b_2 = 300 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI E</b>				
$l_0 = 0,50 \cdot 6,25 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 300 \text{ cm}$	$b_2 = 258 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI H</b>				
$l_0 = 0,50 \cdot 6,25 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 258 \text{ cm}$	$b_2 = 280 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI I</b>				
$l_0 = 0,50 \cdot 6,25 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 280 \text{ cm}$	$b_2 = 270 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI J</b>				
$l_0 = 0,50 \cdot 6,25 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 270 \text{ cm}$	$b_2 = 270 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$
<b>GREDA V OSI K</b>				
$l_0 = 0,50 \cdot 6,25 = 312 \text{ cm}$	$b_1 = 270 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 39 \text{ cm}$

### Izbrane sodelujoče širine gred

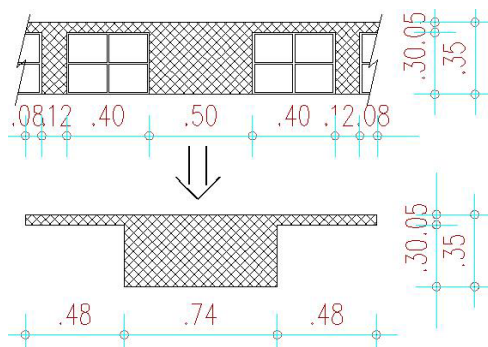
Pri določanju sodelujoče širine  $b_{eff,1}$  grede v osi B je upoštevana sodelujoča širina  $b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$  vzdolž cele dolžine grede. Za določanje sodelujoče širine  $b_{eff,2}$  grede v osi B je upoštevana povprečna sodelujoča širina med pozicijama a in b in sicer  $b_{eff,2} = 60 \text{ cm}$ . Za določanje sodelujoče  $b_{eff,1}$  in  $b_{eff,2}$  gred v osi C je bila upoštevana povprečna sodelujoča širina med pozicijama a in b in sicer  $b_{eff,1} = b_{eff,2} = 60 \text{ cm}$ . Pri določanju sodelujoče širine  $b_{eff,2}$  grede v osi K je bila upoštevana sodelujoča širina  $b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$  po celi dolžini grede. Vpliv omenjenih poenostavitev na togost grede je zanemarljiv.

Za grede v osi B smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 40 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 60 \text{ cm}$



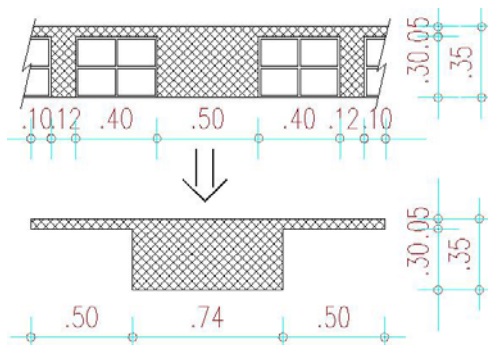
Slika 26: Izbrani sodelujoči širini grede v osi B po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

Za grede v osi C smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 60 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 60 \text{ cm}$



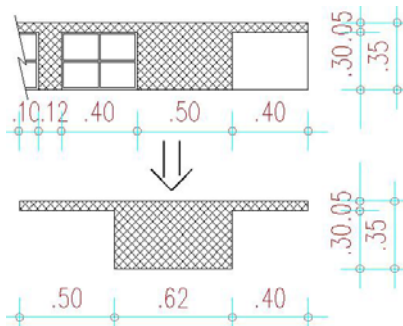
Slika 27: Izbrani sodelujoči širini grede v osi C po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

Za grede v osi E,H,I,J smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 62 \text{ cm}$



Slika 28: Izbrani sodelujoči širini gred v oseh E,H,I,J po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

Za gredo v osi K smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 62 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 40 \text{ cm}$



Slika 29: Izbrani sodelujoči širini grede v osi K po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

Preglednica 15: Določitev sodelujočih širin grede v osi 9 po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

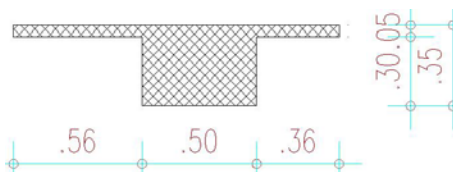
GREDA V OSI 9				
	a) $l_0 = 0,50 \cdot 600 = 300 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 60 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,50 \cdot 515 = 258 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 52 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 34 \text{ cm}$
c) $l_0 = 0,50 \cdot 560 = 280 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 56 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 36 \text{ cm}$
d) $l_0 = 0,50 \cdot 540 = 270 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 40 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 54 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 35 \text{ cm}$
			$\overline{b_{eff,1}} = 56 \text{ cm}$	$\overline{b_{eff,2}} = 36 \text{ cm}$

Ker se izračunane sodelujoče širine le malo razlikujejo, lahko brez večje napake izračunamo povprečni sodelujoči širini grede v osi 9.

$$\overline{b_{eff,1}} = (60 + 60 + 52 + 56 + 54 + 54) / 6 = 56 \text{ cm}$$

$$\overline{b_{eff,2}} = (38 + 38 + 34 + 36 + 35 + 35) / 6 = 36 \text{ cm}$$

Za gredo v osi 9 smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 56 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 36 \text{ cm}$



Slika 30: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 9 po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

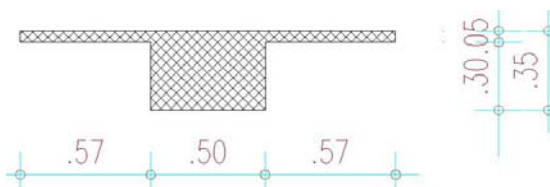
Preglednica 16: Določitev sodelujočih širin grede v osi 8 po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

GREDA V OSI 8				
a) $l_0 = 0,50 \cdot 600 = 300 \text{ cm}$	$b_1 = 295 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 60 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 60 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,50 \cdot 560 = 280 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 56 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 56 \text{ cm}$
c) $l_0 = 0,50 \cdot 540 = 270 \text{ cm}$	$b_1 = 312 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 54 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 54 \text{ cm}$
			$\overline{b}_{eff,1} = 57 \text{ cm}$	$\overline{b}_{eff,2} = 57 \text{ cm}$

Ker se izračunane sodelujoče širine le malo razlikujejo, lahko brez večje napake izračunamo povprečni sodelujoči širini grede v osi 8.

$$\overline{b}_{eff,1} = \overline{b}_{eff,2} = (60 + 60 + 56 + 54 + 54) / 5 = 57 \text{ cm}$$

Za gredo v osi 8 smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = b_{eff,2} = 57 \text{ cm}$



Slika 31: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 8 po EC2-  $L_0 = 0,5L$

Preglednica 17: Določitev sodelujočih širin grede v osi 3 po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

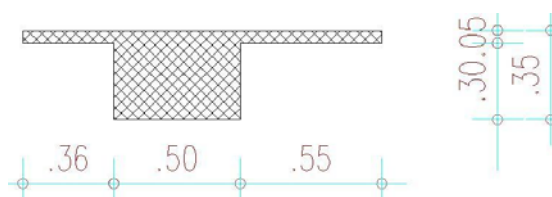
GREDA V OSI 3				
a) $l_0 = 0,50 \cdot 560 = 280 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 36 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 56 \text{ cm}$
b) $l_0 = 0,50 \cdot 540 = 270 \text{ cm}$	$b_1 = 40 \text{ cm}$	$b_2 = 312 \text{ cm}$	$b_{eff,1} = 35 \text{ cm}$	$b_{eff,2} = 54 \text{ cm}$
			$\overline{b}_{eff,1} = 36 \text{ cm}$	$\overline{b}_{eff,2} = 55 \text{ cm}$

Ker se izračunane sodelujoče širine le malo razlikujejo, lahko brez večje napake izračunamo povprečni sodelujoči širini grede v osi 3.

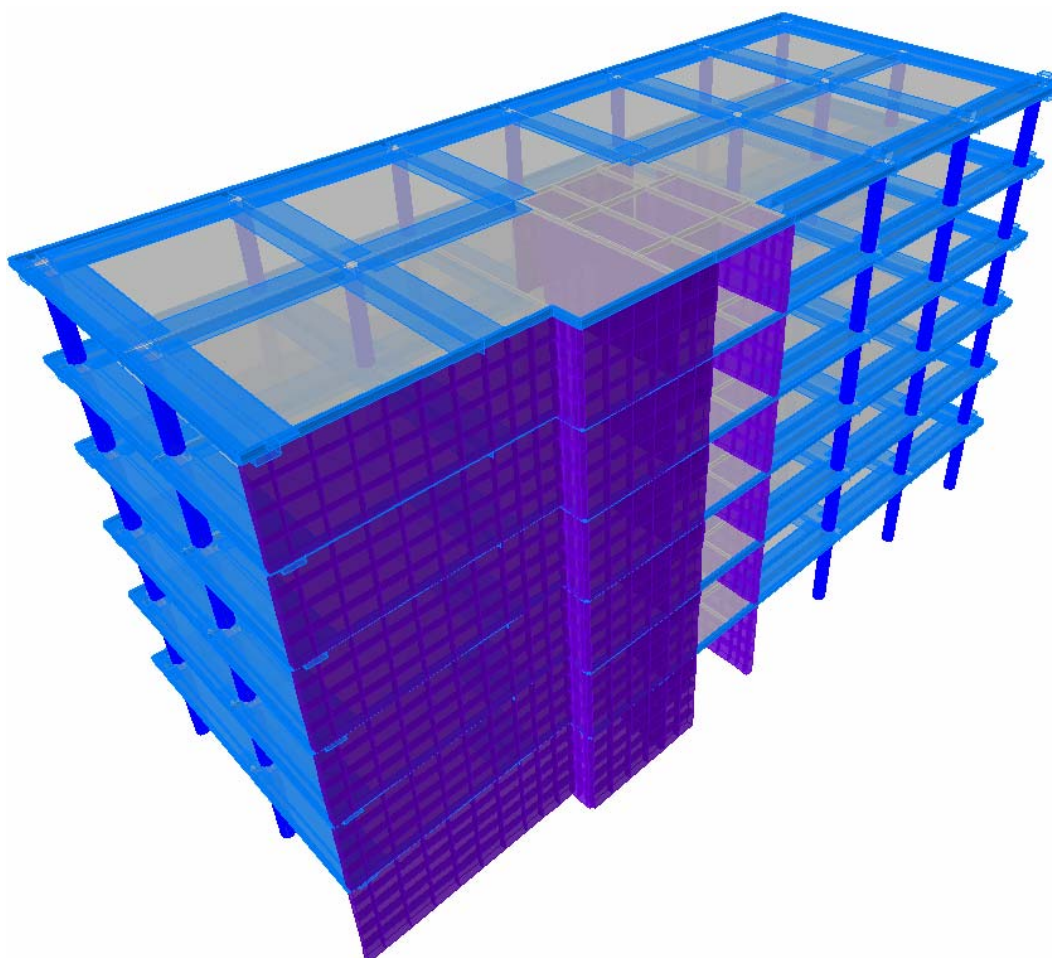
$$\overline{b_{eff,1}} = (36 + 35 + 35) / 3 = 36 \text{ cm}$$

$$\overline{b_{eff,2}} = (56 + 54 + 54) / 3 = 55 \text{ cm}$$

Za grede v osi 3 smo izbrali sodelujoči širini:  $b_{eff,1} = 36 \text{ cm}$ ,  $b_{eff,2} = 55 \text{ cm}$



Slika 32: Izbrani sodelujoči širini grede v osi 3 po EC2 -  $L_0 = 0,5L$

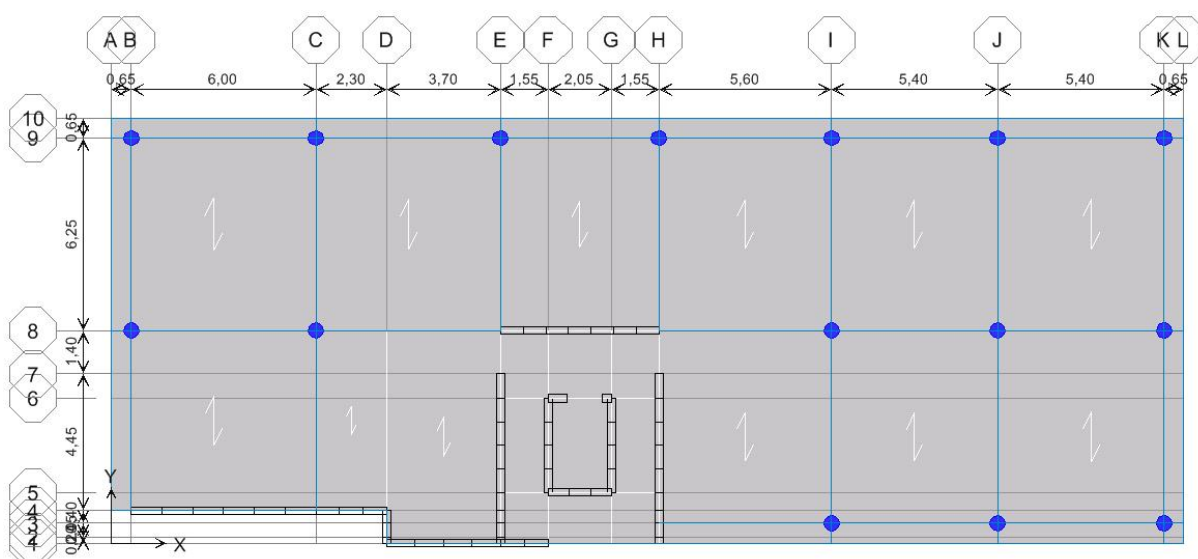


Slika 33: Prikaz tretjega ploskovnega modela

### 3.4 Kontrola rezultatov

Kontrola mas je zelo pomembna, saj nam v kratkem času omogoča kontrolo podane geometrije in obtežbe na konstrukcijo. Pri potresni analize je kontrola mas enakovredna kontroli reakcij pri statični obtežbi. Zelo pomembna je tudi kontrola celotne potresne sile v posameznih smereh. Kontrola celotne potresne sile nam omogoča oceno ustreznosti podanega projektnega spektra in nastavitvev pri modalni analizi konstrukcije. Obe kontroli sta navedeni v nadaljevanju za osnovni model konstrukcije (prvi ploskovni model).

#### 3.4.1 Kontrola mas



Slika 34: Tloris tipične etaže

#### Vplivne količine:

-površina jedra:

$$A_1 = 5,15 \cdot 6,9 = 35,54 \text{ m}^2$$

-ostala površina medetažne konstrukcije:

$$A_2 = 13,8 \cdot 25,9 + 12,75 \cdot 8,95 - A_1 = 436 \text{ m}^2$$

-celotna površina medetažne konstrukcije:

$$A_{cel} = A_1 + A_2 = 471,54 \text{ m}^2$$

-obseg sten v tlorisu:  $o_{sten} = 8,95 + 1,05 + 5,25 + 5,5 \cdot 2 + 5,15 + 3,05 \cdot 2 + 2,05 + 0,9 = 40,45 \text{ m}$

-število stebrov:

$$n = 15 \text{ kom}$$

-obseg fasade:

-na območju zunanjih sten:

$$o_{f1} = 82,05 \text{ m}$$



-povsod drugje:  $o_{f2} = 15,25 \text{ m}$

### Strešna konstrukcija:

Obtežba:

-na območju jedra:  $g_{jedra} = 7,10 \text{ kN/m}^2$

-povsod drugje:  $g = 6,35 \text{ kN/m}^2$

-koristna obtežba:  $q = 0,75 \text{ kN/m}^2$

-fasada:

-na območju zunanjih sten:  $g_{f1} = 8,74 \text{ kN/m}$

-povsod drugje:  $g_{f2} = 7,65 \text{ kN/m}$

Plošča:

-teža jedra:  $G = g_{jedra} \cdot A_1 = 7,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 35,54 \text{ m}^2 = 252,33 \text{ kN}$

-ostala plošča:  $G = g \cdot A_2 = 6,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 436 \text{ m}^2 = 2768,60 \text{ kN}$

Fasada:

-na območju zunanjih sten:  $G = g_{f1} \cdot o_{f1} = 8,74 \text{ kN/m} \cdot 82,05 \text{ m} = 717,12 \text{ kN}$

-povsod drugje:  $G = g_{f2} \cdot o_{f2} = 7,65 \text{ kN/m} \cdot 15,25 \text{ m} = 116,66 \text{ kN}$

Stene:  $G = 0,25 \text{ m} \cdot (3,25 \text{ m} / 2) \cdot o_{sten} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 410,82 \text{ kN}$

Stebri:  $G = \frac{0,5^2 \cdot \pi}{4} \cdot (3,25 \text{ m} / 2) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 15 = 119,65 \text{ kN}$

Koristna obtežba:  $Q = \varphi \cdot \psi_2 \cdot q \cdot A_{cel} = 0,5 \cdot 0,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 471,53 \text{ m}^2 = 0 \text{ kN}$

---

Skupaj:  $\sum G = 4385,18 \text{ kN}$

$m_6 = 447,01 \text{ t}$

### Medetažne:

#### Obtežba:

-na območju jedra:  $g_{jedra} = 7,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

-povsod drugje:  $g = 6,75 \text{ kN} / \text{m}^2$

-koristna obtežba:  $q = 3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$

#### -fasada:

-na območju zunanjih sten:  $g_{f1} = 8,77 \text{ kN} / \text{m}$

-povsod drugje:  $g_{f2} = 2,41 \text{ kN} / \text{m}$

#### Plošča:

-teža jedra:  $G = g_{jedra} \cdot A_1 = 7,50 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 35,54 \text{ m}^2 = 266,55 \text{ kN}$

-ostala plošča:  $G = g \cdot A_2 = 6,75 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 436 \text{ m}^2 = 2943,00 \text{ kN}$

#### Fasada:

-na območju zunanjih sten:  $G = g_{f1} \cdot o_{f1} = 8,77 \text{ kN} / \text{m} \cdot 82,05 \text{ m} = 719,58 \text{ kN}$

-povsod drugje:  $G = g_{f2} \cdot o_{f2} = 2,41 \text{ kN} / \text{m} \cdot 15,25 \text{ m} = 36,75 \text{ kN}$

Stene:  $G = 0,25 \text{ m} \cdot 3,25 \text{ m} \cdot o_{sten} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 821,64 \text{ kN}$

Stebri:  $G = \frac{0,5^2 \cdot \pi}{4} \cdot 3,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 15 = 239,30 \text{ kN}$

Koristna obtežba :  $Q = \varphi \cdot \psi_2 \cdot q \cdot A_{cel} = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 471,53 \text{ m}^2 = 212,38 \text{ kN}$

---

Skupaj:  $\sum G = 5239,20 \text{ kN}$

$m_2 = m_3 = m_4 = m_5 = 534,03 \text{ t}$

### Pritličje:

#### Obtežba:

-na območju jedra:  $g_{jedra} = 7,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

-povsod drugje:  $g = 6,75 \text{ kN} / \text{m}^2$

-koristna obtežba:  $q = 3,00 \text{ kN} / \text{m}^2$

-fasada:

-na območju zunanjih sten:  $g_{f1} = 8,81 \text{ kN/m}$

-povsod drugje:  $g_{f2} = 2,63 \text{ kN/m}$

Plošča:

-teža jedra:  $G = g_{jedra} \cdot A_1 = 7,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 35,54 \text{ m}^2 = 266,55 \text{ kN}$

-ostala plošča:  $G = g \cdot A_2 = 6,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 436 \text{ m}^2 = 2943,00 \text{ kN}$

Fasada:

-na območju zunanjih sten:  $G = g_{f1} \cdot o_{f1} = 8,81 \text{ kN/m} \cdot 82,05 \text{ m} = 722,86 \text{ kN}$

-povsod drugje:  $G = g_{f2} \cdot o_{f2} = 2,63 \text{ kN/m} \cdot 15,25 \text{ m} = 40,11 \text{ kN}$

Stene:  $G = 0,25 \text{ m} \cdot (3,25 \text{ m} / 2 + 2) \cdot o_{sten} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 916,45 \text{ kN}$

Stebri:  $G = \frac{0,5^2 \cdot \pi}{4} \cdot (3,25 \text{ m} / 2 + 2) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 15 = 266,91 \text{ kN}$

Koristna obtežba :  $Q = \varphi \cdot \psi_2 \cdot q \cdot A_{cel} = 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3 \text{ kN/m}^2 \cdot 471,53 \text{ m}^2 = 212,38 \text{ kN}$

Skupaj:  $\sum G = 5368,26 \text{ kN}$

$m_1 = 547,20 \text{ t}$

Preglednica 18: Kontrola mas konstrukcije

Pozicija	Masa ETABS [ t ]	Izračunana masa $m_i$ [ t ]
D6	446,48	447,01
D5	533,3	534,03
D4	533,3	534,03
D3	533,3	534,03
D2	533,3	534,03
D1	546,3	547,2
Skupaj	3125,98	3130,33

Iz tabele 18 sledi, da sta geometrija in obtežba konstrukcije korektno podani.

### 3.4.2 Kontrola celotne potresne sile

Celotna masa konstrukcije:  $m_{cel} = 3130,33 t$

Translacijska nihajna časa konstrukcije v vodoravnih smereh (ETABS-prvi ploskovni model):

smernost X:  $T_{1,x} = 0,325 s$  (4. nihajna oblika)

smernost Y:  $T_{1,y} = 0,660 s$  (2. nihajna oblika)

Efektivni masi (ETABS):  $m_{eff1,x} = 64,18\%$   
 $m_{eff1,y} = 67,67\%$

Za določitev vrednosti v projektnem spektru smo uporabili enačbi 5 in 6 ter naslednje podatke:

$$T_B = 0,3 s; \quad T_C = 0,6 s; \quad T_D = 2,0 s; \quad a_g = 0,175 g; \quad S = 1,15;$$

$$S_{d,x}(T_{1,x}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,175 \cdot 9,81 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{2} = 2,468 m/s^2$$

$$S_{d,y}(T_{1,y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T_{1,y}} \right] = 0,175 \cdot 9,81 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{2} \cdot \left[ \frac{0,6}{0,660} \right] = 2,282 m/s^2$$

$$\text{Kontrola celotne prečne sile:} \quad F_{b,\min} \leq F_{b,etabs} \leq F_{b,\max} \quad (44)$$

$$F_{b,\min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T) \quad (45)$$

$$F_{b,\max} = m_{cel} \cdot S_d(T) \quad (46)$$

#### Smer X:

Iz enačb 44, 45 in 46 sledi:

$$F_{b,\min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T) = 0,6418 \cdot 3130,33 \cdot 2,468 = 4958 kN$$

$$F_{b,\max} = m_{cel} \cdot S_d(T) = 3130,33 \cdot 2,468 = 7726 kN$$

$$F_{b,\min} = 4958 kN \leq F_{b,etabs} = 5086 kN \leq F_{b,\max} = 7726 kN \quad \dots \text{OK}$$

Velikost potresne sile kot delež celotne teže konstrukcije:

$$\frac{F_{b,etabs}}{F_g} = \frac{5086 kN}{30708 kN} = 0,17 = 17\% \quad \dots \text{OK}$$

### Smer Y:

Iz enačb 44, 45 in 46 sledi:

$$F_{b,\min} = m_{eff,1} \cdot Sd(T) = 0,6767 \cdot 3130,33 \cdot 2,282 = 4834 \text{ kN}$$

$$F_{b,\max} = m_{cel} \cdot Sd(T) = 3130,33 \cdot 2,282 = 7143 \text{ kN}$$

$$F_{b,\min} = 4834 \text{ kN} \leq F_{b,etabs} = 4974 \text{ kN} \leq F_{b,\max} = 7143 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Velikost potresne sile kot delež celotne teže konstrukcije:

$$\frac{F_{b,etabs}}{F_g} = \frac{4974 \text{ kN}}{30708 \text{ kN}} = 0,16 = 16\% \dots \text{OK}$$

## 3.5 Primerjava rezultatov med modeli

### 3.5.1 Primerjava rezultatov ploskovnega in linijskega modela

#### 3.5.1.1 Splošno

V okviru diplomske naloge je bilo izdelanih več modelov obravnavanega objekta. V tem poglavju se bomo posvetili primerjavi rezultatov, ki jih dobimo, če za analizo sten uporabimo linijski ali ploskovni model. Za primerjavo nam bosta služila osnovni ploskovni model in linijski model.

#### 3.5.1.2 Primerjava mas

V tej točki smo preučevali razlike v velikosti in razporeditvi mas linijskega in prvega ploskovnega modela. Iz prejšnjega poglavja o kontroli rezultatov je razvidno, da prvi ploskovni model konstrukcije korektno opiše razporeditev mas konstrukcije. Na podlagi rezultatov ploskovnega in linijskega modela je bila izdelana preglednica 19.

Preglednica 19: Prikaz mas in masnih središč linijskega in ploskovnega modela

Etaža	Masa [ t ]	Težišče mase		Masa [ t ]	Težišče mase		Odstopanje mase [%]
		XCM	YCM		XCM	YCM	
5.nadstropje	450,2	17,21	6,59	446,5	17,26	6,65	0,83
4.nadstropje	541,7	17,02	6,40	533,3	17,13	6,50	1,57
3.nadstropje	541,7	17,02	6,40	533,3	17,13	6,50	1,57
2.nadstropje	541,7	17,02	6,40	533,3	17,13	6,50	1,57
1.nadstropje	541,7	17,02	6,40	533,3	17,13	6,50	1,57
pritličje	555,7	16,95	6,33	546,3	17,06	6,44	1,72
Linijski model				Ploskovni model			

Kot lahko vidimo iz preglednice 19, se velikost mas pri obeh modelih precej dobro ujamejo. Največje odstopanje mas posameznih etaž obeh modelov je manjša od 2%. Pri linijskem modelu so mase etaž rahlo večje kot pri ploskovnem modelu. Razlog je iskati v tem, da je bila pri izdelavi linijskega modela uporabljena bolj groba porazdelitev nosilnih sten. Pri modeliranju stene SY1 je prišlo do podvajanja mase sodelujočega dela stene SX1, ki tvori pasnico stene SY1. Velikost odstopanja mas med modeloma je tako odvisna od etažne višine posameznega nadstropja. Napaka je največja v etaži z največjo etažno višino, to je v pritličju. Najmanjša napaka pa nastane v zgornji etaži, kjer se pri računu mas upošteva le polovica etažne višine. Lege centrov mas se po etažah obeh modelov dobro ujamejo. Odstopanja so reda velikosti nekaj deset centimetrov, kar v primerjavi z velikostjo objekta predstavlja zelo majhno napako.

### 3.5.1.3 Primerjava leg centrov togosti

Kot je bilo omenjeno že v prejšnjih poglavjih je obravnavani objekt torzijsko podajen. Legi center togosti in center mas take konstrukcije sta bistveno različni. Njuna medsebojna oddaljenost zato postane pomemben parameter, ki vpliva na velikost torzijskih učinkov, ki se bodo razvili med potresno obremenitvijo. Lega centra mas in centre togosti konstrukcije samo določili s pomočjo programa ETABS. Rezultati so prikazani v preglednici 20.

Preglednica 20: Prikaz leg centrov togosti linijskega in ploskovnega modela

		Center mase $i$ -te etaže		Center togosti $i$ -te etaže		Razdalja med togostnim in masnim središčem	
		Kota $H_i$ [m]	$\bar{X}_{CM,i}$ [m]	$\bar{Y}_{CM,i}$ [m]	$\bar{X}_{CR,i}$ [m]	$\bar{Y}_{CR,i}$ [m]	$e_{0X,i}$ [m]
LINIJSKI MODEL	20,25	17,21	6,59	14,89	1,42	2,32	5,18
	17	17,02	6,40	14,86	1,45	2,17	4,95
	13,75	17,02	6,40	14,82	1,50	2,21	4,90
	10,5	17,02	6,40	14,79	1,58	2,24	4,82
	7,25	17,02	6,40	14,80	1,74	2,22	4,66
	4	16,95	6,33	14,88	2,06	2,07	4,28

		Center mase $i$ -te etaže		Center togosti $i$ -te etaže		Razdalja med togostnim in masnim središčem	
		Kota $H_i$ [m]	$\bar{X}_{CM,i}$ [m]	$\bar{Y}_{CM,i}$ [m]	$\bar{X}_{CR,i}$ [m]	$\bar{Y}_{CR,i}$ [m]	$e_{0X,i}$ [m]
PLOSKOVNI MODEL	20,25	17,26	6,65	14,95	0,95	2,31	5,70
	17	17,13	6,50	14,90	0,99	2,23	5,51
	13,75	17,13	6,50	14,84	1,04	2,29	5,46
	10,5	17,13	6,50	14,79	1,13	2,34	5,37
	7,25	17,13	6,50	14,76	1,32	2,37	5,18
	4	17,06	6,44	14,80	1,69	2,26	4,75

Iz zgornje preglednice lahko vidimo, da se centri togosti ploskovnega in linijskega modela dobro ujemajo v x-koordinatah, slabše pa v y-koordinati. X-koordinate centra togosti stavbe izraža togost modela v smeri y osi. Iz tega lahko zaključimo, da je togost poenostavljenega linijskega modela v smeri y zelo primerljiva togosti ploskovnega modela. Slabše se ujemajo y-koordinate centrov togosti modelov. Rezultat je nekoliko pričakovan, saj so ravno v smeri x analize bile upoštevane največje poenostavitve. Stena SX1 je bila modelirana kot ravna, čeprav v tlorisu ne poteka ravno. Poleg tega je bila postavljena kar med osema, med katerima v resnici leži. Pri ploskovnem modelu je center togosti bližje koordinatni osi x, kar kaže na to, da je stena SX1 bolj toga kot pri linijskem modelu. Lega centra togosti linijskega modela tako zmanjša ekscentričnost med centrom mas in centrom togosti  $e_{0Y,i}$ . Velikostni red odstopanj y koordinat centrov togosti modelov je 0,5 metra, kar v primerjavi z dolžino stavbe ne predstavlja večje napake.

### 3.5.1.4 Primerjava nihajnih časov in učinkovitih mas

Rezultati analize lastnega nihanja modelov smo določili s pomočjo programa ETABS. Kot je razvidno iz spodnje preglednice, se rezultati analize lastnega nihanja obeh modelov dobro ujamejo (preglednica 21).

Preglednica 21: Prikaz nihajnih časov in efektivnih mas linijskega in ploskovnega modela

Referenčni ploskovni model				Linijski model			
Nih. oblika	T [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]	Nih. Oblika	T [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]
1	1,454	14,33	3,46	1	1,476	12,43	3,57
2	0,661	0,60	67,73	2	0,695	1,06	67,33
3	0,387	0,33	0,84	3	0,404	0,02	0,71
4	0,312	64,41	0,00	4	0,349	64,22	0,19
5	0,184	0,64	0,10	5	0,195	0,48	0,06
6	0,138	0,21	20,44	6	0,143	0,30	20,75
7	0,117	0,29	0,05	7	0,126	0,23	0,04
8	0,088	5,10	0,01	8	0,095	1,19	0,00
9	0,086	9,74	0,10	9	0,092	15,58	0,08
10	0,074	0,01	0,00	10	0,080	0,01	0,00
11	0,062	0,08	5,14	11	0,064	0,07	5,23
12	0,045	2,99	0,07	12	0,046	3,19	0,03
13	0,040	0,05	1,52	13	0,041	0,02	1,51
14	0,031	0,90	0,03	14	0,032	0,91	0,01
15	0,030	0,01	0,42	15	0,032	0,01	0,40
16	0,026	0,01	0,07	16	0,027	0,00	0,07
17	0,025	0,24	0,02	17	0,026	0,24	0,01
18	0,022	0,05	0,00	18	0,023	0,04	0,00

Na obnašanje modelov najbolj vplivajo prve štiri nihajne oblike modela, saj pri teh oblikah niha največ mase. V nadaljevanju je predstavljena bolj natančna primerjava prvi štirih nihajnih oblik ploskovnega in linijskega modela.

### Prva nihajna oblika

Prva nihajna oblika obeh konstrukcij je torzijska, kar je seveda pričakovano, saj je stavba torzijsko podajna (slika 35). Opazimo lahko, da je linijski model stavbe rahlo bolj podajen, saj ima večji nihajni čas kot ploskovni model. Razlika v nihajnih časih obeh modelov ni velika, kar opravičuje poenostavitve uporabljene pri izdelavi linijskega modela stavbe. Če opazujemo efektivne mase obeh modelov, lahko veliko izvemo o lastnostih posameznih modelov. Da sta prvi nihajni obliki torzijski, pa lahko sklepamo tudi iz velikosti efektivnih mas v prvi nihajni obliki. Pri obeh modelih sodeluje pri translacijskem gibanju zelo malo mase. Linijski model konstrukcije ima manjšo ekscentričnost med legami centra mas in centra togosti konstrukcije, kar tudi pomeni, da je center togosti konstrukcije bližje središču stavbe. Pri nihanju linijskega modela v smeri x sodeluje tudi manj mase. Iz tega lahko sklepamo, da je gibanje linijskega modela manj translacijsko in bolj torzijsko.



### **Druga nihajna oblika**

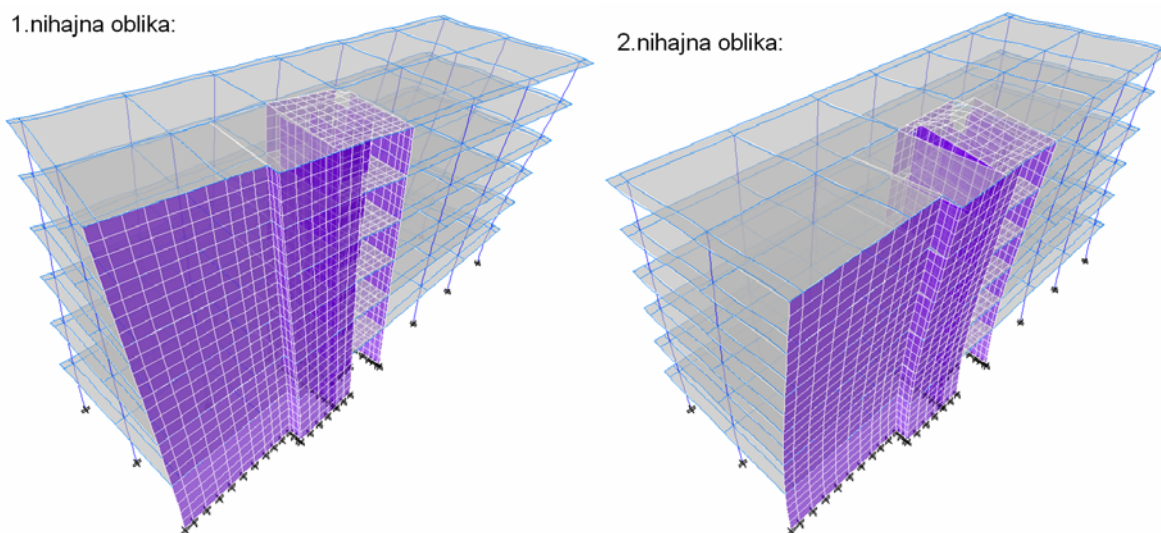
Za drugo nihajno obliko je značilno nihanje konstrukcije v smeri šibke osi (slika 35). Iz rezultatov zbranih v preglednici 21 vidimo, da je linijski model bolj podajen od ploskovnega modela. Posledica prejšnjega dejstva je, da ima linijski model rahlo večji nihajni čas kot ploskovni model. Če pogledamo efektivne mase, ki sodelujejo pri tej nihajni obliki lahko opazimo, da se rezultati v smeri  $y$  lepo ujamejo. To potrjuje ustreznost modeliranja togosti linijskega modela v smer  $y$  osi. Do rahlih odstopanj pa pride pri sodelovanju mase v smeri  $x$ .

### **Tretja nihajna oblika**

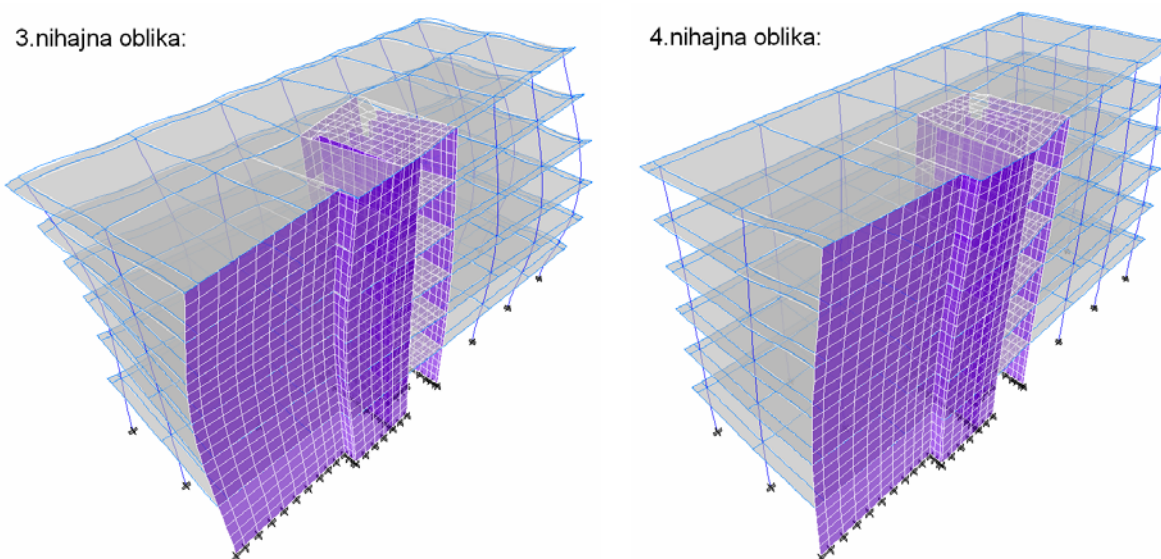
Tretja nihajna oblika je tudi torzijska, vendar etaže ne nihajo v isto smer (slika 36). Bistveno gibanje pri tej nihajni obliki je rotacija etaž okrog navpične osi stavbe. Linijski model ima večji nihajni čas, zato lahko sklepamo, da je bolj podajen za rotacijo okoli navpične osi kot ploskovni model. S pomočjo efektivnih mas modelov lahko ugotovimo, da ima tretja nihajna oblika zelo malo vpliva na globalno obnašanje konstrukcije. Efektivne mase obeh modelov v obeh vodoravnih smereh so zelo majhne. Tudi iz tega lahko sklepamo, da je nihanje konstrukcije torzijsko. Pri linijskem modelu niha manj mase v vodoravnih smereh, vendar so razlike minimalne. Zaradi manjše ekscentričnosti linijskega modela, je tretja nihajna oblika bolj torzijska in manj translacijska. Center togosti linijskega modela je bližje središču stavbe, kar ima za posledico, da je tretja nihajna oblika bolj rotacijska in manj translacijska.

### **Četrta nihajna oblika**

Četrta nihajna oblika konstrukcije predstavlja nihanje konstrukcije v smeri močne osi (slika 36). Podobno kot pri vseh drugih nihajnih oblikah je linijski model konstrukcije bolj podajen od ploskovnega in ima zato rahlo večje nihajne čase. Tudi efektivne mase obeh modelov se dobro ujemajo, kar potrjuje ustreznost uporabljenih poenostavitev pri izdelavi linijskega modela.



Slika 35: Prikaz prvih dveh nihajnih oblik konstrukcije

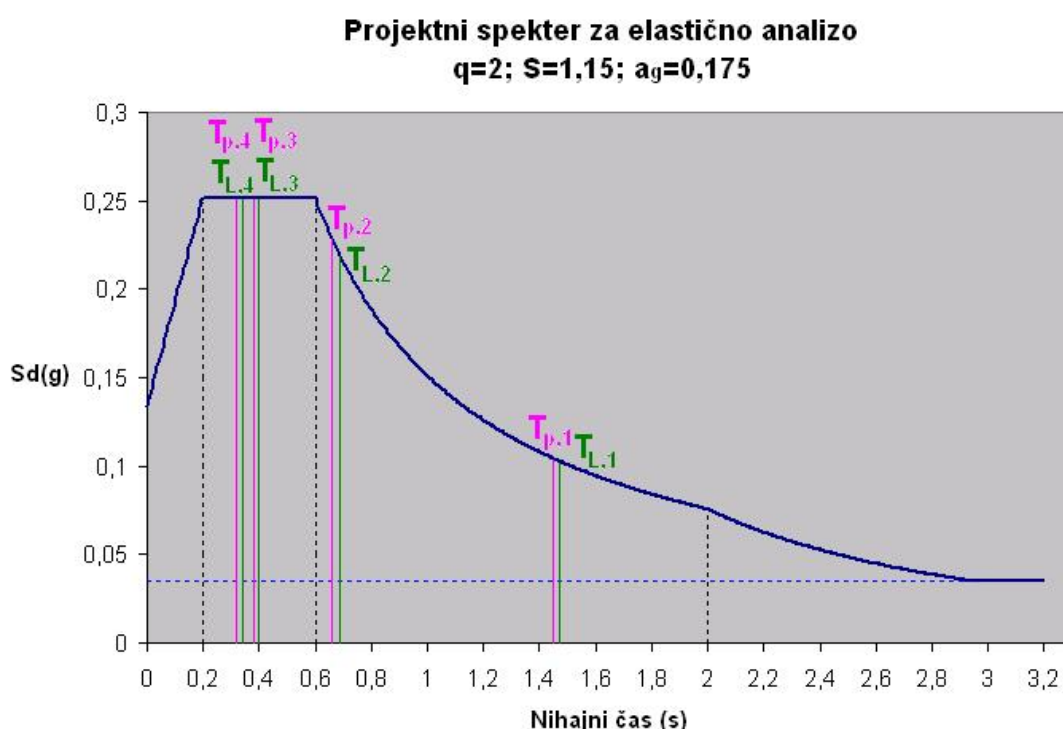


Slika 36: Prikaz tretje in četrte nihajne oblike konstrukcije

### 3.5.1.5 Primerjava potresnih sil

V tem razdelku bomo primerjali potresne sile, ki sta jih modela deležna med potresom. Velikost potresne sile je pri modalni analizi s spektri odziva odvisna od nihajnega časa posamezne nihajne oblike. Nihajna čas konstrukcije je odvisen od togosti in mase konstrukcije. Pri konstantni masi je torej nihajni čas tem večji, čim bolj je konstrukcija

podajna. V odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije je na podlagi projektnega potresnega spektra določena potresna sila, ki pripada modelu. Tretja in četrta nihajna časa modelov dajeta konstantne vrednosti projektnih pospeškov z večanjem nihajnega časa, saj ima za te vrednosti projektni spekter plato. Prva dva nihajna časa padeta na padajoči del projektnega spektra, zato dajeta z večanjem nihajna časa manjši vrednosti projektnih pospeškov in s tem manjše vrednosti potresnih sil. Nihajni časi višjih-nihajnih oblik padejo na linearni del projektnega spektra in dajejo zato z večanjem nihajnega časa večje potresne sile. Zgornje trditve je mogoče preveriti na sliki 37.



Slika 37: Prikaz projektnega spektra in nihajnih časov linijskega in ploskovnega modela

Primerjava potresnih sil linijskega in ploskovnega modela je razvidna v preglednici 22.

Preglednica 22: Prikaz potresnih sil linijskega in ploskovnega modela

Linijski model		
$F_g$ [kN]	$F_{\delta,x}$ [kN]	$F_{\delta,y}$ [kN]
32870,3	5195,2	4833,4
$F_{\delta,i} / F_g$ [%]	15,8	14,7

Referenčni ploskovni model		
$F_g$ [kN]	$F_{d,x}$ [kN]	$F_{d,y}$ [kN]
32401,2	5086,3	4974,4
$F_{d,i} / F_g$ [%]	15,7	15,4

Kot lahko opazimo iz preglednice 22 je potresna sila v smeri x pri linijskem model večja kot pri ploskovnem modelu. Na podlagi četrte nihajne oblike, ki ima velik vpliv na velikost potresne sile, ne bi pričakovali odstopanja. Nihajna časa obeh konstrukcij v tej nihajni obliki dajeta vrednosti projektnega pospeška tal na platoju. Odločilnega pomena so v tem primeru višje-nihajne oblike, ki dajejo vrednosti projektnih pospeškov na linearnem delu spektra. Na linearnem delu spektra višje vrednosti nihajnih časov dajejo večje potresne sile. Linijski model konstrukcije je bolj podajen od ploskovnega, kar pomeni, da ima večji nihajni čas. Posledično ima linijski model pri višjih nihajnih oblikah večje vrednosti potresnih sil kot ploskovni model. Za primer zgornje trditve lahko vzamemo deveto nihajno obliko, pri kateri poleg četrte nihajne oblike sodeluje največ mase. Skupna potresna sila v smeri x, ki je dobljena kot kombinacija potresnih sil posameznih nihajnih oblik, je pri linijskem modelu večja. Potresna sila v smeri y je rahlo večja pri ploskovnem modelu. Prevladujoči vpliv na potresno silo v y smeri ima drugi nihajni čas. Kot lahko opazimo, je drugi nihajni čas linijskega modela rahlo večji od ploskovnega modela konstrukcije. Vrednost drugega nihajnega časa linijskega modela, zato na projektnem spektru daje manjšo vrednost projektnega pospeška. Zaradi prevladujočega vpliva te nihajne oblike je potresna sila v smeri y na linijskem modelu manjša.

### 3.5.1.6 Primerjava obremenitev nosilnih elementov

Bistvena razlika med ploskovnim in linijskim modelom nastane pri interpretaciji rezultatov, ki jih kasneje uporabimo za dimenzioniranje sten. Kot je bilo povedano že v uvodnih poglavjih, so rezultati dobljeni z linijskim modelom takoj uporabni za dimenzioniranje. Rezultate ploskovnega modela pa pogosto prevedemo na tako obliko, kot smo v inženirski praksi navajeni. Pomagamo si z integracijo napetosti na težiščno os sten. Pri enostavnih geometrijskih oblikah sten je problem dokaj preprost in dimenzioniranje linijskega ali ploskovnega enakovredno. Pri bolj kompliciranih oblikah sten dajejo linijski modeli bistveno enostavnejše prereze za dimenzioniranje kot ploskovni modeli.

### Primerjava obremenitev sten SX1,SY1,SY2

Geometrija stene je prikazana na sliki 38. Direktna primerjava rezultatov ni mogoča zaradi komplicirane geometrije stene. Pri izdelavi linijskega modela smo steno razdelili na elemente, ki obtežbo prenašajo v posamezni smeri. Nosilnost sten v šibki smeri je bila na ta način zanemarjena. Pri ploskovnem modelu so bile obremenitve določene glede na težiščno os celotne stene.

#### SX1, linijski model

$$N = -3679 \text{ kN}$$

$$M_3 = 74946,0 \text{ kNm} \quad V_2 = 4464,4 \text{ kN}$$

$$M_2 = 329,1 \text{ kNm} \quad V_3 = 93 \text{ kN}$$

#### SY1, linijski model

$$N = -417,4 \text{ kN}$$

$$M_3 = 303,9 \text{ kNm} \quad V_2 = 60,44 \text{ kN}$$

$$M_2 = 7,92 \text{ kNm} \quad V_3 = 2,87 \text{ kN}$$

#### SY2, linijski model

$$N = -2136,4 \text{ kN}$$

$$M_3 = 37988,3 \text{ kNm} \quad V_2 = 2660,0 \text{ kN}$$

$$M_2 = 97,82 \text{ kNm} \quad V_3 = 28,80 \text{ kN}$$

#### SX1,SY1,SY2, ploskovni model

$$N = -5624 \text{ kN}$$

$$M_3 = 73396 \text{ kNm} \quad V_2 = 4543,8 \text{ kN}$$

$$M_2 = 42084 \text{ kNm} \quad V_3 = 2817,9 \text{ kN}$$



Slika 38: Prikaz geometrije stene SX1-SY1-SY2

Če hočemo narediti primerjavo rezultatov, je potrebno obremenitve, dobljene z linijskim modelom, v posameznih smereh sešteti. Za primerjavo osnih sil med modeloma je potrebno osne sile sten SX1,SY1 in SY2 linijskega modela sešteti.

$$\text{Linijski model: } N_{dej} = N_{SX1} + N_{SY1} + N_{SY2} = -6232 \text{ kN} \quad (\text{odstopanje: } +10\%)$$

$$\text{Ploskovni model: } N = -5624 \text{ kN}$$

Na prvi pogled se osni sili modelov precej razlikujeta. Natančnejša analiza rezultatov pa pokaže, da se osni sili razlikujeta le za 10%. Odstopanje osnih sil je v mejah inženirske natančnosti.

Upogibno in strižno nosilnost stene v smeri močne osi zagotavlja pri linijskem modelu samo stena SX1. Pri modeliranju stene SY2 je bila zanemarjena njena nosilnosti v smeri šibke osi. Obremenitve stene SX1 so določene v lokalnem koordinatnem sistemu. Direktna primerjava je mogoča, ker se lokalne osi modelov ujemajo.

Linijski model:  $M_{3,dej} = M_{3,SX1} = 74946 \text{ kNm}$  (odstopanje: +2%)

$$V_{2,dej} = V_{2,SX1} = 4464,4 \text{ kN} \quad (\text{odstopanje: } -2\%)$$

Ploskovni model:  $M_3 = 73396 \text{ kNm}$

$$V_2 = 4543,8 \text{ kN}$$

Vidimo lahko, da se obremenitve ploskovnega in linijskega modela stene zelo dobro ujemajo. Odstopanja so zelo majhna in reda velikosti 2%.

Za primerjavo obremenitev v smeri šibke osi stene je potrebno rezultate sten SY1 in SY2 linijskega modela sešteti. Majhen delež na nosilnost prispeva tudi stena SX1 v smeri šibke osi. Lokalni osi sten SY1 in SY2 se ne ujemata z osema ploskovnega modela. Lokalna os 3 linijskega modela se ujema z osjo 2 ploskovnega modela. Primerjava obremenitev je prikazana v nadaljevanju.

Linijski model:  $M_{2,dej} = M_{3,SY1} + M_{3,SY2} + M_{2,SX1} = 38621,3 \text{ kNm}$  (odstopanje: -9%)

$$V_{3,dej} = V_{2,SY1} + V_{2,SY2} + V_{3,SX1} = 2813,4 \text{ kN} \quad (\text{odstopanje: } -0,1\%)$$

Ploskovni model:  $M_2 = 42084 \text{ kNm}$

$$V_3 = 2817,9 \text{ kN}$$

Iz primerjave je razvidno, da je odstopanje prečnih sil v smeri šibke osi stene zanemarljivo. Večje je odstopanje pri upogibnih momentih. Upogibni momenti linijskega modela so v smeri šibke osi manjši za 9%. Odstopanje rezultatov je v mejah inženirske natančnosti. Modeliranje stene na poenostavljen način dokaj dobro opiše njeno dejansko obnašanje. Največja odstopanja se pojavijo pri osnih sil. Upogibni momenti in prečne sile pa se bolje ujemajo.

### Primerjava obremenitev stene SX2

Rezultati obremenitev stene SX2 pri linijskem in ploskovnem modelu so prikazani v nadaljevanju:

Linijski model:

$$N = -3584,5 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15303,9 \text{ kNm} \quad V_2 = 1998,2 \text{ kN}$$

$$M_2 = 65,30 \text{ kNm} \quad V_3 = 19,5 \text{ kN}$$

Ploskovni model:

$$N = -3382,7 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15460,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 1972,3 \text{ kN}$$

$$M_2 = 58,77 \text{ kNm} \quad V_3 = 14,55 \text{ kN}$$

Rezultati linijskega in ploskovnega modela se dobro ujemajo. Osne sile pri linijskem modelu so rahlo bolj tlačne, odstopanje s ploskovnim modelom je reda velikosti 6%. Če primerjamo obremenitve stene v smeri močne osi ugotovimo, da je upogibni moment pri ploskovnem modelu večji, prečna sila pa manjša. Pri linijskem modelu je delež prečnih sil, ki jih prenašajo okvirji večji. Poleg tega, pa je tudi celotna potresna sila linijskega modela v tej smeri večja. Večji vpliv okvirov, ki z drugačno deformacijsko linijo spreminjajo obliko momentnih diagramov, pa pojasnjuje manjšo upogibno obremenitev. Odstopanje v obeh primerih je zelo majhno, saj se rezultati razlikujejo le za 1%.

### Primerjava obremenitev stene SY3

Obremenitev stene SY3 linijskega in ploskovnega modela je prikazana spodaj:

Linijski model:

$$N = -2014,9 \text{ kN}$$

$$M_3 = 19017 \text{ kNm} \quad V_2 = 1696,9 \text{ kN}$$

$$M_2 = 34,74 \text{ kNm} \quad V_3 = 9,73 \text{ kN}$$

Ploskovni model:

$$N = -1725,5 \text{ kN}$$

$$M_3 = 20546,9 \text{ kNm} \quad V_2 = 1846,1 \text{ kN}$$

$$M_2 = 44,0 \text{ kNm} \quad V_3 = 16,4 \text{ kN}$$

Primerjava osnih sil sten SY3 linijskega modela in ploskovnega modela pokaže, da je osna sila pri linijskem modelu bolj tlačna kot pri ploskovnem modelu. Odstopanje osnih sil je precejšnje in velikosti 17%. Primerjava upogibnih momentov in prečnih sil v močni smeri stene SY3 pokaže, da je obremenitev stene pri ploskovnem modelu večja za približno 8%.

Manjše obremenitve stene SY3 linijskega modela pojasnjuje manjša skupna potresna sila v smeri analize  $y$ . V smeri šibke osi so odstopanja večja, vendar zaradi bistveno manjših obremenitev razlike ne vplivajo na rezultate dimenzioniranja.

### **Primerjava obremenitev dvigalnega jaška J**

Obremenitve dvigalnega jaška ob vpetju so prikazani v spodnjih vrsticah.

Linijski model:

$$N = -1506,43 \text{ kN}$$

$$M_3 = 16025,5 \text{ kNm} \quad V_2 = 1441,0 \text{ kN}$$

$$M_2 = 5115,6 \text{ kNm} \quad V_3 = 629,0 \text{ kN}$$

Ploskovni model:

$$N = -2024,83 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15148,6 \text{ kNm} \quad V_2 = 1395,09 \text{ kN}$$

$$M_2 = 3137,6 \text{ kNm} \quad V_3 = 361,85 \text{ kN}$$

Kot lahko opazimo, je pri linijskem modelu osna sila precej podcenjena. Rezultati za osne sile odstopajo za 34%. Problem linijskega modela je v tem, da se celotna osna sila koncentrira na težišče prereza, pri ploskovnem modelu pa se razporedi bolj točno. Boljše ujemanje rezultatov dosežemo pri upogibu okoli močne osi elementa, ker so obremenitve linijskega modela za 6% večje od obremenitev ploskovnega modela. Tudi v smeri šibke osi so obremenitve linijskega modela večje, odstopanja pa so precejšnja saj znašalo od 50-70%. Povečanje obremenitve dvigalnega jaška v smeri šibke osi je posledica manjših upogibnih obremenitev stene SX1 in SX2, ki prenašata obtežbo v tej smeri. Večji del obtežbe tako prevzame dvigalni jašek v smeri šibke osi.

### **Primerjava obremenitev stebrov S**

Primerjava obremenitev stebrov je bila izvedena na primeru najbolj obremenjenega stebra. Najbolj obremenjen steber je bil določen s pomočjo vgrajenega modula za dimenzioniranje programa ETABS. Najbolj obremenjen steber je tisti, ki zahteva pri potresni obremenitve največ armature. Zanimivo je dejstvo, da največ armature zahteva prerez stebra v zgornji etaži. V spodnjih etažah vpliv tlačnih napetosti deluje ugodno. V nadaljevanju je prikazana obremenitev stebrov.



Linijski model:

$$N = -202,2 \text{ kN}$$

$$M_3 = 61,90 \text{ kNm} \quad V_2 = 42,02 \text{ kN}$$

$$M_2 = 124,9 \text{ kNm} \quad V_3 = 78,90 \text{ kN}$$

Ploskovni model:

$$N = -199,1 \text{ kN}$$

$$M_3 = 63,39 \text{ kNm} \quad V_2 = 42,65 \text{ kN}$$

$$M_2 = 116,7 \text{ kNm} \quad V_3 = 77,56 \text{ kN}$$

Odstopanje osnih sil je minimalno. Iz primerjave obremenitev opazimo, da je steber linijskega modela bolj obremenjen na upogib okoli osi 2, manj pa je obremenjen na upogib okoli osi 3. Upogibni moment okoli osi 3 je posledica obremenitev v x-smeri analize. Upogibni moment okoli osi 2 je posledica obremenitev v y-smeri analize. Odstopanje je večje pri upogibu okoli osi 2, manjše pa pri upogibu okoli osi 3. Velikost odstopanja je reda velikosti 7% za upogib okoli osi 2, za upogib okoli osi 3 pa reda velikosti 2%. Osní sili se razlikujeta za 1%. Obremenitve modelov so podobne in ne privedejo do bistveno različnih rezultatov dimenzioniranja.

### **Primerjava obremenitev vzdolžnih gred GX**

Primerjavo obremenitev vzdolžnih gred GX smo izvedli s primerjavo rezultatov najbolj obremenjenega prereza grede. Rezultati so prikazani v naslednjih vrsticah.

Linijski model:

$$M_3 = 191,0 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 163,5 \text{ kN}$$

Ploskovni model:

$$M_3 = 177,8 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 160,2 \text{ kN}$$

Obremenitve gred so primerljive. Vzdolžne grede so bolj obremenjene pri linijskem modelu. Večja so odstopanja pri upogibnih momentih, manjša pri prečnih silah. Upogibni momenti linijskega modela so večji za 7%. Odstopanja prečnih sil so manjša in velikostnega reda 2%.

### **Primerjava obremenitev prečnih gred GY**

Za primerjavo obremenitev nam bo služila najbolj obremenjena prečna greda konstrukcije. Rezultati so prikazani v nadaljevanju.

Linijski model:

$$M_3 = 95,33 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 32,44 \text{ kN}$$

Ploskovni model:

$$M_3 = 92,23 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 30,97 \text{ kN}$$

Podobno kot pri vzdolžnih gredah tudi pri prečnih gredah so obremenitve linijskega modela večje. Upogibni momenti grede GY linijskega modela so za 3% večji. Odstopanje prečnih sil je rahlo večje. Grede GY linijskega modela imajo za 4% večjo prečno.

### 3.5.1.7 Ugotovitve primerjave

Če združimo zaključke dobljene s primerjavo obremenitev posameznih elementov, lahko izluščimo naslednja dejstva. Stene linijskega modela so bolj podajne od sten ploskovnega modela. Zaradi manjše togosti so stene linijskega modela manj obremenjene. Obremenitev se prerazporedijo iz sten na okvire, ki so tako bolj obremenjeni. Stebri, vzdolžne in prečne grede so pri linijskem modelu bolj obremenjene. Upogibni momenti sten linijskega modela so praviloma manjše. Odstopanja upogibnih momentov sten so velikostnega reda od 5-10%. Elementi okvirov, kot so grede in stebri, pa so pri linijskem modelu bolj obremenjeni kot pri ploskovnem modelu. Vrednosti upogibnih momentov v teh elementih presegajo vrednosti upogibnih momentov pri ploskovnem modelu za največ 7%. Odstopanja rezultatov modelov niso velika, zato uporaba enega ali drugega modela privede do podobnih rezultatov dimenzioniranja.

### 3.5.2 Primerjava rezultatov prvega in drugega ploskovnega modela

#### 3.5.2.1 Splošno

V diplomski nalogi smo togosti gred modelirali na različne načine. Pri prvem ploskovnem modelu je bil vpliv medetažnih plošč pri modeliranju togosti gred v celoti zanemarjen. Pri drugem ploskovnem modelu, pa so bile pri modeliranju togosti gred upoštevane sodelujoče širine plošč v skladu z določili SIST EN 1992-1 za vertikalno obtežbo. V tem poglavju smo skušali oceniti, kako takšna predpostavka vpliva na rezultate analize.

#### 3.5.2.2 Primerjava mas

Iz preglednice 23 vidimo, da se lega in velikost mas konstrukcije natančno ujemajo. Rezultat je pričakovan in je posledica načina modeliranja mas konstrukcije. Grede so del medetažnih plošč, zato se njihova masa upošteva kar pri obtežbi plošč. Same grede so modelirane brez mase, zato upoštevana sodelujoča širina plošč ne vpliva na skupne mase etaž.

Preglednica 23: Primerjava mas in masnih središč ploskovnih modelov 1 in 2

Etaža	Masa [ t ]	Težišče mase		Masa [ t ]	Težišče mase	
		XCM	YCM		XCM	YCM
5.nadstropje	446,5	17,26	6,65	446,6	17,26	6,65
4.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
3.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
2.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
1.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
pritličje	546,3	17,06	6,44	546,3	17,06	6,44
Ploskovni model				Ploskovni model 2, sodelujoče širine po EC		

#### 3.5.2.3 Primerjava leg centrov togosti

Upoštevanje sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti gred, vpliva na togost stavbe. Večji del togosti stavbe prispevajo stene, zato razlike niso tako zelo velike. Lega centra togosti vpliva na velikost ekscentričnosti konstrukcije, t.j. na razdaljo med centrom mas in centrom togosti stavbe. Primerjava leg centrov togosti modelov je prikazana v preglednici 24.

Preglednica 24: Prikaz leg centrov togosti ploskovnega modela 1 in 2

		Center mase $i$ -te etaže		Center togosti $i$ -te etaže		Razdalja med togostnim in masnim središčem	
		$X_{CM_i}$ [m]	$Y_{CM_i}$ [m]	$X_{CR_i}$ [m]	$Y_{CR_i}$ [m]	$e_{0x_i}$ [m]	$e_{0y_i}$ [m]
PLOS KOVNI MODEL	Kota $H_i$ [m]						
	20,25	17,26	6,65	14,95	0,95	2,31	5,70
	17	17,13	6,50	14,90	0,99	2,23	5,51
	13,75	17,13	6,50	14,84	1,04	2,29	5,46
	10,5	17,13	6,50	14,79	1,13	2,34	5,37
	7,25	17,13	6,50	14,76	1,32	2,37	5,18
4	17,06	6,44	14,80	1,69	2,26	4,75	

		Center mase $i$ -te etaže		Center togosti $i$ -te etaže		Razdalja med togostnim in masnim središčem		
		$X_{CM_i}$ [m]	$Y_{CM_i}$ [m]	$X_{CR_i}$ [m]	$Y_{CR_i}$ [m]	$e_{0x_i}$ [m]	$e_{0y_i}$ [m]	
PLOS KOVNI MODEL 2	sodelujoče širine po EC2	Kota $H_i$ [m]						
		20,25	17,26	6,65	15,30	1,06	1,96	5,60
		17	17,13	6,50	15,18	1,09	1,94	5,41
		13,75	17,13	6,50	15,05	1,13	2,08	5,37
		10,5	17,13	6,50	14,93	1,21	2,20	5,29
		7,25	17,13	6,50	14,85	1,38	2,28	5,12
4	17,06	6,44	14,83	1,73	2,23	4,71		

Kot je razvidno iz preglednice 24, se pri modelu, ki upošteva sodelujoče širine plošč, center togosti etaž pomakne bližje središču stavbe. Rezultat je posledica povečane togosti okvirov drugega ploskovnega modela. Upoštevanje sodelujočih širin plošč prerazporedi potresno obremenitev iz sten na okvire, ki so tako bolj obremenjeni. Z upoštevanjem sodelujočih širin plošč se spremeni tudi lega centra togosti. Razdalja med centrom mas in centrom togosti je pri drugem ploskovnem modelu manjša. Sprememba lege centra togosti deluje ugodno s stališča torzijske podajnosti objekta.

### 3.5.2.4 Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas

Modalna analiza temelji na analizi lastnega nihanja stavbe. S pomočjo rezultatov analize lastnega nihanja stavbe je mogoče za posamezne nihajne oblike določiti velikost potresnih sil. S kombiniranjem posameznih nihajnih oblik se tako lahko določi velikost skupne potresne sile v posamezni smeri. Primerjava prvih štirih nihajnih oblik modelov in pripadajočih efektivnih mas je prikazana v naslednjih v preglednici 25.

Preglednica 25: Prikaz nihajnih časov in efektivnih ploskovnih modelov 1 in 2

Referenčni ploskovni model				Ploskovni model 2, sodelujoče širine po EC2			
Nih. oblika	T [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]	Nih. Oblika	T [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]
1	1,454	14,33	3,46	1	1,260	14,81	3,20
2	0,661	0,60	67,73	2	0,638	0,54	68,56
3	0,387	0,33	0,84	3	0,358	0,00	0,63
4	0,312	64,41	0,00	4	0,309	64,52	0,00
5	0,184	0,64	0,10	5	0,176	0,57	0,10
6	0,138	0,21	20,44	6	0,137	0,21	20,16
7	0,117	0,29	0,05	7	0,114	0,26	0,05
8	0,088	5,10	0,01	8	0,088	8,65	0,03
9	0,086	9,74	0,10	9	0,086	6,11	0,08
10	0,074	0,01	0,00	10	0,073	0,01	0,00
11	0,062	0,08	5,14	11	0,062	0,08	5,10
12	0,045	2,99	0,07	12	0,045	2,98	0,07
13	0,040	0,05	1,52	13	0,040	0,05	1,51
14	0,031	0,90	0,03	14	0,031	0,90	0,03
15	0,030	0,01	0,42	15	0,030	0,01	0,41
16	0,026	0,01	0,07	16	0,026	0,01	0,07
17	0,025	0,24	0,02	17	0,025	0,24	0,02
18	0,022	0,05	0,00	18	0,022	0,05	0,00

Prve štiri nihajne oblike so odločilnega pomena za odziv konstrukcije, saj pri ter oblikah niha največ mase v posameznih glavnih smereh. V nadaljevanju je prikazan bolj natančen opis prvi štirih nihajnih oblik ploskovnega in linijskega modela.

### Prva nihajna oblika

Prvi nihajni obliki obeh modelov sta torzijski. Če primerjamo prva dva nihajna časa obeh konstrukcij, lahko opazimo, da je nihajni čas izhodišče konstrukcije precej večji kot nihajni čas drugega ploskovnega modela. Modeliranje gred z upoštevanjem sodelujočih širin plošč poveča togost stavbe za rotacijo okoli navpične, kar je tudi razvidno iz primerjave nihajnih časov. Efektivne mase v prvi nihajni obliki konstrukcij so praktično enake.

### Druga nihajna oblika

Druga nihajna oblika modelov predstavlja nihanje stavbe v smeri šibke osi. Iz primerjave nihajnih časov opazimo, da je nihajni čas drugega ploskovnega modela manjši. Iz tega lahko sklepamo, da je drugi ploskovni model bolj tog v smeri šibke osi stavbe. To je posledica povečane togosti okvirov z upoštevanje sodelujočih širin plošč. Če opazujemo efektivne mase

modelov v drugi nihajni obliki vidimo, da se dobro ujemajo. Pri nihanju v smeri y osi sodeluje pri drugem ploskovnem modelu rahlo več mase. Poleg tega je center togosti drugega ploskovnega modela bližje središču stavbe. To ima za posledico, da je nihanje drugega ploskovnega modela bolj translacijsko in manj torzijsko.

### **Tretja nihajna oblika**

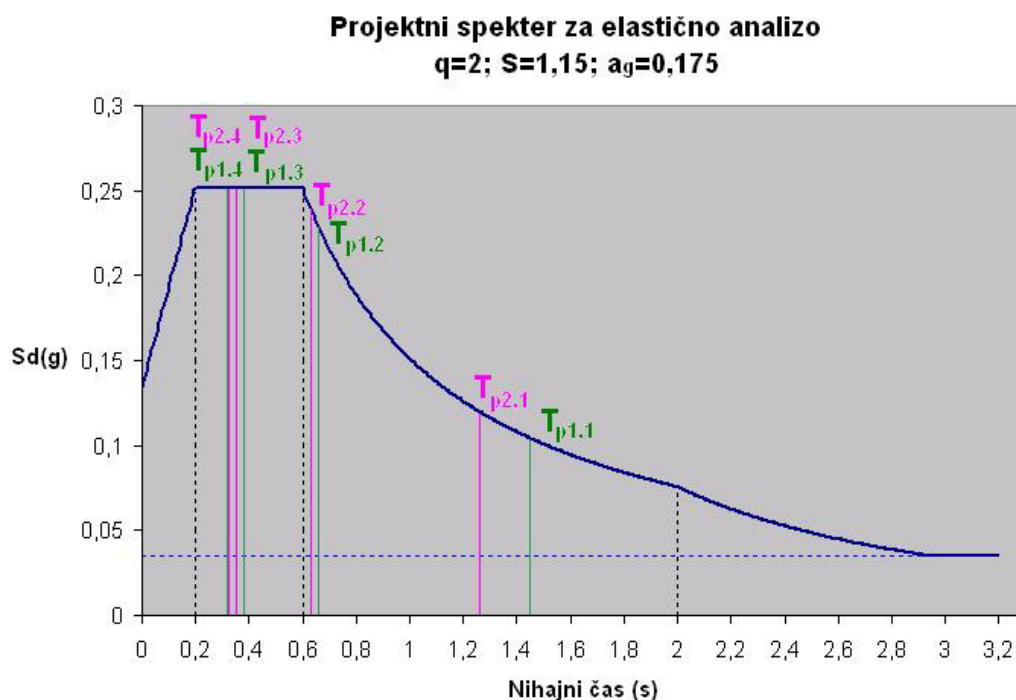
Tretja nihajna oblika modelov je torzijska oblika višjega reda. Pri tej nihajni obliki etaže nihajo torzijsko, vendar ne nihajo vse v isto smer. Osnovni model konstrukcije ima rahlo večji nihajni čas kot drugi ploskovni model. Podobno kot v primeru prve nihajne oblike lahko ugotovimo, da je drugi ploskovni model torzijsko bolj tog. Prav pri torzijskih nihajnih oblikah se nihajna časa konstrukcij najbolj razlikujeta. Razlike pri tretji nihajni obliki sicer niso tako velike kot pri prvi. Efektivne mase modelov so v tretji obliki primerljive. Tretja nihajna oblika ima sicer zelo majhen vpliv na globalno obnašanje stavbe.

### **Četrta nihajna oblika**

Četrta nihajna oblika predstavlja nihanje stavbe v smeri močne osi. Razlike četrtega nihajnega časa modelov so minimalne. Zanimivo je, da je ravno pri četrtni nihajni obliki razhajanje nihajnih časov modelov najmanjše. To lahko razložimo, če pogledamo razmerje prečnih sil, ki jih v smeri x prevzemajo stene ali okvirji. V smeri x ima objekt več sten in s tem večji del prečne sile prevzemajo stene. Povečanje togosti okvirov pri drugem ploskovnem modelu sicer rahlo spremeni razmerje, vendar zaradi razmeroma togih sten končna sprememba porazdelitve ni tako očitna kot v smeri y osi. Pri nihanju drugega ploskovnega modela v četrtni nihajni obliki sodeluje rahlo manj mase v smeri x kot pri izhodiščnem ploskovnem modelu. Premaknitev centra togosti bližje centru mas konstrukcije tako zmanjšuje rotiranje stavbe pri nihanju v smeri osi x. Manjše rotiranje stavbe pri nihanju v smeri x povzročajo bolj togi vzdolžni okvirji, ki stavbo stabilizirajo.

### 3.5.2.5 Primerjava potresnih sil

Potresna sila, ki deluje na konstrukcijo v posameznih nihajnih oblikah je odvisna od nihajnega časa. Bolj toge konstrukcije imajo krajše nihajne čase. Tretji in četrti nihajni čas konstrukcije padeta na plato projektnega spektra pospeškov, prva dva nihajna časa pa padeta na padajočem delu spektra. Projektni spekter ter prvi štirje nihajni časi konstrukcije so prikazani na sliki 39.



Slika 39: Prikaz projektnega spektra in nihajnih časov ploskovnega modela 1 in 2

Potresne sile obeh modelov so prikazane v preglednici 26.

Preglednica 26: Prikaz potresnih sil ploskovnega modela 1 in 2

Referenčni ploskovni model		
$F_g$ [kN]	$F_{d,x}$ [kN]	$F_{d,y}$ [kN]
32401,2	5086,3	4974,4
$F_{d,i} / F_g$ [%]	15,7	15,4

Ploskovni model 2, sodelujoče širine po EC2		
$F_g$ [kN]	$F_{d,x}$ [kN]	$F_{d,y}$ [kN]
32402,2	5070,3	5190,1
$F_{d,i} / F_g$ [%]	15,6	16,0

Velikost potresne sile v smeri x je pri drugem ploskovnem modelu rahlo manjša od potresne sile referenčnega modela. Na velikost potresne sile pomembno vpliva četrta nihajna oblika konstrukcije, saj pri tej obliki niha približno 64% celotne mase konstrukcije. Četrta nihajna časa modelov sta praktično enaka. Poleg tega nihajna časa dajeta vrednosti na platoju projektnega pospeška. Zmanjšanje potresne sile drugega ploskovnega modela torej ni odvisno od zmanjšanja projektnega pospeška konstrukcije. Odločilnega pomena so v tem primeru višje nihajne oblike. Vse višje nihajne oblike, ki dajejo potresno silo v x smeri, padejo na linearni del projektnega spektra. Te nihajne oblike tako dobivajo manjše potresne sile. Potresna sila v smeri y drugega ploskovnega modela je rahlo večja od potresne sile prvega potresnega modela. Na velikost potresne sile v smeri y ima največji vpliv druga nihajna oblika. Drugi ploskovni model ima v tej obliki manjši nihajni čas. Posledica tega je večja vrednost potresne sile drugega ploskovnega modela v smeri y.

### 3.5.2.6 Primerjava obremenitev nosilnih elementov

Upoštevanje sodelujočih širin plošč poveča togost gred in s tem togost okvirov. Obtežba se pri analizi deli v razmerju togosti, to pomeni, da so okviri drugega ploskovnega modela bolj obremenjeni. Upoštevanje sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti gred tako prerazporedi potresno obtežbo iz sten na okvire. Prerazporeditev ni zelo velika, saj je togost sten bistveno večja od togosti okvirov. Primerjave obremenitev nosilnih elementov so prikazane v naslednjih točkah.

#### Primerjava obremenitev sten SX1, SY1, SY2

Stene SX1, SY1 in SY2 so bile pri ploskovnih modelih konstrukcije modelirane kot celota. Prikazane obremenitve drugega ploskovnega modela so dobljene z integracijo notranjih sil na težiščno os stene.

Prvi ploskovni model:

$$N = -5624kN$$

$$M_3 = 73396kN \quad V_2 = 4543,8kN$$

$$M_2 = 42084kN \quad V_3 = 2817,9kN$$

Drugi ploskovni model:

$$N = -5782kN$$

$$M_3 = 70885,9kN \quad V_2 = 4425,5kN$$

$$M_2 = 40858,7kN \quad V_3 = 2845,1kN$$



Vidimo lahko, da so obremenitve modelov podobne. Odstopanje osnih sil je velikostnega reda 3%. Osní sili zaradi vertikalne obtežbe sta pri obeh modelih enaki. Razlika osnih sil je posledica dinamične osne sile, ki nastane pri potresni obremenitvi. Obremenitev stene prvega ploskovnega modela je večja. Odstopanje upogibnih momentov in prečnih sil, v obeh vodoravnih smereh, je velikostnega reda 3%.

### Primerjava obremenitev stene SX2

Prikaz obremenitev stene SX2 pri prvem in drugem ploskovnem modelu je prikazana spodaj.

Prvi ploskovni model:

$$N = -3382,7 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15460,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 1972,3 \text{ kN}$$

$$M_2 = 58,77 \text{ kNm} \quad V_3 = 14,55 \text{ kN}$$

Drugi ploskovni model:

$$N = -3471,9 \text{ kN}$$

$$M_3 = 14348,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 2063,81 \text{ kN}$$

$$M_2 = 62,44 \text{ kNm} \quad V_3 = 17,48 \text{ kN}$$

Oсна sila je pri drugem ploskovnem modelu bolj tlačna od osne sile pri prvem modelu. To je posledica prispevka dinamične osne sile, ki je pri drugem ploskovnem modelu večja za 3%. Upogibni moment v smeri močne osi stene je pri prvem ploskovnem modelu večji za 7%. Zanimivo pa je, da je prečna sila v smeri močne osi prvega modela manjša. Potresni sili v smeri x sta pri obeh modelih zelo podobni. Skupni torzijski moment, ki je posledica potresne obremenitve, pa je pri drugem ploskovnem modelu večji. Povečanje prečne sile  $V_2$  je tako posledica povečane torzijske obremenitve. Delež prečne sile v smeri x, ki jo prevzemajo okvirji je pri drugem ploskovnem modelu večja za 20%. Manjša upogibna obremenitev v smeri močne osi je posledica večjega vpliva okvirov, ki prenašajo več obtežbe. Obremenitve stene SX2 drugega ploskovnega modela so v smeri šibke osi večje za 10-20%. Povečane obremenitve so posledica večje potresne sile drugega modela v smeri y.

### Primerjava obremenitev stene SY3

Obremenitve stene SY3 pri prvem in drugem ploskovnem modelu so prikazane v nadaljevanju.

Prvi ploskovni model:

$$N = -1725,5 \text{ kN}$$

$$M_3 = 20546,9 \text{ kNm} \quad V_2 = 1846,1 \text{ kN}$$

$$M_2 = 44,0 \text{ kNm} \quad V_3 = 16,4 \text{ kN}$$

Drugi ploskovni model:

$$N = -1725,8 \text{ kN}$$

$$M_3 = 19763,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 1942,6 \text{ kN}$$

$$M_2 = 42,9 \text{ kNm} \quad V_3 = 15,8 \text{ kN}$$

Osni sili modelov sta praktično enaki. Upogibna obremenitev stene je tako v močni kot tudi v šibki smeri stene večja pri prvem ploskovnem modelu. Upogibni momenti so pri prvem ploskovnem modelu za 3-4% večji. Prečna sila v smeri močne osi stene, pa je pri drugem ploskovnem modelu večja za 5%. Povečanje prečne sile stene SY3 drugega ploskovnega modela lahko utemeljimo s povečanjem skupne potresne sile v smeri osi Y. Manjšo upogibno obremenitev stene SY3 drugega ploskovnega modela lahko utemeljimo z večjo togostjo okvirov, ki na ta način prevzemajo več obtežbe.

#### **Primerjava obremenitev dvigalnega jaška J**

Prvi ploskovni model:

$$N = -2024,83 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15148,6 \text{ kNm} \quad V_2 = 1395,09 \text{ kN}$$

$$M_2 = 3137,6 \text{ kNm} \quad V_3 = 361,85 \text{ kN}$$

Drugi ploskovni model

$$N = -2024,83 \text{ kN}$$

$$M_3 = 14898,8 \text{ kNm} \quad V_2 = 1443,2 \text{ kN}$$

$$M_2 = 3033,6 \text{ kNm} \quad V_3 = 356,2 \text{ kN}$$

Rezultati modelov se dobro ujemajo. Obremenitve prvega ploskovnega modela so v povprečju za 3% večje. Prečna sila v smeri močne osi jedra je pri drugem ploskovnem modelu večja. To je posledica večje potresne sile drugega ploskovnega modela v smeri osi y. Manjša upogibna obremenitev jedra v smeri močne osi drugega ploskovnega modela je posledica večjega vpliva prečnih okvirov, ki z drugačno deformacijsko linijo razbremenijo dvigalni jašek. Obremenitve dvigalnega jaška so pri drugem ploskovnem modelu manjše za 1-3%.

### Primerjava obremenitev stebrov S

Za primerjavo obremenitev prvega in drugega modela smo uporabili najbolj obremenjen prerez stebra. Najbolj obremenjen prerez stebra se nahaja na vrhu konstrukcije, kjer je ugoden vpliv tlačnih napetosti najmanjši. Obremenitve stebrov modelov so prikazane spodaj.

Prvi ploskovni model:

$$N = -199,1 \text{ kN}$$

$$M_3 = 63,39 \text{ kNm} \quad V_2 = 42,65 \text{ kN}$$

$$M_2 = 116,7 \text{ kNm} \quad V_3 = 77,56 \text{ kN}$$

Drugi ploskovni model:

$$N = -200,0 \text{ kN}$$

$$M_3 = 57,72 \text{ kNm} \quad V_2 = 39,73 \text{ kN}$$

$$M_2 = 143,9 \text{ kNm} \quad V_3 = 100,98 \text{ kN}$$

Osni sili modelov se dobro ujemata. Upogibni moment okoli osi 3 stebra je posledica obremenitev modela v smeri globalne osi x. Ta upogibni moment je pri drugem ploskovnem modelu manjši za 10%. Razlog je manjša potresna sila drugega ploskovnega modela v smeri x. Upogibni moment okoli osi 2 je pri drugem modelu večji za 20%. Večji upogibni moment je posledica večje potresne sile drugega ploskovnega modela v smeri osi y. Poleg tega, pa je tudi delež prečnih sil, ki prevzemajo okviru pri drugem modelu večje. Kombinacija upogibnih momentov je bolj neugodna pri drugem ploskovnem modelu in zahteva tako 27% več armature.

### Primerjava obremenitev vzdolžnih gred GX

Spodaj so prikazane obremenitve vzdolžnih gred GX prvega in drugega ploskovnega modela:

Prvi ploskovni model:

$$M_3 = 177,8 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 160,2 \text{ kN}$$

Drugi ploskovni model:

$$M_3 = 188,9 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 163,8 \text{ kN}$$

Obremenitve vzdolžne grede GX so za 6% večje pri drugem ploskovnem modelu. Razlike v prečni sil so manjše, saj je prečna sila grede GX drugega ploskovnega modela večja le za 2%. Upoštevanje sodelujočih širin plošč poveča togost gred, ki so tako bolj obremenjene.

### Primerjava obremenitev prečnih gred GY

Obremenitev gred GX prvega in drugega ploskovnega modela je prikazana spodaj.

Prvi ploskovni model:

$$M_3 = 92,23 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 30,97 \text{ kN}$$

Drugi ploskovni model:

$$M_3 = 164,4 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 53,26 \text{ kN}$$

Obremenitev gred GY je bistveno večja pri drugem ploskovnem modelu. Večja obremenitev je posledica povečane togosti okvirov drugega ploskovnega modela. Povečana togost okvirov poveča skupno togost stavbe, kar ima za posledico večjo potresno silo v smeri y. Potresna sila drugega ploskovnega modela je v tej smeri večja za 4%. Poleg tega, prečni okviri prevzemajo za 30% več prečne sile kot okviri referenčnega modela. Obremenitev gred GY drugega ploskovnega modela je tako za 80% večja.

#### 3.5.2.7 Ugotovitve primerjave

Iz primerjave rezultatov lahko razberemo, da so obremenitve sten drugega ploskovnega modela do 7% manjše od obremenitev sten referenčnega modela. V nasprotju, pa so obremenitve okvirov drugega ploskovnega modela večje. Upoštevanje sodelujočih širin plošč v splošnem poveča obremenitev gred. Odstopanja rezultatov so lahko v določenih primerih velika. Povečanje obremenitev gred je bolj izrazito v smeri analize y, t.j. v primeru prečnih gred. Povečana togost konstrukcije v tej smeri ima za posledico 4% večjo potresno silo drugega ploskovnega modela. Poleg tega, povečana togost okvirov prerazporedi obremenitve iz sten na okvire. Prečni okviri drugega ploskovnega modela tako prevzamejo do 30% več prečne sile. Upogibne obremenitve prečnih gred so tako za 80% večje. Razlike so manjše v primeru vzdolžnih gred, ki so le za 6% bolj obremenjene. Kombinacija upogibnih obremenitev zahteva v stebrih drugega ploskovnega modela do 27% več vzdolžne armature. Modeliranje sodelujočih širin plošč, tako bolj vpliva na količino armature v okvirih, manj pa na potrebno armaturo v stenah.

### 3.5.3 Primerjava prvega in tretjega ploskovnega modela

#### 3.5.3.1 Splošno

Osnovni namen tega poglavja je preučevanje vpliva sodelujočih širin plošč na togost primarnih potresnih gred. Za primerjavo smo uporabili rezultate prvega in tretjega ploskovnega modela. Pri tretjem ploskovnem modelu so sodelujoče širine določene v skladu z določili EC2, vendar z upoštevanjem prevojnih točk momentnih linij v gredah, ki so značilne za potresno obtežbo. V računu so predpostavljene prevojne točke momentnih linij na polovici dolžine gred. Pri močnem potresu, se namreč predpostavlja, da bodo oblike momentnih linij v gredah približno »žagaste«. Posledice, ki jih taka predpostavka povzroča so raziskane v naslednjih točkah.

#### 3.5.3.2 Primerjava mas

Kot je razvidno iz preglednice 27 se velikosti in lege masnih težišč obeh modelov do potankosti ujemajo. Natančno ujemanje velikosti in lege masnih središč je posledica načina modeliranja gred ter medetažnih konstrukcij. Obtežba gred je upoštevana kar pri obtežbi plošč, saj so grede njihov sestavni del. Grede modelirane brez mase, tako da velikost upoštevanih sodelujočih širin gred ne vpliva na velikost mas posameznih etaž konstrukcije.

Preglednica 27: Prikaz mas in masnih središč ploskovnega modela 1 in 3

Etaža	Masa [ t ]	Težišče mase		Masa [ t ]	Težišče mase	
		XCM	YCM		XCM	YCM
5.nadstropje	446,5	17,26	6,65	446,6	17,26	6,65
4.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
3.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
2.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
1.nadstropje	533,3	17,13	6,50	533,3	17,13	6,50
pritličje	546,3	17,06	6,44	546,3	17,06	6,44
Ploskovni model				Ploskovni model 3, sodelujoče širine po EC, $L_0=0,5L$		

### 3.5.3.3 Primerjava leg centrov togosti

Upoštevanje sodelujoče širine plošče pri modeliranju togosti gred poveča togost okvirov tretjega ploskovnega modela. Če pogledamo primerjavo rezultatov podano v preglednici 28, lahko ugotovimo, da povečana togost okvirov spremeni lego centra togosti stavbe.

Preglednica 28: Prikaz leg centrov togosti ploskovnih modelov 1 in 3

		Center mase $i$ -te etaže			Center togosti $i$ -te etaže		Razdalja med togostnim in masnim središčem	
		Kota $H_i$ [m]	$X_{CM_i}$ [m]	$Y_{CM_i}$ [m]	$X_{CR_i}$ [m]	$Y_{CR_i}$ [m]	$e_{0x_i}$ [m]	$e_{0y_i}$ [m]
PLOSKOVI MODEL		20,25	17,26	6,65	14,95	0,95	2,31	5,70
		17	17,13	6,50	14,90	0,99	2,23	5,51
		13,75	17,13	6,50	14,84	1,04	2,29	5,46
		10,5	17,13	6,50	14,79	1,13	2,34	5,37
		7,25	17,13	6,50	14,76	1,32	2,37	5,18
		4	17,06	6,44	14,80	1,69	2,26	4,75

		Center mase $i$ -te etaže			Center togosti $i$ -te etaže		Razdalja med togostnim in masnim središčem	
		Kota $H_i$ [m]	$X_{CM_i}$ [m]	$Y_{CM_i}$ [m]	$X_{CR_i}$ [m]	$Y_{CR_i}$ [m]	$e_{0x_i}$ [m]	$e_{0y_i}$ [m]
PLOSKOVI MODEL 3	sodelujoče širine po EC2, $L_0=0,5L$	20,25	17,26	6,65	15,18	1,04	2,08	5,61
		17	17,13	6,50	15,09	1,07	2,04	5,42
		13,75	17,13	6,50	14,98	1,12	2,15	5,38
		10,5	17,13	6,50	14,88	1,19	2,25	5,30
		7,25	17,13	6,50	14,82	1,36	2,31	5,13
		4	17,06	6,44	14,82	1,72	2,24	4,72

Iz preglednice 28 opazimo, da se center togosti tretjega ploskovnega modela v obeh smereh premakne bližje središču stavbe in s tem bližje centru mas konstrukcije. Premik centra togosti bližje centru mas tako zmanjša ekscentričnost konstrukcije.

### 3.5.3.4 Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas

V tej točki diplomske naloge smo primerjali rezultate analize lastnega nihanja referenčnega ploskovnega modela in tretjega ploskovnega modela konstrukcije. Odziv stavbe je bil določen z uporabo modalne analize. To pomeni, da je skupen odziv modelov odvisen od prispevka posameznih nihajnih oblik. Poleg primerjave nihajnih časov referenčnega in tretjega

ploskovnega modela, bomo primerjali tudi efektivne mase posameznih nihajnih oblik. Efektivne mase posameznih nihajnih oblik v posamezni smeri so pokazatelj pomena določenih oblik na končen odziv stavbe. Rezultati analize lastnega nihajna so prikazani v preglednici 29.

Preglednica 29: Prikaz nihajnih časov in efektivnih mas ploskovnega modela 1 in 3

Referenčni ploskovni model				Ploskovni model 3, sodelujoče širine po EC2, $L_0=0,5L$			
Nih. oblika	T [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]	Nih. Oblika	T [s]	$m_{ef,x}$ [%]	$m_{ef,y}$ [%]
1	1,454	14,33	3,46	1	1,306	14,62	3,34
2	0,661	0,60	67,73	2	0,645	0,57	68,23
3	0,387	0,33	0,84	3	0,365	0,03	0,70
4	0,312	64,41	0,00	4	0,310	64,59	0,00
5	0,184	0,64	0,10	5	0,178	0,59	0,10
6	0,138	0,21	20,44	6	0,137	0,21	20,25
7	0,117	0,29	0,05	7	0,115	0,27	0,05
8	0,088	5,10	0,01	8	0,088	7,68	0,02
9	0,086	9,74	0,10	9	0,086	7,11	0,09
10	0,074	0,01	0,00	10	0,073	0,01	0,00
11	0,062	0,08	5,14	11	0,062	0,08	5,11
12	0,045	2,99	0,07	12	0,045	2,98	0,07
13	0,040	0,05	1,52	13	0,040	0,05	1,51
14	0,031	0,90	0,03	14	0,031	0,90	0,03
15	0,030	0,01	0,42	15	0,030	0,01	0,41
16	0,026	0,01	0,07	16	0,026	0,01	0,07
17	0,025	0,24	0,02	17	0,025	0,24	0,02
18	0,022	0,05	0,00	18	0,022	0,05	0,00

Prve štiri nihajne oblike imajo odločilen pomena na odziv konstrukcije, saj pri teh oblikah niha največ mase v posameznih glavnih smereh. V nadaljevanju je prikazan bolj natančen opis prvi štirih nihajnih oblik ploskovnega in linijskega modela.

### Prva nihajna oblika

Prvi nihajni obliki modelov sta torzijski. Tretji ploskovni model ima manjši nihajni čas kot referenčni ploskovni model. Iz tega lahko sklepamo, da je tretji ploskovni model torzijsko bolj tog od referenčnega modela. Upoštevanje sodelujoče širine plošče pri modeliranju togosti gred poveča togost okvirov. Na torzijsko togost stavbe najbolj vplivajo konstrukcijski elementi, ki so najbolj oddaljeni od središča stavbe. Obodni okviri tako najbolj vplivajo na povečanje torzijske togosti stavbe. Če primerjamo efektivne mase obeh modelov lahko opazimo, da so translacijski efektivni masi v prvi nihajni praktično enaki. Povečanje togosti

okvirov spremeni lego centra togosti tretjega ploskovnega modela. Center togosti se premakne bližje središču stavbe. Zaradi tega, tretji ploskovni model v tej obliki niha bolj torzijsko in manj translacijsko.

### **Druga nihajna oblika**

Nihajni obliki modelov predstavljata nihanje konstrukcije v smeri šibke osi. Nihajni čas tretjega ploskovnega modela je manjši od referenčnega ploskovnega modela. Iz primerjave nihajnih časov obeh modelov lahko ugotovimo, da je tretji ploskovni model bolj tog od referenčnega modela. Rezultat ni presenetljiv, saj upoštevanje sodelovanja medetažnih plošč pri prenašanju potresne obtežbe poveča togost okvirov in posledično cele stavbe. Iz primerjave efektivnih mas obeh modelov lahko sklepamo, da je druga nihajna oblika tretjega ploskovnega modela bolj translacijska. V primerjavi s referenčnim modelom, pri tretjem ploskovnem modelu sodeluje več mase pri nihanju v smeri osi y. Kot smo ugotovili pri analizi lege centrov togosti obeh modelov, je ekscentričnost med lego centra mas in centra togosti pri tretjem ploskovnem modelu manjša. Na podlagi prejšnjih ugotovitev sklepamo, da je gibanje tretjega ploskovnega modela pri drugi nihajni obliki bolj translacijsko.

### **Tretja nihajna oblika**

Tretji nihajni obliki modelov sta tudi torzijski. Z razliko od prve nihajne oblike etaže konstrukcije ne nihajo vse v isto smer. Nihajna časa modelov sta primerljiva, vendar je nihajni čas tretjega ploskovnega modela rahlo manjši. Podobno kot v vseh ostalih primerih to privede do premisleka, da je tretji ploskovni model torzijsko bolj tog. Na torzijsko togost modela najbolj vplivajo tisti elementi, ki so najbolj oddaljeni od torzijskega središča stavbe. Konkretno pri obravnavanem objektu so to obodni okviri. Prispevek na togost je tako večji pri tretjem ploskovnem modelu, saj so okviri z upoštevanje sodelovanja plošč bolj togi. Iz primerjalne preglednice lahko razberemo, da sodeluje pri nihanju obeh modelov praktično enako mase. Vpliv tretje nihajne oblike na globalno obnašanje modelov je sicer zelo majhen. Manjša ekscentričnost tretjega ploskovnega modela, poleg tega povzroči, da je nihanje stavbe bolj torzijsko in manj translacijsko.

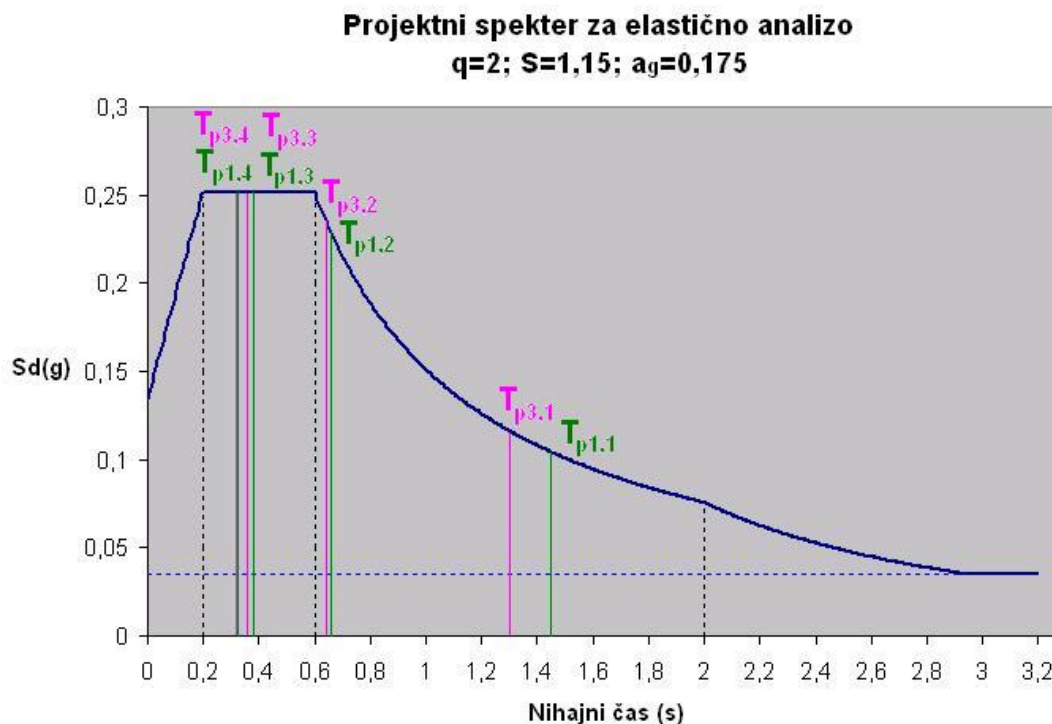


## **Četrta nihajna oblika**

Nihajni obliki obeh modelov sta translacijski in predstavljata nihanje stavbe v smeri x osi. Iz primerjalne tabele lahko vidimo, da sta nihajna časa obeh modelov enaka. Pri tretjem modelu je povečanje skupne togosti v vzdolžni smeri manj izrazito. V vzdolžni smeri stavbe dolge stene prevzemajo večji del potresne sile, tako da povečanje togosti okvirov ima manjši vpliv na skupno povečanje togosti modelov. S primerjavo efektivnih mas, ki sodelujejo pri četrti nihajni obliki, lahko ugotovimo, da niha v smeri x pri obeh modelih praktično enako mase. Bolj togi obodni okvirji stabilizirajo nihanje stavbe in preprečujejo rotacijo stavbe okoli navpične osi stavbe. Nihajna oblika tretjega ploskovnega modela je tako bolj translacijska.

### **3.5.3.5 Primerjava potresnih sil**

Potresne sile modelov so določene z uporabo modalne analizo s spektri odziva. Pri tej metodi je velikost potresnih sil v posameznih nihajnih oblikah odvisna od nihajnega časa posamezne oblike. Prvi dve nihajni obliki obeh modelov padeta na padajoči del projektnega spektra, tretji in četrti nihajni obliki pa na plato projektnega spektra. V primeru prvih dveh nihajnih oblik povečanje nihajnega časa konstrukcije zmanjša velikost potresne sile. Povečanje ali zmanjšanje tretjega in četrtega nihajnega časa, zaradi lege na platu projektnega spektra, ne vpliva na velikost potresnih sil. Za nihajne čase, ki so manjši od 0,2 s, povečanje nihajnega časa konstrukcije povečuje potresne sile posameznih nihajnih oblik. Prikaz oblike projektnega spektra in prvi štirje nihajni časi konstrukcije so prikazani na sliki 40.



Slika 40: Prikaz projektnega spektra in nihajnih časov ploskovnih modelov 1 in 3

Velikosti potresnih sil prvega in tretjega ploskovnega modela so prikazane v preglednici 30.

Preglednica 30: Prikaz potresnih sil potresnih modelov 1 in 3

Referenčni ploskovni model		
$F_g$ [kN]	$F_{\delta,x}$ [kN]	$F_{\delta,y}$ [kN]
32401,2	5086,3	4974,4
$F_{\delta,i} / F_g$ [%]	15,7	15,4

Ploskovni model 3, sodelujoče širine po EC2, L <sub>0</sub> =0,5L		
$F_g$ [kN]	$F_{\delta,x}$ [kN]	$F_{\delta,y}$ [kN]
32401,5	5088,8	5116,6
$F_{\delta,i} / F_g$ [%]	15,7	15,8

Iz preglednice 30 je razvidno, da je potresna sila v smeri x pri tretjem ploskovnem modelu praktično enaka kot pri referenčnem modelu. Če primerjamo velikost potresnih sil v smeri y obeh modelov, lahko opazimo, da je potresna sila večja pri tretjem ploskovnem modelu. Rezultat je pričakovan, saj je tretji ploskovni model bolj tog v smeri y. Največji vpliv na velikost potresne sile ima druga nihajna oblika, pri kateri niha približno 68% celotne mase konstrukcije. Povečana togost tretjega ploskovnega modela ima za posledico manjši četrti

nihajni čas. Glede na obliko projektnega spektra, pa manjši nihajni čas daje večjo vrednost potresne sile za to obliko. Vpliv višjih nihajnih oblik v y smeri analize ni tako izrazit.

### 3.5.3.6 Primerjava obremenitev nosilnih elementov

Upoštevanje sodelujočih širin plošč poveča togost gred in tako tudi skupno togost okvirov. Okviri tretjega ploskovnega modela so zato bolj obremenjeni. Povečana obremenitev okvirov zmanjša obremenitve sten tretjega ploskovnega modela. To je razvidno tudi iz spodnje primerjave obremenitve nosilnih elementov.

#### Primerjava obremenitev sten SX1,SY1,SY2

Stene SX1,SY1 in SY2 so bile modelirane kot celota. Pri določanju obremenitev stene smo si pomagali z določanjem rezultant napetosti glede na težiščno os stene. Rezultati so prikazani spodaj.

Prvi ploskovni model:

$$N = -5624kN$$

$$M_3 = 73396kN \quad V_2 = 4543,8kN$$

$$M_2 = 42084kN \quad V_3 = 2817,9kN$$

Tretji ploskovni model:

$$N = -5740,9kN$$

$$M_3 = 71741,1kNm \quad V_2 = 4425,5kN$$

$$M_2 = 41181,3kNm \quad V_3 = 2839,0kN$$

Kot lahko opazimo so obremenitve stene pri obeh modelih zelo podobne. Odstopanja so velikostnega reda 2%. Osna sila je pri tretjem ploskovnem modelu rahlo bolj tlačna. To je posledica večje dinamične osne sile v potresnem stanju. Stena tretjega ploskovnega modela je deležna manjše upogibne obremenitve. Potresne sile tretjega ploskovnega modela so sicer večje od potresnih sil prvega ploskovnega modela. Manjša upogibna obremenitev stene tretjega ploskovnega modela je posledica prerazporeditve obremenitev iz sten na okvire.

#### Primerjava obremenitev stene SX2

Stena SX2 prenaša obremenitve v vzdolžni smeri stavbe. Prikaz obremenitev stene je razviden v nadaljevanju.

Prvi ploskovni model:

$$N = -3382,7 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15460,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 1972,3 \text{ kN}$$

$$M_2 = 58,77 \text{ kNm} \quad V_3 = 14,55 \text{ kN}$$

Tretji ploskovni model:

$$N = -3439,7 \text{ kN}$$

$$M_3 = 14593,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 2037,4 \text{ kN}$$

$$M_2 = 61,31 \text{ kNm} \quad V_3 = 16,60 \text{ kN}$$

Osnih sili modelov se razlikujeta za 2%. Razlika osnih sil je posledica dinamične osne sile, saj sta osni sili pri gravitacijski obtežbi enaki. Upogibna obremenitev stene v smeri močne osi tretjega ploskovnega modela je manjša, z razliko od prečne sile, ki pa je večja. Odstopanja upogibnih momentov so velikostnega reda 6%. Prečni sili modelov pa se razlikujeta za 3%. Potresni sili v smeri x modelov sta praktično enaki. Skupni torzijski moment, ki je posledica potresne obremenitve, je v tretjem ploskovnem modelu večji za 4%. Povečanje torzijskega momenta je posledica večje potresne sile v smeri osi y. Večja prečna sila v smeri močne osi stene je torej posledica večjih torzijskih učinkov. Manjša vrednost upogibnega momenta v smeri močne osi pa je posledica povečane togosti okvirov, ki prevzemajo del obremenitve stene. Obremenitve stene tretjega ploskovnega modela so v smeri šibke osi večje. Večje obremenitve so posledica večje potresne sile tretjega modela v smeri y.

### Primerjava obremenitev stene SY3

Primerjava obremenitev sten SY3 prvega in tretjega ploskovnega modela je prikazana spodaj.

Prvi ploskovni model:

$$N = -1725,5 \text{ kN}$$

$$M_3 = 20546,9 \text{ kNm} \quad V_2 = 1846,1 \text{ kN}$$

$$M_2 = 44,0 \text{ kNm} \quad V_3 = 16,4 \text{ kN}$$

Tretji ploskovni model:

$$N = -1726,0 \text{ kN}$$

$$M_3 = 19935,6 \text{ kNm} \quad V_2 = 1894,4 \text{ kN}$$

$$M_2 = 43,1 \text{ kNm} \quad V_3 = 15,9 \text{ kN}$$

Osnih sili modelov sta praktično enaki. Upogibni moment v smeri močne osi je pri tretjem ploskovnem modelu za 3% manjši. Prečna sila v smeri močne osi pa je pri tretjem modelu za 3% večja. Večjo prečno silo tretjega ploskovnega modela lahko pojasnimo z večjo skupno potresno silo v y smeri. Manjša upogibna obremenitev je posledica bolj togih okvirov tretjega modela, ki delno razbremenijo steno.

### Primerja obremenitev dvigalnega jaška J

Obremenitve dvigalnega jaška pri referenčnem in tretjem ploskovnem modelu so prikazane spodaj.

Prvi ploskovni model:

$$N = -2024,83 \text{ kN}$$

$$M_3 = 15148,6 \text{ kNm} \quad V_2 = 1395,09 \text{ kN}$$

$$M_2 = 3137,6 \text{ kNm} \quad V_3 = 361,85 \text{ kN}$$

Tretji ploskovni model:

$$N = -2024,30 \text{ kN}$$

$$M_3 = 14946,1 \text{ kNm} \quad V_2 = 1425,2 \text{ kN}$$

$$M_2 = 3067,2 \text{ kNm} \quad V_3 = 358,3 \text{ kN}$$

Osni sili modelov se dobro ujemajo. Upogibni momenti v smeri močne osi so pri tretjem ploskovnem modelu za 1% manjši od upogibnih momentov prvega modela. Prečna sila v smeri močne osi je pri tretjem modelu za 2% večja. Večja prečna sila v smeri močne osi je posledica povečane potresne sile v smeri y tretjega ploskovnega modela. Manjši upogibni moment okrog močne osi je posledica povečane togosti okvirov, ki na ta način prevzemajo del obremenitev stene. V smeri šibke osi so obremenitve stene pri tretjem ploskovnem modelu manjše. Razlike niso velike in znašajo do 2%. Manjša obremenitev jedra v smeri šibke osi je posledica povečane obremenitve okvirov. Okviri tretjega modela v smeri osi x prenašajo za 14% več prečne sile kot okviri referenčnega modela.

### Primerjava obremenitev stebrov S

Za primerjavo nam bo služil najbolj obremenjeni steber obeh modelov. Rezultati so prikazani v naslednjih vrsticah.

Prvi ploskovni model:

$$N = -199,1 \text{ kN}$$

$$M_3 = 63,39 \text{ kNm} \quad V_2 = 42,65 \text{ kN}$$

$$M_2 = 116,7 \text{ kNm} \quad V_3 = 77,56 \text{ kN}$$

Tretji ploskovni model:

$$N = -199,38 \text{ kN}$$

$$M_3 = 59,75 \text{ kNm} \quad V_2 = 40,98 \text{ kN}$$

$$M_2 = 136,9 \text{ kNm} \quad V_3 = 94,71 \text{ kN}$$

Osní sili modelov se dobro ujemajo. Moment  $M_3$  in prečna sila  $V_2$  sta posledica obremenitev v x smeri analize. Moment  $M_2$  in prečna sila  $V_3$  pa sta posledica obremenitev v y smeri analize. Obremenitev stebra v smeri analize x je pri tretjem modelu manjša. Prečne sile in upogibni momenti so manjši za 4-6%. Če pogledamo smer analize Y ugotovimo, da je steber bolj obremenjen pri tretjem ploskovnem modelu. Upogibni momenti v stebru so pri tretjem modelu večji za 17%, prečne sile pa za 22%. Pri tretjem ploskovnem modelu je kombinacija upogibnih obremenitev bolj neugodna in zahteva tako 20% več armature.

### **Primerjava obremenitev vzdolžnih gred GX**

Obremenitev vzdolžnih gred GX je posledica obtežbe modela v smeri globalne x osi. Velikost obremenitev in primerjava rezultatov je prikazana v nadaljevanju.

Prvi ploskovni model:

$$M_3 = 177,8 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 160,2 \text{ kN}$$

Tretji ploskovni model:

$$M_3 = 186,0 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 163,2 \text{ kN}$$

Vidimo lahko, da so obremenitve vzdolžnih gred večje pri tretjem ploskovnem modelu. Upogibni momenti tretjega ploskovnega modela so večji za 5%, prečne sile pa le za 2%. Rezultati je pričakovan, saj upoštevanje sodelujoče širine plošče poveča togost gred. Ker se obtežba pri elastični analizi deli v razmerju togosti, so vzdolžne grede tretjega modela bolj obremenjene.

### **Primerjava obremenitev prečnih gred GY**

Grede GY sodelujejo pri prenašanju obtežbe v smeri šibke osi stavbe, t.j. v smeri y osi. Primerjava obremenitev prečnih gred prvega in tretjega ploskovnega modela je prikazana v nadaljevanju.

Prvi ploskovni model:

$$M_3 = 92,23 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 30,97 \text{ kN}$$

Tretji ploskovni model:

$$M_3 = 137,88 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 45,29 \text{ kN}$$

Kot je razvidno iz rezultatov so obremenitve prečnih gred pri tretjem ploskovnem modelu precej večje od obremenitev gred prvega modela. Upogibni momenti in prečne sile v gredah tretjega ploskovnega modela so večje za 50%. Rezultat je posledica povečane potresne sile v smeri osi y. Poleg tega, pa prečni okviri tretjega modela prevzemajo 20% več prečne sile kot okviri prvega modela. Povečana togost prečnih okvirov prerazporedi razmerje sil, ki odpadejo na stene oz. na okvire v tej smeri.

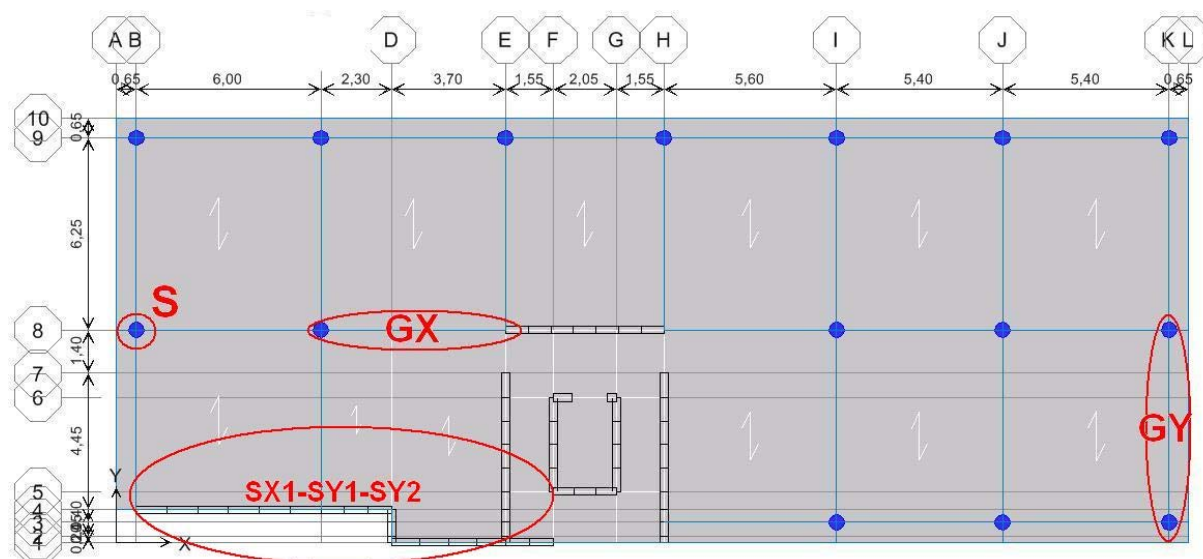
### 3.5.3.7 Ugotovitve primerjave

Ugotovimo lahko, da so obremenitve sten tretjega ploskovnega modela v splošnem manjše. Razlike obremenitev sicer niso velike in znašajo do 6%. Upoštevanje sodelovanja plošč pri prenašanju horizontalne obtežbe poveča togost gred. Povečana togost okvirov poveča obremenitev stebrov. Kombinacija obremenitev zahteva v stebrih do 20% več armature kot pri referenčnem modelu. Obremenitve gred tretjega ploskovnega modela so v obeh vodoravnih smereh večje. Bolj so obremenjene prečne grede, ki so podvržene do 50% večji upogibni in strižni obremenitvi. Pri vzdolžnih gredah so obremenitve večje le za 5%. Upoštevanje sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti gred torej precej bolj vpliva na obremenitve okvirov, spremembe obremenitev sten pa niso tako velike. Sodelujoče širine tretjega ploskovnega modela so manjše od sodelujočih širin drugega ploskovnega modela. Obremenitve okvirov tretjega modela so zaradi tega manjše.

## 4 DIMENZIONIRANJE

V prejšnjem poglavju smo se ukvarjali s potresno analizo objekta z različnimi modeli. V tem poglavju smo na podlagi rezultatov analize dimenzionirali izbrani del stavbe. Odločili smo se za dimenzioniranje ene stene, enega stebra in dveh gred. Za dimenzioniranje smo uporabili rezultate tretjega ploskovnega modela. Preverjali smo mejno stanje nosilnosti in tudi mejno stanje uporabnosti.

### 4.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti



Slika 41: Prikaz merodajnih elementov za dimenzioniranje

S pomočjo programa ETABS, ki ima vgrajen vmesnik za dimenzioniranje linijskih elementov po EC2, smo določili najbolj obremenjene elemente stavbe (slika 41). Te elemente smo nato dimenzionirali po klasičnih postopkih, ki so prikazani v nadaljevanju.

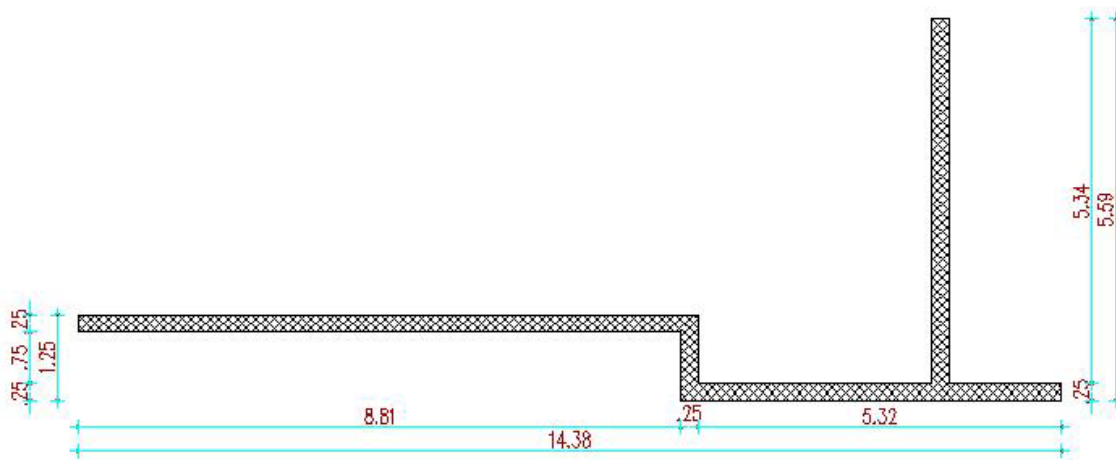
Obremenitve vzdolžnih in prečnih gredah so največje v tretji etaži konstrukcije. Za dimenzioniranje vzdolžnih gred je merodajna greda v osi 8, med osema C in E. Za dimenzioniranje prečnih gred pa greda v osi K, med osema 3 in 8.



Steber med osema B in 8 je najbolj obremenjen in zato merodajen za dimenzioniranje. Najbolj obremenjen prerez stebra se nahaja v zgornji etaži konstrukcije, saj je tam ugoden vpliv tlačnih napetosti najmanjši.

Poleg teh elementov smo se odločili še za dimenzioniranje najbolj obremenjene stene konstrukcije, to je stene z oznako SX1-SY1-SY2. Za dimenzioniranje so bili uporabljeni rezultati analize tretjega ploskovnega modela.

#### 4.1.1 Dimenzioniranje stene SX1-SY1-SY2



Slika 42: Prikaz geometrije stene SX1-SY1-SY2

##### 4.1.1.1 Kontrola dimenzij stene

Minimalna debelina stojine stene:  $b_{wo} \geq \max \{0,15; h_s / 20 \}$  (47)

$$b_{wo} \geq \max \{0,15; 3,70 / 20 \} = 0,19m$$

$$b_{wo,dej} = 0,25m \geq b_{wo} = 0,19m$$

Minimalna debelina robnega elementa stene:

za  $l_c < \max \{2b_w; 0,2l_w\}$  more veljati  $b_w > h_s / 15 = 3,7 / 15 = 0,25m$  (48)

$$b_{w,dej} = b_w = 0,25m$$

Kontrola osne obremenitve: za DCM:  $\nu < 0,4$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{5742kN}{51800cm^2 \cdot 2kN/cm^2} = 0,055 < 0,4 \quad (49)$$

S pomočjo enačb 47, 48 in 49 ugotovimo, da izbrana debelina stene ustreza vsem kriterijem, ki jih določa SIST EN 1998-1.

#### 4.1.1.2 Določanje parametrov stene

##### Določitev velikosti kritičnega območja

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w / 6\} \text{ z omejitvijo } h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \end{cases} \quad (50)$$

Smer X: (po enačbi 50)

$$h_{cr} = \max\{14,40m; 20,25 / 6\} = 14,40m \quad \text{z omejitvijo } h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 28,8m \\ h_s = 3,7m \end{cases} = 3,7m$$

$$h_{cr} = 3,7m$$

Smer Y: (po enačbi 50)

$$h_{cr} = \max\{5,60m; 20,25 / 6\} = 5,60m \quad \text{z omejitvijo } h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 11,2m \\ h_s = 3,7m \end{cases} = 3,7m$$

$$h_{cr} = 3,7m$$

Iz zgornjih izrazov ugotovimo, da je potrebno celotno prvo etažo obravnavati kot kritično območje.

##### Določitev velikosti robnih elementov stene

$$l_{c,x} \geq \max\{0,15l_{w,x}; 1,5b_w\} \quad (51)$$

Smer X: (po enačbi 51)

$$l_{c,x} \geq \max\{0,15l_{w,x}; 1,5b_w\} = \max\{0,15 \cdot 14,40m; 1,5 \cdot 0,25m\} = 2,16m$$

$$\text{Izberemo } l_{c,x} = 2,2m$$

Smer Y: (po enačbi 51)

$$l_{c,y} \geq \max\{0,15l_{w,y}; 1,5b_w\} = \max\{0,15 \cdot 5,60m; 1,5 \cdot 0,25m\} = 0,84m$$

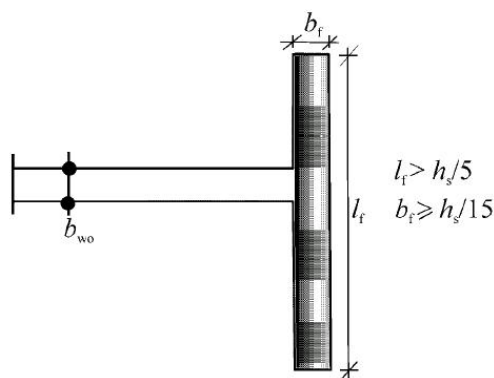
$$\text{Izberemo } l_{c,y} = 0,90m$$

Velikost robnega elementa v smeri osi  $y$  smo povečali zaradi lažje vgraditve vzdolžne armature robnega elementa na mestih preklpov. Standard EN 1998-1 dopušča, da lahko robni element opustimo pri stenah, ki imajo dovolj veliko prirobnico. Omenjena olajšava pride v poštev pri obravnavani steni v smeri analize  $Y$ .

Prirobnica mora zadostiti enačbam 52 in 53:

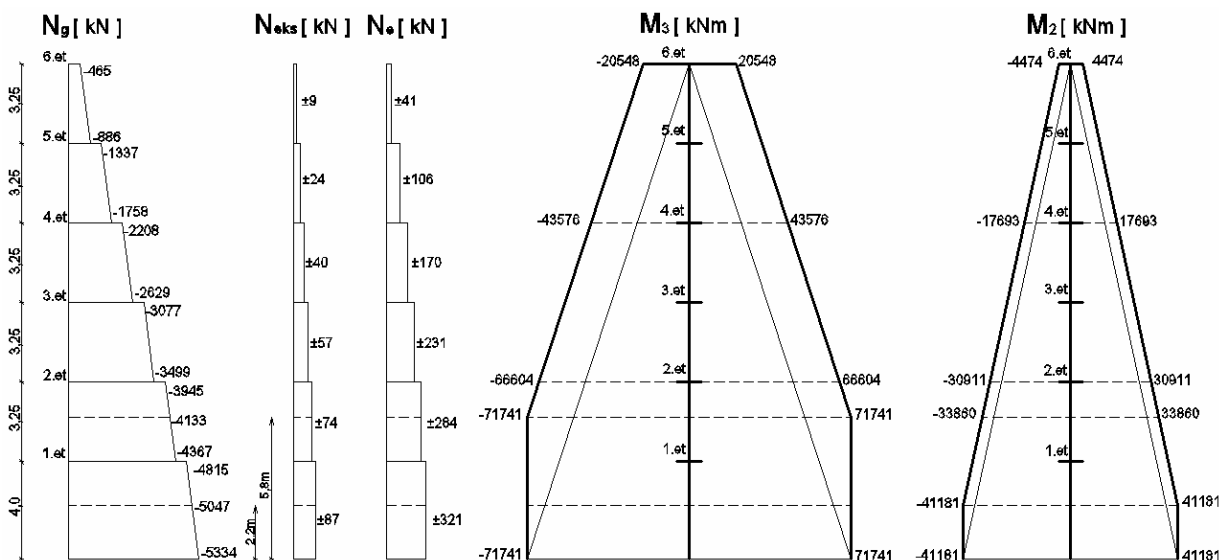
$$b_f = 0,25m \geq h_s / 15 = 3,70m / 15 = 0,25m \dots \text{OK} \quad (52)$$

$$l_f = 3,55m > h_s / 5 = 3,70m / 5 = 0,74m \dots \text{OK} \quad (53)$$



Slika 43: Kriteriji za opustitev robnih elementov stene

#### 4.1.1.3 Osno upogibna obremenitev



Slika 44: Osno-upogibna obremenitev stene SX1-SY1-SY2

$N_g$  ...osna sila zaradi gravitacije v potresnem stanju

$N_{eks}$  ...osna sila zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti mase

$N_e$  ...osna sila zaradi potresnega vpliva

Standard SIST EN 1998-1 določa, da je potrebno momentno linijo iz analize premakniti skladno s privzetim naklonom tlačnih diagonal pri preverjanju striga. Pri računu je bil upoštevan naklon tlačnih diagonal  $45^\circ$ , kar ustreza premaknitvi momentne linije za vrednost iz enačbe 54.

$$a_l = z/2 = 0,4 \cdot l_w \quad (54)$$

Smer X (po enačbi 54):  $a_{l,x} = 0,4 \cdot 14,40 = 5,8m$

Smer Y (po enačbi 54):  $a_{l,y} = 0,4 \cdot 5,60 = 2,2m$

Pri dimenzioniranju stene smo uporabili program Gala Reinforcement 4.1. Steno smo dimenzionirali v štirih prerezih in ob upoštevanju najbolj neugodne osne sile. V danih primerih je kritična minimalna osna sila. V prvem koraku je bila določena potrebna armatura stene brez upoštevanja mrežne armature, kar pomeni, da so vrednosti robnih armatur prevelike. V nadaljevanju smo določili interakcijske diagrame mejne nosilnosti stene z upoštevanjem mrežne armature stene in izračunane armature robnih elementov. Armaturu robnih elementov smo iterativno zmanjševali, dokler nismo dosegli zadovoljivega ujemanja med nosilnostjo in obremenitvijo prereza. Armaturu robnih elementov smo z višino stene zmanjševali. Prerez I in II določata armaturu v prvih dveh etažah, prerez III določa armaturu stene v tretji in četrti etaži, prerez IV pa armaturu v zadnjih dveh etažah.

### **I. prerez (kota 2,2 m): armatura prvih dveh etaž**

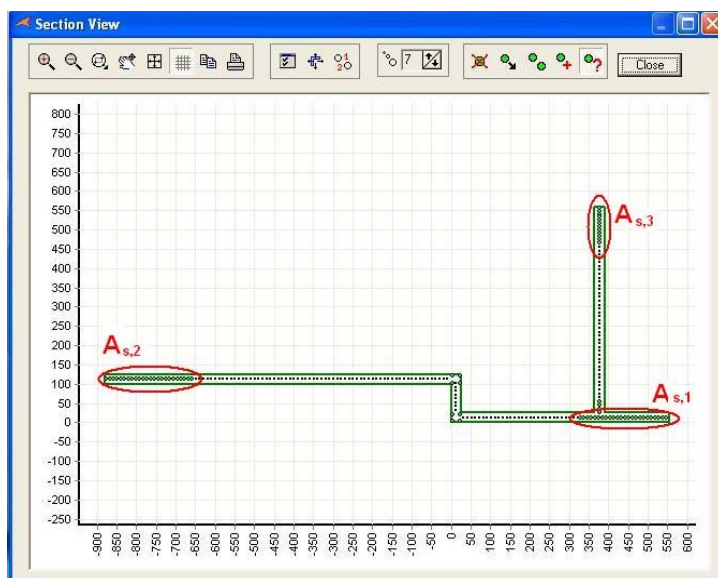
$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -5047 + 87 + 321 = -4639kN$$

$$M_3 = \pm 71741kNm \quad M_2 = \pm 41181kNm$$

$$\text{Potrebna armatura: } A_{s,1} = 241,4cm^2 \quad A_{s,2} = 130cm^2 \quad A_{s,3} = 186,4cm^2$$

### **Izdelava interakcijskega diagrama**

Armatura podana v računalniški program predstavlja poenostavitev dejanske stanja. Palice, ki ležijo na istem nivoju stene smo združili v eno palico, ki je postavljena v težišče prereza stene. Omenjena poenostavitev malo vpliva na rezultate dimenzioniranja.



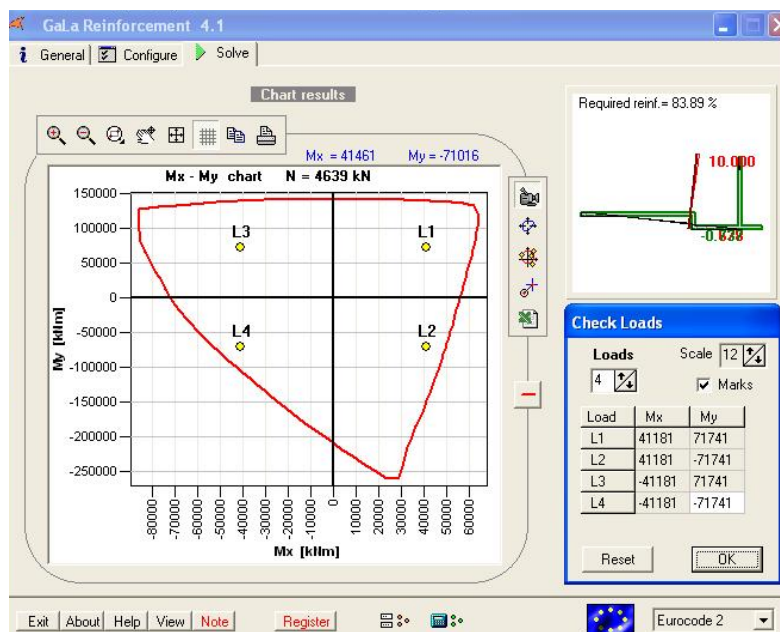
Slika 45: Prikaz podane armature za izdelavo interakcijskega diagrama

Izbrana začetna armatura:  $A_{s,1} = A_{s,2} = 2x24\phi25$      $A_{s,3} = 2x12\phi32$

Izbrana mrežna armatura:  $\pm Q636$

Izdelani interakcijski diagram nosilnosti izkaže preveliko nosilnost stene v smeri osi x, zato smo armaturo v smeri x dodatno zmanjšali. Rezultat optimacijskega postopka je naslednji:

$A_{s,1} = A_{s,2} = 2x24\phi20$      $A_{s,3} = 2x12\phi32$



Slika 46: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stene - prerez I

## II. prerez (kota 5,6 m): armatura prvih dveh etaž (ni merodajen)

$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -4133 + 74 + 284 = -3775 \text{ kN}$$

$$M_3 = \pm 71741 \text{ kNm} \quad M_2 = \pm 33860 \text{ kNm}$$

$$\text{Potrebna armatura: } A_{s,1} = 219,6 \text{ cm}^2 \quad A_{s,2} = 115,4 \text{ cm}^2 \quad A_{s,3} = 157,2 \text{ cm}^2$$

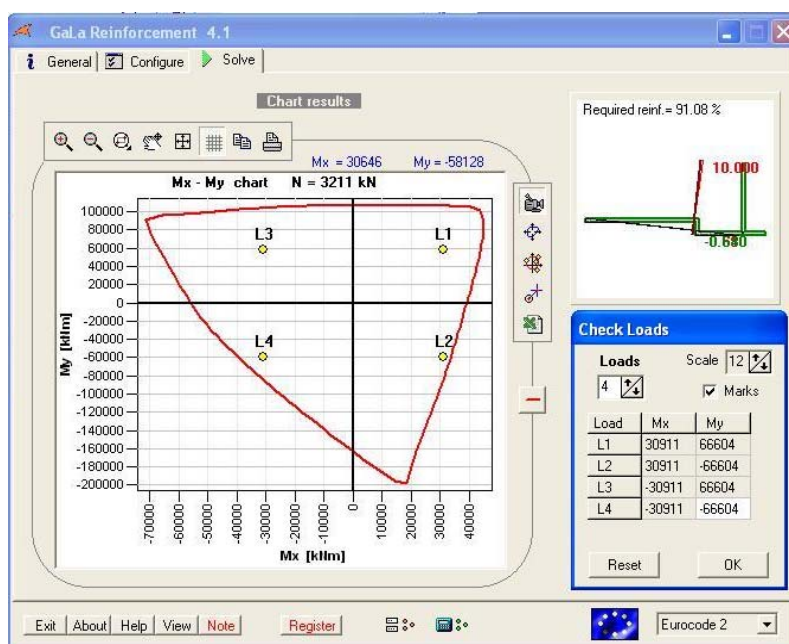
Ugotovimo lahko, da prerez II ni merodajen za določanje armature prvih dveh etaž. Merodajen je namreč prerez I.

## III. prerez (kota 7,25 m): armatura tretje in četrte etaže

$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -3499 + 57 + 231 = -3211 \text{ kN}$$

$$M_3 = \pm 66604 \text{ kNm} \quad M_2 = \pm 30911 \text{ kNm}$$

Armaturu robnih elementov iz prvih dve etaž zmanjšamo, saj nam zagotavlja v tretji in četrti etaži preveliko nosilnost. Zadostno ujemanje med nosilnostjo in odpornostjo prereza dosežemo z naslednjo armaturo:  $A_{s,1} = A_{s,2} = 2 \times 12 \phi 20$   $A_{s,3} = 2 \times 7 \phi 32$



Slika 47: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stene - prerez III

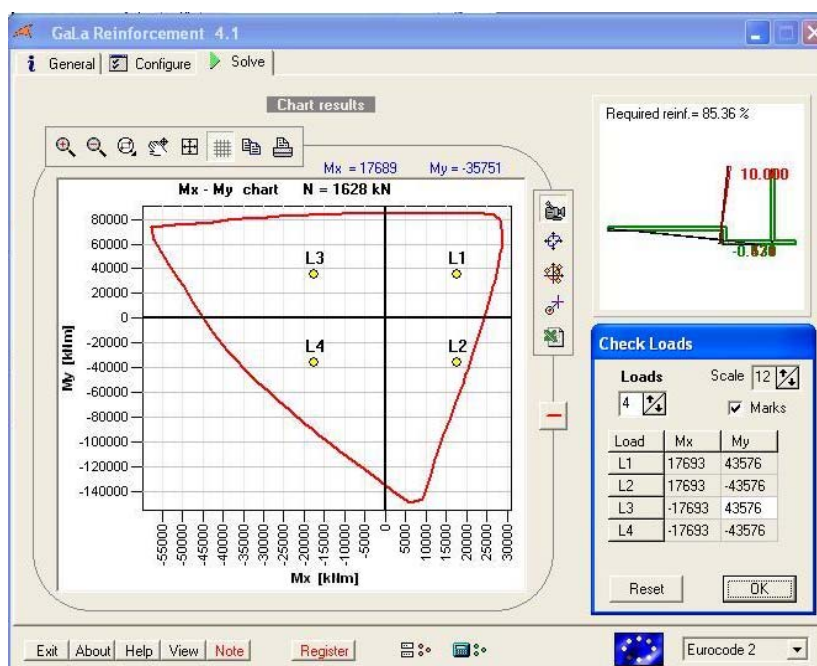
#### IV. prerez (kota 13,75 m): armatura pete in šeste etaže

$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -1758 + 24 + 106 = -1628kN$$

$$M_3 = \pm 43576kNm \quad M_2 = \pm 17693kNm$$

Armaturu določeno za tretjo in četrto etažo lahko v peti in šesti etaži dodatno zmanjšamo.

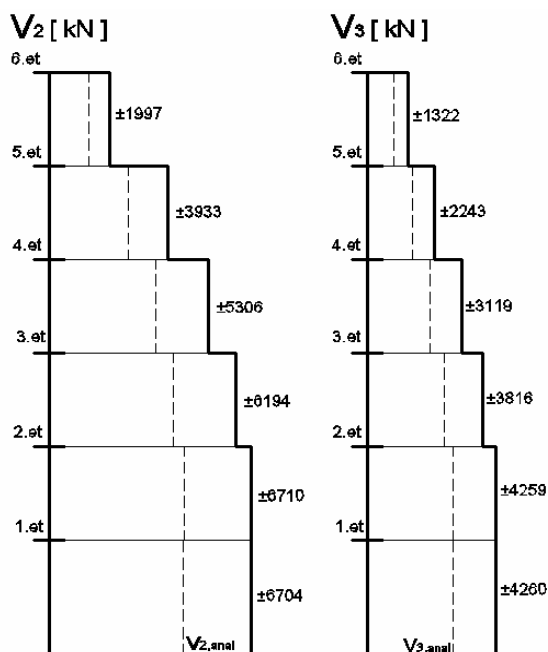
Izbrana armatura v peti in šesti etaži je sledeča:  $A_{s,1} = A_{s,2} = 2x6\phi 20$      $A_{s,3} = 2x3\phi 32$



Slika 48: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stene - prerez IV



#### 4.1.1.4 Strižna obremenitev



Slika 49: Prikaz strižne obremenitve stene

Prečne sile iz analize je potrebno povečati za 50% (Slika 49).

#### SMER X

Obremenitev:  $V_{2,d} = 6710kN$  (druga etaža)

Statična višina:  $d_x = l_w - \frac{l_c}{2} - a = 1440 - 110 - 3 = 1327cm$

#### Kontrola dimenzije stene:

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d \quad (55)$$

$$\text{kjer je } \nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30MPa}{250}\right) = 0,528 \quad (56)$$

Po enačbah 55 in 56:

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 0,9 \cdot 13270 = 15765kN$$

$$V_{rd,max} = 15765kN > V_{2,d} = 6710kN$$

Dimenzija stene v smeri analize je zadostna, saj je maksimalna prečna sila, ki jo lahko prerez prenese večja od projektne obremenitve. Maksimalna prečna sila, ki jo lahko prevzame stena je odvisna od nosilnosti tlačne diagonale, ki se aktivira pri mejni strižni nosilnosti.

### Ali potrebujemo strižno armaturo?

Če je nosilnost betona večja od projektne obremenitve, v steno položimo le minimalno strižno armaturo. V nasprotnem primeru je potrebno celotno prečno silo prevzeti s prečno armaturo. Za račun strižne nosilnosti betona, brez prečne armature, je merodajna najmanjša tlačna osna sila. Ker se največja prečna sila pojavi v drugi etaži stavbe, je za določitev strižne nosilnosti betona merodajna osna sila na vrhu druge etaže.

$$N_{d,\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -3945 + 74 + 284 = -3587kN$$

Strižna nosilnost betona brez prečne armature je po enačbi 57 enaka:

$$V_{rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (57)$$

$$V_{rd,c} = [0,12 \cdot 1,12 \cdot (100 \cdot 0,0045 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,69] \cdot 250 \cdot 13270 \geq (0,227 + 0,15 \cdot 0,69) \cdot 250 \cdot 13270$$
$$V_{rd,c} = 1405028N = \underline{1405kN} \geq 1096434N = 1096kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{13270}} = \underline{1,12} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{150,8cm^2}{25cm \cdot 1327cm} = \underline{0,0045} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{d,\min}}{A_c} = \frac{3587000N}{5180000mm^2} = \underline{0,69MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4MPa$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,12^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,227$$

$$V_{rd,c} = 1405kN < V_{2,d} = 6710kN \Rightarrow \text{celotno prečno silo prevzamemo s stremeni}$$

### Dimenzioniranje:

$$V_{2,d} \leq V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \quad (58)$$

Po enačbi 58 sledi:  $\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{2,d}}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{6710kN}{0,9 \cdot 1327cm \cdot 43,5kN/cm^2} = 0,129 \frac{cm^2}{cm}$

Za  $s=100cm$  je  $A_{sw,potr} = 12,9cm^2$ .

Ker prečno silo prevzamemo z dvema plastema armaturnih mrež, je potreben prerez ene mrežne armature enak:

$$A_{sw,1} = \frac{12,9cm^2}{2} = 6,45cm^2$$

Steno, ki prenaša potresni vpliv v smeri osi x armiramo po celi višini z mrežno armaturo  $\pm Q636$  ( $A_{sw,dej} = 12,72cm^2 \approx A_{sw,potr} = 12,9cm^2$ ).

### SMER Y

Obremenitev:  $V_{3,d} = 4260kN$  (prva etaža)

Statična višina:  $d_y = l_w - \frac{l_c}{2} - a = 560 - 45 - 3 = 512cm$

### Kontrola dimenzije stene:

Iz enačb 55 in 56 sledi:

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 0,9 \cdot 5120 = 6083kN$$

$$V_{rd,max} = 6083kN > V_{3,d} = 4260kN$$

Stena v izbrani smeri lahko prevzame projektno obremenitev, zato je dimenzija stene ustrezna.

### Ali potrebujemo strižno armaturo?

Strižna nosilnost betonskega prereza je najmanjša pri najmanj tlačni osni sili, ki se lahko pojavi v prerezu. Strižni obremenitvi stene sta v prvih dveh etažah približno enaki, zato je potrebna strižno nosilnost betona določiti na mestu minimalne osne sile, t.j. na vrhu druge etaže stene. Minimalna osna sila tako znaša:

$$N_{d,\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -3945 + 74 + 284 = -3587kN$$

Strižna nosilnost betona brez prečne armature je po enačbi 57 enaka:

$$V_{rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,20 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,69 \right] \cdot 250 \cdot 5120 \geq (0,252 + 0,15 \cdot 0,69) \cdot 250 \cdot 5120$$
$$V_{rd,c} = 788087N = \underline{\underline{788kN}} \geq 455040N = 455kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{5120}} = \underline{1,20} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{193,02cm^2}{25cm \cdot 512cm} = \underline{0,015} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{Nd}{A_c} = \frac{3587000N}{5180000mm^2} = \underline{0,69MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4MPa$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,20^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,252$$

$$V_{rd,c} = 788kN < V_{2,d} = 4260kN \Rightarrow \text{celotno prečno silo prevzamemo s stremenji}$$

### Dimenzioniranje:

Prvi dve etaži:  $V_{3,d} = 4260kN$

$$\text{Iz enačbe 58 sledi: } \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{3,d}}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{4260kN}{0,9 \cdot 512cm \cdot 43,5kN/cm^2} = 0,213 \frac{cm^2}{cm}$$

Za  $s=100\text{cm}$  je  $A_{sw,potr} = 21,3\text{cm}^2$ .

Za prečno armaturo prvih dveh etaž izberemo: mrežo  $\pm Q636$  in palice  $\pm \phi 12/20\text{cm}$

$$A_{sw,dej} = 21,76\text{cm}^2 > A_{sw,potr} = 21,3\text{cm}^2$$

**Tretja in četrta etaža:**  $V_{3,d} = 3816\text{kN}$

Iz enačbe 58 sledi:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{3,d}}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{3816\text{kN}}{0,9 \cdot 512\text{cm} \cdot 43,5\text{kN/cm}^2} = 0,190 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Za  $s=100\text{cm}$  je  $A_{sw,potr} = 19,0\text{cm}^2$ .

Za prečno armaturo tretje in četrte etaže izberemo: mrežo  $\pm Q636$  in palice  $\pm \phi 12/30\text{cm}$

$$A_{sw,dej} = 20,26\text{cm}^2 > A_{sw,potr} = 19,0\text{cm}^2$$

**Peta in šesta etaža:**  $V_{3,d} = 2243\text{kN}$

Iz enačbe 58 sledi:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{3,d}}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{2243\text{kN}}{0,9 \cdot 512\text{cm} \cdot 43,5\text{kN/cm}^2} = 0,112 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Za  $s=100\text{cm}$  je  $A_{sw,potr} = 11,2\text{cm}^2$ .

Za prečno armaturo pete in šeste etaže izberemo: mrežo  $\pm Q636$

$$A_{sw,dej} = 12,72\text{cm}^2 > A_{sw,potr} = 11,2\text{cm}^2$$

#### 4.1.1.5 Zagotavljanje lokalne duktilnosti

V kritičnem območju stene je potrebno v skladu s standardom zagotoviti zadostno duktilnost z ustreznim objetjem robnih elementov stene. Za stene, ki so šibko tlačno obremenjene ( $\nu < 0,15$  iz enačba 49) standard SIST EN 1998-1 dovoljuje, da se prečna armatura v robnih elementih določi po določilih SIST EN 1992-1-1:2004, ki so bistveno milejša.

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{5742\text{kN}}{51800\text{cm}^2 \cdot 2\text{kN/cm}^2} = 0,055 < 0,15$$

Obravnavana stena zadostni zgornjemu kriteriju, kar pomeni, da se lahko prečna armatura robnega elementa določi samo po določilih SIST EN 1992-1-1:2004. Na območju kritičnega prereza smo uporabili zaprta stremena  $\phi 10/10\text{ cm}$  in  $\phi 6/10\text{ cm}$ , tako da je objeta vsaka druga vzdolžna palica. Taka stremena zadostijo vse zahteve standarda EN 1992-1-1. Izven kritičnega območja robni elementi niso zahtevani, zato lahko na tem območju uporabimo U-stremena, s katerimi sidramo mrežno armaturo. Nad kritičnim območjem smo tako izbrali U-stremena  $\phi 10/10\text{ cm}$ . Prerez stremen je pogojen tudi s presekom horizontalnih palic armaturne mreže, s katero prevzemamo strižno silo. Mrežno armaturo je potrebno sidrati z enakim ali večjim prerezom U-stremen. Za prevzem prečne sile je bila uporabljena mrežna armatura  $\pm Q636$  ( $\phi 9/10\text{ cm}$ ), zato je minimalni presek U-stremen enak  $\phi 10/10\text{ cm}$ .

#### 4.1.1.6 Dodatne kontrole

**Minimalna vertikalna armatura v stojini stene:**  $\rho_{wo,\min} = 0,002$

$$\rho_{wo,dej} = \frac{2 \cdot 6,36\text{cm}^2}{100\text{cm} \cdot 25\text{cm}} = 0,0051 > \rho_{wo,\min} = 0,002 \dots \text{OK} \quad (59)$$

**Minimalna celotna armatura stene:**  $A_{s,cel} \geq 0,003A_c$  (60)

Kritično mesto za kontrolo minimalne armature sta peta in šesta etaža, saj je v teh prerezi najmanj armature.

Smer X: (peta in šesta etaža-po enačbi 60)

$$A_{s,cel} = 12,14\text{m} \cdot 2 \cdot 6,36\text{cm}^2 / \text{m} + 36 \cdot 3,14\text{cm}^2 = 267,5\text{cm}^2$$

$$A_{s,cel} = 267,5\text{cm}^2 > 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 38450\text{cm}^2 = 115,4\text{cm}^2 \dots \text{OK}$$

Smer Y: (peta in šesta etaža-po enačbi 60)

$$A_{s,cel} = 5,16\text{m} \cdot 2 \cdot 6,36\text{cm}^2 / \text{m} + 6 \cdot 8,04\text{cm}^2 = 113,9\text{cm}^2$$

$$A_{s,cel} = 113,9\text{cm}^2 > 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 13975\text{cm}^2 = 41,9\text{cm}^2 \dots \text{OK}$$

**Minimalna armatura v robnem elementu:**  $A_{s,r} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w$  (61)

Smer X: (kritično območje,  $2x24\phi20$ , po enačbi 61)

$$A_{s,r} = 2 \cdot 24 \cdot 3,14 \text{cm}^2 = 150,7 \text{cm}^2 > 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 220 \text{cm} \cdot 25 \text{cm} = 27,5 \text{cm}^2 \dots \text{OK}$$

Smer Y: (kritično območje,  $2x12\phi32$ , po enačbi 61)

$$A_{s,r} = 2 \cdot 12 \cdot 8,04 \text{cm}^2 = 192,9 \text{cm}^2 > 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 90 \text{cm} \cdot 25 \text{cm} = 11,25 \text{cm}^2 \dots \text{OK}$$

**Minimalna armatura robnega dela stene nad kritičnim prerezom stene:**

Za mesta nad kritičnim območjem, kjer deformacija betona v potresnem stanju preseže vrednost 0,2%, standard EN 1998-1 določa minimalen procent vzdolžne armature 0,5%. Vrednosti mejnih deformacij prereza smo določili s pomočjo programa Gala Reinforcement 4.1. Pri določanju vrednosti so bile mejne deformacije določene na poenostavljen način, in sicer v obeh smereh analize ločeno.

**Smer X:**

Tretja, četrta etaža: armatura  $2x12\phi20$

$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -3499 + 57 + 231 = -3211 \text{kN} \quad M_3 = 66604 \text{kNm}$$

Mejne deformacije (Gala reinforcement 4.1):  $\varepsilon_c = 1,057 \text{‰}$

$$\varepsilon_s = 10,00 \text{‰}$$

Peta, šesta etaža: armatura  $2x6\phi20$

$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -1758 + 24 + 106 = -1628 \text{kN} \quad M_3 = 43576 \text{kNm}$$

Mejne deformacije (Gala reinforcement 4.1):  $\varepsilon_c = 1,506 \text{‰}$

$$\varepsilon_s = 10,00 \text{‰}$$

Deformaciji betona pri mejni obremenitvi sta v obeh prerezih je manjši od 2‰. Armatura v obeh prerezih izpolnjuje zahteve standarda EN-1998-1.

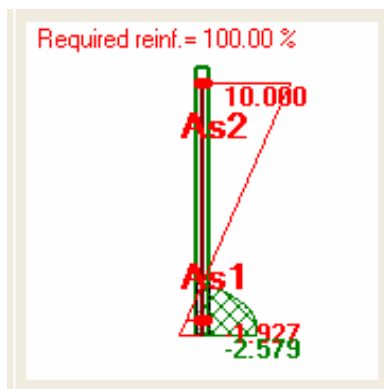
**Smer Y:**

Tretja, četrta etaža: armatura  $2 \times 7 \phi 32$

$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -3499 + 57 + 231 = -3211 \text{ kN} \quad M_3 = 30911 \text{ kNm}$$

Mejne deformacije (Gala reinforcement 4.1):  $\varepsilon_c = 2,579 \text{ ‰}$

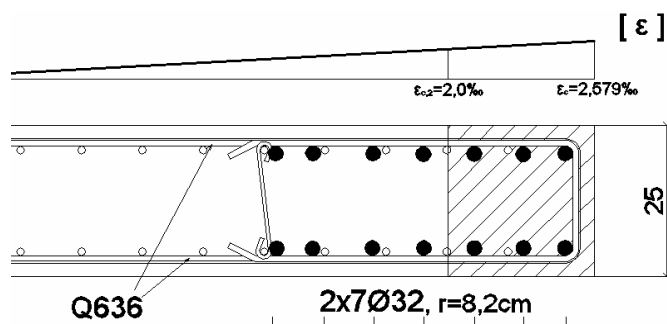
$$\varepsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$$



Slika 50: Prikaz deformacijskega stanja stene v četrta etaži pri mejnem stanju nosilnosti

Velikost dela prereza, kjer je deformacija v betonu večja od 2‰:

$$x_{2,c} = \frac{d \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{2,c})}{(\varepsilon_c + \varepsilon_s)} = \frac{532,4 \text{ cm} \cdot (2,579 - 2,0)}{(2,579 + 10)} = 24,5 \text{ cm}$$



Slika 51: Tlačeni del stene v četrta etaži pri mejnem stanju nosilnosti

Kontrola minimalne armature na delu prereza  $x_{2,c} = 24,5 \text{ cm}$ .

Iz enačbe 61 sledi:

$$A_{s,r} = 6 \cdot 8,04 \text{ cm}^2 = 48,24 \text{ cm}^2 > 0,005 \cdot x_{2,c} \cdot b_w = 0,005 \cdot 24,5 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 3,06 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

Peta, šesta etaža: armatura  $2 \times 3 \phi 32$



$$N_{\min} = N_g + N_{eks} + N_e = -1758 + 24 + 106 = -1628kN \quad M_3 = 17693kNm$$

Mejne deformacije (Gala reinforcement 4.1):  $\varepsilon_c = 1,776\text{‰}$

$$\varepsilon_s = 10,00\text{‰}$$

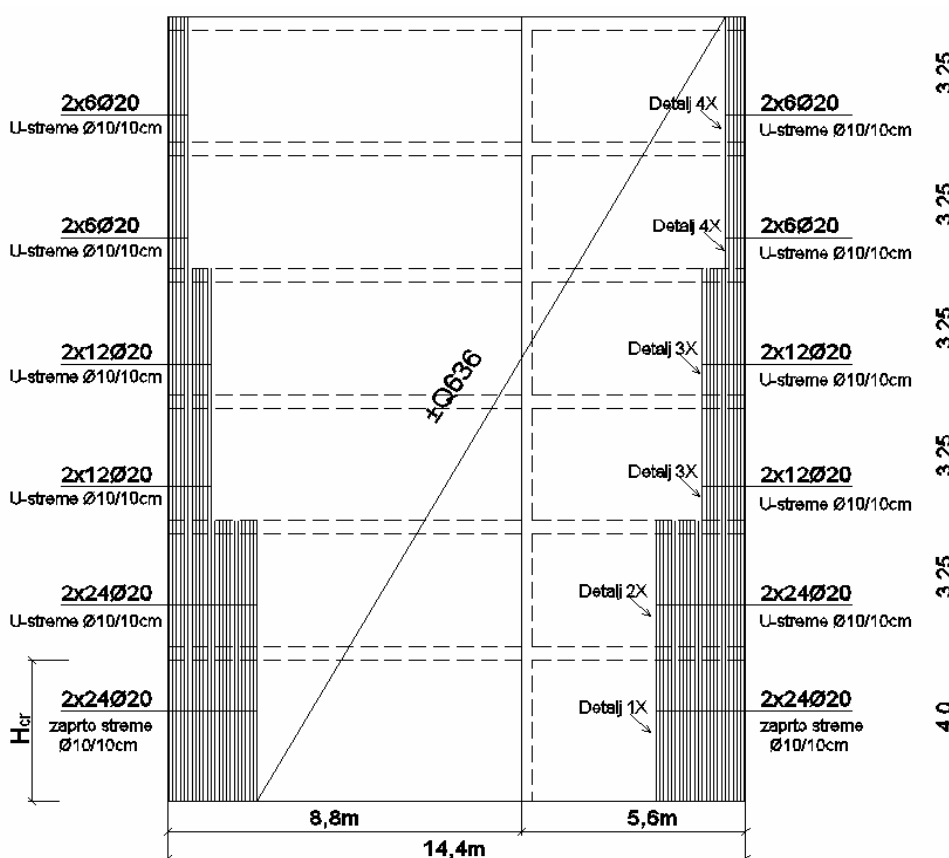
Deformacija betona pri mejni obremenitvi je manjša od 2‰. Izbrana armatura izpolnjuje zahteve standarda.

**Minimalna strižna armatura:**  $\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088$  (62)

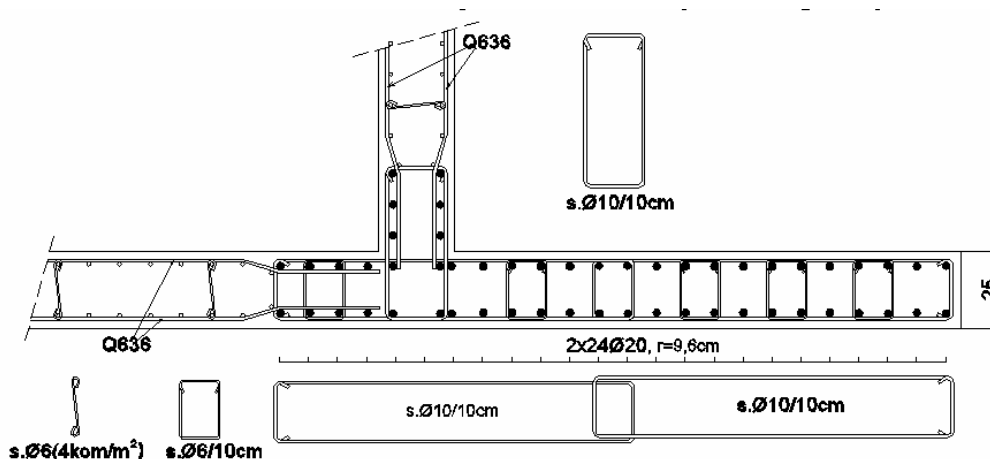
Upoštevamo mrežno armaturo  $\pm Q636$

$$\rho_{w,dej} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{12,72cm^2}{100cm \cdot 25cm \cdot \sin 90} = 0,0051 > \rho_{w,\min} = 0,00088 \dots OK$$
 (63)

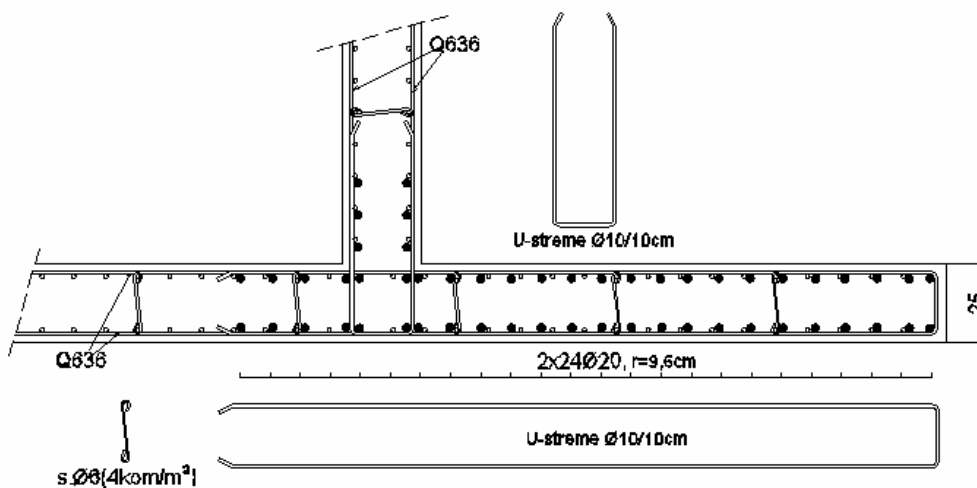
#### 4.1.1.7 Prikaz izbrane armature



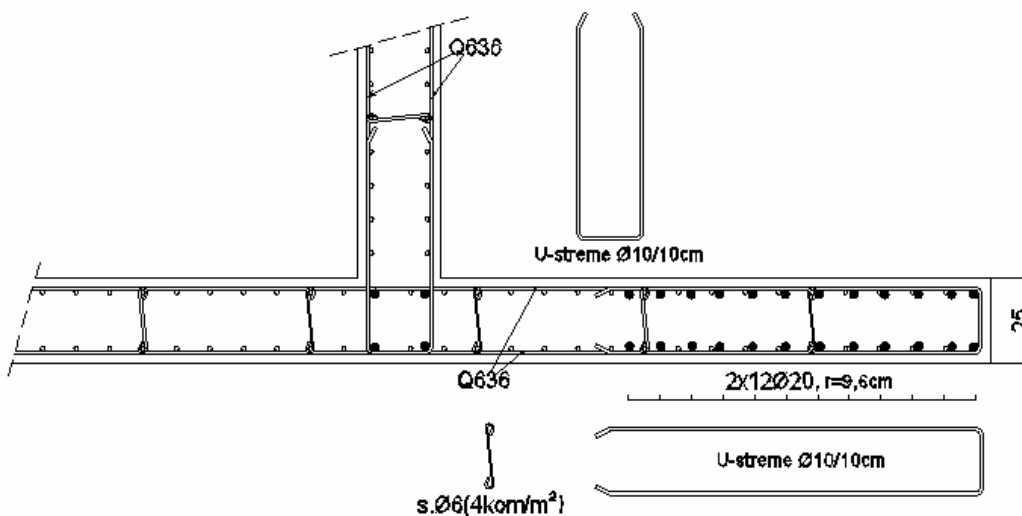
Slika 52: Prikaz izbrane armature stene v smeri osi X



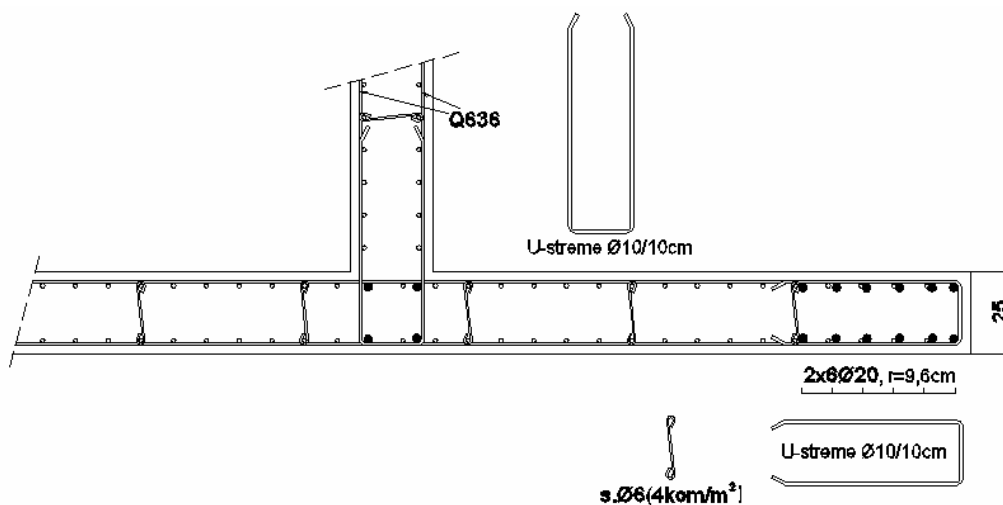
Slika 53: Prikaz armature robnega elementa stene v prvi etaži - smer X  
(kritično območje)



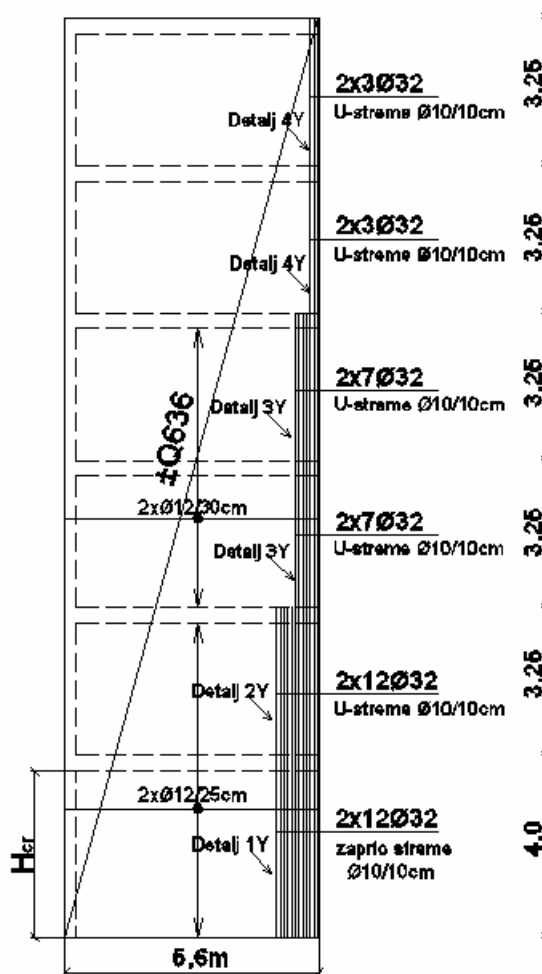
Slika 54: Prikaz armature robnega elementa stene v drugi etaži - smer X



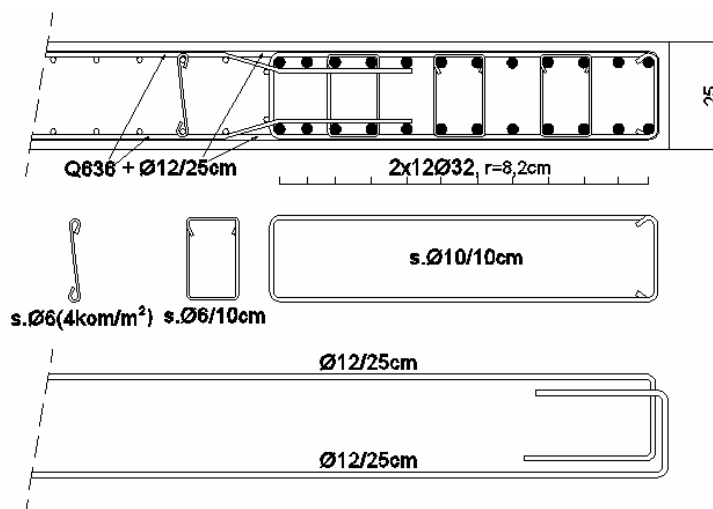
Slika 55: Prikaz armature robnega elementa stene v tretji in četrti etaži - smer X



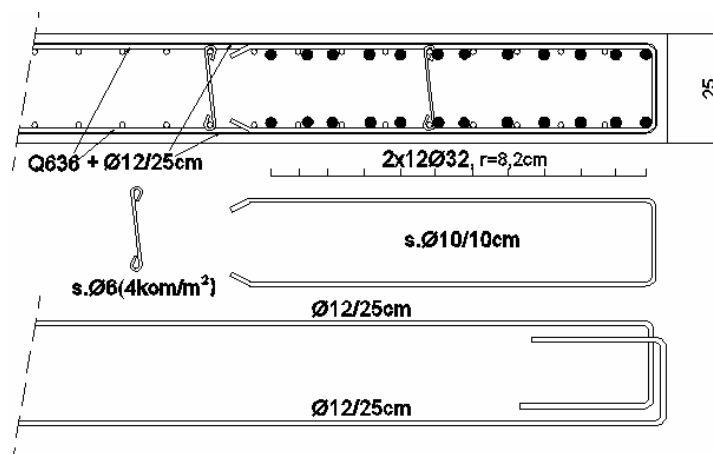
Slika 56: Prikaz armature robnega elementa stene v peti in šesti etaži - smer X



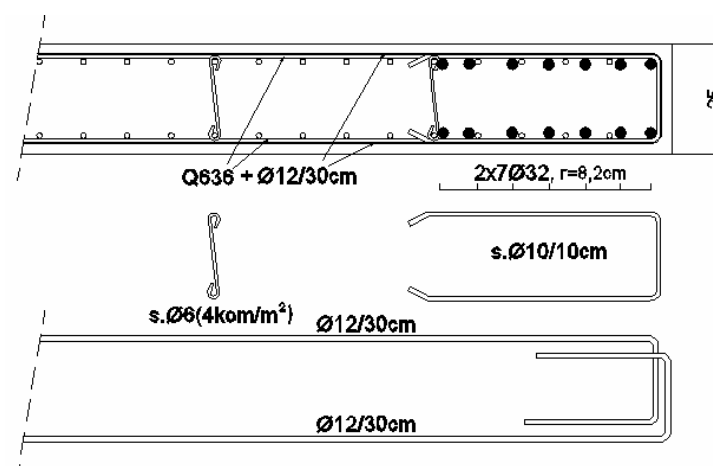
Slika 57: Prikaz izbrane armature stene v smeri osi Y



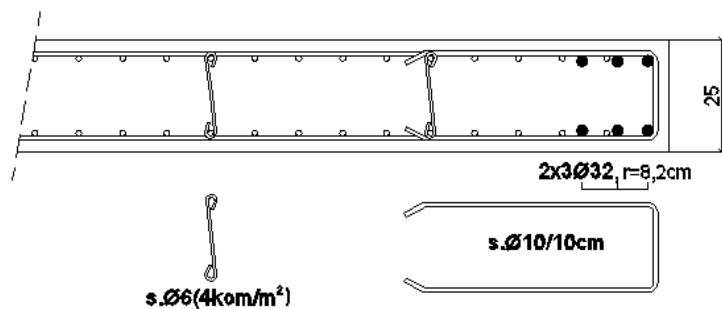
Slika 58: Prikaz armature robnega elementa stene v prvi etaži - smer Y  
(kritično območje)



Slika 59: Prikaz armature robnega elementa stene v drugi etaži - smer Y

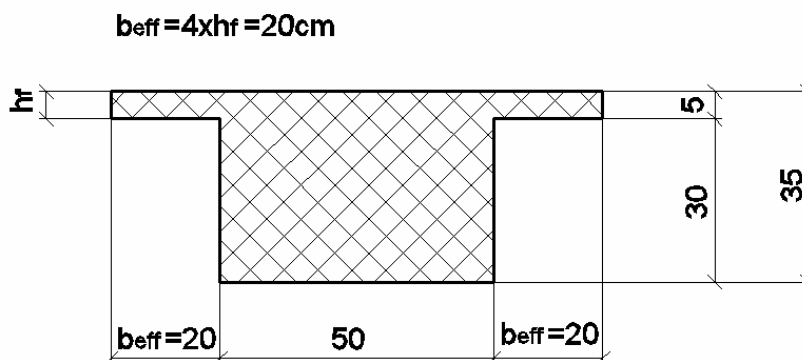


Slika 60: Prikaz armature robnega elementa stene v tretji in četrti etaži - smer Y



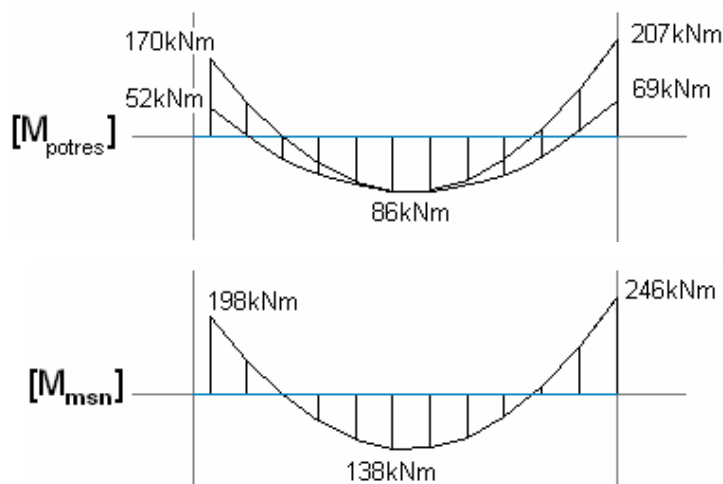
Slika 61: Prikaz armature robnega elementa stene v peti in šesti etaži - smer Y

#### 4.1.2 Dimenzioniranje vzdolžne grede GX



Slika 62: Prikaz prereza grede GX, ki se uporablja za dimenzioniranje

##### 4.1.2.1 Upogibna obremenitev



Slika 63: Prikaz upogibne obremenitve grede GX v mejnem stanju nosilnosti in potresnem projektnejem stanju

Iz prikazanih diagramov upogibnih momentov opazimo, da za dimenzioniranje grede GX ni merodajno potresno projektno stanje. Za dimenzioniranje grede je merodajno mejno stanje nosilnosti. Rezultati dimenzioniranja so prikazani v nadaljevanju.

$$\begin{array}{l}
 \text{Prerez nad podporo: } \quad M^- = 246kNm \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Prerez nad podporo:} \\ \text{Prerez v polju:} \end{array}} \right\} \text{Gala } (A_s' = 0,5 \cdot A_s): \quad \begin{array}{l} A_s^- = 20,50cm^2 \\ A_s^+ = 10,25cm^2 \end{array} \\
 \\
 \text{Prerez v polju: } \quad M^+ = 138kNm \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Prerez nad podporo:} \\ \text{Prerez v polju:} \end{array}} \right\} \text{Gala } (A_s' = A_s): \quad \begin{array}{l} A_s^- = 11,14cm^2 \\ A_s^+ = 11,14cm^2 \end{array}
 \end{array}$$

Pri armaturi nad podporo je potrebno upoštevati še dodatno natezno armaturo, ki je potrebna za prevzem prečne sile. Dodatna natezna armatura je izračunana pri kontroli strižne nosilnosti prereza in znaša  $\Delta A_s = 2,7cm^2$ . Potrebna negativna armatura nad podporo torej znaša:

$$A_{s,potr}^- = 20,50cm^2 + 2,7cm^2 = 23,2cm^2$$

Izbrana armatura nad podporo: zgoraj  $4\phi 20 + 3\phi 22$ ,  $A_{s,dej}^- = 23,97cm^2 > A_{s,potr}^- = 23,2cm^2$

spodaj  $4\phi 20$ ,  $A_{s,dej}^- = 12,57cm^2 > A_{s,potr}^- = 10,2cm^2$

Izbrana armatura v polju: zgoraj  $4\phi 20$ ,  $A_{s,dej}^- = 12,57cm^2 > A_{s,potr}^- = 11,14cm^2$

spodaj  $4\phi 20$ ,  $A_{s,dej}^- = 12,57cm^2 > A_{s,potr}^- = 11,14cm^2$

#### 4.1.2.2 Strižna obremenitev

**Potresno projektno stanje:**

Moment, ki nastane pri nastanku plastičnega členka  $M_{i,d}$  se izračuna po enačbi 64:

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} \cdot M_{rb,i} \cdot \min \left( 1; \frac{\sum M_{rc}}{\sum M_{rb}} \right) = 1,0 \cdot 243kNm \cdot 1,0 = 243kNm \quad (64)$$

Projektna nosilnost stebra:  $M_{rc} = 323kNm$  (pri  $N=1409kN$ , armatura  $8\phi 20$ )

Projektna nosilnost grede:  $M_{rb} = 243kNm$

Prečna sila zaradi nastanka momenta  $M_{i,d}$  se določi po enačbi 65:

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{i,d}}{l} = \frac{2 \cdot 243kNm}{6m} = 81kN \quad (65)$$

Prečna sila zaradi gravitacije v potresnem projektnejm stanju ( $g+0,3q$ ):

Obtežba:

-lastna teža:  $g_{l,t} = 0,5m \cdot 0,35m \cdot 25kN/m^3 = 4,38kN/m$

-od plošče:

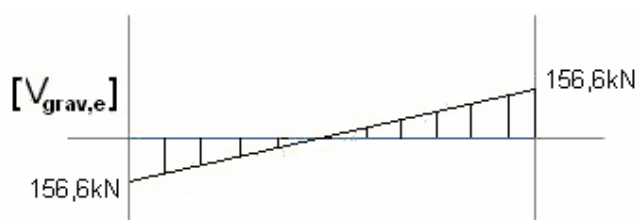
stalna obtežba:  $g = 6,25m \cdot 6,75kN/m^2 = 42,19kN/m$

30% koristne:  $q = 6,25m \cdot 0,3 \cdot 3,0kN/m^2 = 5,63kN/m$

**Skupaj:**  $g + q = 52,2kN/m$

Obremenitev:

$$V_{grav,e} = \frac{52,2kN/m^2 \cdot 6m}{2} = \underline{\underline{156,6kN}}$$



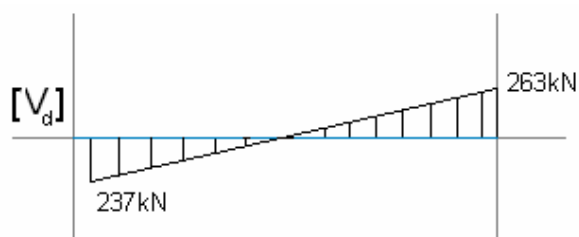
Slika 64: Diagram prečnih sil grede GX zaradi gravitacijske obtežbe v potresnem projektnejm stanju

Celotna prečna sila v potresnem projektnejm stanju se določi po enačbah 66 in 67:

$$V_{max} = V_e + V_{grav,e} = 81kN + 156,6kN = \underline{\underline{237,6kN}} \quad (66)$$

$$V_{min} = V_{grav,e} - V_e = 156,6kN - 81kN = \underline{\underline{75,6kN}} \quad (67)$$

**Mejno stanje nosilnosti:**



Slika 65: Prikaz prečnih sil grede GX v mejnem stanju nosilnosti



Iz primerjave obremenitev v potresnem projektnem stanju in mejnem stanju nosilnosti ugotovimo, da je za dimenzioniranje prečne armature merodajno mejno stanje nosilnosti. Prečne sile v mejnem stanju nosilnosti so za 15% večje od prečnih sil v projektnem potresnem stanju. Razlike v obremenitvah niso velike, zato smo prečno armaturo v kritičnih območjih še vedno konstruirali v skladu z zahtevami EN 1998-1.

### **Določitev reducirane obremenitve:**

Obremenitev:  $V_d = 263kN$

$$V_{d,red} = 237kN \text{ (reducirana na razdaljo } d=31\text{ cm od podpore)}$$

Prečno silo določeno na robu računskega modela lahko reduciramo, saj se del te prečne sile direktno prenese v podporo. Računsko obremenitev, s katero izračunamo prečno armaturo, lahko v skladu s standardom SIST EN 1992-1 (poglavje 6.2.1, točka 8) določimo na razdalji  $d$  od podpore, kjer je  $d$  statična višina grede.

### **Kontrola dimenzij grede:**

Iz enačb 55 in 56 sledi:

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 0,9 \cdot 310 = 736560N = 736kN$$

$$V_d = 237kN < V_{rd,max} = 736kN \dots OK$$

Iz kontrole je razvidno, da greda sposobna prevzeti projektno obremenitev, kar pomeni, da so dimenzije grede ustrezne.

### **Strižna nosilnost betona brez prečne armature je po enačbi 57 enaka:**

$$V_{rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,80 \cdot (100 \cdot 0,0155 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 500 \cdot 310 \geq 0,463 \cdot 500 \cdot 310$$

$$V_{rd,c} = 120394N = \underline{\underline{120kN}} \geq 71765N = 72kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} = 1,80 \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{23,97 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \cdot 31 \text{ cm}} = 0,0155 \leq 0,02$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,80^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,463$$

$$V_{rd,c} = 120 \text{ kN} < V_{2,d} = 237 \text{ kN} \Rightarrow \text{celotno prečno silo prevzamemo s stremeni}$$

### Določitev potrebne stremenske armature:

Iz enačbe 58 sledi:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_d}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{237 \text{ kN}}{0,9 \cdot 31 \text{ cm} \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,195 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\text{Velikost kritičnega območja grede: } l_{cr} = h_w = 35 \text{ cm} \quad (68)$$

Izberemo maksimalno možno razdaljo med stremeni v kritičnem območju:

$$s_{\max} \leq \min\{h_w / 4 ; 24d_{bw} ; 225 ; 8d_L\} = \{350 / 4 ; 24 \cdot 8 ; 225 ; 8 \cdot 20\} = 87,6 \text{ mm} \quad (69)$$

Za kritično območje izberemo streme:  $\phi 8 / 8,5 \text{ cm}$ ,  $n = 4$

$$A_{sw,dej} = 4 \cdot 0,5 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cm}^2 > A_{sw,potr} = 0,195 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \cdot 8,5 \text{ cm} = 1,66 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

Izven kritičnega območja:

od  $l_{cr}$  do 1,15m:  $\phi 8 / 10 \text{ cm}$ ,  $n = 4$

od 1,15m do 1,60m:  $\phi 8 / 15 \text{ cm}$ ,  $n = 4$

drugje:  $\phi 8 / 20 \text{ cm}$ ,  $n = 4$

#### 4.1.2.3 Dodatne kontrole

$$\text{Minimalna armatura v natezni coni: } \rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left( \frac{2,9MPa}{500MPa} \right) = 0,0029 \quad (70)$$

$$A_{s,\min} = 0,0029 \cdot 50cm \cdot 31cm = 4,5cm^2 \quad (71)$$

Iz enačb 70 in 71 sledi:

$$A_{s,dej} = 12,57cm^2 > A_{s,\min} = 4,5cm^2 \quad (\text{srednje polje: } 4\phi 20)$$

#### Maksimalna armatura v natezni coni:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0081 + \frac{0,0018}{4,87 \cdot 0,00218} \cdot \frac{2}{43,5} = 0,0159 \quad (72)$$

$$\mu_{\phi,x} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_{1,x}} = 1 + 2 \cdot (2 - 1) \cdot \frac{0,6}{0,31} = 4,87 \quad (73)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} = \frac{12,57cm^2}{50cm \cdot 31cm} = 0,0081 \quad (74)$$

$$A_{s,\max} = \rho_{\max} \cdot b_w \cdot d = 0,0159 \cdot 50cm \cdot 31cm = 24,6cm^2 \quad (75)$$

Iz enačb 72-75 sledi:

$$A_{s,dej} = 23,97cm^2 < A_{s,\max} = 24,6cm^2 \quad (\text{prerez nad podporo: } 4\phi 20 + 2\phi 22)$$

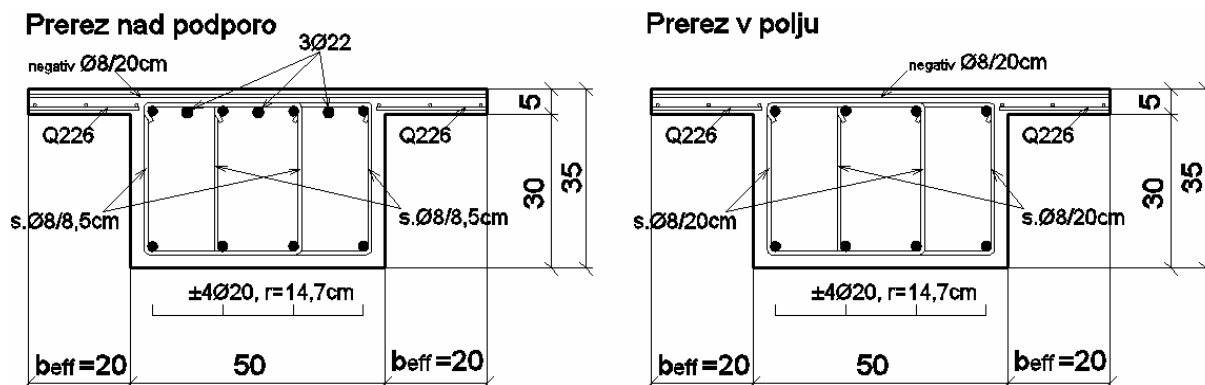
#### Dodatna natezna armatura:

$$\Delta A_s = \frac{V_d}{2 \cdot f_{wyd}} = \frac{237kN}{2 \cdot 43,5kN/cm^2} = 2,72cm^2 \quad (76)$$

Kontrola zadostne količine natezne armature je izvedena pri kontroli upogibne nosilnosti.

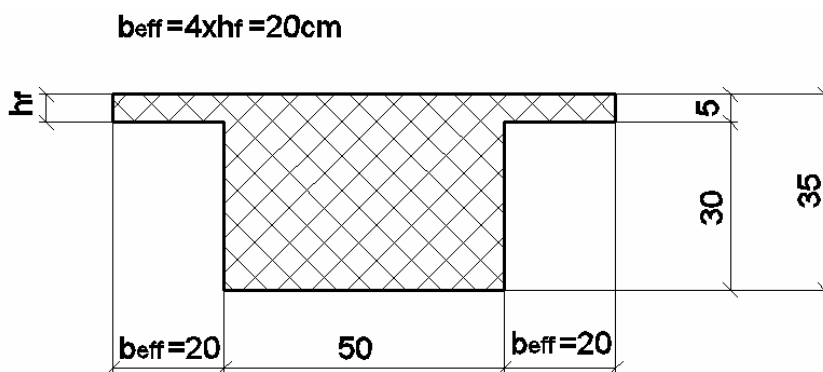
#### 4.1.2.4 Prikaz izbrane armature vzdolžne grede GX

Izbrana armatura grede v kritičnem in izven kritičnega območja je prikazana na sliki 66.



Slika 66: Prikaz izbrane armature grede GX

### 4.1.3 Dimenzioniranje prečne grede GY



Slika 67: Prikaz prereza grede GY, ki se uporablja za dimenzioniranje

#### 4.1.3.1 Upogibna obremenitev

Posebnost pri določanju obremenitev prečnih gred je ta, da obremenitve dobljene s pomočjo programa ETABS niso direktno uporabne za dimenzioniranje. Rebričast strop je bil v programu ETABS modeliran kot nosilen v eni smeri, torej prečne grede niso prenašale gravitacijske obtežbe. V praksi se krajnim prečnim gredam dodeli vsaj 10% reakcije plošče, ki jo posredno podpirajo. Vmesnim prečnim gredam je potrebno dodeliti vsaj 20% reakcije plošče. Obremenitve, ki so merodajne za dimenzioniranje so prikazane v nadaljevanju.

#### Gravitacijska obtežba v potresnem stanju:

lastna teža:  $g_l = 0,5m \cdot 0,35m \cdot 25kN / m^3 = 4,38kN / m$

od plošče (10% reakcije-krajna greda):

-stalna obtežba:  $g = 0,1 \cdot \left( \frac{6,75kN / m^2 \cdot 6,25m}{2} \right) = 2,11kN / m$

-30% koristne obtežbe:  $q = 0,1 \cdot \left( \frac{0,3 \cdot 3kN / m^2 \cdot 6,25m}{2} \right) = 0,28kN / m$

-stalna obtežba fasade:  $g_f = 8,77kN / m$

Skupaj:  $g + q = 15,54kN / m$

### Obremenitev zaradi gravitacijske obtežbe v potresnem stanju:

$$M_g^- = (g + q) \cdot l^2 / 12 = 15,54 \text{ kN/m} \cdot 6,25^2 / 12 = 51 \text{ kNm} \quad (77)$$

$$M_g^+ = (g + q) \cdot l^2 / 24 = 15,54 \text{ kN/m} \cdot 6,25^2 / 24 = 26 \text{ kNm} \quad (78)$$

$$V_g = (g + q) \cdot l / 2 = 49 \text{ kN} \quad (79)$$

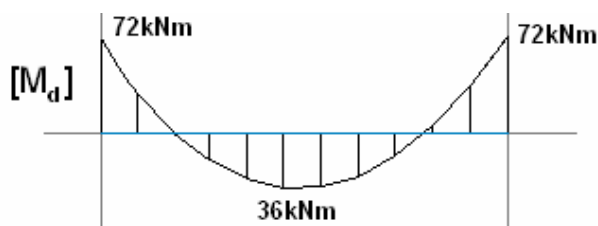
### Obremenitev v mejnem stanju nosilnosti: $q_d = 22,01 \text{ kN/m}$

Obremenitev v mejnem stanju nosilnosti določimo s pomočjo enačb 77,78 in 79.

$$M_d^- = q_d \cdot l^2 / 12 = 22,01 \text{ kN/m} \cdot 6,25^2 / 12 = 72 \text{ kNm}$$

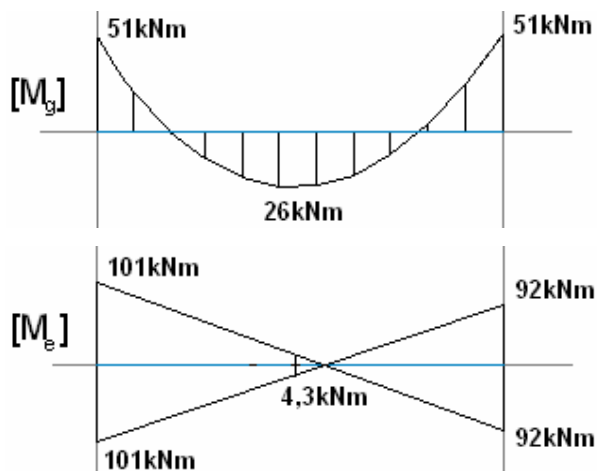
$$M_d^+ = q_d \cdot l^2 / 24 = 22,01 \text{ kN/m} \cdot 6,25^2 / 24 = 36 \text{ kNm}$$

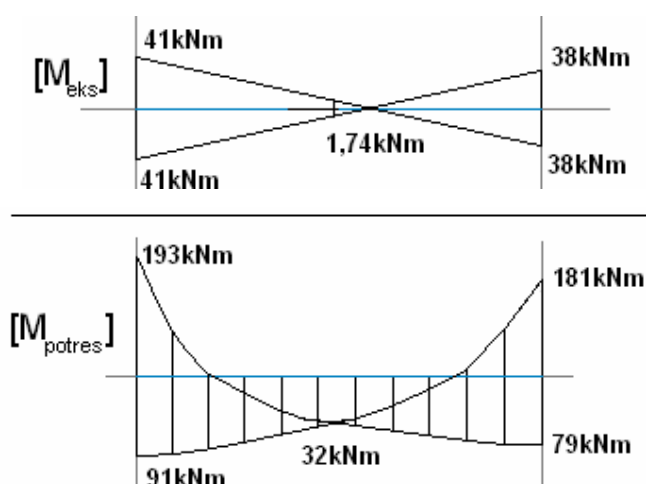
$$V_d = q_d \cdot l / 2 = 69 \text{ kN}$$



Slika 68: Diagram upogibnih momentov grede GY  
v mejnem stanju nosilnosti

### Prikaz obremenitve prečne grede GY v potresnem stanju:





Slika 69: Prikaz obremenitve grede GY v potresnem projektnejm stanju

Za dimenzioniranje upogibne armature prečnih gred v prerezu nad podporo je merodajno potresno projektno stanje. Za dimenzioniranje prereza v polju pa je merodajno mejno stanje nosilnosti.

$$\begin{array}{l}
 \text{Prerez nad podporo:} \\
 \left. \begin{array}{l} M^- = 193 \text{ kNm} \\ M^+ = 91 \text{ kNm} \end{array} \right\} \text{ Gala } (A_s' = 0,5 \cdot A_s): \\
 \left. \begin{array}{l} M^+ = 36 \text{ kNm} \end{array} \right\} \text{ Gala reinforcement 4.1:}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 A_s^- = 15,88 \text{ cm}^2 \\
 A_s^+ = 7,49 \text{ cm}^2 \\
 A_s^+ = 2,73 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

Izbrana armatura nad podporo:

$$\begin{array}{l}
 \text{zgoraj } 7\phi 18, \quad A_{s,dej}^- = 17,81 \text{ cm}^2 > A_{s,potr}^- = 17,00 \text{ cm}^2 \\
 \text{spodaj } 3\phi 18 + 2\phi 12, \quad A_{s,dej}^- = 9,89 \text{ cm}^2 > A_{s,potr}^- = 7,49 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

Izbrana armatura v polju: zgoraj  $3\phi 18$ ,

$$\text{spodaj } 3\phi 18, \quad A_{s,dej}^- = 7,63 \text{ cm}^2 > A_{s,potr}^- = 2,73 \text{ cm}^2$$

Pri zgornji armaturi prereza nad podporo je potrebno k obstoječi natezni armaturi dodati še armaturo potrebno za prenašanje striga. Dodatna natezna armatura je izračunana pri kontroli strižne obremenitve in znaša  $\Delta A_s = 1,11 \text{ cm}^2$ . Potrebna negativna armatura nad podporo torej znaša:

$$A_{s,potr}^- = 15,88 \text{ cm}^2 + 1,11 \text{ cm}^2 = 17 \text{ cm}^2$$

#### 4.1.3.2 Strižna obremenitev

Za dimenzioniranje prečne armature je merodajno potresno projektno stanje.

##### Potresno projektno stanje:

Moment, ki nastane pri nastanku plastičnega člena  $M_{i,d}$  se določi po enačbi 64:

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} \cdot M_{rb,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{rc}}{\sum M_{rb}}\right) = 1,0 \cdot 216kNm \cdot 1,0 = 216kNm$$

Projektna nosilnost stebra:  $M_{rc} = 323kNm$  (pri  $N=1409kN$ , armatura  $8\phi 20$ )

Projektna nosilnost grede:  $M_{rb} = 216kNm$

Prečna sila zaradi nastanka momenta  $M_{i,d}$  se določi po enačbi 65:

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{i,d}}{l} = \frac{2 \cdot 216kNm}{6m} = 69kN$$

Prečna sila zaradi gravitacije v potresnem projektnejm stanju se določi po enačbi 79 ( $g+0,3q$ ):

$$V_{g,e} = 49kN$$

Maksimalna in minimalna prečna sila se določita po enačbah 66 in 67.

$$V_{\max} = V_{g,e} + V_e = 49kN + 69kN = \underline{\underline{118kN}}$$

$$V_{\min} = V_{g,e} - V_e = 49kN - 69kN = \underline{\underline{-20kN}}$$



### Določitev reducirane obremenitve:

Reducirana obremenitev:  $V_{d,red} = 97kN$  (reducirana na razdaljo  $\frac{c}{2} + d$  od podpore)

$\frac{c}{2} + d = \frac{50}{2} + 31 = 51cm$ , kjer c dimenzija stebra in d statična višina grede

### Kontrola dimenzije grede:

$$V_d = 97kN < V_{rd,max} = 736kN \dots OK$$

Maksimalna prečna sila, ki jo lahko prerez prenese je bila določena pri dimenzioniranju vzdolžne grede GX, zato računa na tem mestu ne navajamo.

### Strižna nosilnost betona brez prečne armature je po enačbi 57 enaka:

$$V_{rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,80 \cdot (100 \cdot 0,0115 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 500 \cdot 310 \geq 0,463 \cdot 500 \cdot 310$$

$$V_{rd,c} = 108991N = \underline{109kN} \geq 71765N = 72kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} = \underline{1,80} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{17,81cm^2}{50cm \cdot 31cm} = \underline{0,0115} \leq 0,02$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,80^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,463$$

$$V_{rd,c} = 109kN > V_d = 97kN \Rightarrow \text{zadostuje minimalna strižna armatura}$$

### Izbrana strižna armatura:

Velikost kritičnega območja grede (enačba 68):  $l_{cr} = h_w = 35cm$

Maksimalna razdaljo med stremeni v kritičnem območju (enačba 69):

$$s_{\max} \leq \min\{h_w / 4 ; 24d_{bw} ; 225 ; 8d_L\} = \{350 / 4 ; 24 \cdot 8 ; 225 ; 8 \cdot 20\} = 87,6\text{mm}$$

V kritičnem območju izberemo streme:  $\phi 6 / 8,5\text{cm}$ ,  $n = 4$

Izven kritičnega območja izberemo streme:  $\phi 6 / 20\text{cm}$ ,  $n = 4$

Minimalna strižna armatura se določi po enačbi 62:  $\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088$

Kontrolo minimalne strižne armature izvedemo za prerez izven kritičnega območja:

Iz enačbe 63 sledi:

$$\rho_{w,dej} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,14\text{cm}^2}{20\text{cm} \cdot 50\text{cm} \cdot \sin 90} = 0,00114 > \rho_{w,\min} = 0,00088 \dots \text{OK}$$

#### 4.1.3.3 Dodatne kontrole

**Minimalna armatura v natezni coni (enačbah 70,71):**  $\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{2,9\text{MPa}}{500\text{MPa}} \right) = 0,0029$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0029 \cdot 50\text{cm} \cdot 31\text{cm} = 4,5\text{cm}^2$$

$$A_{s,dej} = 7,63\text{cm}^2 > A_{s,\min} = 4,5\text{cm}^2 \quad (\text{srednje polje: } 3\phi 20)$$

**Maksimalna armatura v natezni coni (enačbe 72-75):**

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0082 + \frac{0,0018}{3,0 \cdot 0,00218} \cdot \frac{2}{43,5} = 0,0209$$

$$\mu_{\phi,y} = 2 \cdot q_0 - 1 = (2 \cdot 2) - 1 = 3,0 \quad \text{za } T_{1,y} > T_c$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} = \frac{12,72\text{cm}^2}{50\text{cm} \cdot 31\text{cm}} = 0,0082$$

$$A_{s,\max} = \rho_{\max} \cdot b_w \cdot d = 0,0209 \cdot 50\text{cm} \cdot 31\text{cm} = 32,3\text{cm}^2$$

$$A_{s,dej} = 17,81\text{cm}^2 < A_{s,\max} = 32,3\text{cm}^2 \quad (\text{prerez nad podporo: } 7\phi 18)$$

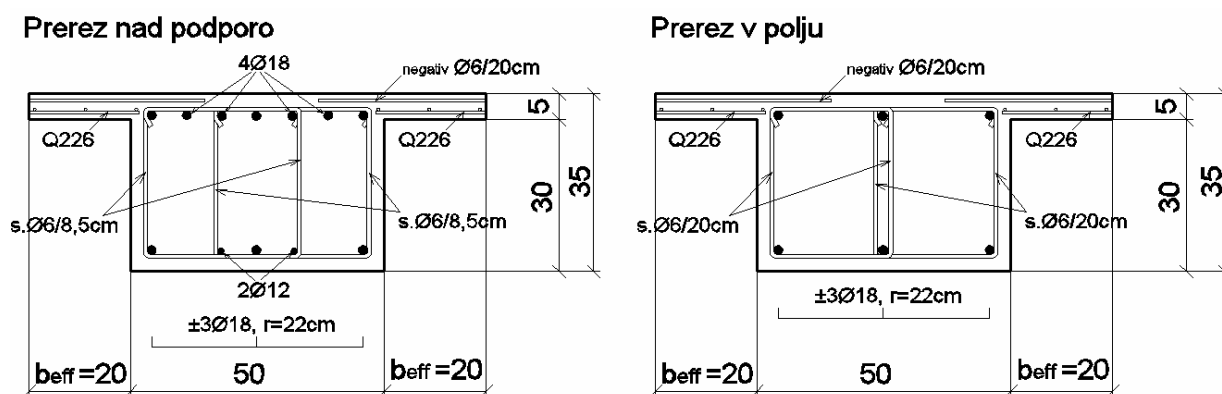
### Dodatna natezna armatura (enačba 76):

$$\Delta A_s = \frac{V_d}{2 \cdot f_{wyd}} = \frac{97 \text{ kN}}{2 \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 1,1 \text{ cm}^2$$

Kontrola zadostne količine natezne armature je izvedena pri kontroli upogibne nosilnosti.

#### 4.1.3.4 Prikaz izbrane armature prečne grede GY

Izbrana armatura grede v kritičnem in izven kritičnega območja je prikazana na sliki 70.

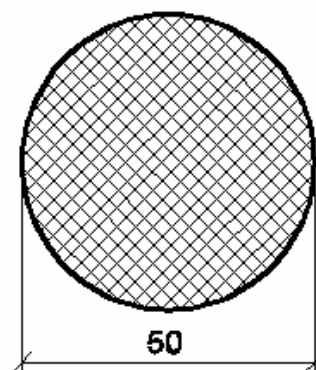


Slika 70: Prikaz izbrane armature grede GY

#### 4.1.4 Dimenzioniranje stebra

##### 4.1.4.1 Kontrola dimenzije stebra

$$b_c = h_c = 50\text{cm} > \frac{l_{0,\max}}{10} = \frac{200\text{cm}}{10} = 20\text{cm} \quad (80)$$



Kontrola osne obremenitve: za DCM:  $\nu < 0,65$  (enačba 49)

Slika 71: Prerez stebra

$$N_{\max} = N_g + N_e + N_{eks} = -1367\text{kN} - 70\text{kN} - 22\text{kN} = -1459\text{kN}$$

$$\nu = \frac{N_{\max}}{A_c f_{cd}} = \frac{1459\text{kN}}{1963,5\text{cm}^2 \cdot 2\text{kN/cm}^2} = 0,37 < 0,65 \dots \text{OK}$$

Iz enačb 80 in 49 sledi, da dimenzija stebra zadošča vsem geometrijskim zahtevam standarda EN 1998-1. Prerez stebra je prikazan na sliki 71.

##### 4.1.4.2 Osno-upogibna obremenitev

Najbolj obremenjen prerez stebra, ki je merodajen za dimenzioniranje stebra je bil določen s pomočjo programa ETABS. Najbolj obremenjen prerez se nahaja na vrhu zadnje etaže stavbe, kjer je osna obremenitev najmanjša.

Obremenitev v kritičnem prerezu je sledeča:

$$\text{Gravitacija: } N_g = -187\text{kN}, M_3 = 40\text{kNm}, M_2 = 3\text{kNm}$$

$$\text{Potres: } N_e = \pm 9\text{kN}, M_3 = \pm 13\text{kNm}, M_2 = \pm 107\text{kNm}$$

$$\text{Ekscentričnost: } N_{eks} = \pm 2\text{kN}, M_3 = \pm 6\text{kNm}, M_2 = \pm 27\text{kNm}$$

Merodajna je minimalna vrednost osne sile:

$$N_{\min} = N_g + N_e + N_{eks} = -187\text{kN} + 9\text{kN} + 2\text{kN} = -176\text{kN}$$

$$M_{3,d} = M_{3,g} + M_{3,e} + M_{3,eks} = 40\text{kNm} + 13\text{kNm} + 6\text{kNm} = 59\text{kNm}$$

$$M_{2,d} = M_{2,g} + M_{2,e} + M_{2,eks} = 3\text{kNm} + 107\text{kNm} + 27\text{kNm} = 137\text{kNm}$$

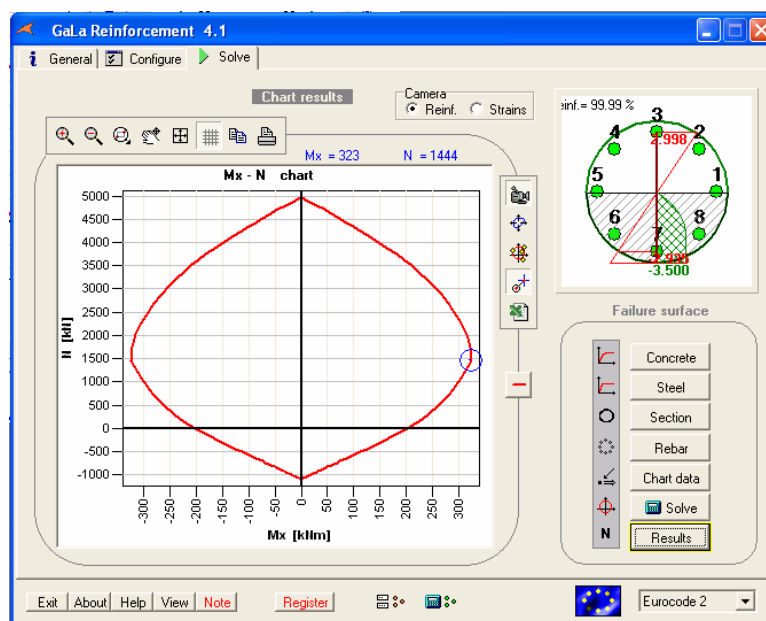
Potreben prerez armature: Gala reinforcement:

$$A_{s,\text{potr}} = 14,08\text{cm}^2$$

Kontrola minimalne armature:  $A_{s,min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 1963,5cm^2 = 19,6cm^2$  (81)

Izberemo armaturo  $8\phi 20$ ,  $A_{s,dej} = 25,1cm^2 > A_{s,min} = 19,6cm^2$

Mejno nosilnost stebra (ločeno za vsako os upogiba posebej) smo določili s programom Gala reinforcement in je razvidna iz interakcijskega diagrama na sliki 72. Upoštevana je bila vrednost osne sile, ki zagotavlja največjo upogibno nosilnost.



Slika 72: Prikaz interakcijskega diagrama mejne nosilnosti stebra

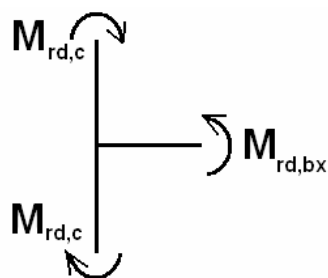
#### 4.1.4.3 Strižna obremenitev

##### SMER X

Moment, ki se razvije ob plastifikaciji grede se določi po enačbah 82 in 83:

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} \cdot M_{rc,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{rb}}{\sum M_{rc}}\right) = 1,1 \cdot 323kNm \cdot 0,38 = 135kNm$$
 (82)

za zunanji steber (Slika 73):  $\frac{\sum M_{rb}}{\sum M_{rc}} = \frac{M_{rd,bx}}{2 \cdot M_{rd,c}} = \frac{243kNm}{2 \cdot 323kNm} = 0,38$  (83)



Slika 73: Prikaz vsote upogibnih nosilnosti  
 v vozlišče stebra (smer X)

Prečna sila zaradi nastanka momenta  $M_{i,d}$  se določi z enačbo 84:

$$V_{e,x} = \frac{2 \cdot M_{i,d}}{l} = \frac{2 \cdot 135 \text{ kNm}}{3,25 \text{ m}} = 83 \text{ kN} \quad (84)$$

Prečna sila zaradi gravitacijske obtežbe:  $V_{g,x} = 29 \text{ kN}$

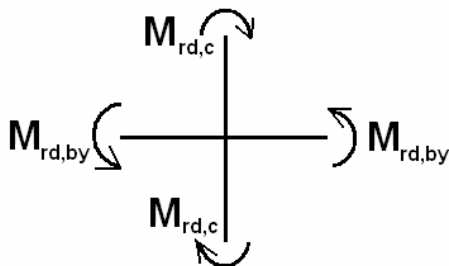
$$\text{Skupna prečna sila v potresnem stanju: } \underline{\underline{V_{\max,x} = V_{g,x} + V_{e,x} = 29 \text{ kN} + 83 \text{ kN} = 112 \text{ kN}}} \quad (85)$$

## SMER Y

Moment, ki se razvije ob plastifikaciji grede se določi po enačbi 82 in 83:

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} \cdot M_{rc,i} \cdot \min \left( 1; \frac{\sum M_{rb}}{\sum M_{rc}} \right) = 1,1 \cdot 323 \text{ kNm} \cdot 0,67 = 238 \text{ kNm}$$

$$\text{za notranji steber (Slika 74): } \frac{\sum M_{rb}}{\sum M_{rc}} = \frac{2 \cdot M_{rd,by}}{2 \cdot M_{rd,c}} = \frac{2 \cdot 216 \text{ kNm}}{2 \cdot 323 \text{ kNm}} = 0,67$$



Slika 74: Prikaz vsote upogibnih nosilnosti  
 v vozlišče stebra (smer Y)

Prečna sila zaradi plastifikacije grede se določi z enačbo 84:

$$V_{e,y} = \frac{2 \cdot M_{i,d}}{l} = \frac{2 \cdot 238 \text{ kNm}}{3,25 \text{ m}} = 146 \text{ kN}$$

Prečna sila zaradi gravitacijske obtežbe:  $V_{g,y} = 2 \text{ kN}$

Skupna prečna sila v potresnem stanju (enačba 85):

$$\underline{V_{\max,y}} = V_{g,y} + V_{e,y} = 2 \text{ kN} + 146 \text{ kN} = \underline{148 \text{ kN}}$$

Za dimenzioniranje prečne sile je merodajna prečna sila v smeri analize Y.

### **Prevedba okroglega prereza na ekvivalentni pravokotni prerez-Clarke&Birjandi (1993)**

V literaturi so predstavljene različne metode določanja strižne nosilnosti okroglih stebrov z okroglimi stremeni. V računu je bila uporabljena metoda, ki sta jo razvila Clarke, J.L. in Birjandi, F.K (Li, V. 2009, str. 2-3, cit. po Clarke, J.L., Birjandi, F.K. The behaviour of reinforcement concrete circular sections in shear. The Structural Engineer, Vol. 71, No. 5, 73-81). Ideja metode je prevedba okroglega prereza na ekvivalentni pravokotni prerez.

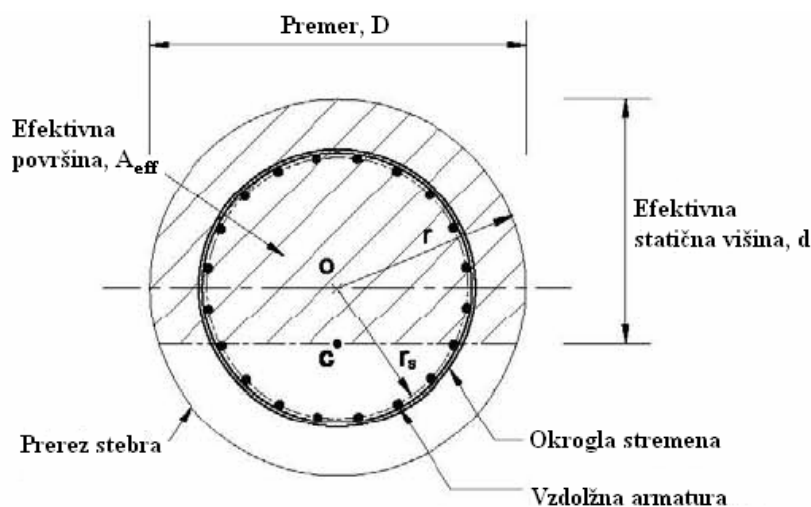
Parametri ekvivalentnega pravokotnega prereza so določeni po enačbah 86-89 (Li, V. 2009, str 2-3). Parametri so prikazani na sliki 75.

Efektivna statična višina prereza:  $d_{eff} = r \cdot (1 + \sin \alpha)$ , kjer je  $\sin \alpha = \frac{2 \cdot r_s}{\pi \cdot r}$  (86),(87)

Efektivni površina prereza:  $A_{eff} = r^2 \cdot \left( \frac{\pi}{2} + \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right)$  (88)

Efektivna širina prereza:  $b_{eff} = \frac{A_{eff}}{d_{eff}}$  (89)

r...radij okroglega prereza       $r_s$ ...radij težišča natezne armature



Slika 75: Parametri efektivnega prereza stebra pri prenosu striga (Li, V. 2009, str. 5)

Račun parametrov efektivnega pravokotnega prereza je bil izveden s pomočjo enačb 86-89.

$$\sin \alpha = \frac{2 \cdot r_s}{\pi \cdot r} = \frac{2 \cdot 21 \text{ cm}}{\pi \cdot 25 \text{ cm}} = 0,535 \quad \alpha = \arcsin\left(\frac{2 \cdot r_s}{\pi \cdot r}\right) = 0,564 \quad \cos \alpha = \cos(0,565) = 0,845$$

$$d_{\text{eff}} = r \cdot (1 + \sin \alpha) = 25 \text{ cm} \cdot (1 + 0,535) = 38,4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{eff}} = r^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right) = 25^2 \cdot \left(\frac{\pi}{2} + 0,564 + 0,535 \cdot 0,845\right) = 1616,8 \text{ cm}^2$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{d_{\text{eff}}} = \frac{1616,8 \text{ cm}^2}{38,4 \text{ cm}} = 42,1 \text{ cm}$$

### Kontrola dimenzij stebra:

Največjo prečno silo, ki jo lahko prerez prenese je določena z enačbam 55 in 56.

$$V_{rd, \text{max}} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 431 \cdot 0,9 \cdot 384 = 786475 \text{ N} = 786 \text{ kN}$$

$$\text{notranji steber: } V_{\text{max}, y} = 148 \text{ kN} < V_{rd, \text{max}} = 736 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Iz kontrole je razvidno, da steber sposoben prevzeti projektne obremenitve, kar pomeni, da je dimenzija stebra ustrezna.



### Strižna nosilnost betona brez prečne armature je po enačbi 57 enaka:

Merodajna je minimalne vrednost osne sile:

$$N_{\min} = N_g + N_e + N_{eks} = -187kN + 9kN + 2kN = -176kN$$

$$V_{rd,c} = [0,12 \cdot 1,72 \cdot (100 \cdot 0,0058 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,90] \cdot 421 \cdot 384 \geq (0,432 + 0,15 \cdot 0,90) \cdot 421 \cdot 384$$
$$V_{rd,c} = 108289N = \underline{108kN} \geq 91663N = 92kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{384}} = \underline{1,72} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{9,42cm^2}{42,13cm \cdot 38,4cm} = \underline{0,0058} \leq 0,02 \quad \text{upoštevamo armaturo } 3\phi 20$$

$$\sigma_{cp} = \frac{Nd}{A_c} = \frac{176000N}{196349,5mm^2} = \underline{0,90MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4MPa$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,72^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,432$$

$$V_{rd,c} = 108kN < V_{\max,y} = 148kN \Rightarrow \text{celotno prečno silo prevzamemo s stremeni}$$

### Določitev potrebne stremenske armature:

Potrebna stremenska armatura se določi po enačbi 58.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{\max,y}}{0,9 \cdot d_{eff} \cdot f_{ywd}} = \frac{148kN}{0,9 \cdot 38,4cm \cdot 43,5kN/cm^2} = 0,098 \frac{cm^2}{cm}$$

Velikost kritičnega območja grede določimo z enačbo 90:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} = \max\{0,5m; 3,7m/6; 0,45\} = 0,61m \quad (90)$$

$$\text{Izberemo } l_{cr} = 65cm$$

Izberemo maksimalno možno razdaljo med stremeni v kritičnem območju (enačba 91):

$$s_{\max} \leq \min\{b_0/2; 175; 8d_{dl}\} = \{420/2; 175; 8 \cdot 20\} = 160mm \quad (91)$$

Za kritično območje izberemo:

»okrogle streme  $\phi 8/10 \text{ cm}$ ,  $n = 2$ « + »pravokotno streme  $\phi 6/10 \text{ cm}$ ,  $n = 2$ «

Za prevzem prečne sile zadostuje okroglo streme  $\phi 8/10 \text{ cm}$ , vendar zaradi povečanja lokalne duktilnosti v kritičnih območjih postavimo še pravokotno streme  $\phi 6/10 \text{ cm}$ . Pravokotno streme služi tudi za podpiranje vzdolžnih armaturnih palic.

Streme  $\phi 8/10 \text{ cm}$ :  $A_{sw,dej} = 2 \cdot 0,5 \text{ cm}^2 = 1 \text{ cm}^2 > A_{sw,potr} = 0,098 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \cdot 10 \text{ cm} = 0,98 \text{ cm}^2$

Izven kritičnega območja izberemo okroglo streme  $\phi 8/20 \text{ cm}$ ,  $n = 2$

#### 4.1.4.4 Zagotavljanje lokalne duktilnosti

V kritičnih območjih stebrov more znašati mehanski volumski delež stremen  $\omega_{wd}$ , ki objamejo betonsko jedro vsaj 0,08. Kontrola je izvedena s pomočjo enačbe 92.

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (92)$$

$$\omega_{wd} = \frac{99,9 \text{ cm}^3}{13854,4 \text{ cm}^3} \cdot \frac{43,5 \text{ kN / cm}^2}{2 \text{ kN / cm}^2} = 0,157$$

Prostornina stremen (okroglo  $\phi 8/10 \text{ cm}$  in pravokotno  $\phi 6/10 \text{ cm}$ ) =  $99,9 \text{ cm}^3$

Prostornina objetega jedra ( $D_0 = 42 \text{ cm}$ ) =  $1385,4 \text{ cm}^3$

#### Pogoj lokalne duktilnosti:

V kritičnem območju more biti izpolnjen pogoj iz enačbe 93. Za kontrolo pogoja uporabimo enačbe 94-99.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (93)$$

$$0,766 \cdot 0,157 \geq 30 \cdot 4,87 \cdot 0,37 \cdot 0,00218 \cdot \frac{50 \text{ cm}}{42 \text{ cm}} - 0,035$$

$$0,120 \geq 0,105 \dots OK$$

Za okrogle prereze z okroglimi stremeni, se uporabljata enačbi 94,95 in 96:

$$\alpha_n = 1 \quad (94)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_0)^2 = \left(1 - \frac{10\text{cm}}{2 \cdot 42\text{cm}}\right)^2 = 0,776 \Rightarrow \alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,766 \quad (95),(96)$$

$$\mu_{\varphi,x} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_{1,x}} = 1 + 2 \cdot (2 - 1) \cdot \frac{0,6}{0,31} = 4,87 \quad (97)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{43,4\text{kN/cm}^2}{20000\text{kN/cm}^2} = 0,00218 \quad (98)$$

$$\nu_d = \frac{N_{\max}}{A_c f_{cd}} = \frac{1459\text{kN}}{1963,5\text{cm}^2 \cdot 2\text{kN/cm}^2} = 0,37 \quad (99)$$

Kot je razvidno iz enačbe 93 izbrana stremenska armatura zadovoljuje vse zahtev standarda SIST EN 1998-1.

#### 4.1.4.5 Dodatne kontrole

**Kontrola maksimalne armature (po enačbi 100):**

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1963,5\text{cm}^2 = 78,5\text{cm}^2 \quad (100)$$

$$A_{s,\text{dej}} = 8 \cdot 3,14\text{cm}^2 = 25,1\text{cm}^2 > A_{s,\max} = 78,5\text{cm}^2 \quad (\text{armatura: } 8\phi 20)$$

**Maksimalna razdalja med podprtimi palicami je 200mm:**

$$s_{l,\text{dej}} = \frac{\pi \cdot D_0}{8} = \frac{\pi \cdot 420\text{mm}}{8} = 165\text{mm} < s_{l,\max} = 200\text{mm} \dots \text{OK} \quad (101)$$

**Minimalna strižna armatura (po enačbah 62 in 63):**  $\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088$

Kontrolo minimalne strižne armature smo izvedli za prerez izven kritičnega območja.

Streme :  $\phi 8 / 20\text{cm}$ ,  $n = 2$

$$\rho_{w,\text{dej}} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,00\text{cm}^2}{20\text{cm} \cdot 42,1\text{cm} \cdot \sin 90} = 0,00117 > \rho_{w,\min} = 0,00088 \dots \text{OK}$$

#### Dodatna natezna armatura (enačba 74):

$$\Delta A_s = \frac{V_d}{2 \cdot f_{wyd}} = \frac{148kN}{2 \cdot 43,5kN/cm^2} = 1,70cm^2$$

Dodatno natezno armaturo je potrebno postaviti v natezno cono prereza. Predpostavili smo, da pri prevzemu strižne obremenitve sodelujejo tri palice  $\phi 20$ .

$$A_{s,potr,1} = A_{s,potr} / 8 = 14,08 / 8 = 1,76cm^2 \quad (102)$$

$$\Delta A_{s,1} = \Delta A_s / 3 = 1,70cm^2 / 3 = 0,57cm^2 \quad (103)$$

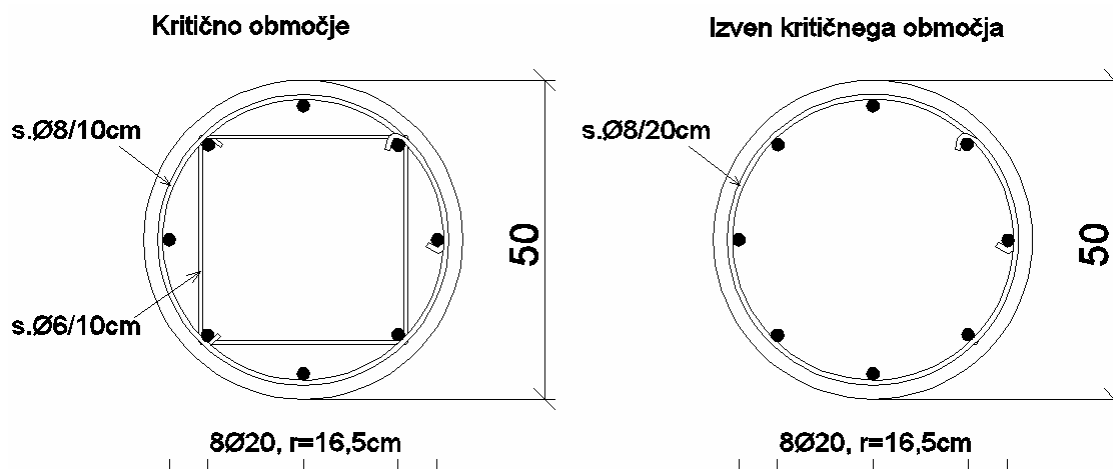
$$A_{s,cel,1} = A_{s,potr,1} + \Delta A_{s,1} = 1,76cm^2 + 0,57cm^2 = 2,33cm^2 \quad (104)$$

$$A_{s,1,dej} = 3,14cm^2 > A_{s,cel,1} = 2,33cm^2 \dots OK \quad (105)$$

Iz enačbe 105 sledi, da izbrana vzdolžna armatura zadosti vseh zahtevam.

#### 4.1.4.6 Prikaz izbrane armature stebra

Izbrana armatura stebra je prikazana na sliki 76. Prikazani so detajli armature v kritičnem in izven kritičnega območja.



Slika 76: Prikaz izbrane armature stebra

## 4.2 Mejno stanje uporabnosti

### 4.2.1 Omejitev poškodb

Upošteva se, da je »zahteva po omejitvi poškodb« izpolnjena, če so pri delovanju vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ki ustreza »zahtevi po neporušitvi«, etažni pomiki omejeni z naslednjo vrednostjo:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 h \quad (\text{za stavbe s pritrjenimi krhkimi elementi}) \quad (106)$$

$d_r$  ... projektni etažni pomik       $h$  ... etažna višina       $\nu = 0,5$

Kritično mesto za kontrolo etažnih pomikov je steber v oseh K in 9. Pomiki stebra in relativni premiki etaž so prikazani v preglednici 31.

Preglednica 31: Prikaz pomikov stebra in relativnih premikov etaž

ETAŽA	UX	UY	$\Delta UX$	$\Delta UY$
D6	0,0457	0,0739	0,0066	0,0112
D5	0,0391	0,0627	0,0078	0,0129
D4	0,0313	0,0498	0,0086	0,014
D3	0,0227	0,0358	0,0089	0,0141
D2	0,0138	0,0217	0,0079	0,0125
D1	0,0059	0,0092	0,0059	0,0092

$UX, UY$  ... premika stebra iz analize v smereh X in Y v metrih

$\Delta UX, \Delta UY$  ... relativna pomika etaže v smer X in Y v metrih

Kontrolo etažnih pomikov izvedemo z enačbo 106.

$$0,0141m \cdot 0,5 = 0,007m \leq 0,005 h = 0,005 \cdot 3,25m = 0,016m$$

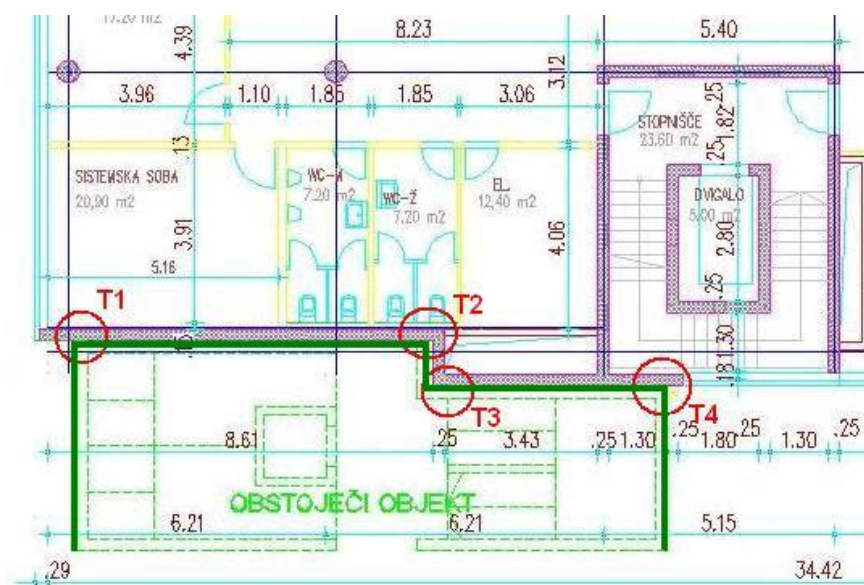
$0,007m \leq 0,016m$  ... OK, etažni pomiki zadostijo pogoju omejitve poškodb

#### 4.2.2 Določitev velikosti dilatacije

Standard SIST EN 1998-1 zahteva, da morajo biti stavbe dilatirane vsaj toliko, da med potresom ne pride do trkanja, ki bil lahko poslabšalo obnašanje stavb. Obravnavani objekt mora biti dilatiran od obstoječe stavbe vsaj za kvadratni koren vsote kvadratov pomikov objektov (SRSS). Kontrolo trkanja objektov smo izvedli v štirih točkah (slika 77). V preglednici 32 so prikazani pomiki obravnavanega objekta določeni iz analize.

Preglednica 32: Prikaz pomikov objekta iz analize v kritičnih točkah

	TOČKA 1	TOČKA 2		TOČKA 3		TOČKA 4
ETAŽA	UY	UX	UY	UX	UY	UY
vrhnja etaža	0,071	0,008	0,047	0,0097	0,0471	0,036



Slika 77: Prikaz kritičnih točk za kontrolo trkanja objektov

Za določanje velikosti dilatacije v smeri osi x je kritičen pomik točke T3 v smeri x. Za določanje potrebne dilatacije v smeri osi y je kritičen pomik točke T1 v smeri Y. Za določanje velikosti dilatacije bi bilo potrebno določiti še pomike obstoječega objekta. Ker s temi podatki nismo razpolagali, smo upoštevali, da je potrebna velikost dilatacije enaka dvakratni vrednosti pomika obravnavanega objekta.

### **Dilatacija X:**

Dejanski pomik točke T3:  $d_{s,x} = q \cdot d_{e,x} = 2,0 \cdot 0,0097m = 0,019m$  (107)

Velikost dilatacije:  $u_x \approx 2 \cdot d_{s,x} = 2 \cdot 0,019m = 0,038m = 3,8cm$  (108)

Izberemo velikost dilatacije  $u_x = 5,0cm$ .

### **Dilatacija Y:**

Dejanski pomik točke T1 (po enačbi 107):  $d_{s,y} = q \cdot d_{e,y} = 2,0 \cdot 0,071m = 0,142m$

Velikost dilatacije (po enačbi 108):  $u_y \approx 2 \cdot d_{s,y} = 2 \cdot 0,142m = 0,284m = 28,4cm$

Izberemo velikost dilatacije  $u_y = 30cm$ .

## 5 ZAKLJUČEK

### 5.1 Zaključki o rezultatih analize z različnimi modeli

Modeliranje konstrukcije je verjetno najbolj kreativen in najtežjih del v procesu projektiranja nosilnega dela stavbe. Rezultati analize so zelo odvisni od izbire modela konstrukcije zato je zelo pomembno, da izdelamo model, ki bo najbolje opisal dejansko obnašanje konstrukcije. V okviru te diplomske naloge so bili izdelani štiri modeli obravnavanega objekta. Pri izdelavi vsakega modela so bile vpeljane drugačne predpostavke. Modeli so bili izdelani samo iz linijskih elementov ali iz kombinacije linijskih in ploskovnih elementov, ki smo jih v nekaterih primerih uporabljali za modeliranje sten. Druga pomembna lastnost izdelanih modelov je tudi način upoštevanja sodelovanja medetažnih konstrukcijskim sklopov pri prenašanju potresne obtežbe.

Primerjava linijskega modela in ploskovnega modela pokaže zelo dobro ujemanje rezultatov modelov. Ugotovimo lahko, da so modeli iz linijskih elementov bolj podajni od modelov, ki vsebujejo tudi ploskovne elemente. Pomemben parameter pri potresni analizi so velikosti potresnih sil, ki so jih posamezni modeli deležni. Iz primera izhaja, da so odstopanja potresnih sil obeh modelov zelo majhna. Odstopanja potresnih sil so velikostnega reda 2%. Rahlo večja odstopanja dobimo, če primerjamo obremenitve posameznih konstrukcijskih elementov. V povprečju so stene linijskega modela za 5-10% manj obremenjene. To pomeni, da več obtežbe pri linijskem modelu prenašajo okviri, ki so tako bolj obremenjeni. Obremenitve elementov okvirov so tako do 7% večje.

V okviru inženirske natančnosti so razlike v rezultatih, ki izhajajo iz obeh predstavljenih modelov, zanemarljive. Uporaba enega ali drugega modela privede do praktično enakih rezultatov. Z uporabo smiselnih poenostavitev nas linijski modeli privedejo do bistveno bolj enostavnih modelov, ki obenem zagotavljajo enako stopnjo natančnosti. Uporaba linijskih modelov pa tudi zelo zmanjša potreben računski čas. Poleg omenjenega je obvladljivost linijskih modelov bistveno večja, tako da nam lahko služijo za kontrolo rezultatov kompliciranih ploskovnih modelov.



Upoštevanje prispevka sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti gred poveča togost gred in s tem tudi togost okvirov kot celote. Na ta način se spremeni razmerje med prečnimi silami, ki jih prevzemajo okviri in stene. Poveča se tudi translacijska in torzijska togost takega modela. Sprememba togosti sistema vpliva na rezultate lastnega nihanja. Potresne sile takega sistema so primerljive in odstopajo le za par procentov. Upoštevanje sodelovanja plošč pri prenašanju potresne obtežbe tako ne spremeni globalnega obnašanja konstrukcije. Razlike so večje na lokalni ravni. Modeliranje sodelujočih širin plošč povečuje togost okvirov, kar ima za posledico, da ti prevzamejo več obtežbe. Obtežba se torej prerazporeja iz sten na okvire. Stene sistema so tako v povprečju do 5% manj obremenjene, zato se poveča obremenitev gred in stebrov okvirov. Obremenitev gred je lahko večja tudi za 50-80%. Razlike v obremenitvah stebrov niso tako velike in znašajo od 20 do 27%. Glede na rezultate primerjave lahko zaključimo, da upoštevanje sodelujočih širin plošč pri modeliranju togosti gred bolj vpliva na dimenzioniranje elementov okvirov, manj pa na dimenzioniranje sten. Razbremenitev sten je praktično zanemarljiva, saj je delež etažnih prečnih sil, ki jih prenašajo okviri majhen. Z upoštevanjem sodelovanja plošč smo pri dimenzioniranju okvirov običajno na varni strani.

## 5.2 Zaključki dimenzioniranja

Obravnavana šest-etažna stavba bi se uvrščala med mešane sisteme ekvivalentne stenastim, vendar zaradi izrazito nesimetrične zasnove nima zadostne torzijske togosti. Stavba se tako uvršča med torzijsko podajne sisteme. Glede na majhno število etaž, je bil objekt projektiran za srednjo stopnjo duktilnosti. Za analizo je bil uporabljen faktor obnašanja 2.0, saj torzijsko podajni sistemi ne morejo zagotoviti visoke globalne duktilnosti. Za primer mešanega sistema ekvivalentnega stenastemu bi faktor obnašanja znašal 3.6. Ugotovimo lahko, da so torzijsko podajni sistemi projektirani na 1,8-krat večje obremenitve. Enako stopnjo varnosti torzijsko podajnih sistemov moramo zato zagotoviti s projektiranjem na večjo nosilnost.

Pri obravnavanem objektu večino potresne obtežbe prevzemajo stene. Procent sten glede na tloris stavbe, ki prenašajo obtežbo v smeri analize x je 1,2%, v smeri analize y pa le 0,9%. Kot vidimo so procenti sten, ki prenašajo potresno obtežbo precej majhni. Pričakovane obremenitve teh sten, pa bodo zaradi tega precej velike. To je razvidno iz rezultatov

dimenzioniranja stene SX1-SY1-SY2. Obremenitve stene zahtevajo kar precejšen procent armiranja stene. V smeri analize x je skupen procent armiranja stene enak 0,7%, v smeri analize y, pa je 0,8%. Za prenašanje potresne obremenitve je kritična smer analize y, saj praktično celotno prečno sile prevzemajo le dve steni in dvigalno jedro. Za prevzem upogibne obremenitve smo v tej smeri uporabili tudi večje preseke palic, ki lahko povzročajo težave pri izvedbi. Poleg upogibne obremenitve je problematična tudi strižna obremenitev obravnavane stene. Za prevzem prečne sile v smeri šibke osi stene smo uporabili dve mreži Q636 in dodatne vodoravne palice  $\phi 12/25\text{cm}$ . V smeri x osi smo prečno silo prevzeli z dvema mrežama razmeroma velikega prereza (2xQ636).

Velikim količinam armature v stenah bi se lahko izognili na več načinov. Prva možnost bi bila prerazporeditev notranjih sil iz bolj obremenjenih na manj obremenjene stene. Standard EN 1998-1 dovoljuje do 30% razporeditve notranjih sil pod pogojem, da se celotna zahtevana nosilnost ne zmanjša. Drugi način bi bil sprememba zasnove konstrukcije. Zasnovo konstrukcije bi skušali spremeniti tako, da bi povečali procent sten, ki prenašajo potresno obtežbo. Na ta način bi potresno silo prerazporedili na večje število nosilnih elementov. Največji učinek bi v tem smislu dosegli, če bi povečali torzijsko togost stavbe, tako da bi bila večja od minimalne predpisane. Na ta način bi se konstrukcija uvrstila med mešane sisteme ekvivalentne stenastim. Uporabljen faktor obnašanja v analizi bi bil tako večji za faktor 1,8. Tretji način pa bi bil projektiranje konstrukcije za visoko stopnjo duktilnosti. Na ta način bi se povečal faktor obnašanja za faktor 1,5. Projektiranje za visoko stopnjo duktilnosti bi tako zmanjšalo potrebno količino vzdolžne in strižne armature stene. Povečala pa bi se količina armature za zagotavljanje lokalne duktilnosti kritičnih območij.

Projektiranje potresnoodpornih stavb je bolj komplicirano od običajnega, ker v ta namen nimamo razvitega primerne programskega orodja. Rezultati analize niso direktno uporabni za projektiranje. Pogosto je potrebno rezultate analize še dodatno korigirati. Tipičen primer je projektiranje sten za srednjo stopnjo duktilnosti. Za dimenzioniranje sten smo morali izdelati projektno ovojnico upogibnih momentov. Podobno velja tudi za strižno dimenzioniranje, kjer smo prečne sile iz analize povečali s faktorjem 1,5. Ugotovili smo tudi, da je proces projektiranja v splošnem lahko iterativen. V skladu s standardom se tip mešanega sistema

določi na podlagi nosilnosti sten oz. okvirov. Določitev tipa mešanega sistema ni mogoča na podlagi same analize objekta, saj v prvem koraku nosilnost elementov še ni poznana. Za določitev nosilnosti je potrebno stavbo v celoti dimenzionirati. Kontrola ustreznosti predpostavljenega tipa konstrukcijskega sistema in s tem faktorja obnašanja bi bila mogoča šele na podlagi dejanskih nosilnosti elementov. Strogo upoštevanje določil standarda, bi v skrajnem primeru lahko zahtevalo dodatno iteracijo.

## VIRI

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: str. 439-447.

Fajfar, P. 2007. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - Evrokod 8 – splošno in analiza, študijsko gradivo za predmet DGKPI. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: str. 55-58.

Celarec, D., Dolšek, M. 2008. Potresna analiza enostavnih sistemov z več prostostnimi stopnjami, študijsko gradivo za seminar DGKPI. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: str. 57-92.

Bratina, S. 2008. Trietažna poslovna stavba, podloga za vaje MKII. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za masivne in lesene konstrukcije: str. 3-14.

Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospeški tal. 2009. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija za Republike Slovenije za okolje.  
[http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni\\_pospešek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni_pospešek_tal.html) (12.5.2009)

Li, V. 2009. A note on design of shear reinforcement for circular section. Center for Research & Professional Development. Technical Note-TN-01: 2-3.  
<http://www.66.113.194.165/Publications/TechnicalNotes/Technical%20Note%20TN01.pdf>  
(15.8.2009)

Standardi:

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

SIST EN 1991-1:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb-Nacionalni dodatek. Januar 2005.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Marec 2006

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Maj 2005.

SIST EN 1998-1:2005/oA101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek. Junij 2005.

## **PRILOGA A: GEOMETRIJA KONSTRUKCIJE**

Risba A1: Tloris tipične etaže konstrukcije ( M 1:100 )

Risba A2: Tloris druge kleti ( M 1:100 )

Risba A3: Prerez A ( M 1:100 )

Risba A4: Prerez B ( M 1:100 )

Risba A5: Prerez C ( M 1:100 )

## **PRILOGA B: PRILOŽENA GRADIVA NA ZGOŠČENKI**

Na zgoščenki so priložene naslednje datoteke:

V mapi »Arhitektonske\_podloge«:

»arhitektura.dwg«, arhitektonske podloge v elektronski obliki

V mapi »Diploma«:

- »Diploma\_Mirko\_Kosič.pdf«, diploma v elektronski obliki

V mapi »Literatura«:

- »Okrogli\_prezezi\_v\_strigu.pdf«, članek iz literature Li, V. 2009, str 2-3.

- »Osnove+EC8+2007+FGG.pdf«, študijsko gradivo pri predmetu DGKPI

V mapi »Modeli\_stavbe«:

- »linijskiModel.EDB«, linijski model stavbe v elektronski obliki

- »ploskovniModel.EDB«, prvi ploskovni model stavbe v elektronski obliki

- »ploskovniEfek1.EDB«, drugi ploskovni model stavbe v elektronski obliki

- »ploskovniEfek2.EDB«, tretji ploskovni model stavbe v elektronski obliki

- »Spekter.txt«, projektni spekter uporabljen v analizi