

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Kržan, R. 2013. Analiza in projektiranje večetažne poslovne stavbe v Celju. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 116 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

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

Kržan, R. 2013. Analiza in projektiranje večetažne poslovne stavbe v Celju. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 116 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**ROK KRŽAN**

**ANALIZA IN PROJEKTIRANJE VEČETAŽNE  
POSLOVNE STAVBE V CELJU**

Diplomska naloga št.: 3291/KS

**ANALYSIS AND DESIGN OF A MULTI - STOREY  
OFFICE BUILDING IN CELJE**

Graduation thesis No.: 3291/KS

**Mentor:**

doc. dr. Sebastjan Bratina

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 28. 03. 2013

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVA O AVTORSTVU**

Spodaj podpisani **ROK KRŽAN** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**ANALIZA IN PROJEKTIRANJE VEČETAŽNE POSLOVNE STAVBE V CELJU**«.

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

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

Ljubljana, 18. 03. 2013

Rok Kržan

---

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

»ta stran je namenoma prazna«

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

<b>UDK:</b>	<b>624.07:725(497.4Celje)(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Rok Kržan, dipl. inž. grad.</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Analiza in projektiranje večetažne poslovne stavbe v Celju</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>116 str., 75 pregl., 77 sl.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>Monolitna armiranobetonska konstrukcija, dimenzioniranje, evrokodi, računski model</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi analiziramo nosilno konstrukcijo obstoječe večetažne poslovne stavbe v Celju. Nosilna konstrukcija stavbe je armiranobetonska in sestoji iz pasovnih in točkovnih temeljev, plošč, stebrov in sten. Nosilno konstrukcijo stavbe analiziramo s programom Tower7, ki temelji na metodi končnih elementov. V ta namen izdelamo dva računski modela nosilne konstrukcije. Prvi model uporabimo za analizo značilne stropne konstrukcije obravnavane stavbe. Poleg plošče v model vključimo še del vertikalnih nosilnih elementov nad in pod obravnavano ploščo. Za analizo vertikalnih nosilnih elementov pa izdelamo kompleksnejši prostorski računski model celotne nosilne konstrukcije stavbe. Pri analizi stropne plošče poleg stalne upoštevamo še koristno obtežbo na plošči. Pri analizi celotne nosilne konstrukcije pa dodatno upoštevamo še obtežbo snega ter horizontalni vpliv vetra in potresa. Pri tem dinamični vpliv določimo z linearno modalno analizo s spektri odziva. Temeljni del diplomske naloge predstavlja analiza in dimenzioniranje značilnih nosilnih elementih stavbe. Najprej dimenzioniramo spodnjo in zgornjo armaturo stropne konstrukcije. Rezultate računa primerjamo s količinami vgrajene armature, ki jih odčitamo iz obstoječe projektne dokumentacije in ki so bile določene še po starih predpisih PBAB. V nadaljevanju dimenzioniramo še AB steno ter AB steber. Armaturo stene in stebra konstruiramo v skladu z zahtevami duktilnega obnašanja. Ugotovimo, da vgrajena armatura v stebru oziroma steni v določeni meri izpolnjuje kriterije trenutno veljavnih predpisov evrokod, vendar ne v celoti.

»ta stran je namenoma prazna«



## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.07:725(497.4Celje)(043.2)  
**Author:** Rok Kržan, dipl. inž. grad.  
**Supervisor:** assist. prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.  
**Title:** Analysis and design of a multi-storey office building in Celje  
**Notes:** 116 p., 75 tab., 77 fig.  
**Key words:** Monolithic reinforced concrete structures, dimensioning, Eurocod, computational model

### **Abstract**

The thesis analyses the load bearing structure of an existing multi storey office building in Celje. The load bearing structure is made of reinforced concrete, based on strip and isolated foundation footings, slabs, columns and walls. It is analysed with the programme Tower7, which utilises the final elements method. Two computational models of the load bearing structure are built. The first one is used to analyse the typical ceiling construction in the building. Besides the slab, we also include some vertical load bearing elements above and below the slab into the model. To analyse the vertical load bearing elements we create a more complex three-dimensional computational model of the whole load bearing construction. The ceiling slab analysis takes into account both the dead load as well as the live load. The analysis of the whole load bearing structure also includes snow load and the horizontal effects of wind and earthquake. The dynamic effect is determined by the means of a linear modal analysis with a response spectrum. The core of the thesis is represented in the analysis and the dimensioning of typical load bearing elements in the building. Firstly, dimensioning of the lower and upper reinforcement is executed. The calculation results are compared to the amount of built-in reinforcement, information about which is gathered from the original project documentation that followed the old PBAB regulation. Next, is the dimensioning of wall AB and column AB. The reinforcement for both is constructed in accordance with ductile behaviour requirements. The results show that the existing wall and column reinforcements only partially satisfy the requirements of evrokod regulations currently in place.

»ta stran je namenoma prazna«

## **ZAHVALA**

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini za pomoč pri nastajanju diplomske naloge, ki mi je s koristnimi nasveti in veliko dobre volje pomagal pri izdelavi le-te.

Rad bi se zahvalil družini, prijateljem in dekletu, ki ste mi tekom študija stali ob strani, me spodbujali in verjeli vame.

Prav tako gre velika zahvala projektivnemu podjetju Spina Novo mesto d.o.o. za posredovano projektno dokumentacijo in koristne nasvete.

»ta stran je namenoma prazna«

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OSNOVNI PODATKI KONSTRUKCIJE.....</b>	<b>3</b>
2.1	Opis konstrukcije.....	3
2.2	Arhitektura stavbe .....	4
2.3	Uporabljeni materiali.....	8
<b>3</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....</b>	<b>9</b>
3.1	Stalna obtežba .....	9
3.1.1	Obtežba pritličja (sestava tlakov) .....	9
3.1.2	Obtežba nadstropja (sestava tlakov).....	11
3.1.3	Obtežba strehe (sestava tlakov).....	12
3.1.4	Navpična obtežba sten (sestava sten) .....	14
3.1.5	Vodoravna obtežba sten .....	16
3.2	Koristna obtežba.....	16
3.3	Obtežba snega .....	17
3.4	Obtežba vetra .....	20
3.4.1	Osnovna hitrost vetra .....	20
3.4.2	Tlak vetra $w_e$ na zunanje ploskve .....	21
3.4.3	Tlak vetra $w_i$ na notranje ploskve .....	29
3.4.4	Skupni vpliv zunanjega tlaka vetra in notranjega srka na ovoj stavbe.....	30
3.4.5	Skupni vpliv zunanjega tlaka vetra in notranjega pritiska na ovoj stavbe.....	33
3.4.6	Učinek trenja vetra na ovoj stavbe .....	35
3.5	Projektiranje konstrukcije na potresni vpliv.....	36
3.5.1	Splošne značilnosti potresnoodpornih stavb .....	36
3.5.2	Masa konstrukcije .....	37
3.5.3	Kontrola pravilnosti nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.....	40
3.5.4	Določitev vrste konstrukcije.....	46
3.5.5	Faktor obnašanja konstrukcije.....	48
3.5.6	Modalna analiza s spektri odziva .....	50
3.5.7	Identifikacija tipa tal.....	50

3.5.8	Projektni spekter za elastično analizo.....	50
3.5.9	Kontrola celotne prečne sile .....	53
<b>4</b>	<b>PROJEKTIRANJE PO METODI MEJNIH STANJ.....</b>	<b>54</b>
4.1	Mejna stanja nosilnosti (MSN).....	55
4.1.1	Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....	55
4.1.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	56
4.2	Mejna stanja uporabnosti (MSU) .....	57
4.2.1	Karakteristična kombinacija .....	57
4.2.2	Pogosta kombinacija.....	57
4.2.3	Navidezno stalna kombinacija.....	57
<b>5</b>	<b>PROJEKTIRANJE TIPIČNE MEDETAŽNE PLOŠČE .....</b>	<b>58</b>
5.1	Splošno .....	58
5.2	Stalna in koristna obtežba plošče, kombinacija vplivov.....	59
5.3	Projektne obremenitve plošče.....	62
5.4	Dimenzioniranje armature medetažne plošče.....	64
5.5	Kontrola povosov plošče .....	67
5.6	Kontrola preboja plošče.....	69
5.6.1	Kontrola prereza ob obsegu stebra .....	70
5.6.2	Kontrola prereza ob obsegu obremenjene ploskve .....	70
5.6.3	Prebojna strižna nosilnost plošče brez strižne armature .....	71
<b>6</b>	<b>PROJEKTIRANJE SAMOSTOJNE STENE V "Y" SMERI.....</b>	<b>73</b>
6.1	Splošno .....	73
6.2	Prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.....	74
6.3	Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN).....	75
6.3.1	Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....	75
6.3.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	75
6.4	Geometrijske omejitve za stene.....	76
6.5	Projektne obremenitve stene.....	78
6.6	Korekcija projektnih obremenitev zaradi nezanesljivosti razporeditve.....	80

6.6.1	Tlačne obremenitve stene.....	80
6.6.2	Strižne obremenitve stene .....	81
6.6.3	Upogibne obremenitve stene.....	81
6.7	Dimenzioniranje duktilne stene po DCM.....	82
6.7.1	Višina kritičnega območja.....	82
6.7.2	Upogibna nosilnost v kritičnem območju .....	83
6.7.3	Strižna nosilnost v kritičnem območju.....	85
6.7.4	Konstruiranje stene za zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti v kritičnem območju	85
6.7.5	Armatura izven kritičnega območja .....	89
6.8	Kontrola etažnih pomikov – omejitev poškodb .....	94
6.9	Vpliv teorije drugega reda.....	95
<b>7</b>	<b>PROJEKTIRANJE STEBRA .....</b>	<b>96</b>
7.1	Splošno.....	96
7.2	Prostorski računski model obravnavanega stebra .....	96
7.3	Projektne obremenitve stebra.....	97
7.4	Dimenzioniranje stebra .....	98
7.4.1	Upogibna nosilnost stebra .....	98
7.4.2	Strižna nosilnost stebra.....	100
7.4.3	Račun strižne armature v stebri po načelih načrtovanja nosilnosti.....	103
<b>8</b>	<b>PRIMERJAVA REZULTATOV PROJEKTIRANJA ZNAČILNIH NOSILNIH ELEMENTOV.....</b>	<b>106</b>
8.1	Vgrajena in projektirana armatura v stropni plošči.....	106
8.1.1	Primerjava količin spodnje armature v smeri osi X .....	107
8.1.2	Primerjava količin spodnje armature v smeri osi Y .....	108
8.1.3	Primerjava količin zgornje armature v smeri osi X.....	109
8.1.4	Primerjava količin zgornje armature v smeri osi Y.....	110
8.2	Vgrajena in projektirana armatura v steni .....	111
8.3	Vgrajena in projektirana armatura v stebri .....	112
<b>9</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>114</b>

**VIRI.....115**

**PRILOGE**



## KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Tloris tipične etaže obravnavane stavbe</i> .....	4
<i>Slika 2: Vzдолžni prerez obravnavane stavbe</i> .....	4
<i>Slika 3: Prečni prerez obravnavane stavbe</i> .....	5
<i>Slika 4: Južni del fasade stavbe</i> .....	5
<i>Slika 5: Severni del fasade stavbe</i> .....	6
<i>Slika 6: Vzhodni in zahodni del fasade stavbe</i> .....	6
<i>Slika 7: Pogled jugo-vzhodne fasade obravnavane stavbe</i> .....	7
<i>Slika 8: Pogled severo-vzhodne fasade obravnavane stavbe</i> .....	7
<i>Slika 9: Oblikovni koeficient obtežbe snega ob ovirah (SIST EN 1991-1-3, 2004, str.20)</i> .....	18
<i>Slika 10: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str.4)</i> .....	19
<i>Slika 11: Razporeditev obtežbe snega na strehi</i> .....	19
<i>Slika 12: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra <math>V_{b,o}</math> (SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2007, str.5)</i> ..	20
<i>Slika 13: Zasičenost pri IV. kategoriji terena (SIST EN 1991-1-4:2005, str.79)</i> .....	22
<i>Slika 14: Razporeditev tlakov v odvisnosti od referenčne višine <math>z_e</math> (SIST EN 1991-1-4, 2005, str.29)</i> ..	22
<i>Slika 15: Razdelitev sten na področja (SIST EN 1991-1-4:2005, str.30)</i> .....	23
<i>Slika 16: Razporeditev tlakov v odvisnosti od referenčne višine <math>z_e</math> (SIST EN 1991-1-4:2005, str.29)</i> .	24
<i>Slika 17: Razdelitev sten na področja (SIST EN 1991-1-4:2005, str.30)</i> .....	25
<i>Slika 18: Razdelitev ravne strehe na področja pri delovanju vetra v smeri osi X (SIST EN 1991-1-4:2005, str.32)</i> .....	26
<i>Slika 19: Razdelitev ravne strehe na področja pri delovanju vetra v smeri osi Y (SIST EN 1991-1-4, 2005, str.34)</i> .....	28
<i>Slika 20: Srk oziroma pritisk notranjega tlaka na ovoj stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str.22)</i> .....	30
<i>Slika 21: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov (SIST EN 1991-1-4:2005, str.22)</i> .....	30
<i>Slika 22: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov (SIST EN 1991-1-4:2005, str.22)</i> .....	33
<i>Slika 23: Površine ovoja stavbe</i> .....	35
<i>Slika 24: Prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012)</i> .....	39
<i>Slika 25: Pomik i-te etaže zaradi delovanja vodoravne sile <math>F_x</math> v središču togosti (model iz programa Tower7)</i> .....	40
<i>Slika 26: Pomik i-te etaže zaradi delovanja vodoravne sile <math>F_y</math> v središču togosti (model iz programa Tower7)</i> .....	40
<i>Slika 27: Prikaz masnega in togostnega središča za značilno etažo stavbe</i> .....	42
<i>Slika 28: Translatorni pomik i-te etaže v primeru delovanja sile <math>F_x</math> s prijemališčem v središču togosti</i> .....	42
<i>Slika 29: Translatorni pomik i-te etaže zaradi delovanja sile <math>F_y</math> s prijemališčem v središču togosti</i> ...	42

<i>Slika 30: Potresna nevarnost Slovenije in projektni pospešek tal (ARSO, 2001).....</i>	<i>51</i>
<i>Slika 31: Elastični in projektni spekter (enak za smer X in Y).....</i>	<i>51</i>
<i>Slika 32: Prostorski računski model za tipično ploščo.....</i>	<i>58</i>
<i>Slika 33: Mreža končnih elementov plošče (Tower7, Radimpex Software, 2012).....</i>	<i>59</i>
<i>Slika 34: Deformirana lega plošče zaradi delovanja lastne in stalne obtežbe.....</i>	<i>59</i>
<i>Slika 35: Razporeditev stalne in koristne obtežbe po površini plošče.....</i>	<i>60</i>
<i>Slika 36: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov +M<sub>x</sub> kNm.....</i>	<i>62</i>
<i>Slika 37: Ovojnica negativnih upogibnih momentov –M<sub>x</sub> kNm.....</i>	<i>62</i>
<i>Slika 38: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov +M<sub>y</sub> kNm.....</i>	<i>62</i>
<i>Slika 39: Ovojnica negativnih upogibnih momentov –M<sub>y</sub> kNm.....</i>	<i>63</i>
<i>Slika 40 : Ovojnica torzijskih momentov +M<sub>xy</sub> kNm.....</i>	<i>63</i>
<i>Slika 41: Ovojnica torzijskih momentov –M<sub>xy</sub> kNm.....</i>	<i>63</i>
<i>Slika 42: Parabolična zaokrožitev upogibnega momenta v odvisnosti od dimenzij stebra (Radimpex Software, 2012).....</i>	<i>64</i>
<i>Slika 43: Potrebna količina spodnje armature A<sub>s</sub>, s<sub>p</sub>, x v smeri osi X.....</i>	<i>65</i>
<i>Slika 44: Potrebna količina zgornje armature A<sub>s</sub>, z<sub>g</sub>, x v smeri osi X.....</i>	<i>65</i>
<i>Slika 45: Potrebna količina spodnje armature A<sub>s</sub>, s<sub>p</sub>, y v smeri osi Y.....</i>	<i>66</i>
<i>Slika 46: Potrebna količina zgornje armature A<sub>s</sub>, z<sub>g</sub>, y v smeri osi Y.....</i>	<i>66</i>
<i>Slika 47: Mesto maksimalnega pomika in potrebna količina natezne armature v plošči A<sub>s</sub>, s<sub>p</sub>, x.....</i>	<i>67</i>
<i>Slika 48: Računski model za dokaz striga pri preboju v MSN (SIST EN 1992-1-1:2005, str.99).....</i>	<i>69</i>
<i>Slika 49: Mesto kontrole preboja plošče.....</i>	<i>69</i>
<i>Slika 50 : Osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve (SIST EN 1992-1-1:2005, str.100).....</i>	<i>70</i>
<i>Slika 51: Kontrola preboja plošče s programom Tower7 (Radimpex Software, 2012).....</i>	<i>72</i>
<i>Slika 52: Tlačna porušitev betona v vogalu stene (Fischinger, M. 2010/2011).....</i>	<i>73</i>
<i>Slika 53: Prostorski računski model za obravnavano stavbo.....</i>	<i>74</i>
<i>Slika 54: Prečni prerez obstoječe in modificirane stene.....</i>	<i>76</i>
<i>Slika 55: Lega obravnavane stene v pogledu.....</i>	<i>76</i>
<i>Slika 56: Lega obravnavane stene v tlorisu.....</i>	<i>77</i>
<i>Slika 57: Shematski prikaz zahtev za debelino robnih elementov (SIST EN 1998-1:2006, str.85).....</i>	<i>77</i>
<i>Slika 58: Potek osnih sil v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.....</i>	<i>78</i>
<i>Slika 59: Potek prečnih sil v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.....</i>	<i>79</i>
<i>Slika 60: Potek upogibnih momentov v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.....</i>	<i>79</i>
<i>Slika 61: Prikaz ugodnega (zelena) in neugodnega (rdeče) vpliva obremenitev.....</i>	<i>80</i>
<i>Slika 62: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stene v mešanih sistemih.....</i>	<i>81</i>
<i>Slika 63: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten v mešanih sistemih.....</i>	<i>82</i>
<i>Slika 64: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene (DIAS).....</i>	<i>84</i>
<i>Slika 65: Prerez stene in deformacije pri mejni ukrivljenosti (SIST EN 1998-1:2006, str.84).....</i>	<i>86</i>

<i>Slika 66: Vrednosti geometrijskih parametrov robnega elementa stene</i> .....	87
<i>Slika 67: Deformacije v prereza na dnu 1.etaže</i> .....	90
<i>Slika 68: Deformacije v prereza na dnu 3.etaže</i> .....	92
<i>Slika 69: Shematski prikaz izbrane armature v steni</i> .....	93
<i>Slika 70: Prostorski računski model za obravnavano stavbo</i> .....	96
<i>Slika 71: Potek prečnih sil v stebri za posamezno obtežno kombinacijo</i> .....	97
<i>Slika 72: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stebra</i> .....	98
<i>Slika 73: Razporeditev izbrane vzdolžne armature po prerezu stebra</i> .....	100
<i>Slika 74: Shematski prikaz izbrane vzdolžne in stremenske armature v stebri po EC2</i> .....	102
<i>Slika 75: Armaturni načrt za vzdolžno in stremensko armaturo v stebri po EC8</i> .....	104
<i>Slika 76: Shematski prikaz kontrolnih mest spodnje armature</i> .....	106
<i>Slika 77: : Shematski prikaz kontrolnih mest zgornje armature</i> .....	106

»ta stran je namenoma prazna«

## KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Mehanske lastnosti konstrukcijskega betona .....</i>	<i>8</i>
<i>Preglednica 2: Mehanske lastnosti jekla za armiranje .....</i>	<i>8</i>
<i>Preglednica 3: P1 – vhodni del - pritličje .....</i>	<i>9</i>
<i>Preglednica 4: P2 – stopnišče – pritličje .....</i>	<i>9</i>
<i>Preglednica 5: P3 – pisarna – pritličje .....</i>	<i>10</i>
<i>Preglednica 6: P4 - kuhinja – pritličje .....</i>	<i>10</i>
<i>Preglednica 7: P5 - dostava – pritličje .....</i>	<i>10</i>
<i>Preglednica 8: P6 – zunanje požarne stopnice – nad kletjo .....</i>	<i>11</i>
<i>Preglednica 9: N1 – hodnik – nadstropje .....</i>	<i>11</i>
<i>Preglednica 10: N2 – pisarniški prostori – nadstropje .....</i>	<i>11</i>
<i>Preglednica 11: N3 – sanitarni prostori – nadstropje .....</i>	<i>12</i>
<i>Preglednica 12: N4 – požarno stopnišče - podest – nadstropje .....</i>	<i>12</i>
<i>Preglednica 13: S1 – nepohodna ravna terasa .....</i>	<i>12</i>
<i>Preglednica 14: S2 – nepohodna ravna terasa – nad dvigalom, nad strešnimi izsidki .....</i>	<i>13</i>
<i>Preglednica 15: S3 – streha nad tehnično etažo .....</i>	<i>13</i>
<i>Preglednica 16: S4 – pohodna ravna streha .....</i>	<i>13</i>
<i>Preglednica 17: S5 – tlak v strojnici, kotlovnici .....</i>	<i>14</i>
<i>Preglednica 18: A – fasada kuhinje v pritličju, pisarniški del objekta – jedra .....</i>	<i>14</i>
<i>Preglednica 19: B – nadstrešek za smeti .....</i>	<i>14</i>
<i>Preglednica 20: C – vkopani del objekta .....</i>	<i>15</i>
<i>Preglednica 21: D – pisarniški del objekta .....</i>	<i>15</i>
<i>Preglednica 22: E – izolacijska – solarna fasada .....</i>	<i>15</i>
<i>Preglednica 23: Obtežba zemljine na kletne zidove stavbe po trikotnem razporedu .....</i>	<i>16</i>
<i>Preglednica 24: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe .....</i>	<i>16</i>
<i>Preglednica 25: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str.15) .....</i>	<i>18</i>
<i>Preglednica 26: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	<i>23</i>
<i>Preglednica 27: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	<i>25</i>
<i>Preglednica 28: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X – prvi primer .....</i>	<i>27</i>
<i>Preglednica 29: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X – drugi primer .....</i>	<i>27</i>
<i>Preglednica 30: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y – prvi primer .....</i>	<i>29</i>

<i>Preglednica 31: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y – drugi primer .....</i>	29
<i>Preglednica 32: Koeficienti notranjega srka, pritiska in obtežba vetra na navpične stene, ravno streho pri vetru v smeri X oziroma Y .....</i>	30
<i>Preglednica 33: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	31
<i>Preglednica 34: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	31
<i>Preglednica 35: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	31
<i>Preglednica 36: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	32
<i>Preglednica 37: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	32
<i>Preglednica 38: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	32
<i>Preglednica 39: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	33
<i>Preglednica 40: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	33
<i>Preglednica 41: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X .....</i>	34
<i>Preglednica 42: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	34
<i>Preglednica 43: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	34
<i>Preglednica 44: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y .....</i>	34
<i>Preglednica 45: Vrednost koeficienta <math>\varphi</math> (SIST EN 1998-1:2006) .....</i>	37
<i>Preglednica 46: Vrednost koeficienta <math>\Psi_{2,i}</math> (SIST EN 1990:2004) .....</i>	37
<i>Preglednica 47: Mase objekta po etažah .....</i>	39
<i>Preglednica 48: Račun središča togosti posamezne etaže .....</i>	41
<i>Preglednica 49: Primerjava izračunane in odčitane lege središča togosti posameznih etaž obravnavane stavbe .....</i>	41
<i>Preglednica 50: Pomiki in rotacije zaradi delovanja enotskih obremenitev v središču togosti i-te etaže .....</i>	43
<i>Preglednica 51: Togosti in torzijski polmeri i-te etaže .....</i>	43

<i>Preglednica 52: Izračun vztrajnostnega polmera i-te etaže .....</i>	<i>44</i>
<i>Preglednica 53: Kontrola pogojev torzijske podajnosti stavbe .....</i>	<i>45</i>
<i>Preglednica 54: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije .....</i>	<i>45</i>
<i>Preglednica 55: Nihajni časi in efektivne mase .....</i>	<i>52</i>
<i>Preglednica 56: Celotne in efektivne mase konstrukcije.....</i>	<i>53</i>
<i>Preglednica 57: Kontrola celotne potresne sile.....</i>	<i>53</i>
<i>Preglednica 58: Razmerje med celotno prečno silo <math>F_b</math> in težo <math>W</math>.....</i>	<i>53</i>
<i>Preglednica 59: Vrednost faktorja <math>\Psi_{0,i}</math> (SIST EN 1990:2004, str.39).....</i>	<i>55</i>
<i>Preglednica 60: Vrednost faktorja <math>\Psi_{2,i}</math> (SIST EN 1990:2004, str.39).....</i>	<i>56</i>
<i>Preglednica 61: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....</i>	<i>61</i>
<i>Preglednica 62: Kombinacije vplivov za kontrolo povesov plošče .....</i>	<i>61</i>
<i>Preglednica 63: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja.....</i>	<i>75</i>
<i>Preglednica 64: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....</i>	<i>75</i>
<i>Preglednica 65: Kontrola etažnih pomikov za obravnavano steno .....</i>	<i>94</i>
<i>Preglednica 66: Koeficient občutljivosti za etažne pomike.....</i>	<i>95</i>
<i>Preglednica 67: Prečne sile za posamezno obtežno kombinacijo.....</i>	<i>97</i>
<i>Preglednica 68: Projektna obremenitev in kontrola upogibne nosilnosti stebra.....</i>	<i>99</i>
<i>Preglednica 69: Primerjava stremenska armatura v skladu s standardom evrokod 2 in evrokod 8..</i>	<i>105</i>
<i>Preglednica 70: Spodnja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi <math>X=As1</math> .....</i>	<i>107</i>
<i>Preglednica 71: Spodnja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi <math>Y=As2</math> .....</i>	<i>108</i>
<i>Preglednica 72: Zgornja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi <math>X=As1</math> .....</i>	<i>109</i>
<i>Preglednica 73: Zgornja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi <math>Y=As2</math>.....</i>	<i>110</i>
<i>Preglednica 74: Primerjava vgrajene količine armature v steni po EC in PBAB .....</i>	<i>111</i>
<i>Preglednica 75: Primerjava vgrajene količine armature v stebri po EC in PBAB.....</i>	<i>112</i>

»ta stran je namenoma prazna«



## 1 UVOD

Slovenija je bila med prvimi državami, ki je sprejela nove evrokod standarde za projektiranje konstrukcij. Posledično smo bodoči projektanti zavezani k uporabi le-teh pri vsakodnevem delu. Standardi so zasnovani tako, da celostno pokrivajo vse nivoje projektiranja konstrukcij iz različnih materialov.

V diplomski nalogi analiziramo monolitno nosilno konstrukcijo večetažne poslovne stavbe v Celju, ki je bila projektirana po tedaj veljavnih jugoslovanskih predpisih za beton in armiran beton (PBAB). Razlog za analizo obstoječe konstrukcije je predvsem v strožjih omejitvah iz standardov evrokod. Strožje omejitve v primerjavi s tedaj veljavnimi jugoslovanskimi predpisi so predvsem pri potresni analizi nosilne konstrukcije stavbe. Upoštevati moramo metodo načrtovanja nosilnosti in sicer pri dimenzioniranju sten, v katerih predvidimo nelinearno obnašanje in formiranje plastičnih členkov pri delovanju potresne obtežbe.

Analizo nosilne konstrukcije opravimo na ustreznem prostorskem računskem modelu, ki ga izdelamo v računalniškem programu Tower7 (Radimpex Software, 2012). Pri analizi upoštevamo, da je konstrukcija izpostavljena stalnim, spremenljivim in potresnim vplivom. Kot stalni vpliv upoštevamo lastno in stalno obtežbo, med spremenljive vplive pa uvrstimo koristno obtežbo stavbe, obtežbo vetra in obtežbo snega. Koristna obtežba stavbe izvira iz namena uporabe posameznih površin stropov, obtežba vetra in snega pa je odvisna predvsem od lokacije objekta. Potresni vpliv izračunamo z linearno modalno analizo s spektri odziva, ki jo podrobneje opišemo v nadaljevanju diplomske naloge.

Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe analiziramo po metodi mejnih stanj, v katerih preverimo mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU). Preverjanje mejnih stanj nosilnosti temelji na predpostavki, da za analizirano konstrukcijo določimo najbolj neugodne kombinacije posameznih vplivov, pri tem pa upoštevamo projektne vrednosti materialnih lastnosti. Pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti zagotavljamo, da bo konstrukcija oziroma njen del služil svojemu namenu v običajnih pogojih in nudil ustrezno udobje uporabnikom brez znatnih sprememb videza.

V diplomski nalogi se podrobneje posvetimo dimenzioniranju tipične medetažne plošče, samostojne stene brez odprt in stebra. V obravnavanih elementih izračunamo potrebno količino armature po sedaj veljavnih standardih in jo primerjamo z vgrajeno armaturo, ki jo odčitamo iz obstoječe projektne dokumentacije, ki smo jo pridobili od projektantov.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še 8 poglavij. V drugem poglavju podamo osnovne podatke o konstrukciji, v tretjem poglavju predstavimo vplive na konstrukcijo, v četrtem opišemo mejna stanja, v petem projektiramo tipično medetažno ploščo, v šestem samostojno steno, v sedmem projektiramo steber, v osmem poglavju pa primerjamo rezultate projektiranja. Na koncu podajamo zaključke.

## 2 OSNOVNI PODATKI KONSTRUKCIJE

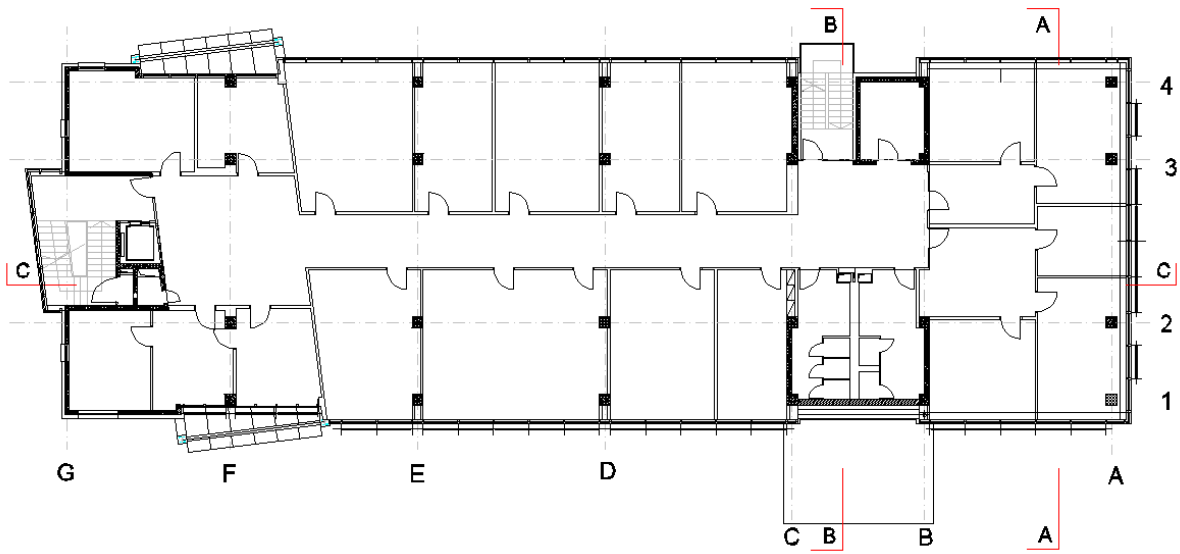
### 2.1 Opis konstrukcije

Nosilni elementi obravnavane poslovne stavbe so iz armiranega betona (v nadaljevanju AB). Nosilni elementi so:

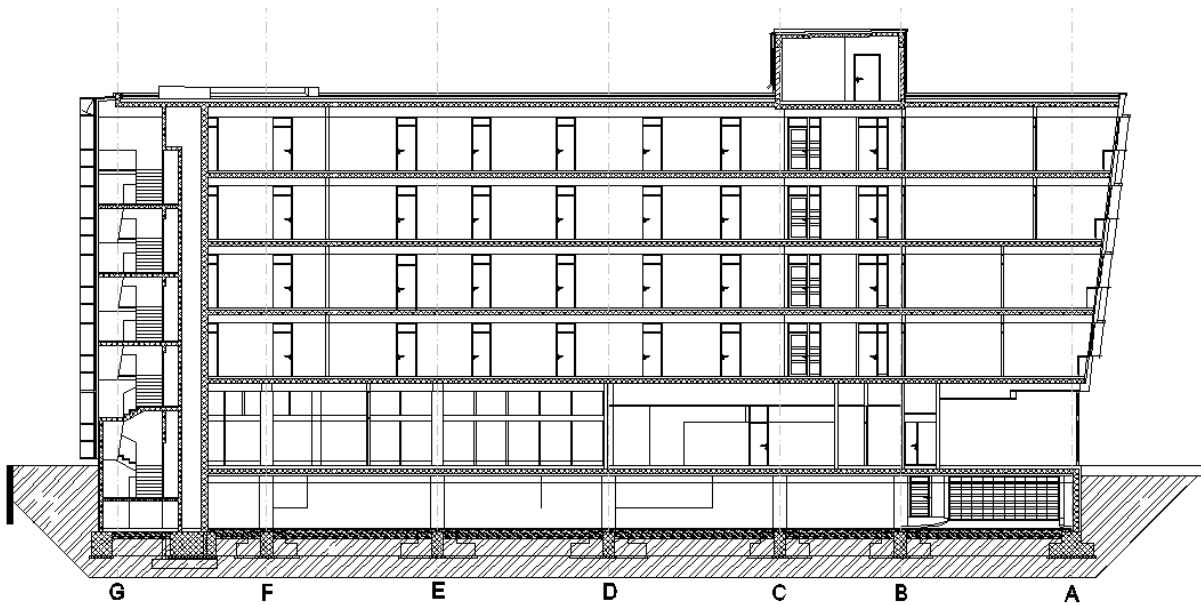
- točkovni in pasovni temelji,
- stebri pravokotne in krožne oblike,
- nosilci,
- polne plošče in
- stene.

Tloris obravnavane poslovne stavbe je pravokotne oblike z dimenzijami  $48 \times 16$  m. Stavba se nahaja v Celju. Stavba ima poleg kleti še pritličje, štiri nadstropja in nepohodno ravno streho z nadvišanjem v območju strojnice. Etažna višina kleti znaša 3,1 m, pritličja 4,5 m, preostalih etaž pa 3,4 m. Vkopani kletni prostori so namenjeni parkiranju 25. osebnih vozil. Poleg tega se v kleti nahajajo še prostori za agregat in naprava za dvig tlaka vodnega omrežja objekta. Vertikalno komunikacijo v objektu zagotavlja glavno stopnišče in dvigalo. Vhod v stavbo je v pritličju iz dveh strani. Z ene strani lahko dostopamo do dvigala oziroma stopnišča, z druge strani pa do restavracije v pritličju. Poleg tega je v pritličju še kuhinja, kotlovnica in poslovni prostori. V ostalih nadstropjih so pisarne s pripadajočimi sanitarijami ter ločen prostor za čajno kuhinjo. Zasnova vmesnih in predelnih sten v pisarniških prostorih je dokaj fleksibilna in je odvisna od namena uporabe prostorov. Edina zahteva je zadostna širina hodnika med stopniščnima jedroma, ki mora znašati 2,4 m. V nivoju strešne plošče je na majhnem delu izvedena kotlovnica in inštalacija klimatizacije pisarniških prostorov. Prostori so med seboj ločeni tudi z opečnimi stenami. V analizi jih upoštevamo kot balast, ker ne vplivajo na odpornost konstrukcije na vodoravno obtežbo, saj je njihova površina relativno majhna. Vertikalno nosilno konstrukcijo stavbe obravnavamo kot AB skelet, ki sodeluje z AB stenami. Razporeditev sten po tlorisu je ugodna, saj preprečuje torzijsko nihanje stavbe v primeru delovanja vodoravne obtežbe.

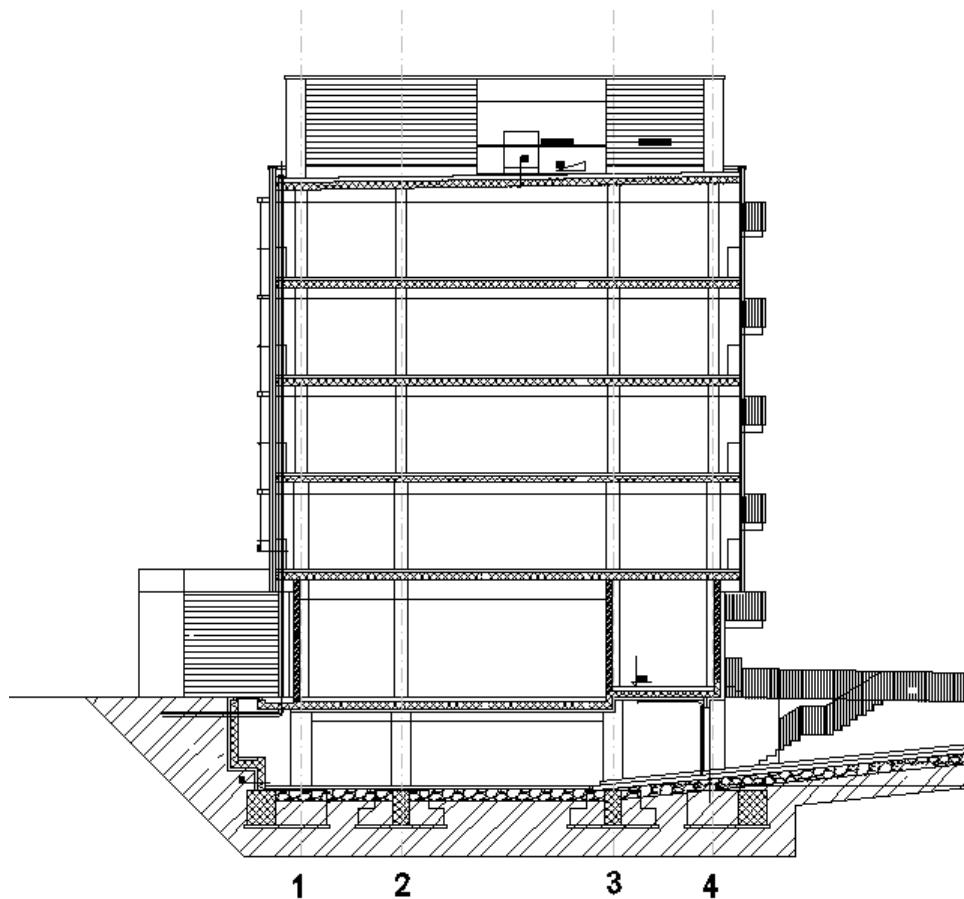
## 2.2 Arhitektura stavbe



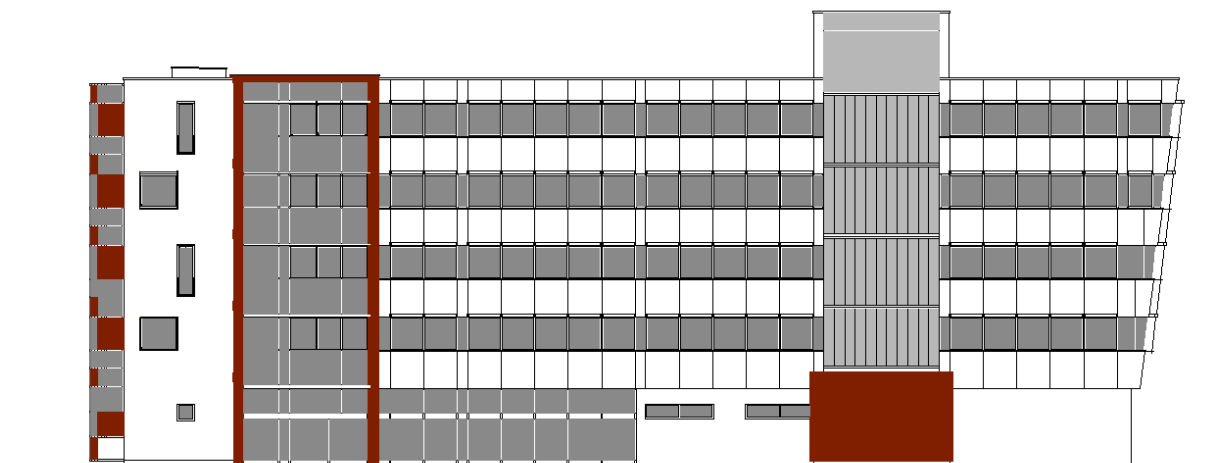
*Slika 1: Tloris tipične etaže obravnavane stavbe*



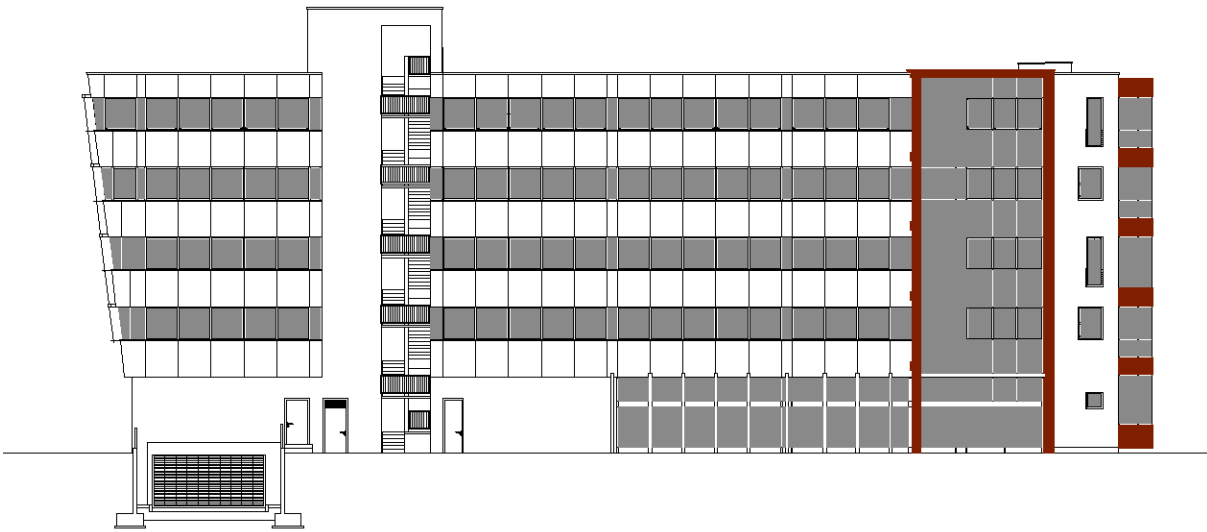
*Slika 2: Vz dolžni prerez obravnavane stavbe*



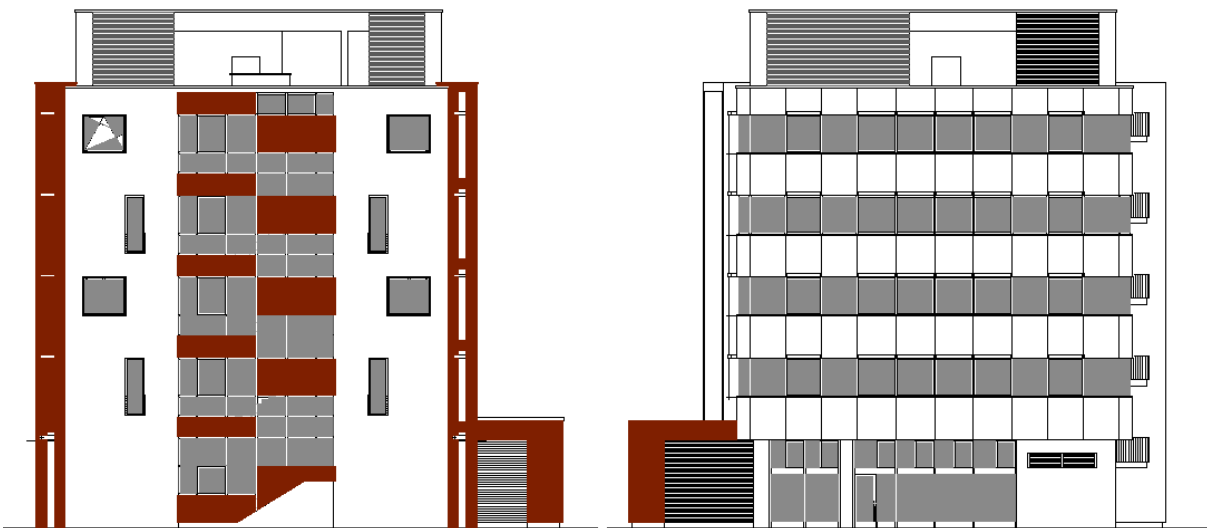
*Slika 3: Prečni prerez obravnavane stavbe*



*Slika 4: Južni del fasade stavbe*



*Slika 5: Severni del fasade stavbe*



*Slika 6: Vzhodni in zahodni del fasade stavbe*



*Slika 7: Pogled jugo-vzhodne fasade obravnavane stavbe*



*Slika 8: Pogled severo-vzhodne fasade obravnavane stavbe*

### 2.3 Uporabljeni materiali

Obravnavana stavba je bila projektirana po predpisih PBAB. Zato moramo poiskati odgovarjajoče tlačne trdnosti betona iz evrokodov. Iz projektne dokumentacije odčitamo dva trdnostna razreda in sicer MB30 in MB40. Ekvivalentna trdnostna razreda iz evrokodov sta C 25/30 in C 35/45. Tako so iz betona C 25/30 pasovni in točkovni temelji ter stene, medtem ko iz betona C 35/45 pa stebri in plošče.

V nadaljevanju podajamo mehanske lastnosti za oba trdnostna razreda betona.

*Preglednica 1: Mehanske lastnosti konstrukcijskega betona*

Karakteristika betona		C 25/30	C 35/45
$f_{ck}$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	2,5	3,5
$f_{ck,cube}$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	3	4,5
$f_{ctm}$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	0,26	0,32
$\nu_c$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	0,2	0,2
$E_{cm}$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	3100	3400
$\gamma_c$	[kN/cm <sup>3</sup> ]	25	25

Pri tem je  $f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju,  $f_{ck,cube}$  je karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na kocki,  $f_{ctm}$  je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,  $\nu_c$  je poissonov količnik,  $E_{cm}$  je sekantni modul elastičnosti betona in  $\gamma_c$  pa prostorninska teža betona z armaturo.

Iz projektne dokumentacije je bilo ugotovljeno, da so bile uporabljene armaturne palice z karakteristično mejo elastičnosti  $f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$  in armaturne mreže z mejo elastičnosti  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ . V nadaljevanju podajamo mehanske lastnosti rebraste in mrežne armature.

*Preglednica 2: Mehanske lastnosti jekla za armiranje*

Karakteristika jekla		S400	MAG 500/560
$f_{yk}$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	40	50
$E_s$	[kN/cm <sup>2</sup> ]	20000	20000
$\gamma_s$	[kN/cm <sup>3</sup> ]	78	78

Pri tem je  $f_{yk}$  karakteristična meja elastičnosti armature,  $E_s$  je modul elastičnosti jekla za armiranje,  $\gamma_s$  pa prostorninska teža jekla za armiranje.



### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive na konstrukcijo običajno ponazorimo s silami oz. porazdeljeno obtežbo, ki predstavlja predviden vpliv. Na obravnavano stavbo učinkuje poleg lastne teže še preostala stalna obtežba, koristna obtežba, obtežba snega in obtežba vetra ter potresna obtežba. Opisane obtežbe določimo v skladu z evropskimi standardi (SIST EN 1991-1-1:2004, SIST EN 1991-1-3:2004, SIST EN 1991-1-4:2005, SIST EN 1998-1:2006).

#### 3.1 Stalna obtežba

Stalno obtežbo obravnavamo kot stalni nepomični vpliv, ki predvidoma deluje na konstrukcijo ves čas njene življenjske dobe. V nadaljevanju podajamo stalno obtežbo stropov, strehe in sten.

##### 3.1.1 Obtežba pritličja (sestava tlakov)

*Preglednica 3: P1 – vhodni del - pritličje*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Kamnite plošče	2,0	28	0,56
Pusti beton	2,0	20	0,40
Mapelastic – hidroizolacija	0,2	21,58	0,043
Mikroarmirani cementni estrih	6,0	25	1,5
Dow Ethafoam	0,4	0,32	0,0013
AB plošča	25,0	25	6,25
Kombi plošče	10,0	/	0,20

$$\Sigma g = 2,70 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 4: P2 – stopnišče – pritličje*

MATERIAL	Višina [cm]	Globina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramika	1,0	/	23	$0,45 \cdot 0,01 \cdot 23 \cdot (1/0,28) = 0,37$
Lepilo	/	/	/	/
AB stopnice	17	28	25	$(0,28 - 0,17) / 2 \cdot 25 \cdot (1/0,28) = 2,125$
AB plošča	15	/	25	$0,15 \cdot 25 \cdot (1/\cos 30^\circ) = 4,33$

$$\Sigma g = 6,82 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 5: P3 – pisarna – pritličje

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramika	1,0	23	0,23
Lepilo	/	/	/
Mapelastic – hidroizolacija	0,2	21,58	0,043
Mikroarmirani cementni estrih	7,0	25	1,75
PE folija	/	/	/
Ekspandirani polistiren	2,0	0,12	0,0024
Dow Ethafoam	0,4	0,32	0,0013
AB plošča	25,0	25	6,25
Kombi plošče	10,0	/	0,20

$$\Sigma g = 2,23 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 6: P4 - kuhinja – pritličje

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Nedrsna keramika	1,0	23	0,23
Lepilo	/	/	/
Mapelastic - hidroizolacija	0,2	21,58	0,043
Mikroarmirani cementni estrih	6,0	25	1,5
PE folija	/	/	/
Ekspandirani polistiren	2,0	0,12	0,0024
Dow Ethafoam	0,4	0,32	0,0013
AB plošča	25,0	25	6,25
Kombi plošče	10,0	/	0,20

$$\Sigma g = 1,98 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 7: P5 - dostava – pritličje

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Asfalt	3,0	/	/
Asfalt	5,0	/	/
Utrjeno nasutje	40,0	/	/
Tamponska blazina	100,0	/	/

*Preglednica 8: P6 – zunanje požarne stopnice – nad kletjo*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Nedrsna keramika	1,0	23	0,23
Hidroizolacija MAPELASTIC	0,2	/	/
Podložni beton	7,0	24	1,68
PE folija	/	/	/
Ekstrudirani polistiren	5,0	0,5	0,025
HI – hladni premaz + izoselfT3	0,3	/	/
Naklonski beton	5,0 – 8,0	24	1,56
AB plošča	25,0	/	6,25
Kombi plošče	10,0	/	0,20

$$\Sigma g = 3,70 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2 Obtežba nadstropja (sestava tlakov)

*Preglednica 9: N1 – hodnik – nadstropje*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramika	1,0	23	0,23
Lepilo	/	/	/
Mikroarmirani cementni estrih	6,0	25	1,5
Ekspandirani polistiren	2,0	0,12	0,0024
AB plošča	25,0	0,25	6,25
Zračni prostor	39,0	/	/
Armstrong Prima Dune tegular	1,0	/	0,15

$$\Sigma g = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 10: N2 – pisarniški prostori – nadstropje*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
lamelni parket	0,8	4	0,32
Lepilo	/	/	/
mikroarmirani cementni estrih	6,0	25	1,5
Ekspandirani polistiren	2,0	0,12	0,0024
AB plošča	25,0	0,25	6,25
Armstrong Prima Dune tegular	1,0	/	0,15

$$\Sigma g = 1,99 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 11: N3 – sanitarni prostori – nadstropje

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramika	0,8	23	0,184
Mapelastic	0,2	21,58	0,043
Mikroarmirani cementni estrih	7,0	25	1,75
Dow Ethafoam	0,4	0,32	0,0013
AB plošča	25,0	25	6,25
Zračni prostor	39,0	/	/
Armstrong Prima Dune tegular	1,0	/	0,15

$$\Sigma g = 2,13 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 12: N4 – požarno stopnišče - podest – nadstropje

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramika	1,0	23	0,23
Mapelastic	0,2	21,58	0,043
Mikroarmirani cementni estrih	6,0	25	1,5
PE folija	/	/	/
Trdi ekspanzirani polistiren	3,0	0,12	0,0036
Dow ethafoam	0,4	0,32	0,0013
AB plošča	25,0	25	6,25
Kamena volna Termo FP – PL	10,0	0,5	0,05
Lepilo + mrežica + lepilo	0,3	/	/
Zaključni sloj	0,2	18	0,04

$$\Sigma g = 1,83 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.3 Obtežba strehe (sestava tlakov)

Preglednica 13: S1 – nepohodna ravna terasa

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Prodec 16/32	16	20	3,2
SARNAFIL TG, prosto položen	0,2	/	0,245
Kamena volna TERMO DDP	14,0	0,5	0,20
Parna zapora (Sarnavap 1000 )	/	/	/
AB plošča v naklonu 1,5%	25,0	25	6,25

$$\Sigma g = 3,7 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 14: S2 – nepohodna ravna terasa – nad dvigalom, nad strešnimi izizidki*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
SARNAFIL G, mehansko pritrjen	0,2	/	0,245
Kamena volna TERMO DDP	14,0	1,42	0,20
Parna zapora (Sarnavap 1000 )	/	/	/
AB plošča v naklonu 1,5%	25,0	25	6,25

$$\Sigma g = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 15: S3 – streha nad tehnično etažo*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
SARNAFIL G, mehansko pritrjen	0,2	/	0,245
Kamena volna TERMO DDP	14,0	1,42	0,20
Parna zapora (Sarnavap 1000 )	/	/	/
AB plošča v naklonu 1,5%	16,0	25	4,0

$$\Sigma g = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 16: S4 – pohodna ravna streha*

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Kulir plošče	4,0	24	0,96
Prodec 16/32	min 6,0	20	1,2
Filec	/	/	/
SARNAFIL TG, prosto položen	0,2	/	0,245
Naklonski beton	min. 6,0	0,24	1,44
PE folija	/	/	/
Ekstrudirani polistiren	14,0	0,5	0,07
Parna zapora (Sarnavap 1000 )	/	/	/
AB plošča ( ni v naklonu )	25,0	25	6,25

$$\Sigma g = 3,92 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 17: S5 – tlak v strojnici, kotlovnici

MATERIAL	Debelina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Epoksi premaz SIKAFLOOR 261	/	/	/
Epoksi prednamaz SIKAFLOOR 156	/	/	/
Armirani cementni estrih	8,0	25	2,0
PE folija		/	/
Trdi ekstrudirani polistiren	6,0	0,5	0,03
AB plošča ( ni v naklonu )	25,0	25	6,25

$$\Sigma g = 2,03 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.4 Navpična obtežba sten (sestava sten)

Preglednica 18: A – fasada kuhinje v pritličju, pisarniški del objekta – jedra

MATERIAL	Širina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramika	0,8	23	0,18
AB zid	20,0	25	5,00
TERVOL FP –PL ali enakovredno	12,0	0,5	0,06
Lepilo	/	/	/
Mrežica	/	/	/
Lepilo	/	/	/
Zaključni sloj	0,2	18	0,04

$$\Sigma g = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 19: B – nadstrešek za smeti

MATERIAL	Širina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Trespa laminatna obloga	0,8	13,73	0,11
Pocinkana podkonstrukcija + zračni sloj	10,0	/	/
AB zid	20,0	25	5,00

$$\Sigma g = 5,11 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 20: C – vkopani del objekta*

MATERIAL	Širina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
AB zid	20,0	25	5,00
HI – hladni premaz + 2x izoself T3	0,6	/	/
Ekstrudirani polistiren – drenažni	3,0	0,5	0,015
Peščeni zasip	/	20	/
Filc	/	/	/
Zemlja	/	20	/

$$\Sigma g = 5,02 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 21: D – pisarniški del objekta*

MATERIAL	Širina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Dvojna mavčna obloga	2,5	/	0,50
Pocinkana podkonstrukcija	5,0	/	/
Ursa LIF	5,0	0,5	0,025
Ursa LIP	10,0	0,5	0,05
Paropropustna vetrna zaščita- filc	/	/	/
Pocinkana podkonstrukcija – EUROFOX	6,0	/	/
TRESPA laminatne fasadne plošče	0,8	13,73	0,11

$$\Sigma g = 0,685 \text{ kN/m}^2$$

*Preglednica 22: E – izolacijska – solarna fasada*

MATERIAL	Širina [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
AB stena	20,0	25	5,00
Ursa LIP	12,0	0,5	0,06
Paropropustna vetrna zaščita- filc	/	/	/
Zračni prostor – kanali	40,0	/	/
Alu podkonstrukcija	15,0	/	/
Polikarbonatne plošče + folija	4,0	/	0,04

$$\Sigma g = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.5 Vodoravna obtežba sten

Preglednica 23: Obtežba zemljine na kletne zidove stavbe po trikotnem razporedu

MATERIAL	Kota [cm]	Prost. teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Kot notranjega trenja $\varphi$	Koeficient mirnega zemeljskega pritiska $k = 1 - \sin\varphi$	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ] $g = \gamma_z \cdot h \cdot k$
Zemlja	0,0	20	30°	0,5	0
Zemlja	295	20	30°	0,5	29,50

$\Sigma g = 29,50 \text{ kN/m}^2$

### 3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v stavbah je odvisna od namena uporabe prostorov. Obtežba v splošnem učinkuje kot spremenljiv pomični vpliv, vendar jo upoštevamo kot navidezen statičen vpliv, kar pomeni, da dinamičen vpliv predstavimo z enakovrednim statičnim vplivom. Skladno s standardom (SIST EN 1991-1-1:2004, točka 6.3.1.2(6)P) površino stavbe razdelimo glede na namembnost v kategorije. Površine pritličja, namenjene gostinski dejavnosti, uvrstimo v kategorijo C1, tisti del pritličja, kjer so pisarne, pa v kategorijo B. Tudi površine etaž, kjer so pisarne, uvrstimo v kategorijo B. V etažah dodatno upoštevamo kot koristno obtežbo tudi težo lahkih predelnih sten iz mavčno kartonastih plošč. Ker je lastna teža omenjenih predelnih sten večja od 2 kN/m a manjša od 3 kN/m, je nadomestna ploskovna obtežba  $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ . Streha obravnavane stavbe je dostopna le za vzdrževanje in popravila. Takšne površine uvrstimo v kategorijo H. Območje stopnišnega jedra stavbe pa uvrstimo v kategorijo A. V preglednici 24 prikazujemo karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije za površino obravnavane stavbe.

Preglednica 24: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe

Kategorija uporabe	Opis uporabe	Obtežba $q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	stopnice	3,0
B	pisarne	3,0
C1	restavracija, kuhinja	3,0
H	nepohodna streha	0,4
	premične pred. stene	1,2



### 3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Zavedati se moramo, da je na strehi mogočih več porazdelitev snega. Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe ter drugi dejavniki kot so (SIST EN 1991-1-3:2004, točka 5.1(2)):

- oblika strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavost površine strehe,
- količina toplote, generirane pod streho,
- sosednje stavbe,
- teren v okolici stavbe in
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega).

Za trajna/začasna projektna stanja določimo obtežbo snega na strehi s pomočjo enačbe (SIST EN 1991-1-3:2004, točka 5.2(3)P):

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (3.1)$$

kjer je  $\mu_i$  oblikovni koeficient obtežbe snega,  $C_e$  je koeficient izpostavljenosti,  $C_t$  je toplotni koeficient  $s_k$  pa karakteristična obtežba snega na tleh.

Za koeficient izpostavljenosti  $C_e$  upoštevamo vrednost 1,0, ker predpostavimo, da se stavba nahaja na površini, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so ti zaščiteni zaradi oblike terena, drugih objektov ali dreves.

S toplotni koeficientom  $C_t$  upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). To pride v poštev zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub. Za vse druge primere upoštevamo  $C_t = 1,0$ .

Z oblikovnim koeficientom  $\mu_i$  upoštevamo vpliv oblike strehe na razporeditev snega. Vrednosti koeficienta, ki jih podajamo v preglednici 25, veljajo za dvokapne strehe v primeru, če sneg lahko zdrsne s strehe. Če so na strehi snegobrani ali druge ovire ali če se nagib strehe zmanjša zaradi parapetov, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8.

Preglednica 25: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str.15)

Nagib strehe $\alpha$	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	-

Pri obravnavani stavbi predpostavimo, da je koeficient obtežbe snega  $\mu_1 = 0,8$ .

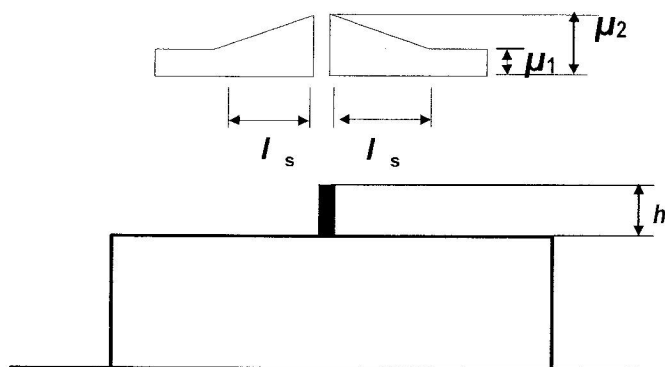
Dodatno moramo upoštevati tudi lokalni učinek zaradi kopičenja snega ob ovirah. V obravnavanem primeru moramo lokalni učinek upoštevati ob nadvišanju strehe zaradi strojnice. Zaradi delovanja vetra se lahko ob oviri (strojnici) kopiči sneg in povzroča dodatno obtežbo. Za ravno streho upoštevamo oblikovni koeficient obtežbe snega  $\mu_1 = 0,8$ , koeficient  $\mu_2$  pa izračunamo na naslednji način (SIST EN 1991-1-3:2004, točka 6.2(2)):

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 3,2}{1,43} = 4,4, \quad (3.2)$$

kjer je  $\gamma$  prostorninska teža snega (upoštevamo  $2,0 \text{ kN/m}^3$ ),  $h$  pa je višina ovire (glej sliko 9). Oblikovni koeficient obtežbe snega je v primeru lokalnega učinka  $\mu_2$  omejen z  $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$ , tako da za  $\mu_2$  upoštevamo 2,0. Dolžino, na kateri upoštevamo lokalni učinek  $l_s$ , pa izračunamo s pomočjo enačbe:

$$l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 3,2 = 6,4 \text{ m}. \quad (3.3)$$

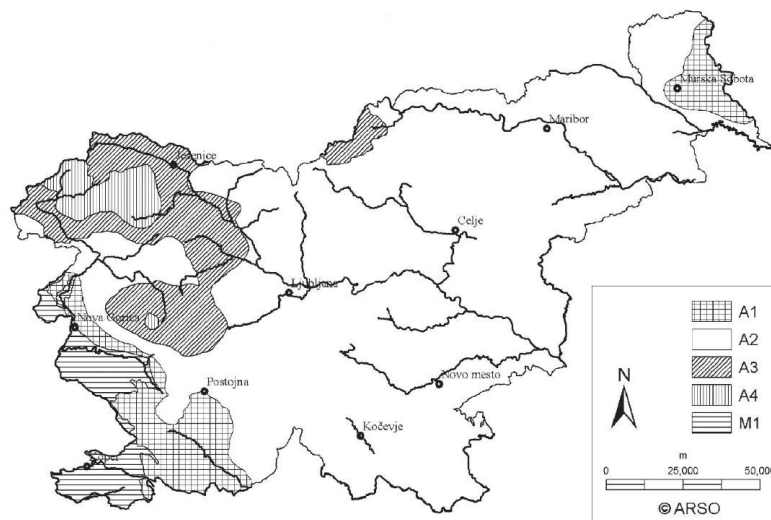
Pri tem je dolžina  $l_s$  omejena z  $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .



Slika 9: Oblikovni koeficient obtežbe snega ob ovirah (SIST EN 1991-1-3, 2004, str.20)

Karakteristično vrednost obtežbe snega določimo po enačbi (3.4), ki velja za površine v Sloveniji, ki so uvrščene v cono A2 (stavba se nahaja v Celju). Razdelitev Slovenije v cone določa karta obtežbe snega (glej sliko 10). Torej obtežbo snega izračunamo na naslednji način (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, točka 4.3(1)):

$$s_k = 1,293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{238}{728} \right)^2 \right] = 1,43 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$



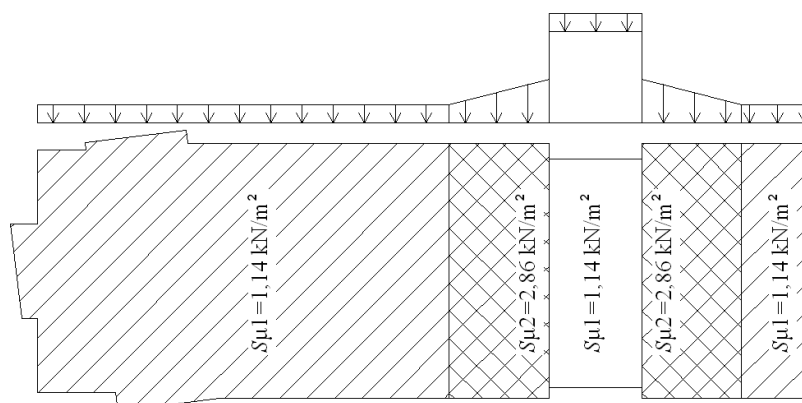
Slika 10: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str.4)

Obtežba snega na strehi obravnavane stavbe je:

$$s_{\mu_1} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,43 = 1,14 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{\mu_2} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,43 = 2,86 \text{ kN/m}^2.$$

Na sliki 11 prikazujemo razporeditev obtežbe snega na strehi.



Slika 11: Razporeditev obtežbe snega na strehi

### 3.4 Obtežba vetra

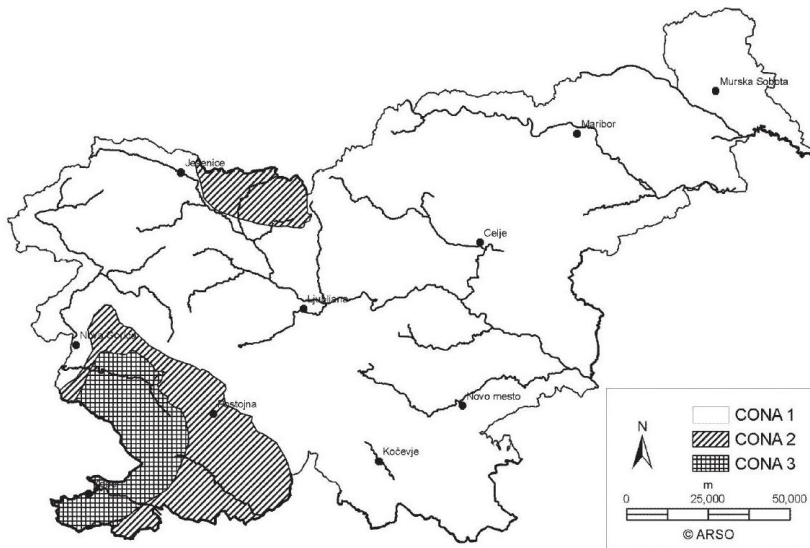
Pri projektiranju stavb moramo upoštevati tudi vplive vetra, ki lahko učinkujejo neugodno. Veter je vpliv, ki se spreminja s časom in lahko deluje neposredno kot tlak ali srk pravokotno na zunanje in notranje površine stavbe, na slednje predvsem zaradi propustnosti ovoja stavbe.

#### 3.4.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovno hitrost vetra izračunamo po enačbi (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.2(2)P):

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,o}, \quad (3.5)$$

kjer je  $C_{dir}$  smerni vektor,  $C_{season}$  je faktor letnega časa,  $V_{b,o}$  je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra,  $V_b$  pa osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije. Za vrednost smernega vektorja  $C_{dir}$  izberemo priporočeno vrednost 1,0, prav tako za vrednost faktorja letnega časa  $C_{season}$ . Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra  $V_{b,o}$  določimo s pomočjo vetrne karte Slovenije (glej sliko 12). Na podlagi lokacije stavbe odčitamo za cono 1 in za nadmorsko višino pod 800 m temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra  $V_{b,o} = 20$  m/s.



Slika 12: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $V_{b,o}$  (SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2007, str.5)

Osnovna hitrost vetra torej je:

$$V_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s.}$$

### 3.4.2 Tlak vetra $w_e$ na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve izračunamo z enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 5.2(1)):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}, \quad (3.6)$$

kjer je  $q_p(z_e)$  največji tlak pri sunkih vetra,  $C_{pe}$  je koeficient zunanjega tlaka,  $z_e$  pa referenčna višina za zunanji tlak. Največji tlak pri sunkih vetra  $q_p$  izračunamo z enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.5(1)):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,5872 \cdot 250 = \quad (3.7)$$

$$q_p(z) = 396,80 \text{ N/m}^2 = 0,3968 \text{ kN/m}^2.$$

Pri tem osnovni tlak vetra  $q_b$ , ki nastopa v enačbi (3.7), izračunamo po naslednji enačbi:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (20)^2 = 250 \text{ kg m}^2 / \text{m}^3 \text{ s}^2, \quad (3.8)$$

kjer je  $\rho$  gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju. Za gostoto  $\rho$  privzamemo vrednost  $1,25 \text{ kg/m}^3$ . V enačbi (3.7) nastopa tudi faktor izpostavljenosti  $c_e(z)$ . Izračunamo ga z enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.5(1)):

$$c_e(z) = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{k_i \cdot k_r}{c_o \cdot c_r} \right] \cdot c_o^2 \cdot c_r^2 = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,234}{1,0 \cdot 0,6836} \right] \cdot 1,0^2 \cdot 0,6836^2 = 1,5872. \quad (3.9)$$

Pri tem faktor hrapavosti  $c_r(z)$  terena določimo na sledeč način (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.3.2(1)):

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{\min}; \quad 18,5 \text{ m} \leq 5 \text{ m}$$

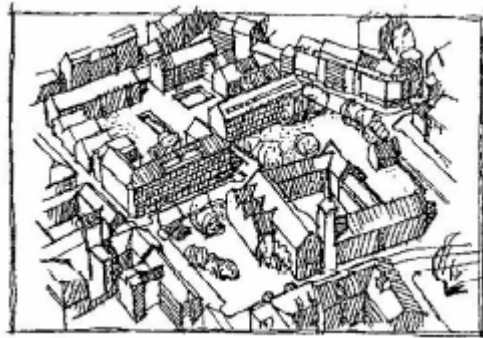
$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; \quad 5 \text{ m} \leq 18,5 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \quad (3.10)$$

$$c_r(z) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{18,5}{1,0}\right) = 0,6836,$$

kjer je  $z$  višina objekta,  $z_o$  je hrapavostna dolžina,  $z_{o,II}$  je hrapavostna dolžina za drugo kategorijo,  $z_{\min}$  je najmanjša višina, ki jo določimo v povezavi s kategorijo terena,  $z_{\max}$  je maksimalna višina  $k_r$  pa faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine  $z_o$ . Za faktor hrapovitosti  $c_o(z)$  oz. oblike

terena, ki nastopa v enačbi (3.9), privzamemo vrednost 1,0. Tudi za faktor turbulence  $k_t$  v enačbi (3.9) privzamemo vrednost 1,0. Ocenimo, da se obravnavana stavba nahaja v predelu Celja, kjer je najmanj 15% površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m (IV. kategorije terena, glej sliko 13). Tako je  $z_o = 1,0$  m in  $z_{o,II} = 0,05$  m, faktor terena pa:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1,0}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234. \quad (3.11)$$



Slika 13: Zasičenost pri IV. kategoriji terena (SIST EN 1991-1-4:2005, str.79)

### 3.4.2.1 Koeficient zunanega tlaka $c_{pe}$ za navpične stene in pripadajoča obtežba vetra

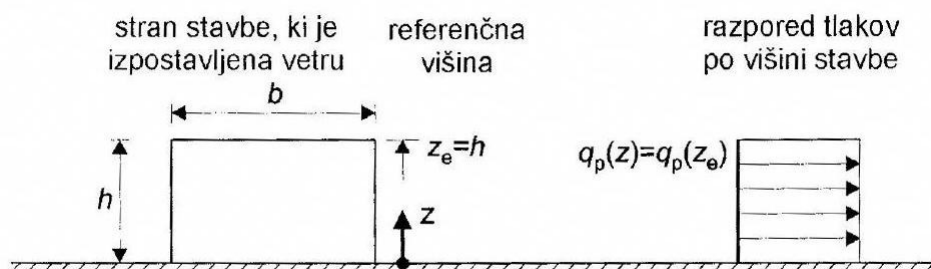
Ker ima obravnavana stavba relativno velike površine, v analizi uporabljamo koeficiente zunanega tlaka  $c_{pe,10}$ .

#### ➤ Koeficient zunanega tlaka pri delovanju vetra v smeri osi X

Razporeditev tlakov po višini stavbe je odvisen od razmerja med višino in širino stavbe. Ker je višina stavbe manjša od širine stavbe, pravokotno na smer vetra

$$h = 18,50 \text{ m} \leq b = 50,45 \text{ m}$$

je razporeditev tlakov po višini stavbe konstantna. Prikazujemo jo na sliki 14.

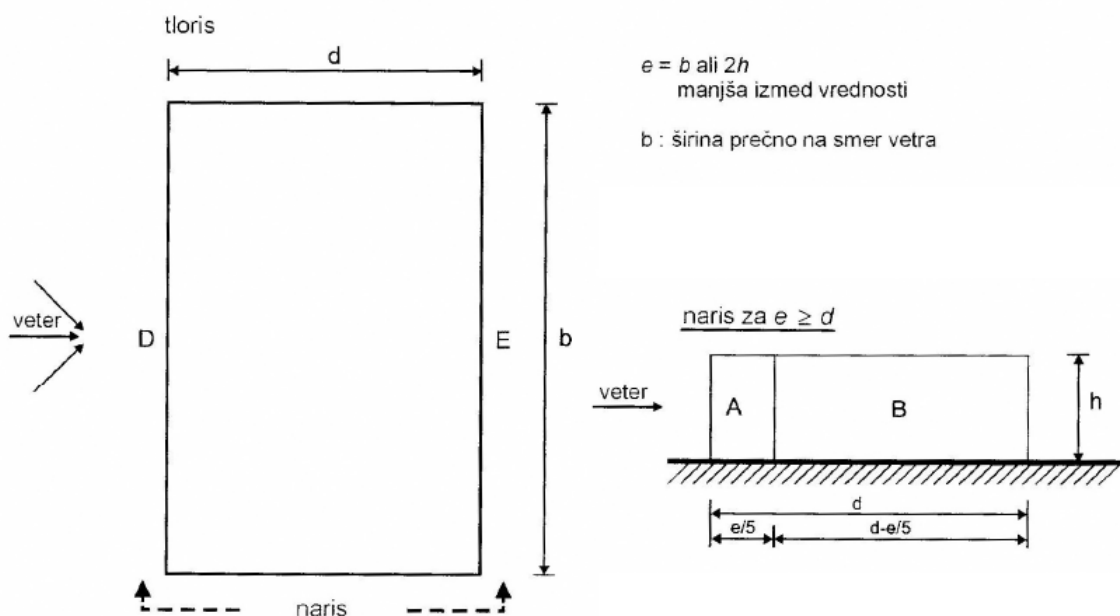


Slika 14: Razporeditev tlakov v odvisnosti od referenčne višine  $z_e$  (SIST EN 1991-1-4, 2005, str.29)

V nadaljevanju navpične stene stavbe razdelimo na območja od A do E. Razporeditev območij shematsko prikazujemo na sliki 15 (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.2). Dolžino območja določa dimenzija  $e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{50,45; 2 \cdot 18,50\} = \min\{50,45; 37\} = 37 \text{ m}$ . Pri tem je  $b$  širina in  $h$  višina stavbe. Dolžina stavbe, vzporedna s smerjo vetra pa je  $d = 16,10 \text{ m}$ . Torej:

$$\frac{e}{5} = \frac{37}{5} = 7,4 \text{ m}$$

$$d - \frac{e}{5} = 16,10 - \frac{37}{5} = 8,7 \text{ m}$$



Slika 15: Razdelitev sten na področja (SIST EN 1991-1-4:2005, str.30)

Na podlagi razmerja  $h/d$  in z uporabo linearne interpolacije določimo za vsako območje koeficient zunanje tlaka (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 31 preglednica 7.1) ter tlak vetra. Rezultate zberemo v preglednici 26.

Preglednica 26: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

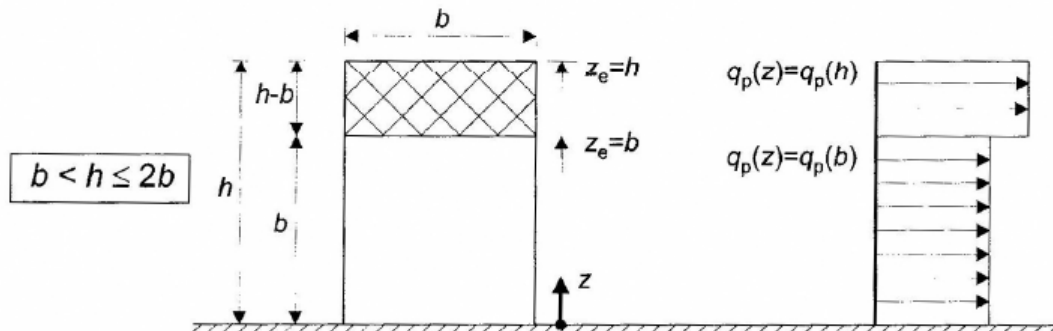
Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e = q_p \cdot c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	0,3968	-1,2	-0,48
B	0,3968	-0,8	-0,32
D	0,3968	0,8	0,32
E	0,3968	-0,5075	-0,20

➤ **Koeficient zunanje tlaka pri delovanju vetra v smeri osi Y**

Razporeditev tlakov po višini stavbe je odvisen od razmerja med višino in širino stavbe. Ker je višina stavbe večja od širine stavbe, pravokotno na smer vetra

$$b = 16,10 \text{ m} < h = 18,50 \text{ m} \leq 2b = 2 \cdot 16,10 = 32,2 \text{ m},$$

se razporeditev tlakov po višini stavbe spreminja. Razpored prikazujemo na sliki 16.



Slika 16: Razporeditev tlakov v odvisnosti od referenčne višine  $z_e$  (SIST EN 1991-1-4:2005, str.29)

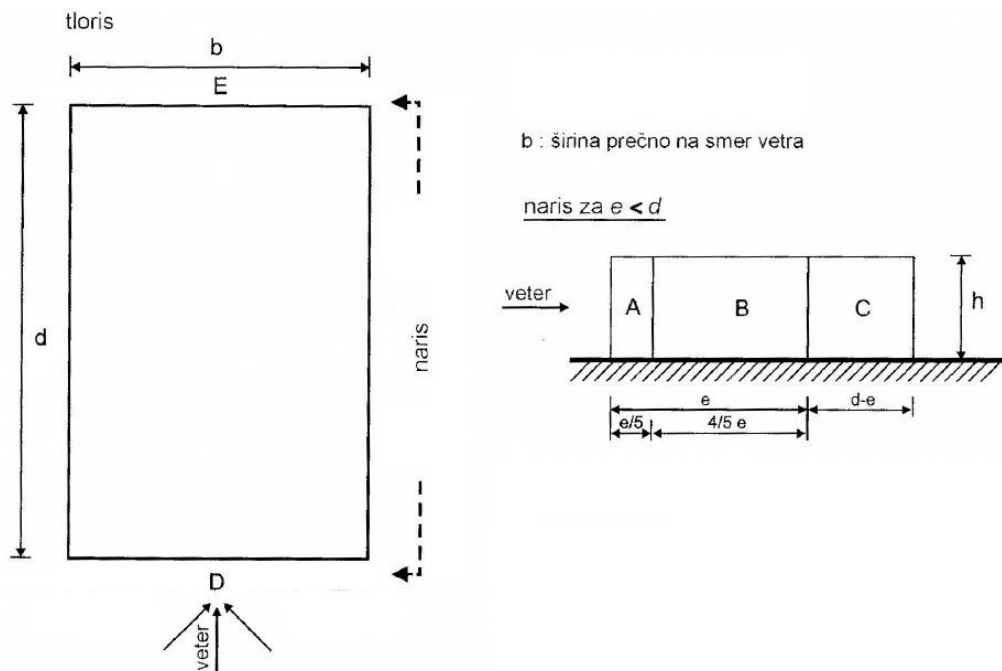
V nadaljevanju navpične stene stavbe razdelimo na območja od A do E. Razporeditev območij shematsko prikazujemo na sliki 17 (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.2). Dolžino območja določa dimenzija  $e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{16,10; 2 \cdot 18,50\} = \min\{16,10; 37\} = 16,10 \text{ m}$ . Pri tem je  $b$  širina in  $h$  višina stavbe. Dolžina stavbe, vzporedna s smerjo vetra pa je  $d = 50,45 \text{ m}$ . Torej:

$$\frac{e}{5} = \frac{16,10}{5} = 3,22 \text{ m}$$

$$\frac{4}{5} \cdot e = \frac{4}{5} \cdot 16,10 = 12,88 \text{ m}$$

$$d - e = 50,45 - 16,10 = 34,35 \text{ m}.$$





Slika 17: Razdelitev sten na področja (SIST EN 1991-1-4:2005, str.30)

Na podlagi razmerja  $h/d$  in z uporabo linearne interpolacije določimo za vsako območje koeficient zunanje tlaka (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 31 preglednica 7.1) ter tlak vetra. Rezultate zberemo v preglednici 27.

Preglednica 27: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e = q_p \cdot c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	0,3968	-1,2	-0,48
B	0,3968	-0,8	-0,32
C	0,3968	-0,5	-0,20
D	0,3968	0,7156	0,28
E	0,3968	-0,3311	-0,13

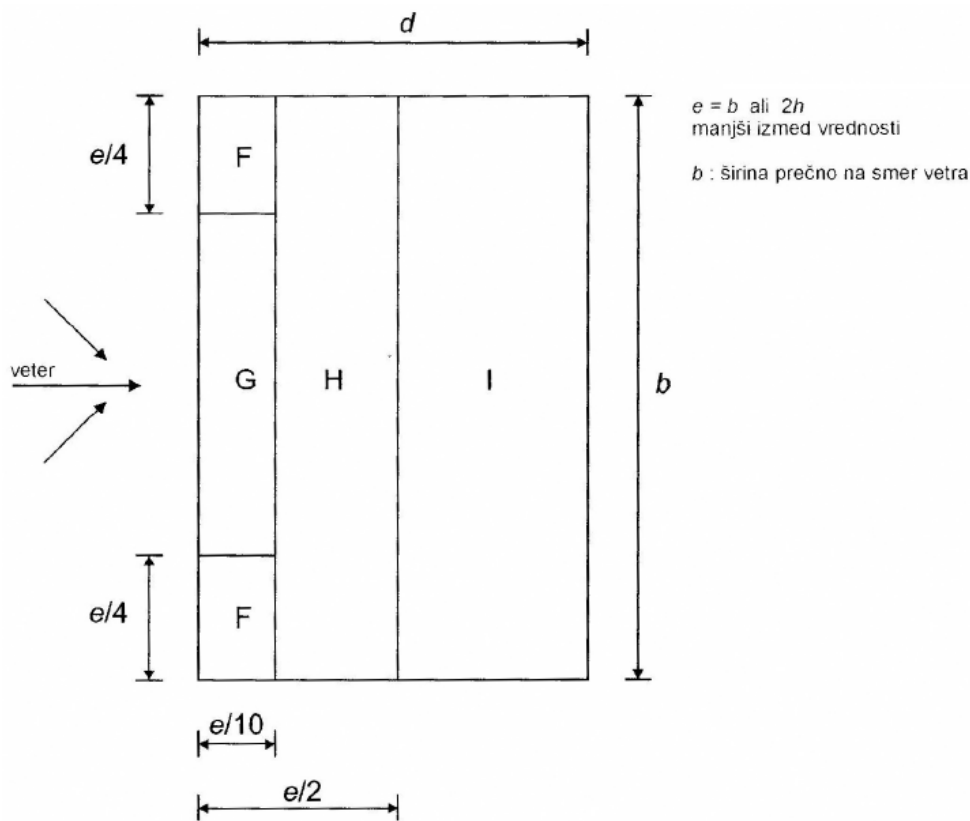
### 3.4.2.2 Koeficient zunanje tlaka $c_{pe}$ za ravno streho

#### ➤ Koeficient zunanje tlaka pri delovanju vetra v smeri osi X

Površino ravne strehe razdelimo v področja od F do I. Shematično to prikazujemo na sliki 18 (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.3). Velikost področij določa dimenzija  $e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{50,45; 2 \cdot 18,50\} = \min\{50,45; 37\} = 37 \text{ m}$ . Pri tem je  $b$  širina in  $h$  višina stavbe. Torej:

$$\frac{e}{4} = \frac{37}{4} = 9,25 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{37}{10} = 3,7 \text{ m}$$



Slika 18: Razdelitev ravne strehe na področja pri delovanju vetra v smeri osi X (SIST EN 1991-1-4:2005, str.32)

Posameznemu področju pripišemo vrednosti koeficientov zunanje tlaka za ravno streho s parapeti. Ker so za ravne strehe podane pozitivne in negativne vrednosti koeficientov (tlak oziroma srk vetra), obravnavamo dva primera. V prvem primeru na celotni površini strehe predpostavimo srk vetra. Koeficiente zunanje tlaka zberemo v preglednici 28.

*Preglednica 28: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X – prvi primer*

Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e = q_p \cdot c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,3968	-1,6	-0,63
G	0,3968	-1,1	-0,47
H	0,3968	-0,7	-0,28
I	0,3968	-0,2	-0,08

V drugem primeru povzroča veter na področju I pritiske. Rezultate zberemo v preglednici 29.

*Preglednica 29: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X – drugi primer*

Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e = q_p \cdot c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,3968	-1,6	-0,63
G	0,3968	-1,1	-0,44
H	0,3968	-0,7	-0,28
I	0,3968	+0,2	+0,08

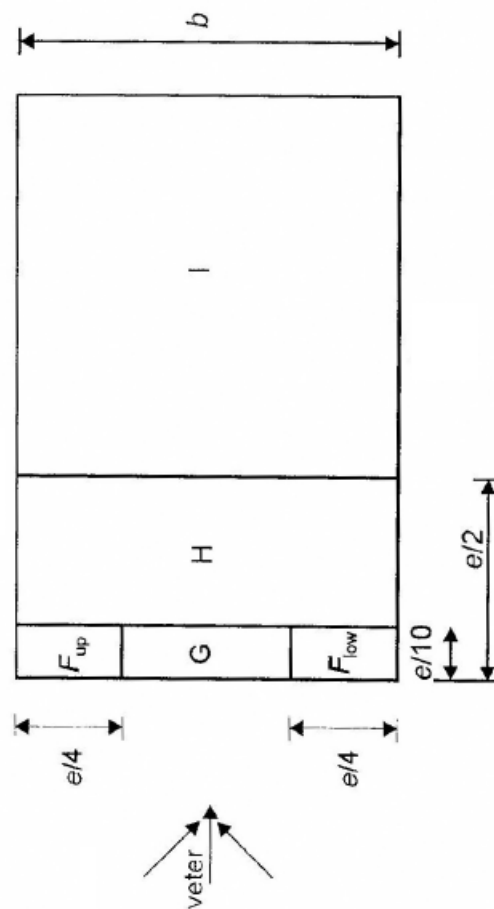
### ➤ Koeficient zunanje tlaka pri delovanju vetra v smeri osi Y

Površino ravne strehe razdelimo v področja od F do I. Shematično to prikazujemo na sliki 19 (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.3). Velikost področij določa dimenzija  $e = \min\{b \text{ ali } 2 \cdot h\} = \min\{16,10; 2 \cdot 18,50\} = \min\{16,10; 37\} = 16,10 \text{ m}$ . Pri tem je  $b$  širina in  $h$  višina stavbe. Torej:

$$\frac{e}{4} = \frac{16,10}{4} = 4,025 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{16,10}{10} = 1,61 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{16,10}{2} = 8,05 \text{ m}$$



Slika 19: Razdelitev ravne strehe na področja pri delovanju vetra v smeri osi Y (SIST EN 1991-1-4, 2005, str.34)

Posameznemu področju pripišemo vrednosti koeficientov zunanje tlaka za ravno streho s parapeti. Ker so za ravne strehe podane pozitivne in negativne vrednosti koeficientov (tlak oziroma srk vetra), obravnavamo dva primera. V prvem primeru na celotni površini strehe predpostavimo srk vetra. Koeficiente zunanje tlaka zberemo v preglednici 30.

*Preglednica 30: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y – prvi primer*

Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e = q_p \cdot c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,3968	-1,6	-0,63
G	0,3968	-1,1	-0,44
H	0,3968	-0,7	-0,28
I	0,3968	-0,2	-0,08

V drugem primeru povzroča veter na področju I pritiske. Rezultate zberemo v preglednici 31.

*Preglednica 31: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y – drugi primer*

Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe}$	$w_e = q_p \cdot c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	0,3968	-1,6	-0,63
G	0,3968	-1,1	-0,44
H	0,3968	-0,7	-0,28
I	0,3968	+0,2	+0,08

### 3.4.3 Tlak vetra $w_i$ na notranje ploskve

Tlak vetra na notranje ploskve stavbe izračunamo po naslednji enačbi (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 5.2(2)):

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi}, \quad (3.12)$$

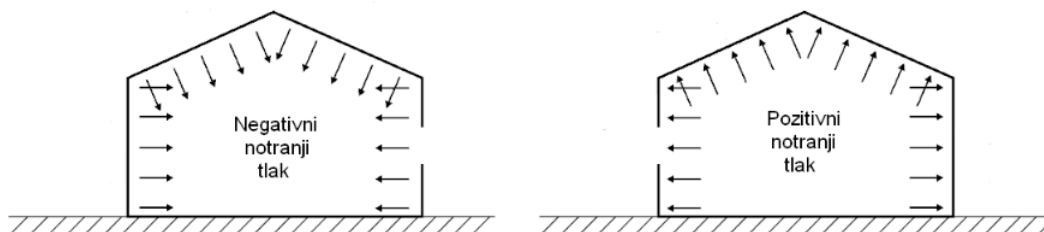
kjer je  $q_p(z_i)$  največji tlak pri sunkih vetra,  $C_{pi}$  pa koeficient notranjega tlaka.

#### 3.4.3.1 Koeficient notranjega tlaka $C_{pi}$ na navpične stene, ravno streho in pripadajoča obtežba vetra

Notranji tlaki so odvisni od prepustnosti ovoja stavbe. Prepustnost predstavljajo odprtine v ovoju stavbe in sicer rege okrog oken, prezračevalniki, dimniki in podobno. V primeru, da prepustnosti ovoja stavbe ne moremo določiti dovolj natančno, lahko skladno s standardom (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.9(6)) za vrednost notranjega tlaka  $C_{pi}$  privzamemo najneugodnejšo vrednost med +0,2 (notranji pritisk) in -0,3 (notranji tlak).

➤ **Koeficient notranjega tlaka pri delovanju vetra v smeri osi X oziroma Y**

Na sliki 20 shematično prikazujemo delovanje notranjega srka oziroma notranjega pritiska na ovoj stavbe.



Slika 20: Srk oziroma pritisk notranjega tlaka na ovoj stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str.22)

V prvem primeru predpostavimo, da na ovoj obravnavane stavbe učinkuje notranji srk, v drugem primeru pa notranji pritisk. Rezultate za obtežbo vetra zberemo v preglednici 32.

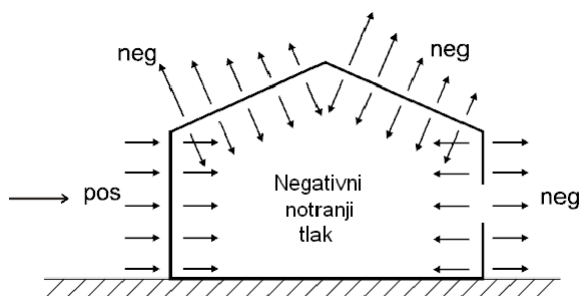
Preglednica 32: Koeficienti notranjega srka, pritiska in obtežba vetra na navpične stene, ravno streho pri vetru v smeri X oziroma Y

Področja	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pi}$	$w_i = q_p \cdot c_{pi}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Vsa [A,B,C,D,E,F,G,H,I] = [srk]	0,3968	-0,3	-0,119
Vsa [A,B,C,D,E,F,G,H,I] = [pritisk]	0,3968	0,2	0,079

### 3.4.4 Skupni vpliv zunanje tlaka vetra in notranjega srka na ovoj stavbe

Pri delovanju vetra moramo upoštevati sočasen vpliv notranjih in zunanjih tlakov. Ta vpliv upoštevamo takrat, kadar predpostavimo, da nam lahko odprtine v ovoju stavbe doprinesejo k prepustnosti in s tem k notranjim pritiskom oziroma srkom. Na podlagi tega moramo upoštevati najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov.

Na sliki 21 prikazujemo sočasen vpliv notranjih in zunanjih tlakov. Ugotovimo, da se na nekaterih delih ovoja stavbe učinki vetra seštevajo, druge pa izključujejo.



Slika 21: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov (SIST EN 1991-1-4:2005, str.22)

### 3.4.4.1 Veter v smeri osi X

V preglednici 33 prikazujemo skupni učinek vetra na navpične stene.

*Preglednica 33: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
A	-0,36
B	-0,20
D	0,44
E	-0,081

Podobno določimo skupni učinek vetra še za ravno streho. V prvem primeru imamo na celotni površini strehe zaradi zunanega vpliva vetra srke, v drugem primeru pa imamo na področju I tlake. V notranjosti ovoja stavbe upoštevamo srk. Rezultate predstavimo v preglednici 34 oziroma 35.

*Preglednica 34: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,51
G	-0,32
H	-0,16
I	+0,04

*Preglednica 35: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,51
G	-0,32
H	-0,16
I	+0,20

### 3.4.4.2 Veter v smeri osi Y

V preglednici 36 prikazujemo skupni učinek vetra na navpične stene.

*Preglednica 36: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
A	-0,36
B	-0,20
C	-0,08
D	0,40
E	-0,01

Podobno določimo skupni učinek vetra še za ravno streho. V prvem primeru imamo na celotni površini strehe zaradi zunanjega vpliva vetra srke, v drugem primeru pa imamo na področju I tlake. V notranjosti ovoja stavbe upoštevamo srk. Rezultate predstavimo v preglednici 37 oziroma 38.

*Preglednica 37: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,51
G	-0,32
H	-0,16
I	+0,04

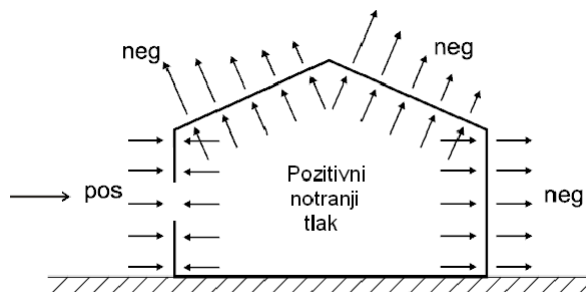
*Preglednica 38: Skupni vpliv vetra (z notranjim srkom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,51
G	-0,32
H	-0,16
I	+0,20



### 3.4.5 Skupni vpliv zunanjega tlaka vetra in notranjega pritiska na ovoj stavbe

Na sliki 22 prikazujemo sočasen vpliv notranjega pritiska in zunanjih tlakov. Ugotovimo, da se na nekaterih delih ovoja stavbe učinki vetra seštevajo, drugje pa izključujejo.



Slika 22: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov (SIST EN 1991-1-4:2005, str.22)

#### 3.4.5.1 Veter v smeri X

V preglednici 39 prikazujemo skupni učinek vetra na navpične stene.

Preglednica 39: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
A	-0,56
B	-0,40
D	0,24
E	-0,28

Podobno določimo skupni učinek vetra še za ravno streho. V prvem primeru imamo na celotni površini strehe zaradi zunanjega vpliva vetra srke, v drugem primeru pa imamo na področju I tlake. V notranjosti ovoja stavbe upoštevamo pritiske. Rezultate predstavimo v preglednici 40 oziroma 41.

Preglednica 40: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,71
G	-0,52
H	-0,36
I	-0,16

*Preglednica 41: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,71
G	-0,52
H	-0,36
I	-0,00

### 3.4.5.2 Veter v smeri osi Y

V preglednici 42 prikazujemo skupni učinek vetra na navpične stene.

*Preglednica 42: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
A	-0,56
B	-0,40
C	-0,28
D	0,20
E	-0,21

Podobno določimo skupni učinek vetra še za ravno streho. V prvem primeru imamo na celotni površini strehe zaradi zunanjšega vpliva vetra srke, v drugem primeru pa imamo na področju I tlake. V notranjosti ovoja stavbe upoštevamo pritiske. Rezultate predstavimo v preglednici 43 oziroma 44.

*Preglednica 43: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y*

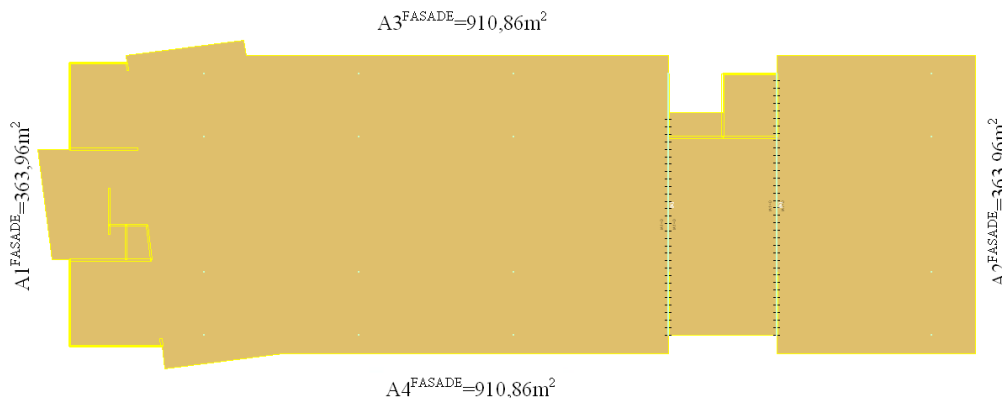
Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,71
G	-0,52
H	-0,36
I	-0,16

*Preglednica 44: Skupni vpliv vetra (z notranjim pritiskom) na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y*

Področja	$w \text{ [kN/m}^2\text{]} = w_e + w_i$
F	-0,71
G	-0,52
H	-0,36
I	-0,00

### 3.4.6 Učinek trenja vetra na ovoj stavbe

Vpliv trenja na ovoj stavbe lahko zanemarimo v primeru, ko je celotna površina ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine ploskev, ki so pravokotne na vpliv vetra. V nadaljevanju preverimo pogoj za primer delovanja vetra v smeri osi X in v smeri osi Y. Površine ovoja obravnavane stavbe prikazujemo na sliki 23.



Slika 23: Površine ovoja stavbe

#### 3.4.6.1 Učinek trenja vetra na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Površina ploskev vzporednih z vetrom je:

$$A_{\text{vzporedno}} = A1_{\text{FASADE}} + A2_{\text{FASADE}} + A_{\text{STREHE}} = 363,96 + 363,96 + 828,73 = 1556,65 \text{ m}^2$$

Površina ploskev pravokotno na smer delovanja vetra pa je:

$$A_{\text{pravokotno}} = A3_{\text{FASADE}} + A4_{\text{FASADE}} = 910,86 + 910,86 = 1821,72 \text{ m}^2$$

Ker je površina ploskev, vzporednih s smerjo vetra, manjša od štirikratne površine ploskev, pravokotnih na veter, učinek trenja lahko zanemarimo.

#### 3.4.6.2 Učinek trenja vetra na ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

Površina ploskev vzporednih z vetrom je:

$$A_{\text{vzporedno}} = A3_{\text{FASADE}} + A4_{\text{FASADE}} + A_{\text{STREHE}} = 910,86 + 910,86 + 828,73 = 2650,45 \text{ m}^2$$

Površina ploskev pravokotno na smer delovanja vetra pa je:

$$A_{\text{pravokotno}} = A1_{\text{FASADE}} + A2_{\text{FASADE}} = 363,96 + 363,96 = 727,92 \text{ m}^2$$

Ker je površina ploskev, vzporednih s smerjo vetra, manjša od štirikratne površine ploskev, pravokotnih na veter, učinek trenja lahko zanemarimo.

### 3.5 Projektiranje konstrukcije na potresni vpliv

#### 3.5.1 Splošne značilnosti potresnoodpornih stavb

Na potresnih območjih stavbe projektiramo tako, da zaščitimo človeška življenja, omejimo škodo in zagotovimo, da ostanejo konstrukcije tudi po potresu uporabne.

Pri projektiranju potresnoodpornih konstrukcij moramo upoštevati določila in načela standarda (SIST EN 1998-1:2004) in izpolniti zahtevo po neporušitvi ter zahtevo o omejitvi poškodb. Pomemben parameter pri samem snovanju je pravilnost konstrukcije, s katero zagotovimo učinkovit prenos potresne obtežbe. Matematično modeliranje mora biti dokaj natančno, vendar nezapleteno, kajti zahtevni oz. izredno natančni matematični modeli lahko v določenih primerih poslabšajo rezultate analize v primerjavi z enostavnejšimi modeli. Pravilno zasnovano je vsekakor lažje in želeno doseči pri novogradnjah, medtem ko na zasnovano pri obstoječih konstrukcijah izredno težko vplivamo. Zavedati se moramo, da potres povzroča gibanje tal v vseh smereh ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ). Pri stavbah lahko potresni vpliv v vertikalni smeri v večini primerov zanemarimo in upoštevamo le dve horizontalni komponenti potresnega vpliva. Konstrukcija mora seveda zagotavljati zadostno nosilnost, togost in duktilnost v omenjenih vodoravnih smereh ter na ta način ustrezno prenašati vplive potresne obremenitve. Pomembna lastnost potresnoodpornih stavb je tudi torzijska nosilnost oziroma togost, ki lahko bistveno vpliva na obremenitve v konstrukciji. Posledica torzijsko podajne nosilne konstrukcije stavbe je neenakomerna obremenitev nosilnih elementov, predvsem tistih na obodu stavbe, in majhna redukcija potresnih sil zaradi zelo omejene sposobnosti konstrukcije, da prenaša obremenitve v nelinearnem področju in tako sipa energijo.

Nosilne konstrukcije na potresnih območjih lahko po zasnovi delimo na pravilne in nepravilne. Ta delitev vpliva na računski model, metodo računa in faktor obnašanja konstrukcije, t.j. sposobnost konstrukcije, da prenaša obremenitve v nelinearnem področju. Model konstrukcije lahko obravnavamo kot ravninski ali prostorski, vendar se moramo zavedati, da je prostorski model natančnejši.

### 3.5.2 Masa konstrukcije

Pri določitvi mase konstrukcije moramo upoštevati vse mase, ki so povezane s težnostnimi silami. Seštejemo mase zaradi stalne ter dela spremenljive obtežbe. Maso na nivoju  $i$ -te etaže izračunamo na sledeč način:

$$m_i = \frac{1}{g} \cdot \sum G_{k,j} + \frac{1}{g} \cdot \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.13)$$

kjer je  $g = (9,81 \text{ m/s}^2)$  težnosti pospešek tal,  $G_{k,j}$  je karakteristična vrednost stalnega vpliva,  $Q_{k,i}$  je karakteristična vrednost spremenljivega vpliva,  $\Psi_{E,i}$  pa je koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva. Z njim upoštevamo verjetnost, da spremenljivi vpliv  $Q_{k,i}$  v času potresnega delovanja ni prisoten po celotni konstrukciji. Izračunamo ga na naslednji način (SIST EN 1998-1:2004 točka 4.2.4(2)P):

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}, \quad (3.14)$$

kjer je  $\varphi$  koeficient spremenljivega vpliva in je odvisen od vrste spremenljivega vpliva, njegove lege ter zasedenosti etaž,  $\Psi_{2,i}$  pa je koeficient za navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva. Vrednosti omenjenih koeficientov prikazujemo v preglednici 45 in 46.

*Preglednica 45: Vrednost koeficienta  $\varphi$  (SIST EN 1998-1:2006)*

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
kategorija A-C	vrhnja etaža(streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorija D-F		1,0

*Preglednica 46: Vrednost koeficienta  $\Psi_{2,i}$  (SIST EN 1990:2004)*

Vpliv	delovanje-namen	$\Psi_{2,i}$
koristna obtežba $Q_{k,i}$	Kategorija B: pisarne	0,3
	Kategorija C: zbiranje ljudi	0,6
	Kategorija E: skladišča	0,8
	Kategorija H: strehe	0,0

#### 3.5.2.1 Izračun mase obravnavane stavbe

Maso stavbe izračunamo za vsako etažo posebej. V nadaljevanju prikazujemo izračun mase za tipično etažo. Izberemo strop v 4. nadstropju na koti 14,70 m. Pri računu ustrezno upoštevamo tudi maso, ki je razporejena med dvema sosednjima etažama.

Masa zaradi stalne obtežbe:

- stropna plošča

$$G_{k,1} = g_1 \cdot A^{g_1} + g_2 \cdot A^{g_2} + g_3 \cdot A^{g_3} + g_4 \cdot A^{g_4} + g_{\text{last.}} \cdot A^{g_{\text{last}}} =$$

$$= 1,88 \cdot 142,11 + 1,99 \cdot 572,02 + 2,13 \cdot 44,15 + 1,83 \cdot 4,13 + 6,25 \cdot 762,41 = 6272,15 \text{ kN}$$

- greda

$$G_{k,2} = b_{\text{grede}} \cdot d_{\text{grede}} \cdot L_{\text{grede}} \cdot \gamma_c = 0,2 \cdot 0,45 \cdot 6 \cdot 25 = 13,5 \text{ kN}$$

- linijska obtežba opeke

$$G_{k,3} = p_1 \cdot \sum L^{p_1} + p_2 \cdot \sum L^{p_2} + p_3 \cdot \sum L^{p_3} =$$

$$= 10,08 \cdot 14,3 + 20,69 \cdot 2,6 + 2,23 \cdot 2,18 = 202,80 \text{ kN}$$

- stebri (zgornja etaža)

$$G_{k,4} = \left( b_{\text{stebra}} \cdot d_{\text{stebra}} \cdot \frac{h_{\text{zg}}}{2} \cdot \gamma_c \right) \times 16_{\text{kom}} = \left( 0,4 \cdot 0,4 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 \right) \times 16 = 108,8 \text{ kN}$$

- stebri (spodnja etaža)

$$G_{k,5} = \left( b_{\text{stebra}} \cdot d_{\text{stebra}} \cdot \frac{h_{\text{sp}}}{2} \cdot \gamma_c \right) \times 16_{\text{kom}} = \left( 0,4 \cdot 0,4 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 \right) \times 16 = 108,8 \text{ kN}$$

- stene (zgornja etaža)

$$G_{k,6} = \left( b_{\text{stene}}^{20 \text{ cm}} \cdot \sum L^{b_{\text{stene}}^{20 \text{ cm}}} + b_{\text{stene}}^{40 \text{ cm}} \cdot \sum L^{b_{\text{stene}}^{40 \text{ cm}}} \right) \times \frac{h_{\text{zg}}}{2} \cdot \gamma_c =$$

$$= (0,2 \cdot 54,96 + 0,4 \cdot 4) \times \frac{3,4}{2} \cdot 25 = 535,16 \text{ kN}$$

- stene (spodnja etaža)

$$G_{k,7} = \left( b_{\text{stene}}^{20 \text{ cm}} \cdot \sum L^{b_{\text{stene}}^{20 \text{ cm}}} + b_{\text{stene}}^{40 \text{ cm}} \cdot \sum L^{b_{\text{stene}}^{40 \text{ cm}}} \right) \times \frac{h_{\text{sp}}}{2} \cdot \gamma_c =$$

$$= (0,2 \cdot 54,96 + 0,4 \cdot 4) \times \frac{3,4}{2} \cdot 25 = 535,16 \text{ kN}$$

Masa zaradi spremenljive obtežbe

- stropna plošča

$$Q_{k,B} = q_B \cdot A^{q_B} = 4,20 \cdot 762,41 = 3202,12 \text{ kN}$$

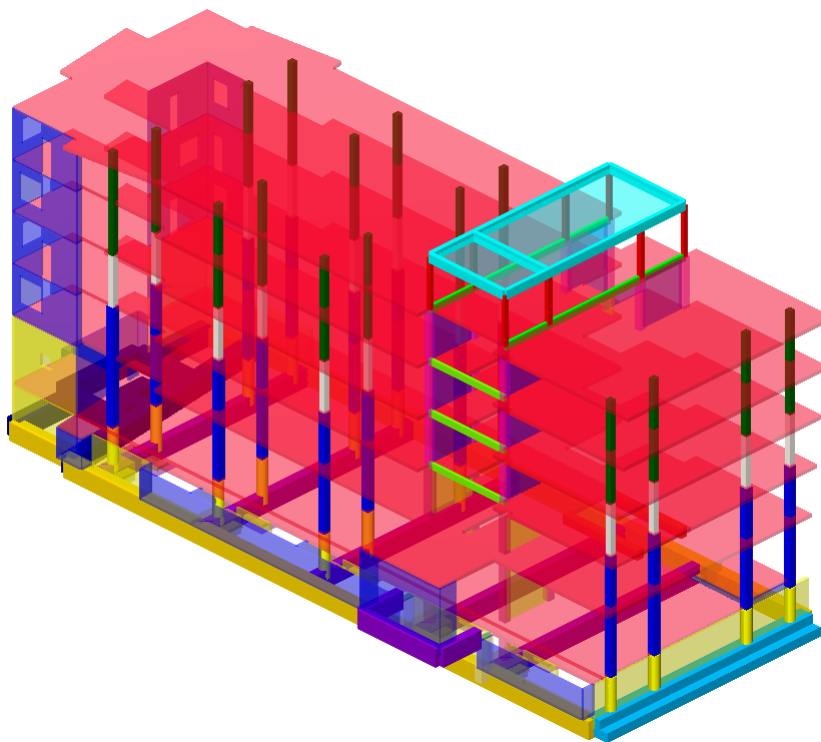
Celotna masa

$$m_4 = \frac{1}{g} \cdot \sum G_{k,j} + \frac{1}{g} \cdot \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} =$$

$$= \frac{1}{9,81} \cdot \sum [6272,15 + 13,5 + 202,80 + 108,8 \cdot 2 + 535,16 \cdot 2] +$$

$$+ \frac{1}{9,81} \cdot \sum [0,3 \cdot 0,5 \cdot 3202,12 \text{ k}] = 836,68 \text{ t}$$

Mase preostalih etaž stavbe prikazujemo v preglednici 47. Primerjamo jih z masami prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, ki ga izdelamo v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012) in ga podrobneje predstavimo v poglavju 6. Na sliki 24 zgolj prikažemo model stavbe.



Slika 24: Prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012)

Preglednica 47: Mase objekta po etažah

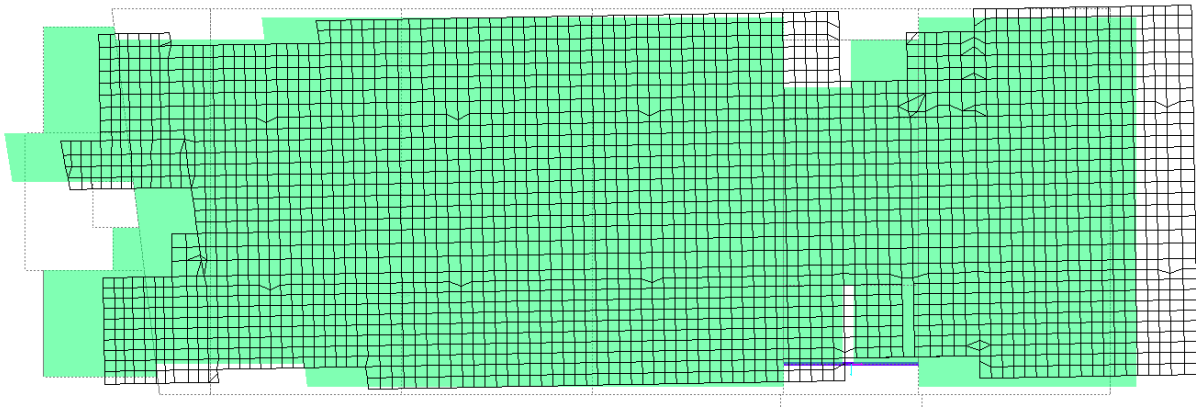
Etaža	Masa [t] (peš račun)	Masa [t] (Tower7)
$m_6$	63,78	63,80
$m_5$	967,45	968,20
$m_4$	836,68	837,58
$m_3$	831,39	831,97
$m_2$	835,05	835,69
$m_1$	911,22	913,55

Ugotovimo, da se "peš" račun mas skoraj popolnoma ujema z masami računskega modela stavbe iz programa Tower7 (Radimpex Software, 2012).

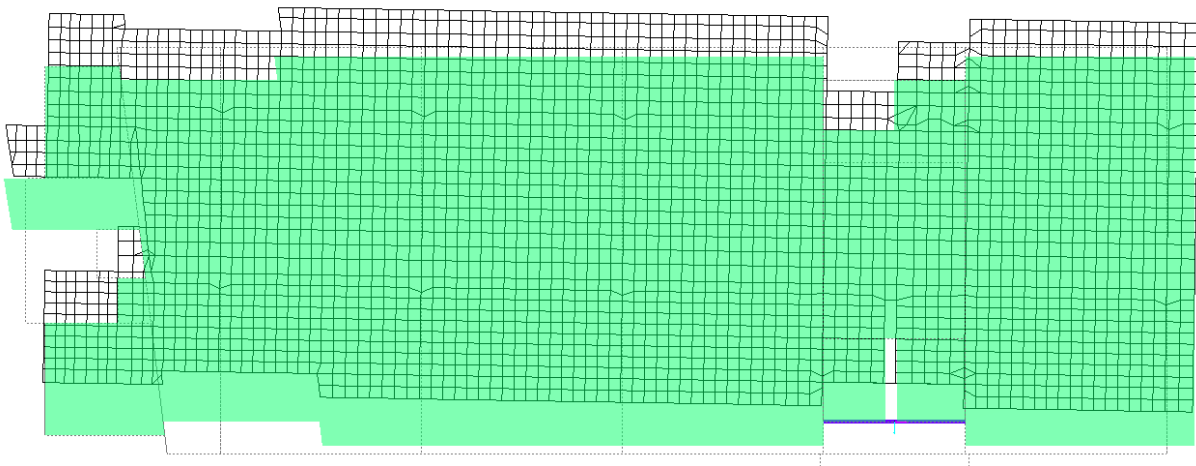
### 3.5.3 Kontrola pravilnosti nosilne konstrukcije obravnavane stavbe

#### 3.5.3.1 Središče togosti posamezne etaže iz programa Tower7

Središče togosti izračunamo za vsako etažo posebej s pomočjo računskega modela v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012). Ker komercialni program Tower7 (Radimpex Software, 2012) središče togosti posamezne etaže ne izračuna povsem pravilno (horizontalna sila, ki učinkuje v središču togosti, povzroča tudi rotacijo etaže; glej sliki 25 in 26), središče togosti izračunamo še po postopku, ki ga podajamo v nadaljevanju.



Slika 25: Pomik  $i$ -te etaže zaradi delovanja vodoravne sile  $F_x$  v središču togosti (model iz programa Tower7)



Slika 26: Pomik  $i$ -te etaže zaradi delovanja vodoravne sile  $F_y$  v središču togosti (model iz programa Tower7)



### 3.5.3.2 Razdalja med centrom mase in centrom togosti

Ekscentričnost konstrukcije določimo za vsako smer in etažo posebej. Lego masnega središča posamezne etaže odčitamo iz programa Tower7 (Radimpex Software, 2012). Razdaljo med masnim in togostnim središčem za  $i$ -to etažo pa izračunamo s pomočjo enačb:

$$e_{ox,i} = \frac{R_z(F_y=10^6)}{R_z(M_z=10^6)} \quad \text{in} \quad e_{oy,i} = \frac{R_z(F_x=10^6)}{R_z(M_z=10^6)}, \quad (3.15)$$

kjer je  $e_{ox,i}$  ekscentričnost v smeri osi X,  $e_{oy,i}$  pa ekscentričnost v smeri osi Y. Pri tem je  $R_z$  rotacija etaže zaradi sile  $F_x = 10^6$  v smeri osi X, ki učinkuje v središču mase  $i$ -te etaže,  $R_z$  je rotacija zaradi sile  $F_y = 10^6$  v smeri osi Y,  $R_z$  pa rotacija etaže zaradi momenta  $M_z = 10^6$  okoli Z osi. Z izbiro velikih obremenitev se izognemo numeričnim napakam, saj je tudi togost konstrukcije zelo velika. Vpliv posamezne obtežbe v središču mas obravnavamo neodvisno za vsako smer posebej tako, da imamo v vsaki etaži tri obtežne primere. Rezultate računa prikazujemo v preglednici 48.

Preglednica 48: Račun središča togosti posamezne etaže

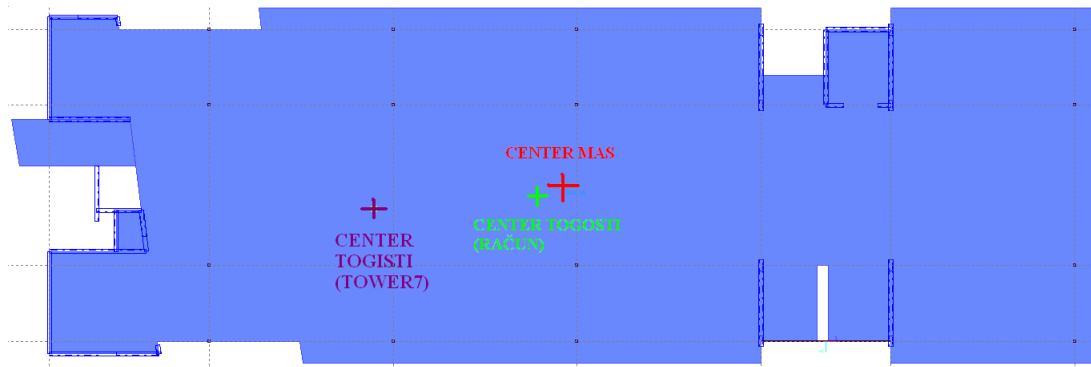
Etaža	Kota (m)	Center mase $i$ -te etaže (Tower7)		Rotacija $i$ -te etaže zaradi delovanja sile oz. torz. momenta v centru mase $i$ -te etaže			Razdalja med togostnim in masnim središčem		Center togosti $i$ -te etaže	
		$X_{CM,i}$ (m)	$Y_{CM,i}$ (m)	Rotacija $R_{z,i}$ zaradi $F_{x,i}$	Rotacija $R_{z,i}$ zaradi $F_{y,i}$	Rotacija $R_{z,i}$ zaradi $F_{z,i}$	$e_{ox,i}$ (m)	$e_{oy,i}$ (m)	$X_{CR,i}$ (m)	$Y_{CR,i}$ (m)
6	21,5	35,9	7,04	0,15622	0,01288	0,49121	0,03	0,32	35,87	7,36
5	18,1	25,03	7,16	0,00053	0,00163	0,00100	1,63	0,53	23,40	6,63
4	14,7	24,03	7,19	0,00049	0,00067	0,00083	0,81	0,59	23,22	6,60
3	11,3	23,83	7,19	0,00049	0,00053	0,00067	0,79	0,73	23,04	6,46
2	7,9	23,72	7,19	0,00042	0,00057	0,00050	1,14	0,84	22,58	6,35
1	4,5	23,72	6,83	0,00031	0,00082	0,00035	2,34	0,89	21,38	5,94

V preglednici 49 prikazujemo primerjavo izračunane in odčitane lege središča togosti posamezne etaže obravnavane stavbe.

Preglednica 49: Primerjava izračunane in odčitane lege središča togosti posameznih etaž obravnavane stavbe

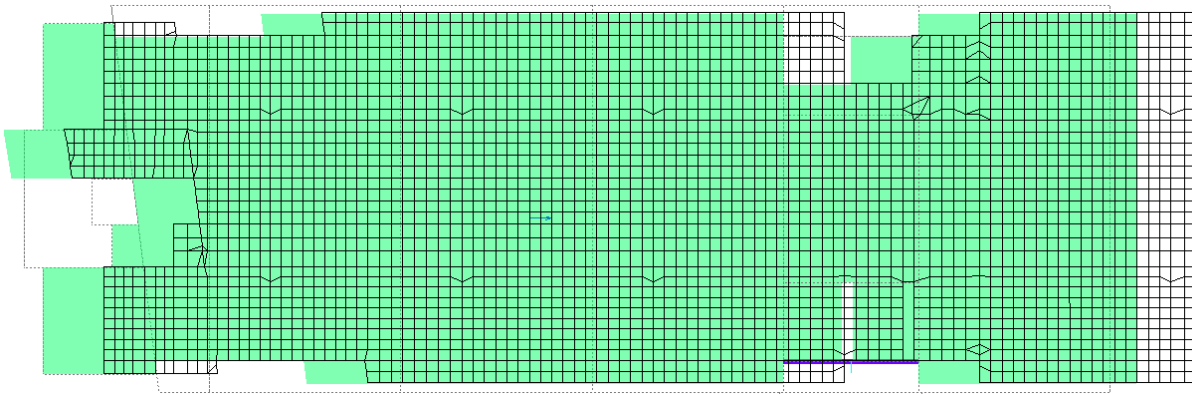
Center togosti $i$ -te etaže (račun)		Center togosti $i$ -te etaže (odčitek Tower7)	
$X_{CR,i}$ (m)	$Y_{CR,i}$ (m)	$X_{CR,i}$ (m)	$Y_{CR,i}$ (m)
35,87	7,36	35,90	7,20
23,40	6,63	14,21	5,35
23,22	6,60	14,25	6,09
23,04	6,46	18,41	5,35
22,58	6,35	15,02	6,10
21,38	5,94	16,26	3,04

Razlika med legami je očitna, kar prikazujemo tudi na sliki 27. Torej je odločitev o neodvisnem računu centra togosti posameznih etaž smiselna in tudi potrebna.

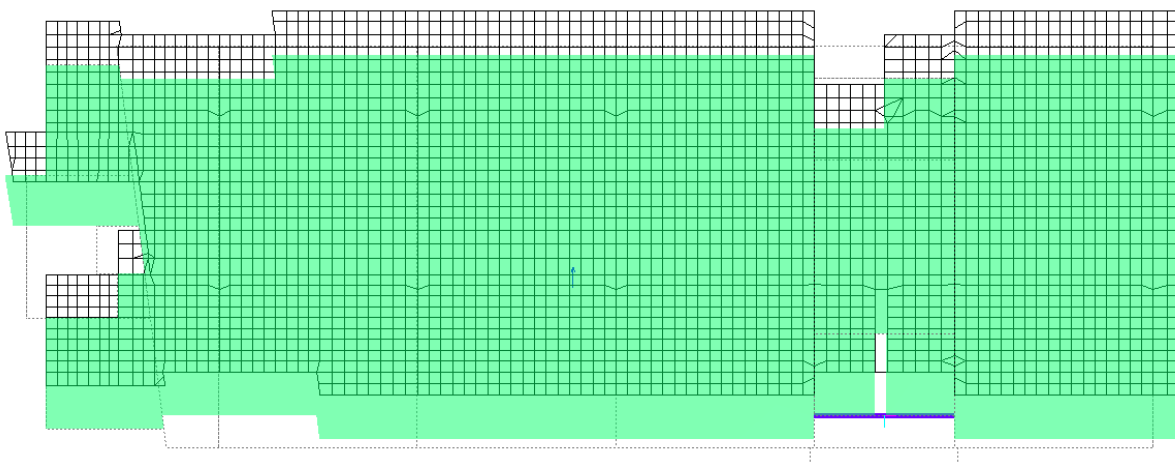


Slika 27: Prikaz masnega in togostnega središča za značilno etažo stavbe

Pravilnost izračunanih leg centra togosti posameznih etaž potrjujejo tudi sliki 28 in 29. V primeru delovanja vodoravnih sil s prijemališčem v centru togosti, se obravnavana etaža le translatorsno premakne, zasuka pa ni.



Slika 28: Translatorsni pomik  $i$ -te etaže v primeru delovanja sile  $F_x$  s prijemališčem v središču togosti



Slika 29: Translatorsni pomik  $i$ -te etaže zaradi delovanja sile  $F_y$  s prijemališčem v središču togosti

### 3.5.3.3 Torzijski polmeri etaž

Torzijski polmeri v splošnem določimo za vsako etažo in smer posebej s pomočjo naslednjih enačb:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_{Mz}}{K_{Fy}}} \quad \text{in} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_{Mz}}{K_{Fx}}}, \quad (3.16)$$

$$K_{Mz} = \frac{1}{R_z(M_{Tz}=10^6)}, \quad K_{Fx} = \frac{1}{U_x(F_{Tx}=10^6)} \quad \text{in} \quad K_{Fy} = \frac{1}{U_y(F_{Ty}=10^6)}, \quad (3.17)$$

kjer je  $r_{x(y)}$  torzijski polmer v smeri osi X oziroma Y,  $K_{Mz}$  je torzijska togost,  $K_{Fx(Fy)}$  pa translacijska togost v smeri osi X oziroma Y. Pri tem je  $U_x$  pomik etaže zaradi sile  $F_{Tx} = 10^6$  v smeri osi X, ki učinkuje v središču togosti  $i$ -te etaže,  $U_y$  je pomik etaže zaradi sile  $F_{Ty} = 10^6$  v smeri osi Y,  $R_z$  pa rotacija etaže zaradi momenta  $M_{Tz} = 10^6$  okoli osi Z. Izračun prikazujemo v preglednici 50 in 51.

Preglednica 50: Pomiki in rotacije zaradi delovanja enotskih obremenitev v središču togosti  $i$ -te etaže

Pomik in rotacija $i$ -te etaže zaradi delovanja sile oz. torz. momenta v centru togosti $i$ -te etaže				
Etaža	Kota (m)	Pomik $U_{x,i}$ zaradi $F_{x,i}$	Pomik $U_{y,i}$ zaradi $F_{y,i}$	Rotacija $R_{z,i}$ zaradi $M_{z,i}$
6	21,5	22,20830	21,29920	0,49031
5	18,1	0,52288	0,86566	0,00100
4	14,7	0,41923	0,62744	0,00083
3	11,3	0,31893	0,43602	0,00067
2	7,9	0,22741	0,28339	0,00050
1	4,5	0,14285	0,17075	0,00035

Preglednica 51: Togosti in torzijski polmeri  $i$ -te etaže

Etaža	Kota (m)	Torzijska in translacijska togosti $i$ -te etaže			Torzijski polmer $i$ -te etaže	
		$K_{Mz,i}$ (kNm/m)	$K_{Fx,i}$ (kN/m)	$K_{Fy,i}$ (kN/m)	$r_{x,i}$ (m)	$r_{y,i}$ (m)
6	21,5	2039526	45028,21	46950,12	6,59	6,73
5	18,1	1E+09	1912485	1155188	29,42	22,87
4	14,7	1,2E+09	2385325	1593778	27,49	22,47
3	11,3	1,49E+09	3135484	2293473	25,51	21,82
2	7,9	2E+09	4397344	3528706	23,81	21,33
1	4,5	2,86E+09	7000350	5856412	22,09	20,2

### 3.5.3.4 Vztrajnostni polmeri mas

Če je masa  $i$ -te etaže enakomerno porazdeljena po tlorisu, lahko vztrajnostni polmer mase  $i$ -te etaže izračunamo z enačbo:

$$l_s = \sqrt{\frac{l_x + l_y}{A}}, \quad (3.18)$$

kjer je  $l_s$  vztrajnostni polmer mase  $i$ -te etaže,  $l_{x(y)}$  je vztrajnostni moment etaže okoli osi X in Y,  $A$  pa površina  $i$ -te etaže. Izračun podajamo v preglednici 52.

Preglednica 52: Izračun vztrajnostnega polmera  $i$ -te etaže

Etaža	Kota (m)	Vztrajnostna momenta in površina $i$ -te etaže			Vztrajnostni polmer $i$ -te etaže
		$I_{x,i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{y,i}$ (m <sup>4</sup> )	$A$ (m <sup>2</sup> )	$l_{s,i}$ (m)
6	21,5	1482,19	256,66	86,03	4,5
5	18,1	17510,13	171887,9	808,27	15,31
4	14,7	16128,57	151204,8	762,5	14,81
3	11,3	15986,23	147396,9	755,99	14,7
2	7,9	15820,04	143381,1	748,85	14,58
1	4,5	18935,67	143867,7	776	14,48

### 3.5.3.5 Kontrola tlorisne pravilnosti

Tlorisna pravilnost je odvisna od večjega števila parametrov. Pomembno je, da ima konstrukcija približno simetrično razporeditev togosti in mase glede na dve pravokotni osi. Togost stropov v svoji ravnini mora biti zadostna v primerjavi s horizontalno togostjo vertikalnih elementov, da deformiranje stropov nima velikega vpliva na razporeditev notranjih statičnih količin v vertikalnih elementih. Vitkosti tlorisa konstrukcije izračunamo na naslednji način:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{48,17}{16,40} = 2,94 \leq 4, \quad (3.19)$$

kjer je  $L_{\max}$  večja tlorisna dimenzija,  $L_{\min}$  pa manjša tlorisna dimenzija, merjena v dveh pravokotnih smereh. Ugotovimo, da je omenjeni pogoj tlorisne pravilnosti izpolnjen.

Razdalja med centrom mase in centrom togosti  $e_{o,x(o,y)}$  v  $i$ -ti etaži mora biti manjše od 30% torzijskega polmera  $r_{x(y)}$ . Prav tako mora biti torzijski polmer  $r_{x(y)}$   $i$ -te etaže večji od vztrajnostnega polmera  $l_s$   $i$ -te etaže. Torej:

$$e_{o,x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad \text{in} \quad e_{o,y} \leq 0,30 \cdot r_y \quad (3.20)$$

$$r_x \geq l_s \quad \text{in} \quad r_y \geq l_s, \quad (3.21)$$

kjer je  $e_{o,x(o,y)}$  razdalja med togostnim in masnim središčem v smeri osi X oziroma Y,  $r_{x(y)}$  je torzijski polmer v smeri osi X oziroma Y in  $l_s$  vztrajnostni polmer mase  $i$ -te etaže. Izračun in kontrolo predstavimo v preglednici 53 in 54.

*Preglednica 53: Kontrola pogojev torzijske podajnosti stavbe*

Etaža	X - smer			Y - smer				
	$r_{x,i} \text{ (m)} \geq l_{s,i} \text{ (m)}$	Torzijsko podajen sistem		$r_{y,i} \text{ (m)} \geq l_{s,i} \text{ (m)}$	Torzijsko podajen sistem			
6	6,59	≥	4,50	NE	6,73	≥	4,50	NE
5	29,42	≥	15,31	NE	22,87	≥	15,31	NE
4	27,49	≥	14,81	NE	22,47	≥	14,81	NE
3	25,51	≥	14,70	NE	21,82	≥	14,70	NE
2	23,81	≥	14,58	NE	21,33	≥	14,58	NE
1	22,09	≥	14,48	NE	20,20	≥	14,48	NE

Ugotovimo, da ima konstrukcija minimalno torzijsko togost (glej preglednico 53) in izpolnjuje pogoju (3.21). Pogoju enostavneje zadostimo z modalno analizo. Če je torzijska nihanja oblika  $T_{tor}$  večja od translatornih  $T_{1x(1y)}$  smatramo torzijsko podajen sistem. V nasprotnem primeru sistem ni podajen.

*Preglednica 54: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije*

Etaža	X - smer			Y - smer				
	$e_{ox,i} \text{ (m)} \leq 0,3r_{x,i} \text{ (m)}$	Kontrola izpolnjenosti pogoja		$e_{oy,i} \text{ (m)} \leq 0,3r_{y,i} \text{ (m)}$	Kontrola izpolnjenosti pogoja			
6	0,03	≤	1,98	DA	0,32	≤	2,02	DA
5	1,63	≤	8,83	DA	0,53	≤	6,86	DA
4	0,81	≤	8,25	DA	0,59	≤	6,74	DA
3	0,79	≤	7,65	DA	0,73	≤	6,55	DA
2	1,14	≤	7,14	DA	0,84	≤	6,4	DA
1	2,34	≤	6,63	DA	0,89	≤	6,06	DA

Ugotovimo, da je pogoj ekscentričnosti (3.20) izpolnjen (glej preglednico 54). Ker je pogoj (3.20) in (3.21) izpolnjen lahko konstrukcijo opredelimo kot tlorisno pravilno.

### 3.5.3.6 Kontrola pravilnosti po višini

Da lahko objekt opredelimo kot pravilen po višini, mora izpolnjevati naslednje zahteve:

- elementi, ki prenašajo horizontalen vpliv (stene in stebri), morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha konstrukcije,
- togost in masa v vodoravni smeri potekata nekako enakomerno od spodnje do vrhnje etaže, oziroma se enakomerno zmanjšuje z višino objekta in ni hipnih sprememb togosti po višini.

V primeru, da imamo različne višine etaž oz. posameznih delov, je potrebno upoštevati zahteve, ki so opredeljene v (SIST EN 1998-1:2006 točka 4.2.3.3(5)).

Ker vse konstrukcijske stene ne potekajo neprekinjeno od temeljev do vrhnje etaže ter imamo različne višine etaž in ker se togost in mase po višini malo spreminjajo, opredelim objekt kot nepravilen po višini. Spremembo togosti in mas po višini odčitamo iz preglednice 48 (glej poglavje 3.5.3.2).

### 3.5.4 Določitev vrste konstrukcije

Konstrukcijski sistem obravnavane stavbe bi lahko uvrstili med mešane sisteme. To so sistemi, kjer je strižna nosilnost sten med 35% in 65%. Pri mešanih sistemih, ekvivalentni okvirnemu, mora biti strižna nosilnost okvirja ob vpetju med 50% in 65% celotne strižne nosilnosti konstrukcijskega sistema. Pri mešanih sistemih, ekvivalentnem stenastemu, mora biti strižna nosilnost okvirja ob vpetju med 35% in 50% oziroma strižna nosilnost sten ob vpetju med 50% in 65% celotne strižne nosilnosti konstrukcijskega sistema. Mešani sistem je izredno primeren, ker imajo stene veliko togost in duktilnost. Pri večjih deformacijah, kjer se stene že plastificirajo, pa okvirji nudijo dodatno sposobnost sipanja energije v konstrukciji. Težava, s katero se srečujemo pri elastični analizi mešanih sistemov, je različen odziv dveh medsebojno različnih konstrukcijskih sistemov pri delovanju močnih potresov. Glavni problem predstavlja različna togost stene in okvira ter razlika med razmerjem togosti in nosilnosti. Zavedati se moramo, da med delovanjem potresa v začetni fazi, kjer se konstrukcijski sistem obnaša še elastično, celotno obremenitev prevzamejo stene. Okvirji so pri tem skoraj neobremenjeni. Ko pa postane obnašanje konstrukcije neelastično, se stene plastificirajo. S plastifikacijo stene ne izgubimo nosilnosti, pač pa se poveča deformabilnost konstrukcije. To pa pomeni, da okvirji, ki so bili v elastični analizi zelo malo obremenjeni, so po plastifikaciji sten deležni znatnih obremenitev. Zato so lahko rezultati elastične analize tudi napačni.

Za določitev vrste konstrukcijskega sistema obravnavane stavbe v nadaljevanju izračunamo strižno nosilnost konstrukcijskega sistema. Določiti bi ga morali ob znani armaturi in pri neelastičnem odzivu konstrukcije, kar pa se v praksi uporablja le izjemoma, ker je takšen postopek računa zahteven in zamuden. Zato lahko oceno strižne nosilnosti naredimo s pomočjo strižnih sil pri potresnem projektnem stanju. Pri tem pa se zavedamo, da je lahko razporeditev strižne sile pri elastični analizi zelo različna od razporeditve strižnih sil pri neelastični analizi.

### 3.5.4.1 Strižne sile za potresno projektno stanje

Strižne sile odčitamo iz prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije stavbe, ki smo ga izdelali v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012). Odčitke izvedemo za vse vertikalne nosilne elemente in sicer na koti vpetja v ploščo toge kleti.

#### Strižne sile v smeri X

$$\sum Q_{\text{STENE}}^{\text{X-smer}} = 266 + 127 + 339 + 314 + 48 + 1074 = 2168 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{\text{STEBRI}}^{\text{X-smer}} = 25 \cdot 3 + 32 \cdot 2 + 29 \cdot 2 + 26 + 27 \cdot 2 + 30 + 28 \cdot 2 + 36 + 20 + 21 = 440 \text{ kN}$$

$$\sum Q^{\text{X-smer}} = \sum Q_{\text{STENE}}^{\text{X-smer}} + \sum Q_{\text{STEBRI}}^{\text{X-smer}} = 2168 + 440 = 2608 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{\text{STENE}}^{\text{X-smer}} = 83,13\%$$

$$\sum Q_{\text{STEBRI}}^{\text{X-smer}} = 16,87\%$$

#### Strižne sile v smeri Y

$$\sum Q_{\text{STENE}}^{\text{Y-smer}} = 457 + 309 + 327 + 229 + 213 + 399 + 537 + 259 = 2331 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{\text{STEBRI}}^{\text{Y-smer}} = 10 \cdot 2 + 7 \cdot 2 + 17 \cdot 2 + 19 \cdot 2 + 23 \cdot 2 + 25 \cdot 2 + 83 + 68 + 63 + 55 = 470 \text{ kN}$$

$$\sum Q^{\text{Y-smer}} = \sum Q_{\text{STENE}}^{\text{Y-smer}} + \sum Q_{\text{STEBRI}}^{\text{Y-smer}} = 2331 + 470 = 2801 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{\text{STENE}}^{\text{Y-smer}} = 83,22\%$$

$$\sum Q_{\text{STEBRI}}^{\text{Y-smer}} = 16,78\%$$

Ugotovimo, da lahko nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo med stenaste sisteme, saj so strižne sile v stenah pri elastični analizi večje od 65% skupne strižne sile. Pomemben kriterij pri določanju vrste konstrukcijskega sistema je tudi razporeditev vertikalne obremenitve po tlorisu. Dodatno ugotovimo, da velik del vertikalne obremenitve prevzamejo tudi okvirji (stebri). Iz tega razloga konstrukcijski sistem uvrstimo med mešan sistem, ekvivalenten stenastemu. Z izbiro mešanega sistema so potresne sile manjše kot pri stenastemu sistemu. Razdelitev potresne obremenitve med stene in okvirje pa je še vedno enaka, saj z izbiro faktorja obnašanja ne vplivamo na togost sistema.

### 3.5.5 Faktor obnašanja konstrukcije

S faktorjem obnašanja upoštevamo redukcijo potresnih sil pri projektiranju potresno odpornih konstrukcij zaradi sposobnosti konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne obremenitve tudi v nelinearnem območju. To naredimo tako, da izvedemo linearno elastično modalno analizo, pri čemer upoštevamo projektni spekter odziva, ki je elastični spekter, zmanjšan za faktor obnašanja. Pri tem upoštevamo 5% viskozno dušenje konstrukcije.

Faktor obnašanja konstrukcije določimo za vsako smer posebej na naslednji način (SIST EN 1998-1:2006 točka 5.2.2.2(1)P):

$$q_i = q_o \cdot k_{w,i} \geq 1,5 \quad (3.22)$$

kjer je  $q_o$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini ter od stopnje duktilnosti,  $k_{w,i}$  pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja konstrukcijskega sistema. V primeru, da je konstrukcijski sistem po višini nepravilen, osnovno vrednost faktorja obnašanja zmanjšamo za 20%.

Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe smo uvrstili med mešane sisteme, ekvivalentne stenastemu. Projektirali jo bomo na srednji razred duktilnosti (DCM). Sicer standard (SIST EN 1998-1:2006) loči tri razrede oziroma stopnje duktilnosti. Prva stopnja je nizka stopnja duktilnosti (DCL), ki se v Sloveniji ne uporablja in se priporoča samo na področjih z nizko seizmičnostjo. Druga stopnja projektiranja je že omenjena DCM, s katero zajamemo sposobnost sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja konstrukcijskega sistema. Tretja stopnja projektiranja pa je visoka stopnja duktilnosti (DCH), pri kateri je lahko faktor obnašanja najvišji, vendar je potrebno pri projektiranju takih konstrukcij izredno natančno in temeljito preučiti in sprojektirati detajle, v katerih pričakujemo sipanje energije oziroma mesta plastičnih členkov. Postopek projektiranja DCM in DCH ustreza projektiranju potresno odpornih konstrukcij.

Osnovna vrednost faktorja obnašanja za obravnavano stavbo je:

$$q_o = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6, \quad (3.23)$$

kjer je  $\alpha_u$  faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi ne spremenijo), tako da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma) in  $\alpha_1$  faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi ne spremenijo), tako da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibna odpornost (upogibni plastični členek). Faktor  $\alpha_u$  določimo z nelinearno statično (t.i. pushover) globalno analizo. Ker nelinearne statične analize nismo izvajali in se v praksi uporablja le izjemoma, standard dovoljuje, da lahko za



stavbe, ki so tlorisno pravilne, določimo približne vrednosti za razmerje  $\alpha_u/\alpha_1$ . Za mešani konstrukcijski sistem, ekvivalenten stenastemu, je razmerje  $\alpha_u/\alpha_1$  enako 1,2. Faktor  $k_w$  za stenaste, stenam enakovredne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme, izračunamo z enačbo:

$$0,5 \leq k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1, \quad (3.24)$$

kjer je  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu. Izračunamo ga z enačbo:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}. \quad (3.25)$$

Pri tem je  $h_{wi}$  višina  $i$ -te stene,  $l_{wi}$  pa dolžina prereza  $i$ -te stene. V nadaljevanju izračunamo faktor obnašanja za vsako smer posebej.

#### Smer X

$$\sum h_{wi} = 18,10 + 4,5 + 18,10 + 18,10 + 18,10 + 18,10 = 95 \text{ m}$$

$$\sum l_{wi} = 3,0 + 6,0 + 3,14 + 3,72 + 4,48 + 5,06 = 25,4 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = 95/25,4 = 3,74$$

$$0,5 \leq k_w = \frac{1+3,74}{3} = 1,58 \leq 1, \text{ sledi } k_w = 1,0$$

$$q_x = q_0 \cdot k_{w,x} = 3,6 \cdot 1,0 = 3,6 \geq 1,5.$$

#### Smer Y

$$\sum h_{wi} = 18,10 + 18,10 + 4,5 + 4,5 + 18,10 \cdot 4 = 117,6 \text{ m}$$

$$\sum l_{wi} = 4,73 + 4,73 + 6,7 + 4,8 + 4,0 = 24,96 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = 117,6/24,96 = 4,71$$

$$0,5 \leq k_w = \frac{1+4,71}{3} = 1,90 \leq 1, \text{ sledi } k_w = 1,0$$

$$q_y = q_0 \cdot k_{w,y} = 3,6 \cdot 1,0 = 3,6 \geq 1,5$$

Ker je obravnavana stavba nepravilna po višini, moramo faktor obnašanja reducirati za 20% in sicer za obe smeri.

$$q_x = 3,6 \cdot 0,8 = 2,88 \geq 1,5$$

$$q_y = 3,6 \cdot 0,8 = 2,88 \geq 1,5$$

### 3.5.6 Modalna analiza s spektri odziva

Modalno analizo opravimo na prostorskem računskem modelu konstrukcije v programu. V analizi upoštevamo vse nihajne oblike, ki bistveno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije. To pomeni, da mora biti za upoštevane nihajne oblike vsota učinkovitih modalnih mas vsaj 90% celotne mase konstrukcije. Pri tem pa moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki imajo najmanj 5% učinkovite modalne mase za posamezno nihajno obliko.

### 3.5.7 Identifikacija tipa tal

Standard (SIST EN 1998-1:2006 točka 3.1.2(1)) loči različne tipe tal, ki so označeni s črkami A, B, C, D, E. Pri tem najboljša tla predstavljajo tip tal A, najslabša tla pa tip E. Tla, na katerih stoji obravnavana stavba, uvrstimo med tip tal B. Za tip tal B je značilen zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, globine vsaj nekaj deset metrov. Zanje je značilno, da mehanske lastnosti z globino naraščajo.

### 3.5.8 Projektni spekter za elastično analizo

Navadno pri projektiranju uporabimo sile, ki so manjše od linearno elastičnega odziva oziroma računa. Nelinearni analizi se izognemo tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva oziroma projektnim spektrom, ki ga izvedemo z vpeljavo faktorja obnašanja  $q$ .

Za projektni spekter  $S_d(T)$  določimo vrednosti vodoravnih komponent s pomočjo naslednjih enačb (SIST EN 1998-1:2006 točka 3.2.2.5(4)P):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.26)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.27)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (3.28)$$

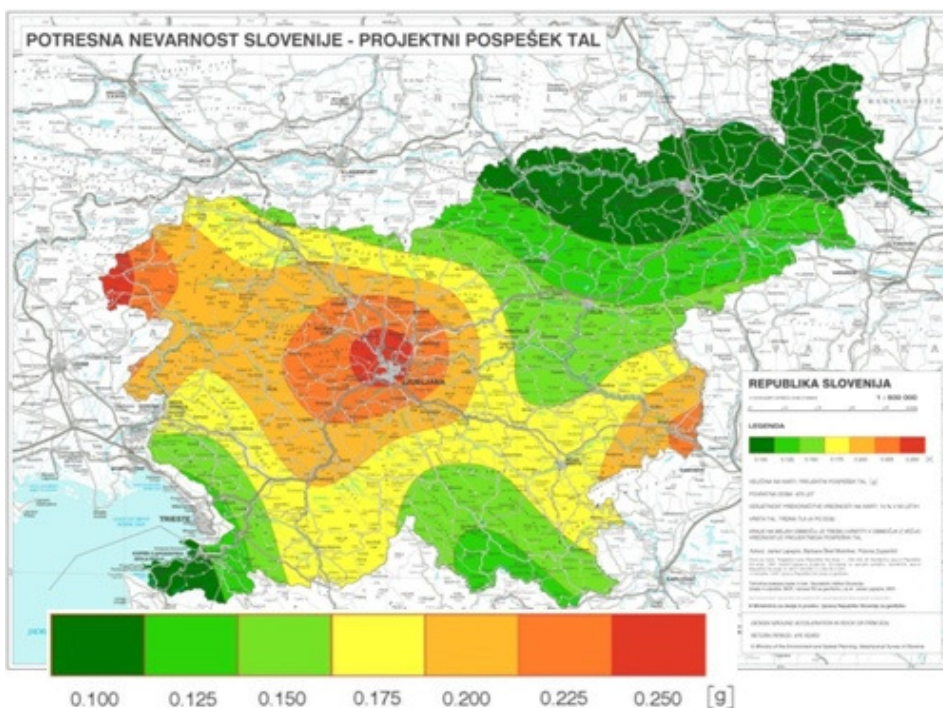
$$T_D \leq T: \quad S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (3.29)$$

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}, \quad (3.30)$$

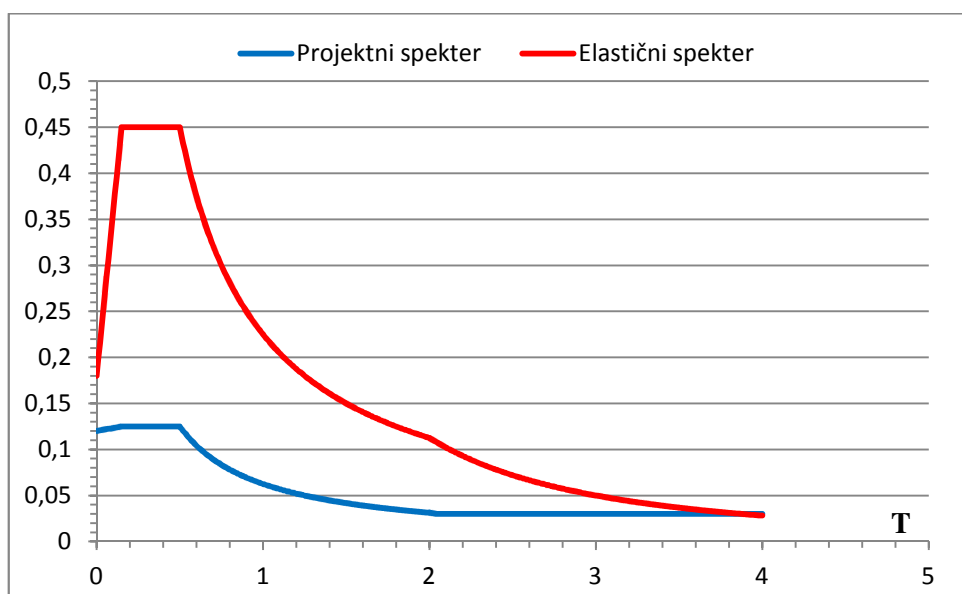
kjer je  $S_d(T)$  projektni spekter,  $q$  je faktor obnašanja,  $\beta$  je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru,  $a_g$  je projektni pospešek za tla tipa A,  $S$  je faktor tal,  $T$  je nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,  $T_B$  je spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  $T_C$  je zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  $T_D$  pa je nihajni čas, pri katerem se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika.

Za tla tipa B so vrednosti parametrov za projektni spekter sledeči (SIST EN 1998-1:2006 točka 3.2.2.2, preglednica 3.2):  $S = 1,2$ ,  $T_B = 0,15$ ,  $T_C = 0,5$  in  $T_D = 2,0$ .

Obravnavana stavba je locirana v Celju. V tem primeru je projektni pospešek tal  $0,15 g$  (glej sliko 30). Na sliki 31 prikazujemo elastični in projektni spekter. Projektni spekter je za obe smeri enak, saj je faktor obnašanja enak za smer X in Y.



Slika 30: Potresna nevarnost Slovenije in projektni pospešek tal (ARSO, 2001)



Slika 31: Elastični in projektni spekter (enak za smer X in Y)

### 3.5.8.1 Nihajni časi konstrukcije

V preglednici 55 podajamo izračunane vrednosti nihajnih časov in efektivnih mas, ki jih odčitamo iz programa Tower7 (Radimpex Software, 2012).

Preglednica 55: Nihajni časi in efektivne mase

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Eff. mase za X-smer [%]	Eff. mase za Y-smer [%]	Skupaj X-smer [%]	Skupaj Y-smer [%]
1	0,7901	48,45	5,84	48,45	5,84
2	0,7725	6,25	38,98	54,70	44,82
3	0,4376	0,07	13,82	54,77	58,64
4	0,3406	1,24	0,01	56,01	58,65
5	0,3162	0,00	0,86	56,01	59,51
6	0,2606	0,00	0,00	56,01	59,51
7	0,1757	15,20	0,01	71,21	59,52
8	0,1600	0,08	12,24	71,29	71,76
9	0,1216	0,40	2,46	71,69	74,22
10	0,0974	5,88	0,11	77,57	74,33
11	0,0832	0,86	5,49	78,43	79,82
12	0,0788	0,08	0,06	78,51	79,88
13	0,0779	4,01	1,70	82,52	81,58
14	0,0740	0,04	0,89	82,56	82,47
15	0,0680	2,52	0,28	85,08	82,75
16	0,6520	1,09	3,57	86,17	86,32
17	0,0640	0,23	0,07	86,40	86,39
18	0,0600	2,95	1,72	89,35	88,11
19	0,0589	1,27	1,54	90,62	89,65
20	0,0572	0,17	0,45	90,79	90,10

V analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki bistveno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije. Iz računa ugotovimo, da moramo upoštevati 20 nihajnih oblik. Pri kombinacijah odziva v posameznih nihajnih oblikah lahko uporabimo SRSS (Square Root of the Sum of the Squares = kvadratni koren vsote kvadratov) ali CQC (Complete Quadratic Combination = kompletna kvadratna kombinacija) metodo. Izbira SRSS ali CQC metode je odvisna od več parametrov. Da sta dve nihajni obliki "i" in "j" medsebojno neodvisni, morata nihajna časa  $T_i$  in  $T_j$  ( $T_j \leq T_i$ ) ustrezati naslednjemu pogoju:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i, \quad (3.31)$$

Ob upoštevanju pogoja (3.31)

$$T_2 = 0,7725 \text{ s} \leq 0,9 \cdot T_1 = 0,9 \cdot 0,7901 \text{ s} = 0,7111 \text{ s},$$

ugotovimo, da sta nihajna časa medsebojno odvisna, zato moramo pri kombinaciji odzivov uporabiti natančnejšo metodo CQC.

### 3.5.8.2 Slučajna ekscentričnost

Vpliv slučajne ekscentričnosti upoštevamo s premikom mase  $i$ -te etaže iz središča mase. To izvedemo na sledeč način:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.32)$$

kjer je  $e_{ai}$  naključna ekscentričnost mase  $i$ -te etaže,  $L_i$  pa je tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

### 3.5.9 Kontrola celotne prečne sile

Kontrolo celotne prečne sile opravimo zaradi možnih napak v računskem modelu. Pri tem ocenimo spodnjo in zgornjo mejo celotne prečne sile. Spodnjo mejo celotne prečne sile ocenimo tako, da upoštevamo efektivne mase pri najbolj pomembni nihajni obliki. Pri oceni zgornje meje celotne prečne sile pa predpostavimo, da pri najbolj pomembni nihajni obliki sodeluje celotna masa konstrukcije. Spodnjo in zgornjo mejo določimo na naslednji način:

$$F_{b,\min} = m_{\text{eff}} \cdot S_d(T) \quad \text{in} \quad F_{b,\max} = m \cdot S_d(T). \quad (6.3)$$

Na podlagi nihajnih časov iz modalne analize  $T_x = 0,79$  s in  $T_y = 0,77$  s izračunamo pripadajoče projektne vrednosti pospeškov. Oba nihajna časa sta v spektru pospeškov znotraj območja  $T_C \leq T \leq T_D$ . Torej:

$$S_d(T_x) \left\{ \begin{array}{l} = 0,15 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,88} \cdot \left[ \frac{0,5}{0,79} \right] = 0,099 \text{ g} \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,15 = 0,03 \text{ g} \end{array} \right\} \quad \text{in} \quad S_d(T_y) \left\{ \begin{array}{l} = 0,15 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,88} \cdot \left[ \frac{0,5}{0,77} \right] = 0,101 \text{ g} \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,15 = 0,03 \text{ g} \end{array} \right\} \quad (6.4)$$

Kontrolo celotne prečne sile prikazujemo v preglednici 56 in 57.

*Preglednica 56: Celotne in efektivne mase konstrukcije*

Mase konstrukcije	$m$ [t]	$m_{\text{eff},x}$ [t]	$m_{\text{eff},y}$ [t]
	5639,76	2732,46	2198,38

*Preglednica 57: Kontrola celotne potresne sile*

	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]
Zgornja meja $F_{b,\max}$	5477,28	5587,93
Modalna analiza $F_{b,\text{mod}}$	4972,82	5034,73
Spodnja meja $F_{b,\min}$	2653,74	2178,18

Ugotovimo, da je celotna potresna sila iz modalne analize v intervalu med spodnjo in zgornjo mejo. Dodatno ugotovimo, da potresna sila tako v smeri osi  $X$  kot  $Y$  znaša približno 9% celotne teže konstrukcije. Deleže prikazujemo v preglednici 58.

*Preglednica 58: Razmerje med celotno prečno silo  $F_b$  in težo  $W$*

$W$ [kN]	$F_{b,x}$ [kN]/ $W$	$F_{b,y}$ [kN]/ $W$
55326,05	0,08988	0,09100

#### 4 PROJEKTIRANJE PO METODI MEJNIH STANJ

Pri projektiranju po metodi mejnih stanj konstrukcijo projektiramo za predvideno življenjsko dobo s primerno zanesljivostjo in primernimi stroški, pri čemer upoštevamo dejstvo, da bo konstrukcija prenašala vse vplive med gradnjo in uporabo ter služila svojemu namenu. Vsem tem zahtevam lahko zadostimo s primernim sistemom projektiranja, izbiro materiala in predpisanim kontrolnim sistemom za projektno življenjsko dobo stavbe. Projektna življenjska doba je odvisna od namenske rabe in jo določimo za vsak projekt posebej glede na smiselno amortizacijsko vrednost projekta. Pomembna značilnost projektiranja po metodi mejnih stanj je razlikovanje med mejnim stanjem nosilnosti in mejnim stanjem uporabnosti.

Projektna stanja razvrstimo na:

- trajna projektna stanja, ki vključujejo normalne pogoje uporabe pri dobi trajanja, ki je enaka življenjski dobi konstrukcije,
- začasno projektno stanje, ki ima veliko verjetnost pojavljanja in ga opišemo s krajšo dobo trajanja napram življenjski dobi konstrukcije,
- nezgodna projektna stanja, s katerimi upoštevamo izjemne vplive kot so eksplozije, trčenja, lokalne porušitve,
- potresna projektna stanja, s katerimi upoštevamo izjemne vplive delovanja potresa.

#### 4.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN)

V mejnih stanjih nosilnosti zagotavljamo varnost ljudi in konstrukcije. V Mejnih stanjih nosilnosti moramo preveriti možnosti izgube ravnotežja konstrukcije, možnosti prevelikih premikov in časovno odvisnih učinkov (utrujanje). Statično ravnotežje in odpornost pri mejnem stanju nosilnosti zagotovimo na naslednji način:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.1)$$

kjer je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vpliva (notranje sile, momenti),  $R_d$  pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

##### 4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja določimo na naslednji način (SIST EN 1990:2004 točka 6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.2)$$

kjer je "+" znak za kombinacijo,  $\Sigma$  pomeni kombiniran učinek,  $\gamma_{G,j}$  je delni faktor varnosti za  $j$ -ti stalni vpliv ( $\gamma_{G,j} = 1,35$  ali  $1,0$ ),  $G_{k,j}$  je karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva,  $\gamma_{Q,1}$  je delni faktor varnosti za spremenljiv vpliv 1 ( $\gamma_{Q,1} = 1,5$  ali  $0$ ),  $Q_{k,1}$  je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva 1,  $\gamma_{Q,i}$  je delni faktor varnosti za  $i$ -ti spremenljiv vpliv,  $Q_{k,i}$  je karakteristična vrednost  $i$ -tega spremljajočega spremenljivega vpliva,  $\Psi_{0,i}$  pa je faktor za kombinacijsko vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva. V preglednici 59 podajamo vrednosti faktorja  $\Psi_{0,i}$ .

Preglednica 59: Vrednost faktorja  $\Psi_{0,i}$  (SIST EN 1990:2004, str.39)

Vpliv	$\Psi_0$
Koristna obt. kategorije B: pisarne	0,7
Kategorija C: zbiranje ljudi	0,7
Kategorija E: skladišča	1,0
Obtežba snega pod 1000m	0,5
Obtežba vetra	0,6

#### 4.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja določimo na naslednji način (SIST EN 1990:2004 točka 6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.3)$$

kjer je  $A_{Ed}$  projektna vrednost potresnega vpliva ( $A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{EK}$ ),  $\gamma_1$  je faktor pomembnosti,  $\Psi_{2,i}$  pa je faktor za navidezno stalno vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva. Vodoravne komponente potresnega vpliva opišemo z dvema pravokotnima komponentama in predpostavimo, da sta medsebojno neodvisni in delujeta sočasno. Za vsako smer posebej izračunamo potresni odziv in upoštevamo pravilo kombinacij vpliva posameznih nihajnih oblik (SIST EN 1998-1:2006 točka 4.3.3.3.2 in točka 4.3.3.5.1). Vpliv potresa zaradi kombinacije vodoravnih komponent lahko izrazimo na naslednji način:

$$E_{E,dx} + 0,30 \cdot E_{E,dy} \quad (4.4)$$

$$0,30 \cdot E_{E,dx} + E_{E,dy}, \quad (4.5)$$

kjer je "+" znak za kombinacijo,  $E_{E,dx}$  je učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri X konstrukcije in  $E_{E,dy}$  učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri Y konstrukcije. V preglednici 60 podajamo vrednosti faktorja  $\Psi_{2,i}$ .

Preglednica 60: Vrednost faktorja  $\Psi_{2,i}$  (SIST EN 1990:2004, str.39)

Vpliv	$\Psi_2$
Koristna obt. kategorije B: pisarne	0,3
Kategorija C: zbiranje ljudi	0,6
Kategorija E: skladišča	0,8
Obtežba snega pod 1000m	0,0
Obtežba vetra	0,0



## 4.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU)

Pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti zagotavljamo, da bo konstrukcija oziroma njen del služil svojemu namenu v običajnih pogojih in nudil ustrezno udobje uporabnikom brez znatnih sprememb videza. Pojem videz v mejnem stanju uporabnosti smatramo kot težave z velikimi pomiki oziroma razpokami in ne kot estetski videz objekta. Za samo stavbo je pomembno, da deformacije in premiki ne vplivajo na videz, udobje ljudi ter težave pri obratovanju. Pomembno je tudi, da nihanje ne povzroča neugodja in omejuje uporabnost objekta zlasti pri visokih konstrukcijah kot so stolpnice.

Statično ravnotežje in odpornost pri mejnem stanju uporabnosti zagotovimo na naslednji način:

$$E_d \leq C_d, \quad (4.6)$$

kjer je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vpliva, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne kombinacije,  $C_d$  pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti. Za kontrolo mejnega stanja uporabnosti uporabljamo kombinacije vplivov, ki jih navajamo v nadaljevanju (SIST EN 1990:2004 točka 6.5.3(2)).

### 4.2.1 Karakteristična kombinacija

Karakteristično kombinacijo vplivov določimo na naslednji način (SIST EN 1990:2004 točka 6.5.3(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$

### 4.2.2 Pogosta kombinacija

Pogosto kombinacijo vplivov določimo na naslednji način (SIST EN 1990:2004 točka 6.5.3(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

### 4.2.3 Navidezno stalna kombinacija

Navidezno stalno kombinacijo vplivov določimo na naslednji način (SIST EN 1990:2004 točka 6.5.3(2)):

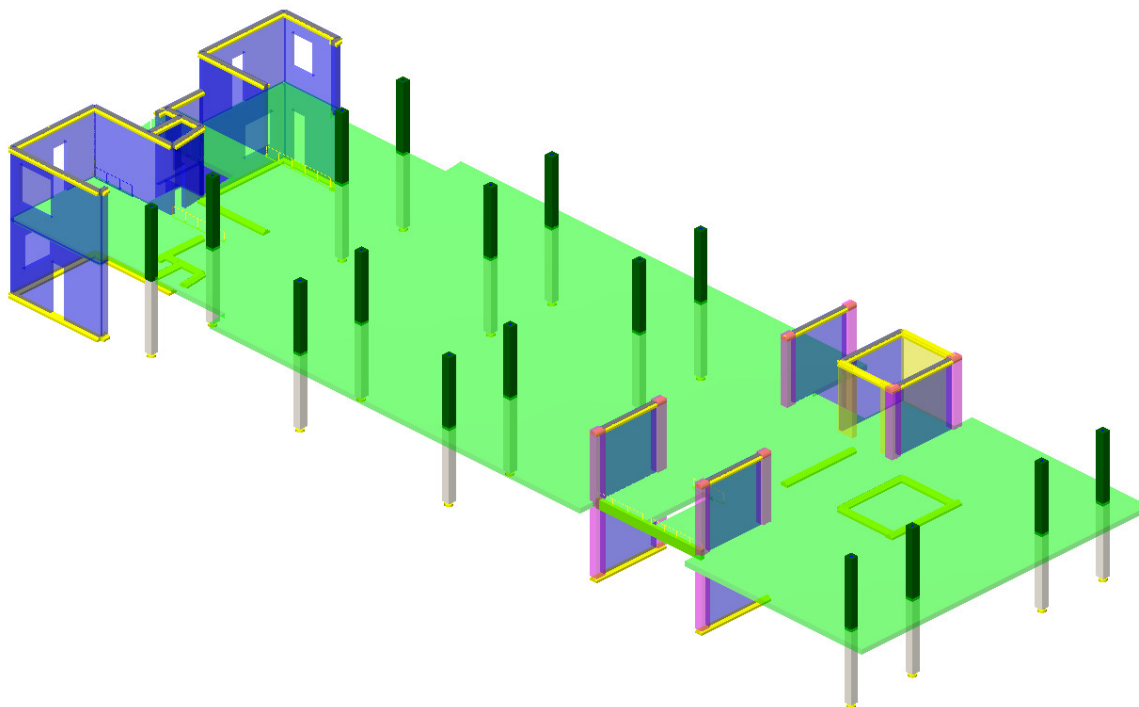
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.9)$$

## 5 PROJEKTIRANJE TIPIČNE MEDETAŽNE PLOŠČE

### 5.1 Splošno

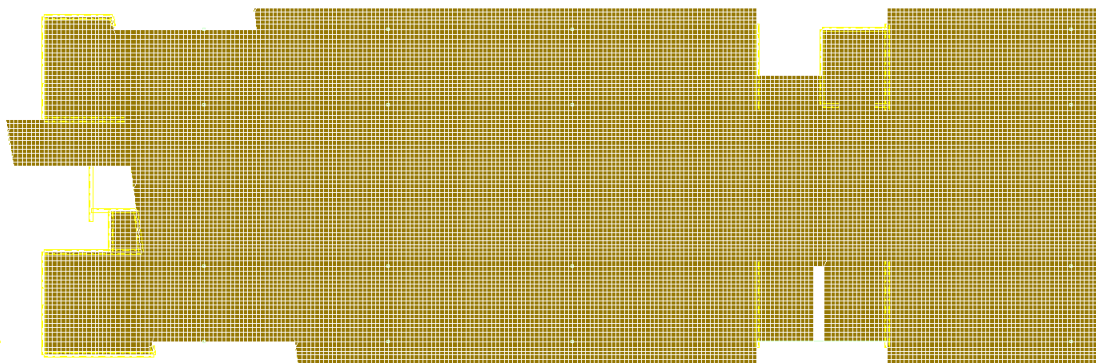
Obravnavamo stropno ploščo nad drugim nadstropjem. Površina stropa je namenjena pisarnam. Debelina AB plošče povzamemo po obstoječem projektu in je 25 cm. Plošča je podprta s stenami in stebri. Predelne stene stropa ne podpirajo. Upoštevamo jih kot balast pri stalni oziroma koristni obtežbi.

Računski model stropne plošče izdelamo v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012), ki temelji na metodi končnih elementov. Ploščo modeliramo s štirivozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa »tanke plošče«, s katerimi upoštevamo tako membranske kot upogibne deformacije plošče. Stebre in stene, ki podpirajo obravnavano ploščo, prav tako vključimo v računski model. Upoštevamo vertikalne nosilne elemente v etaži pod in nad ploščo. Pri tem stebre modeliramo z linijskimi elementi, stene pa s ploskovnimi elementi. Na sliki 32 prikazujemo računski model plošče.



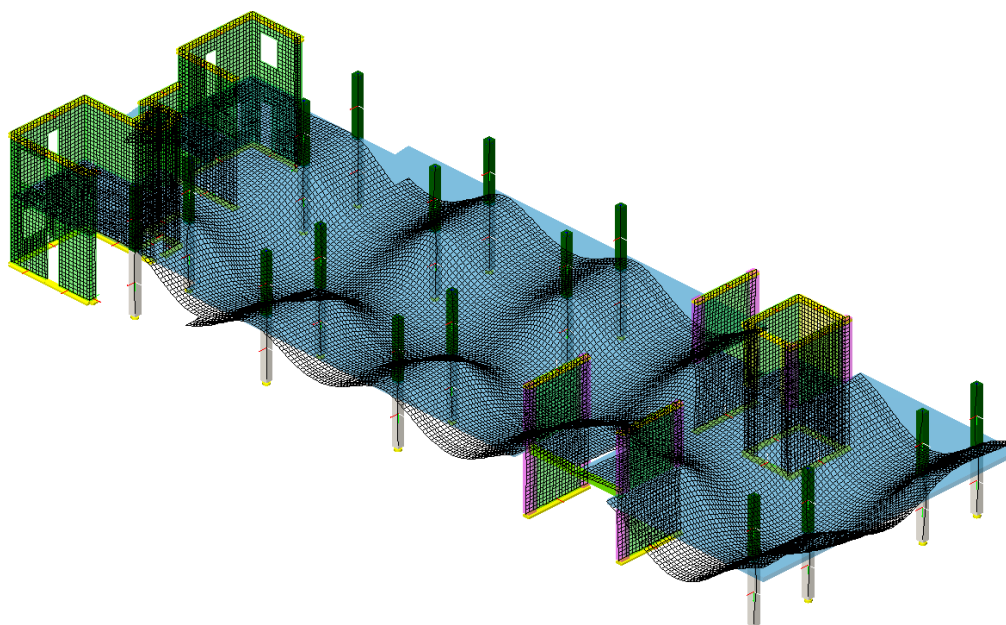
Slika 32: Prostorski računski model za tipično ploščo

Mrežo končnih elementov za obravnavano ploščo pa prikazujemo na sliki 33. Mrežo sestavljajo končni elementi dimenzije  $a/b = 40/40$  cm.



*Slika 33: Mreža končnih elementov plošče (Tower7, Radimpex Software, 2012)*

Deformirano lego plošče zaradi delovanja lastne in stalne obtežbe prikazujemo na sliki 34.

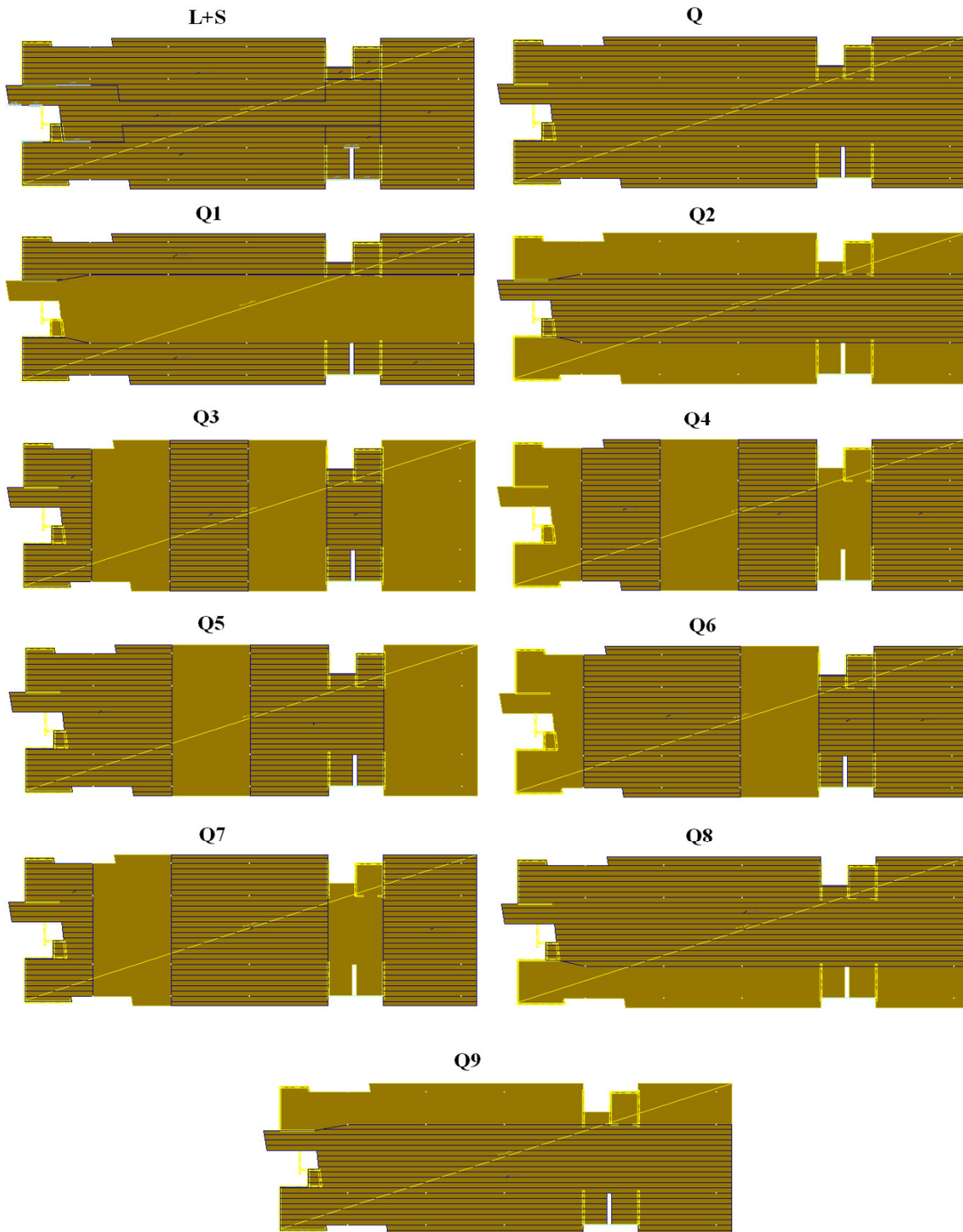


*Slika 34: Deformirana lega plošče zaradi delovanja lastne in stalne obtežbe*

## **5.2 Stalna in koristna obtežba plošče, kombinacija vplivov**

Pri analizi plošče upoštevamo stalno in koristno obtežbo na ploščo. Vrednosti obtežb povzamemo iz poglavja 3.1 in 3.2.

Stalna obtežba je enakomerno porazdeljena po površini plošče (glej sliko 35), Pri razporeditvi koristne obtežbe pa upoštevamo določilo iz standarda SIST EN 1991-1-1:2004, ki pravi, da moramo koristno obtežbo upoštevati kot pomični vpliv, ki je razporejen na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva. Na sliki 35 prikazujemo 10 različnih razporeditev koristne obtežbe po površini obravnavane plošče.



*Slika 35: Razporeditev stalne in koristne obtežbe po površini plošče*

Kombinacijo stalne in koristne obtežbe v mejnih stanjih nosilnosti za stalna in začasna projektna stanja prikazujemo v preglednici 61, kombinacijo obtežb za kontrolo povesov plošče pa v preglednici 62.

*Preglednica 61: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja*

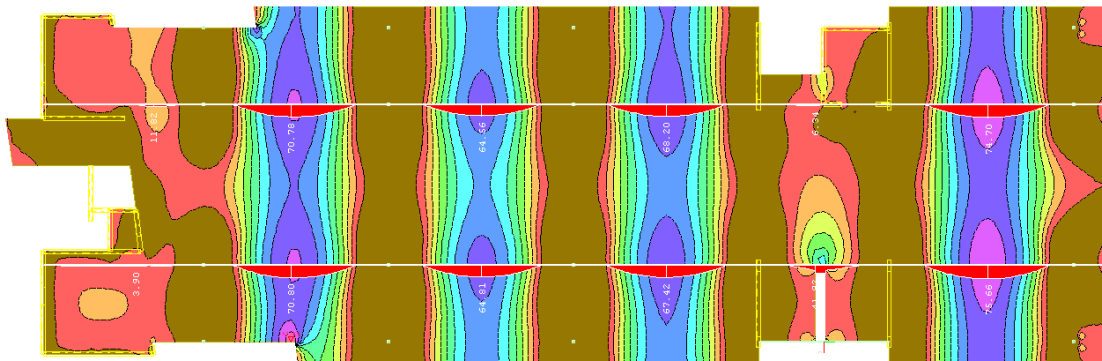
Obtežna komb.	Obtežni primeri										
	L+S	Q	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$									
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$									
K3	$1,35 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$								
K4	$1,00 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$								
K5	$1,35 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$							
K6	$1,00 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$							
K7	$1,35 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$						
K8	$1,00 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$						
K9	$1,35 \cdot G$					$1,5 \cdot Q$					
K10	$1,00 \cdot G$					$1,5 \cdot Q$					
K11	$1,35 \cdot G$						$1,5 \cdot Q$				
K12	$1,00 \cdot G$						$1,5 \cdot Q$				
K13	$1,35 \cdot G$							$1,5 \cdot Q$			
K14	$1,00 \cdot G$							$1,5 \cdot Q$			
K15	$1,35 \cdot G$								$1,5 \cdot Q$		
K16	$1,00 \cdot G$								$1,5 \cdot Q$		
K17	$1,35 \cdot G$									$1,5 \cdot Q$	
K18	$1,00 \cdot G$									$1,5 \cdot Q$	
K19	$1,35 \cdot G$										$1,5 \cdot Q$
K20	$1,00 \cdot G$										$1,5 \cdot Q$

*Preglednica 62: Kombinacije vplivov za kontrolo povosov plošče*

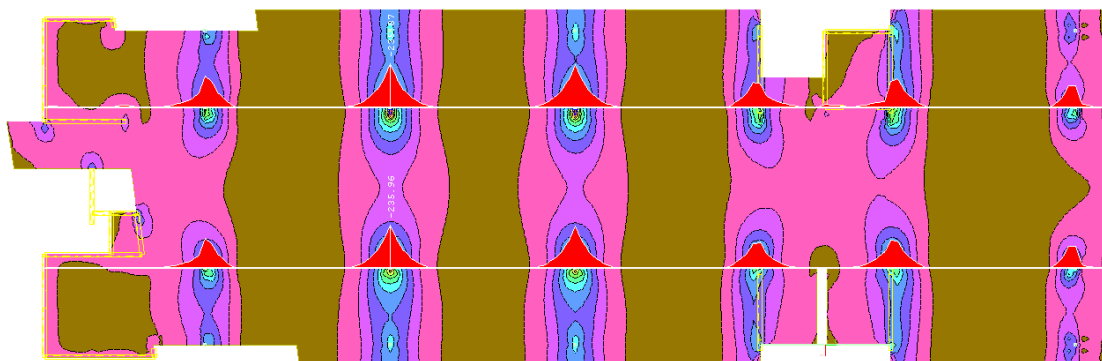
Obtežna komb.	Obtežni primeri										
	L+S	Q	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9
K21	$1,00 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$									
K22	$1,00 \cdot G$		$0,3 \cdot Q$								
K23	$1,00 \cdot G$			$0,3 \cdot Q$							
K24	$1,00 \cdot G$				$0,3 \cdot Q$						
K25	$1,00 \cdot G$					$0,3 \cdot Q$					
K26	$1,00 \cdot G$						$0,3 \cdot Q$				
K27	$1,00 \cdot G$							$0,3 \cdot Q$			
K28	$1,00 \cdot G$								$0,3 \cdot Q$		
K29	$1,00 \cdot G$									$0,3 \cdot Q$	
K30	$1,00 \cdot G$										$0,3 \cdot Q$

### 5.3 Projektne obremenitve plošče

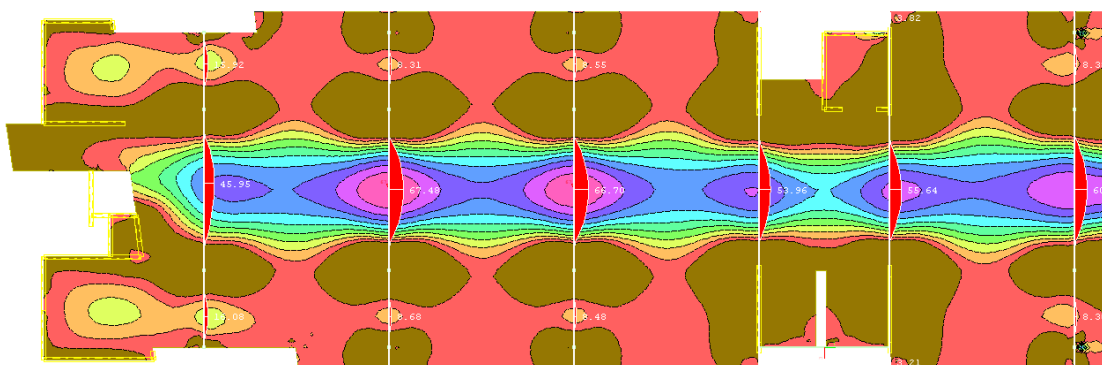
Na slikah 36-41 prikazujemo ovojnico upogibnih ( $M_x$  in  $M_y$ ) in torzijskih momentov ( $M_{xy}$ ) v obravnavani plošči za stalna projektna stanja. Upogibni moment  $M_x$  povzročajo vzdolžne napetosti v smeri osi X in vrtili okrog osi Y, medtem ko upogibni moment  $M_y$  povzročajo napetosti v smeri osi Y, tako da moment vrtili okrog osi X. Največje pozitivne vrednosti upogibnih momentov v plošči so  $M_{x,max} = 75,87$  kNm/m in  $M_{y,max} = 67,86$  kNm/m, medtem ko so največje negativne vrednosti  $M_{x,min} = -272,63$  kNm/m in  $M_{y,min} = -234,72$  kNm/m.



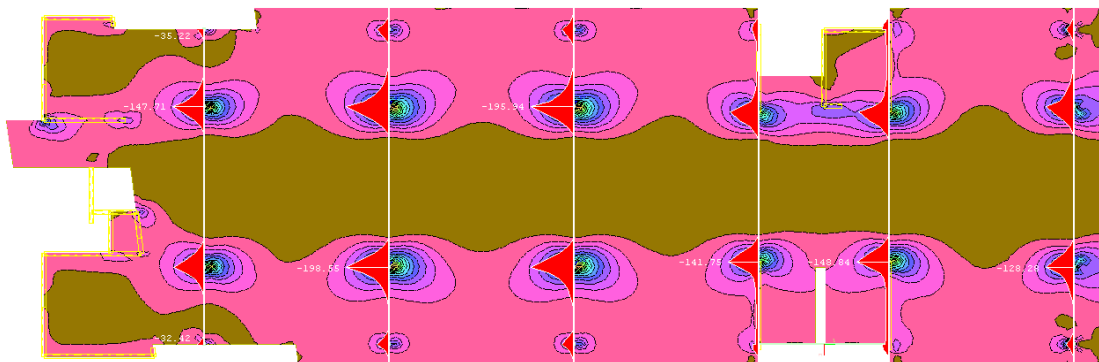
Slika 36: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov  $+M_x$  [kNm/m]



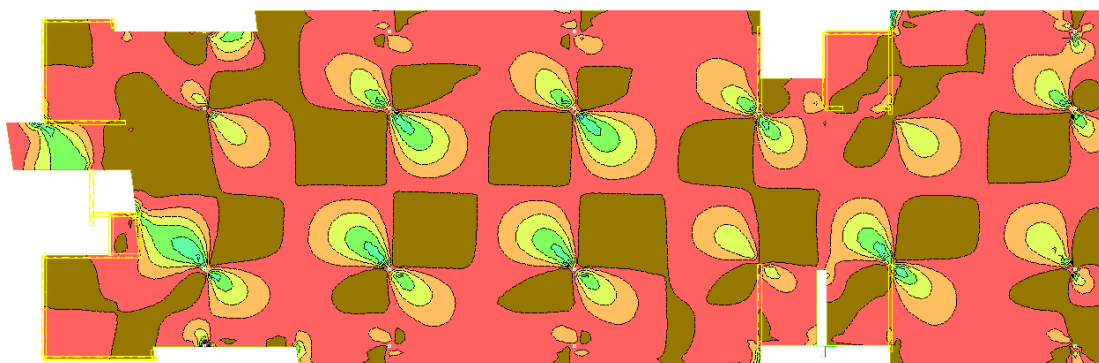
Slika 37: Ovojnica negativnih upogibnih momentov  $-M_x$  [kNm/m]



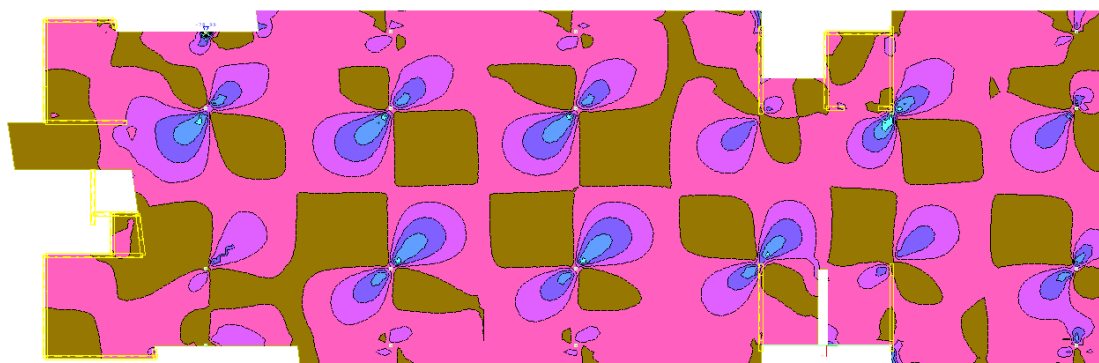
Slika 38: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov  $+M_y$  [kNm/m]



Slika 39: Ovojnica negativnih upogibnih momentov  $-M_y$  [kNm/m]

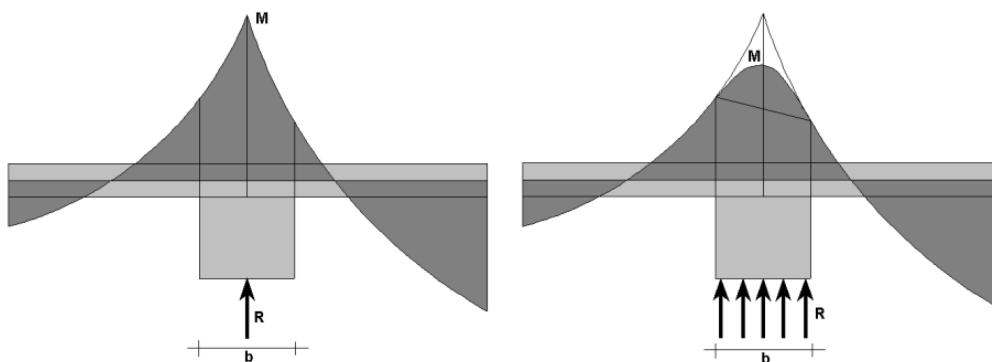


Slika 40 : Ovojnica torzijskih momentov  $+M_{xy}$  [kNm/m]



Slika 41: Ovojnica torzijskih momentov  $-M_{xy}$  [kNm/m]

Ugotovimo, da se konice negativnih momentov  $M_{x,\min}$  in  $M_{y,\min}$  pojavijo nad stebri, kjer je plošča podprta točkovno. Te vrednosti momentov so zelo koncentrirane in nerealne in so posledica računskega modela, pri katerem stebler predstavlja nepomično podporo le v vozlišču mreže končnih elementov. To pomeni, da dejanske dimenzije stebra (podpore) v analizi zanemarimo. Program ponuja možnost parabolične zaokrožitve upogibnega momenta nad podporo. Z uporabo le-te možnosti ublažimo koncentracijo obremenitev. Na sliki 42 prikazujemo shematični prikaz parabolične zaokrožitve upogibnih momentov nad stebrom. Redukcija momenta je seveda odvisna od dimenzije podpore.



Slika 42: Parabolična zaokrožitve upogibnega momenta v odvisnosti od dimenzij stebra (Radimpex Software, 2012)

#### 5.4 Dimenzioniranje armature medetažne plošče

Pri dimenzioniranju armature obravnavane plošče uporabimo mehanske lastnosti betona trdnostnega razreda C35/45 (enakovreden betonu MB40 iz obstoječega projekta) ter lastnosti jekla za armiranje S400. V nadaljevanju podajamo projektne lastnosti materialov. Projektno tlačno trdnost betona izračunamo z izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 3.1.6(1)P):

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 35}{1,5} = 23,33 \text{ kN/cm}^2, \quad (5.1)$$

kjer je  $\gamma_c$  delni varnostni faktor za beton, ki znaša za stalna in začasna projektna stanja 1,5,  $\alpha_{cc}$  je koeficient, ki upošteva dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0),  $f_{ck}$  pa je karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju. Projektno natezne trdnosti betona izračunamo z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 3.1.6(2)P):

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 0,22}{1,5} = 0,147 \text{ kN/cm}^2, \quad (5.2)$$

kjer je  $\alpha_{ct}$  koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0).

Projektna vrednost meje elastičnosti armature je:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,78 \text{ kN/cm}^2, \quad (5.3)$$

kjer je  $\gamma_s$  delni varnostni faktor za armaturo in je za stalna in začasna projektna stanja 1,15.



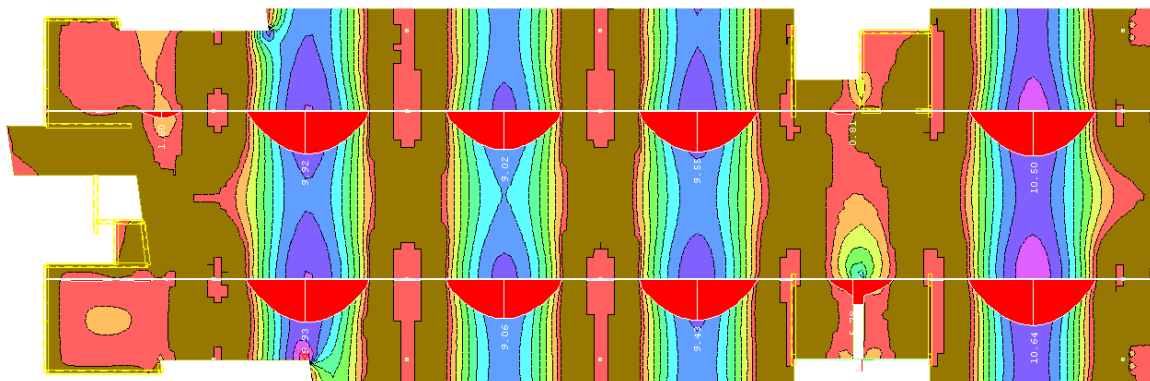
Minimalno količino vzdolžne armature v ploči določimo z izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.2.1.1(1)):

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right\} \quad (5.4)$$
$$= \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,32}{40} \cdot 100 \cdot (25 - 3,6) \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot (25 - 3,6) \end{array} \right\} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{m},$$

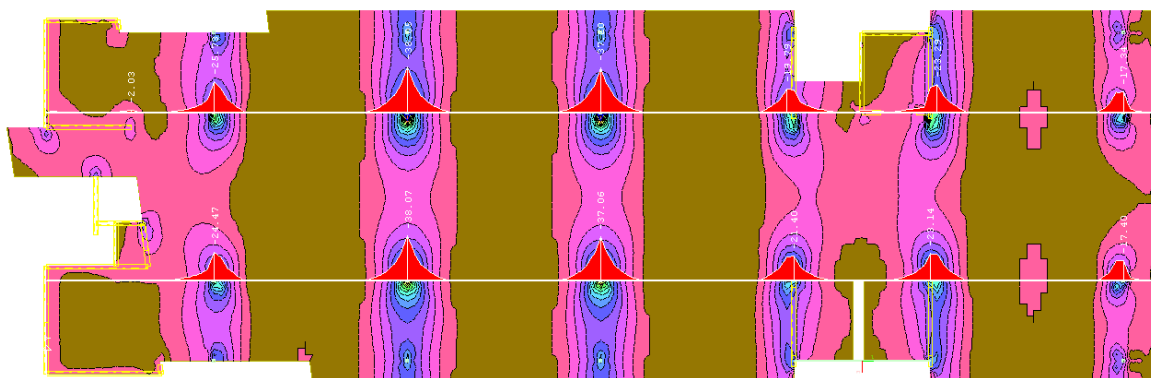
kjer je  $f_{ctm}$  srednja vrednost osne natezne trdnosti betona C35/45,  $f_{yk}$  je karakteristična meja elastičnosti armature,  $b_t$  je srednja širina natezne cone,  $d$  je statična višina,  $A_{s,\min}$  pa je minimalni prerez vzdolžne armature. Maksimalno količino natezne oziroma tlačne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem pa izračunamo z izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.2.1.1(3)):

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 25 = 100 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (5.5)$$

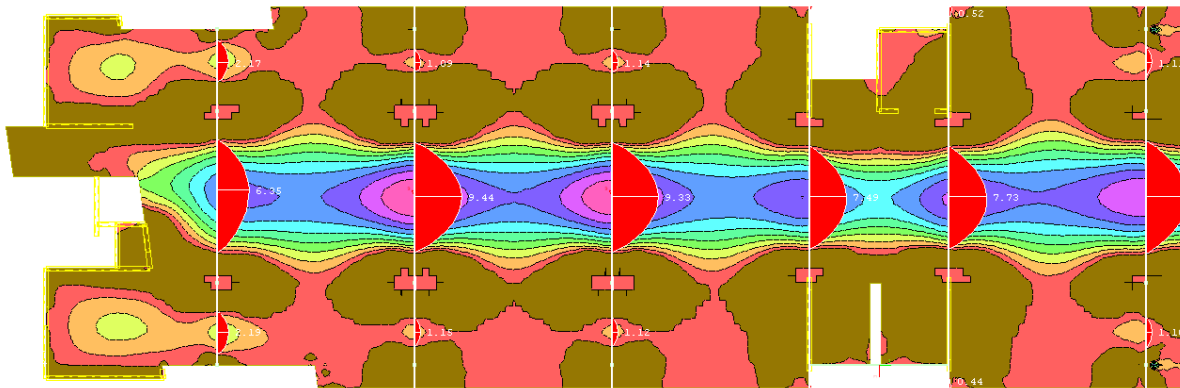
kjer je  $A_c$  površina prečnega prereza elementa. Potrebno količino armature  $A_s$  v obravnavani ploči izračunamo iz ovojníc projektnih obremenitev s pomočjo programa Tower7 (Radimpex Software, 2012). Rezultate prikazujemo na slikah 43-46.



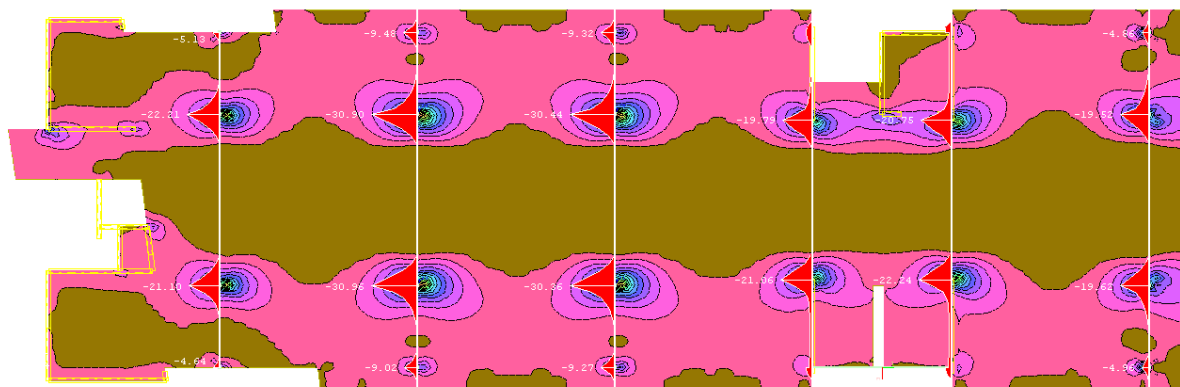
Slika 43: Potrebna količina spodnje armature  $A_{s,sp,x}$  v smeri osi X



Slika 44: Potrebna količina zgornje armature  $A_{s,zg,x}$  v smeri osi X



Slika 45: Potrebna količina spodnje armature  $A_{s,sp,y}$  v smeri osi  $Y$



Slika 46: Potrebna količina zgornje armature  $A_{s,zg,y}$  v smeri osi  $Y$

Zaradi že prej omenjenih koncentracij obremenitev v okolici točkovnih podpor obravnavane plošče (stebri), je tudi potrebna količina armature na teh mestih zelo velika in nerealna. Zato armaturo projektiramo na vrednosti, ki veljajo v neposredni bližini zunanjšega roba stebra, ki ima dimenzije 40/40 cm. Tako je potrebna količina zgornje armature  $A_{s,zg,x} = 38,07 \text{ cm}^2/\text{m}$  in  $A_{s,zg,y} = 30,96 \text{ cm}^2/\text{m}$  in je še vedno manjša od največje dovoljene količine armature:

$$A_{s,\min} \leq A_s \leq A_{s,\max} \quad (5.6)$$

$$4,45 \leq 38,07 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 100$$

Izbrano armaturo ter njeno razporeditev po površini obravnavane plošče prikazujemo na armaturnih načrtih v prilogi.

## 5.5 Kontrola povesov plošče

Deformacije stropne konstrukcije ne smejo vplivati na uporabo in videz. To pomeni, da deformacije ne smejo presežati vrednosti, ki bi lahko povzročile škodo oziroma porušitev elementov, kot so predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije in zaključni sloji. V splošnem povesov ni potrebno preverjati, če upoštevamo poenostavljena pravila za omejitev razmerja razpetine in statične višine prereza. Standard SIST EN 1992-1-1 podaja omejitev razmerja razpetine in statične višine prereza z naslednjima izrazoma:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ če je } \rho \leq \rho_0, \quad (5.7)$$

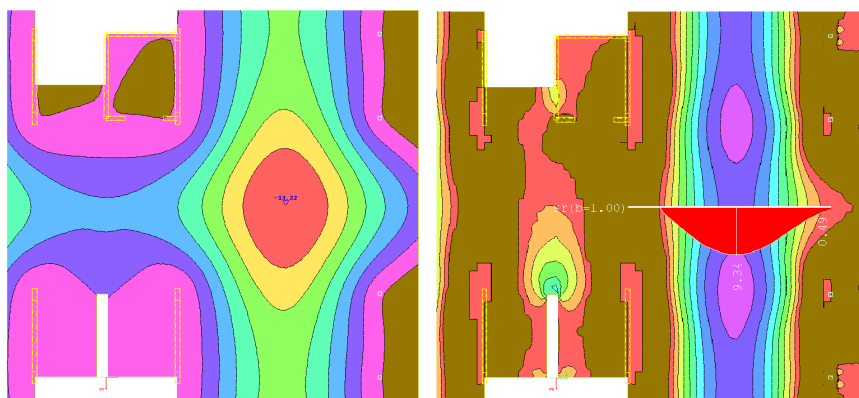
$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ če je } \rho > \rho_0, \quad (5.8)$$

kjer je  $l/d$  mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza,  $K$  je faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov,  $\rho_0$  je referenčna stopnja armiranja in je  $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ ,  $\rho$  je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine plošče, ki je potrebna za prevzem projektnih obremenitev,  $f_{ck}$  pa je karakteristična tlačna trdnost betona v MPa. Vrednost faktorja  $K$ , ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov, odčitamo iz standarda (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 7.4.2(2), preglednica 7.4 N). Za sistem gladke plošče na stebrih brez nosilcev, kamor uvrstimo tudi obravnavano stropno konstrukcijo, je  $K = 1,2$ . Pri gladkih ploščah na stebrih, ki so nosilne v dveh smereh, moramo v razmerju  $l/d$  upoštevati večjo izmed razpetin in sicer  $l = \max(8,50; 7,40) = 8,50$  m. Referenčna stopnja  $\rho_0$  in zahtevana stopnja armiranja  $\rho$  sta:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{35} \cdot 10^{-3} = 0,005916 = 0,59\% \quad (5.9)$$

$$\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h} = \frac{9,34}{100 \cdot 25} = 0,003736 = 0,37\% \quad (5.10)$$

Pri tem količino potrebne natezne armature na sredini razpetine plošče odčitamo iz slike 47.



Slika 47: Mesto maksimalnega pomika in potrebna količina natezne armature v plošči  $A_{s,sp,x}$

Ker velja  $\rho \leq \rho_0$ , izračunamo mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza s pomočjo enačbe (5.7):

$$\frac{l}{d} = 1,2 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{35} \cdot \frac{0,005916}{0,003736} + 3,2 \cdot \sqrt{35} \cdot \left( \frac{0,005916}{0,003736} - 1 \right)^{3/2} \right] = 40,19 \quad (5.11)$$

Enačbi (5.7) in (5.8) sta izpeljani ob predpostavki, da je napetost v armaturi pri vplivu projektne obtežbe v mejnem stanju uporabnosti in ob upoštevanju razpokanega prereza v sredini razpona plošče 310 MPa, kar približno odgovarja jeklu s karakteristično natezno trdnostjo  $f_{yk} = 500$  MPa. Pri dimenzioniranju obravnavane stropne plošče pa uporabljamo jeklo z manjšo karakteristično trdnostjo in sicer  $f_{yk} = 400$  MPa. V tem primeru moramo mejno razmerje iz enačbe (5.11) pomnožiti s faktorjem  $310/\sigma_s$ , ki je enak:

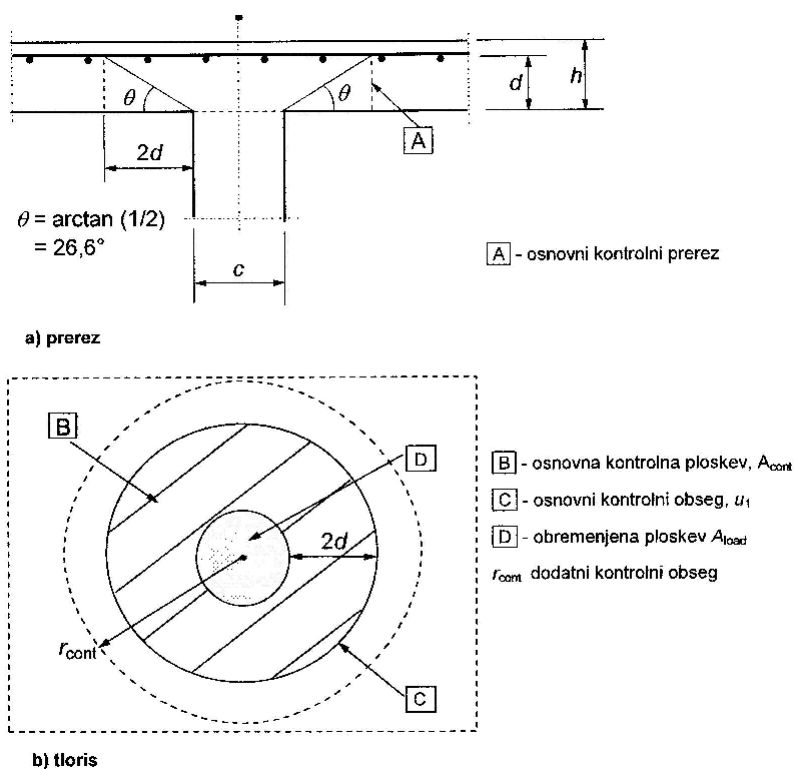
$$310/\sigma_s = 500/(f_{yk} \cdot A_{s,req}/A_{s,prov}) = 500/\left(400 \cdot \frac{9,34}{9,42}\right) = 1,26. \quad (5.12)$$

Pri tem za  $A_{s,req}$  upoštevamo potrebno količino natezne armature v obravnavanem prerezu v mejnem stanju nosilnosti (MSN), za  $A_{s,prov}$  pa izbrano količino natezne armature v obravnavanem prerezu. Ker izberemo armaturo  $\emptyset 12/12$  cm, je  $A_{s,prov} = \pi \cdot 0,6^2 \cdot \frac{100}{12} = 9,42$  cm<sup>2</sup>/m. Modificirano mejno razmerje je sedaj enako  $l/d = 40,19 \cdot 1,26 = 50,64$ . Ker je dejansko razmerje med razpetino in statično višino manjše od mejnega razmerja, kontrola povosov obravnavane plošče ni potrebna.

$$\frac{l_{dej}}{d_{dej}} = \frac{8,5}{0,25-0,036} = 39,72 \leq \frac{l}{d} = 50,64 \quad (5.13)$$

## 5.6 Kontrola preboja plošče

Ravne plošče na stebrih imajo prednosti, kot so lažje opaževanje, vodenje inštalacij in lažja izvedba armature, in tudi slabosti. Ena izmed njih je nevarnost preboja. Pri polnih ploščah na stebrih se na mestih koncentriranih obtežb oziroma reakcij na majhni površini pojavijo velike strižne obremenitve. Na sliki 48 prikazujemo računski model, s katerim preverjamo varnost plošče pred porušitvijo zaradi preboja v mejnem stanju nosilnosti (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 6.4.1, slika 6.12).



Slika 48: Računski model za dokaz striga pri preboju v MSN (SIST EN 1992-1-1:2005, str.99)

Kontrolo strižne odpornosti moramo preveriti ob robu stebra in v osnovnem kontrolnem obsegu  $u_1$ . Če ugotovimo, da potrebujemo strižno armaturo, definiramo še dodaten obseg  $u_{out,ef}$ , do katerega vodimo strižno armaturo. Obravnavana plošča je gladka, debeline 25 cm, podprt je s stebri dimenzij  $b/h = 40/40$  cm. Lego stebrov v tlorisu tipične etaže stavbe prikazujemo na sliki 49. S kvadratom označimo mesto kontrole preboja plošče.



Slika 49: Mesto kontrole preboja plošče

Skladno s standardom moramo izvesti tri kontrole.

### 5.6.1 Kontrola prereza ob obsegu stebra

Pri prvi kontroli preverimo, da največja strižna napetost  $v_{Ed}$  ob obsegu stebra ni večja od projektne vrednosti največje prebojne strižne odpornosti  $v_{Rd,max}$ .

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} < v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.14)$$

Pri tem je  $\beta$  koeficient, ki upošteva ekscentričnost obtežbe in je za notranji steber z upoštevanjem predpostavk iz standarda (SIST EN 1992-1-1 : 2005, točka 6.4.3(6))  $\beta = 1,15$ ,  $V_{Ed}$  je projektna prečna sila,  $u_0$  je obseg ob obodu stebra,  $d_{eff}$  je srednja vrednost statičnih višin v medsebojno pravokotnih smereh  $v$  (mm),  $v$  je redukcijski koeficient strižne nosilnosti betona in  $f_{cd}$  projektna tlačna trdnost betona. Kontrola (5.14) ob robu stebra je:

$$u_0 = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (40 + 40) = 160 \text{ cm} \quad (5.15)$$

$$v = 0,60 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0,60 \cdot (1 - 35/250) = 0,516 \quad (5.16)$$

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{21,7 + 19,9}{2} = 20,8 \text{ cm} \quad (5.17)$$

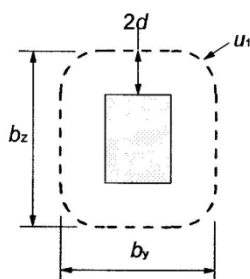
$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{511,68}{160 \cdot 20,8} = 0,18 \text{ kN/cm}^2 < v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,516 \cdot 2,33 = 0,60 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.6.2 Kontrola prereza ob obsegu obremenjene ploskve

Pri drugi kontroli preverimo, da največja strižna napetost  $v_{Ed}$  ob obsegu obremenjene ploskve ni večja od projektne vrednosti največje prebojne strižne odpornosti  $v_{Rd,max}$ .

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} < v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.18)$$

Pri tem je  $u_1$  osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve in je oddaljen za  $2d$  od obremenjenega roba stebra. V primeru plošče, podprte s kvadratnim stebrom, določimo osnovni kontrolni obseg na način, kot ga prikazujemo na sliki 50.



Slika 50 : Osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve (SIST EN 1992-1-1:2005, str.100)

Osnovni kontrolni obseg je:

$$u_1 = 2 \cdot (b + h) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d) = 2 \cdot (40 + 40) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 20,8) = 421,38 \text{ cm} \quad (5.19)$$

Kontrola prereza (5.18) ob obsegu obremenjene ploskve je:

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{511,68}{421,38 \cdot 20,8} = 0,067 \text{ kN/cm}^2 < v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,516 \cdot 2,33 = 0,60 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.6.3 Prebojna strižna nosilnost plošče brez strižne armature

Pri tretji kontroli preverimo, če je projektna strižna napetost  $v_{Ed}$  v kontrolnem obsegu stropne plošče manjša od projektne vrednosti prebojne strižne odpornosti plošče brez strižne armature  $v_{Rd,c}$ . Če je pogoj (5.20) izpolnjen, strižna armatura za preboj ni potrebna. Prebojno strižno odpornost plošče brez strižne armature izračunamo z izrazom:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \max \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \right] \quad (5.20)$$

kjer je  $k$  koeficient statične višine plošče,  $\rho_1$  je srednja stopnja armiranja plošče v smeri osi Y in z,  $f_{ck}$  je karakteristična tlačna trdnost betona,  $\sigma_{cp}$  je srednja tlačna napetost v betonu zaradi osne sile,  $v_{min}$  pa je reducirana strižna trdnost betona. Prebojna odpornost plošče brez strižne armature je:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (5.21)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{208}} = 1,98 \leq 2,0 \quad (5.22)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} = \sqrt{0,02039 + 0,01529} = 0,0177 \leq 0,02 \quad (5.23)$$

$$\rho_{ly} = \frac{\pi \cdot 0,9^2 \cdot \frac{100}{6}}{100 \cdot 20,8} = 0,02039 \quad \text{in} \quad \rho_{lz} = \frac{\pi \cdot 0,9^2 \cdot \frac{100}{8}}{100 \cdot 20,8} = 0,01529$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \quad (5.24)$$

$$k_1 = 0,10 \quad (5.25)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,98^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,58 \text{ MPa} = 0,058 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.26)$$

$$v_{Rd,c} = \max \left[ 0,12 \cdot 1,98 \cdot (100 \cdot 0,0177 \cdot 35)^{1/3} + 0,10 \cdot 0 = 0,94 \text{ MPa} = 0,094 \text{ kN/cm}^2 \geq \right. \\ \left. \geq (0,58 + 0,10 \cdot 0) = 0,58 \text{ MPa} = 0,058 \text{ kN/cm}^2 \right] = 0,094 \text{ kN/cm}^2$$

Sedaj preverimo pogoj (5.20):

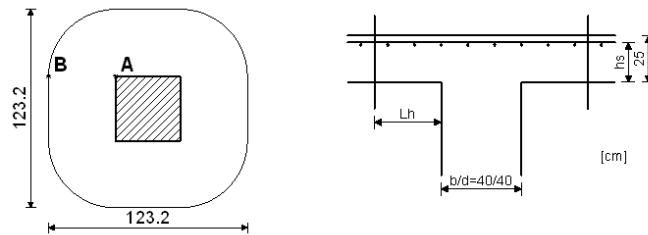
$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{511,68}{421,38 \cdot 20,8} = 0,067 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Rd,c} = 0,094 \text{ kN/cm}^2 > v_{Ed} = 0,067 \text{ kN/cm}^2$$

Ker je pogoj (5.20) izpolnjen, strižna armatura za preboj ni potrebna. Vzporedno z opisanim postopkom izvedemo kontrolo preboja plošče tudi s programom Tower7 (Radimpex Software, 2012). Rezultate predstavimo na sliki 51. Ugotovimo popolno ujemanje z rezultati »pešč« računa.

**Kontrola plošče proti preboju**

Nivo: 2.nadstroje [11.30 m]  
Prezrez 1 (15.90,3.50,11.30)  
C 35/45

**KONTROLA PREREZA OB ROBU STEBRA**

Sila v stebri	N =	511.68 kN
Faktor ekscentricitete	$\beta$ =	1.150
Merodajna strižna napetost (točka A)	ved =	1.768 MPa
Debelina plošče	d.pl =	0.250 m
Statična višina plošče	hs =	0.208 m
Trdnost betona	fck =	35.000 MPa
Računska trdnost betona	fcd =	23.333 MPa
Koeficient	$\nu$ =	0.516
Koeficient	$\gamma_c$ =	1.500
Maksimalna odpornost	vRd,max =	6.020 MPa

**Pogoj: ved ≤ vRd,max (1.77 ≤ 6.02)**

Pogoj je izpolnjen

**KONTROLA KRITIČNEGA PREREZA 1. (Lh = 0.42m od roba stebra)**

Sila v stebri	N =	511.68 kN
Faktor ekscentricitete	$\beta$ =	1.150
Merodajna strižna napetost (točka B)	ved =	0.671 MPa
Debelina plošče	d.pl =	0.250 m
Statična višina plošče	hs =	0.208 m
Obseg kritičnega prereza	u1 =	4.214 m
Trdnost betona	fck =	35.000 MPa
Računska trdnost betona	fcd =	23.333 MPa
Koeficient	$\nu$ =	0.516
Koeficient	$\gamma_c$ =	1.500
Maksimalna odpornost	vRd,max =	6.020 MPa

**Pogoj: ved ≤ vRd,max (0.67 ≤ 6.02)**

Pogoj je izpolnjen

Obstoječa armatura v plošči		
Površina armature - smer 1	Aa,1 =	42.412 cm <sup>2</sup>
Procent armiranja - smer 1	$\rho_1$ =	2.039 %
Površina armature - smer 2	Aa,2 =	31.809 cm <sup>2</sup>
Procent armiranja - smer 2	$\rho_2$ =	1.529 %
Srednja vrednost procenta armiranja	$\rho_l$ =	1.766 %
Koeficient	CRd,c =	0.120
Koeficient	K1 =	0.100
Koeficient	k.vmin =	0.035
Koeficient	vmin =	0.577
Normalna napetost v betonu	$\sigma_{cp}$ =	-0.000 MPa
Odpornost proti preboju plošče brez dodatne armature za varnost.	vRd,c =	0.940 MPa

**Pogoj: ved ≤ vRd,c (0.67 ≤ 0.94)**

**Pogoj je izpolnjen, ni potrebna dodatna armatura proti preboju plošče.**

Slika 51: Kontrola preboja plošče s programom Tower7 (Radimpex Software, 2012)



## 6 PROJEKTIRANJE SAMOSTOJNE STENE V "Y" SMERI

### 6.1 Splošno

Stena je nosilni element, ki običajno podpira horizontalne nosilne elemente, kot je stropna konstrukcija, in ima podolgovat prečni prerez, pri katerem je razmerje med dolžino in širino večje od 4. Stena ima veliko nosilnost pri prevzemu horizontalne, kakor tudi vertikalne obtežbe, zato je njena uporaba v konstrukcijskih sistemih izredno dobrodošla. Poleg prednosti ima konstrukcijski sistem, v katerem nastopajo stene kot vertikalni nosilni elementi, tudi svoje slabosti. Pri upogibni obremenitvi v ravnini stene se na robovih pojavijo velike tlačne in natezne napetosti. Ker je širina tlačne cone stene običajno majhna, je velika nevarnost tlačne porušitve betona, lokalni uklon vzdolžne (navpične) armature in bočni uklon same stene. Prav tako je problematična strižna odpornost vogala stene v območju nateznih obremenitev pri upogibu stene zaradi pojava razpok. Na sliki 52 prikazujemo tlačno porušitev betona v vogalu stene ter razpokanost stene zaradi izmenične obremenitve, ki jo povzroča potresno delovanje.

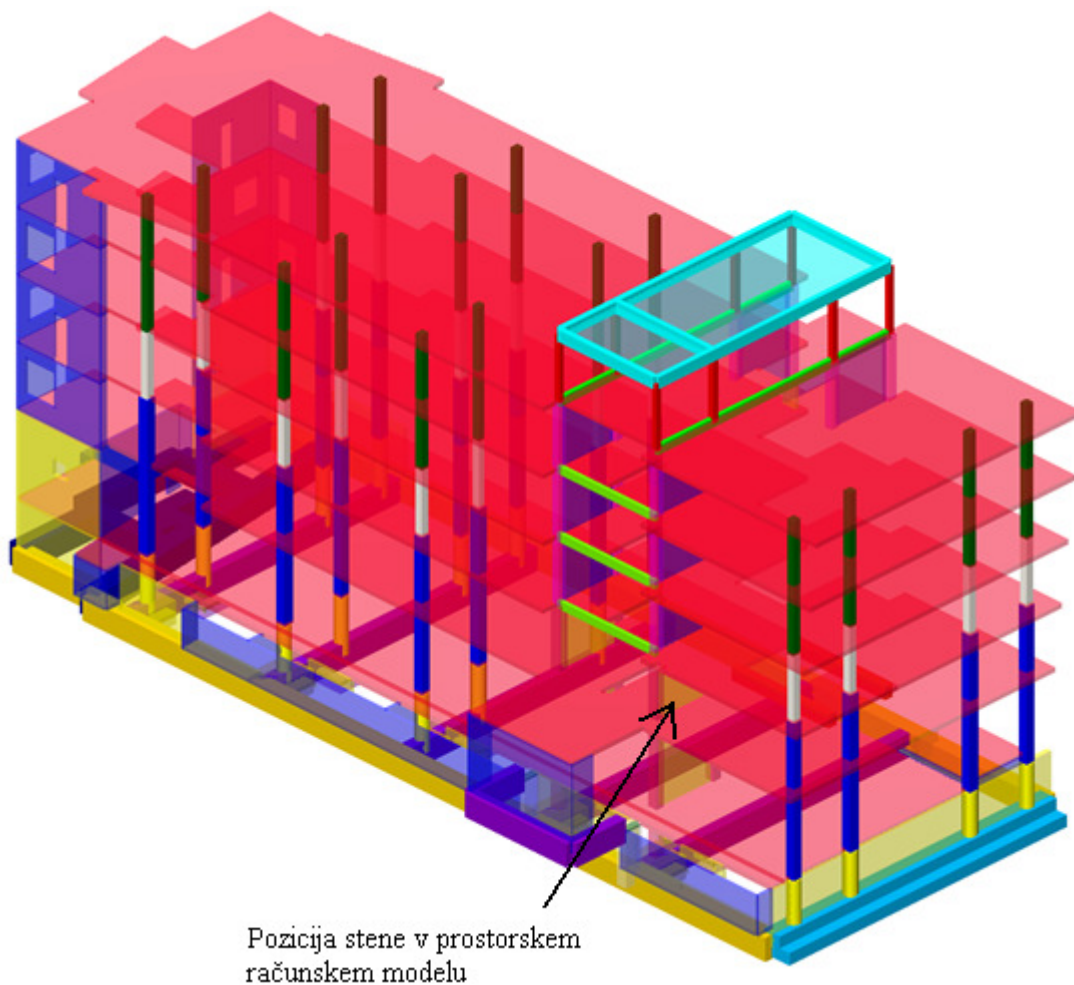


*Slika 52: Tlačna porušitev betona v vogalu stene (Fischinger, M. 2010/2011)*

V preteklosti so bile stene obravnavane kot neduktilni konstrukcijski elementi zaradi krhke strižne in tlačne porušitve. S časom se je izkazalo, da lahko s skrbnim načrtovanjem kritičnih območij zagotovimo stenam duktilni upogibni mehanizem, pri katerem lahko upoštevamo veliko nosilnost in togost stene. Poleg že vseh naštetih dejstev, ki vplivajo na obnašanje stene oziroma konstrukcij, kjer kot vertikalni nosilni elementi prevladujejo stene, je pri odzivu konstrukcije pri potresni obtežbi pomembno tudi razmerje površine prereza sten proti površini tlorisa. Ugodno je, če je to razmerje vsaj 2%. Izkaže se, da imajo konstrukcijski sistemi stavb s priporočljivim razmerjem med površino prereza sten napram površini tlorisa velike rezerve nosilnosti že pri minimalni uporabljeni armaturi, ki jo običajno uporabljamo pri projektiranju v Sloveniji za stavbe do 5 etaž.

## 6.2 Prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe

Analizo stene opravimo s pomočjo računskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, ki ga izdelamo v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012). Kot smo že omenili program temelji na metodi končnih elementov. Plošče in stene modeliramo s štirivozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa »tanke plošče«, stebre in grede pa modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Na sliki 53 prikazujemo prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe ter lego obravnavane samostojne stene.



Slika 53: Prostorski računski model za obravnavano stavbo

### 6.3 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)

#### 6.3.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Preglednica 63: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Obtežna kombinacija	Obtežni primeri				
	Lastna + stalna obtežba	Koristna obtežba povesod	Veter v smeri X	Veter v smeri Y	Obtežba snega
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K3	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$0,9 \cdot W_x$		
K4	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$-0,9 \cdot W_x$		
K5	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$	$1,5 \cdot W_x$		
K6	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$	$-1,5 \cdot W_x$		
K7	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$0,9 \cdot W_y$	
K8	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$-0,9 \cdot W_y$	
K9	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$		$1,5 \cdot W_y$	
K10	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$		$-1,5 \cdot W_y$	
K11	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			$0,75 \cdot S$
K12	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$			$1,5 \cdot S$

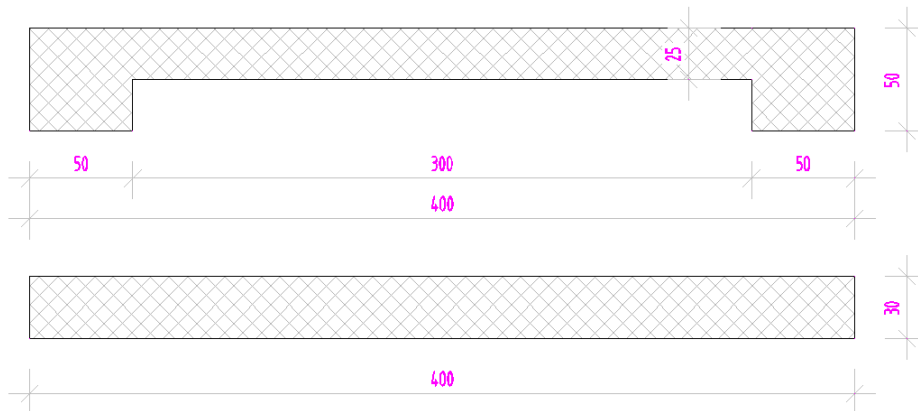
#### 6.3.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Preglednica 64: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

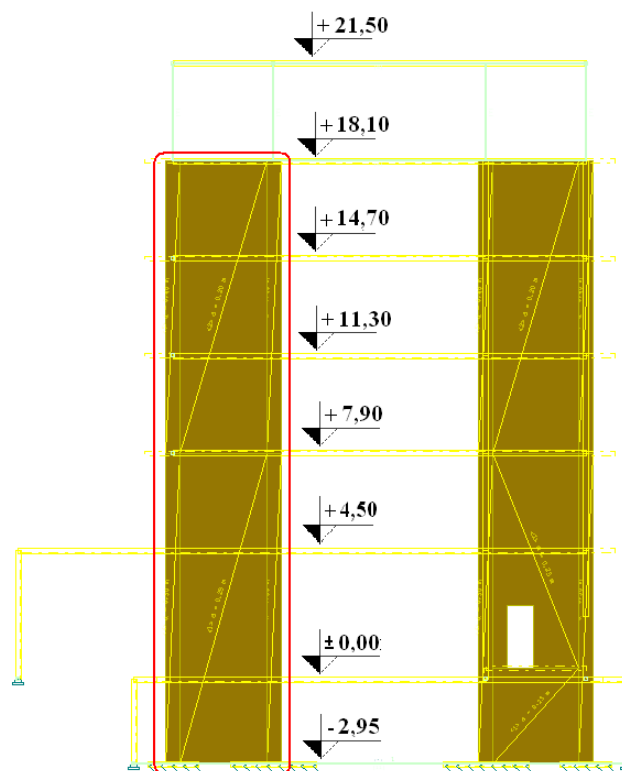
Obtežna kombinacija	Obtežni primeri			
	Lastna + stalna obtežba	Koristna obtežba povesod	Potres v smeri X	Potres v smeri Y
K13	$1,00 \cdot G$	$\Psi_2(0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q$	$1,0 \cdot E_{Edx}$	$0,3 \cdot E_{Edy}$
K14	$1,00 \cdot G$	$\Psi_2(0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q$	$-1,0 \cdot E_{Edx}$	$-0,3 \cdot E_{Edy}$
K15	$1,00 \cdot G$	$\Psi_2(0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q$	$0,3 \cdot E_{Edx}$	$1,0 \cdot E_{Edy}$
K16	$1,00 \cdot G$	$\Psi_2(0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q$	$-0,3 \cdot E_{Edx}$	$-1,0 \cdot E_{Edy}$

#### 6.4 Geometrijske omejitve za stene

Analiziramo in projektiramo steno v prečni smeri obravnavane stavbe, t.j. v smeri osi Y. Stena poteka neprekinjeno od temeljev do vrha konstrukcije in je izvedena kot monolitna brez odprtin. V analizi upoštevamo, da je stena na koti 0,00 m vpeta v ploščo nad togo kletjo. Iz obstoječe projektne dokumentacije razberemo, da je v osrednjem območju stene debelina v kleti in pritličju  $b_{wo} = 25$  cm, v višjih etažah pa 20 cm. Debelina stene je na robovih povečana na  $b_w = 50$  cm in na dolžini  $l_c = 50$  cm. Na sliki 54 prikazujemo prečni prerez obstoječe in modificirane stene. Lego stene v pogledu in tlorisu pa prikazujemo na sliki 55 in 56.



Slika 54: Prečni prerez obstoječe in modificirane stene



Slika 55: Lega obnavane stene v pogledu

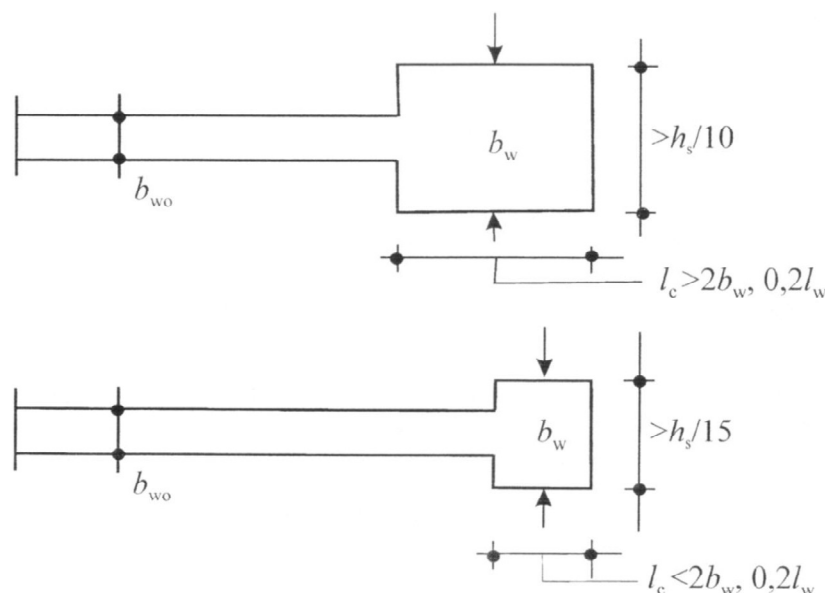


Slika 56: Lega obravnavane stene v tlorisu

Širina stojine duktilne stene  $b_{wo}$  mora zadoščati naslednjemu pogoju (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.1.2.3):

$$b_{wo} \geq \max \{0,15; h_s/20\} = \max \{0,15; 4,15/20 = 0,21\} = 0,21 \text{ m}, \quad (6.1)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina v metrih. Ugotovimo, da podana dimenzija stene ustreza geometrijski omejitvi za duktilno steno. Dodatno moramo v območju predvidenih robnih elementov upoštevati zahteve iz standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.(10)). Ta določa, da debelina stene v območju robnega elementa  $b_w$  ne sme biti manjša od 20 cm. Poleg tega debelina ne sme biti manjša od  $h_s/15$ , če pri tem dolžina robnega elementa ni daljša od večje vrednosti izmed  $0,2 \cdot l_w$  ali  $b_w$ . Če je dolžina robnega elementa daljša, potem širina stene v območju robnega elementa  $b_w$  ne sme biti manjši od  $h_s/10$ . Opisane zahteve prikazujemo na sliki 57.



Slika 57: Shematski prikaz zahtev za debelino robnih elementov (SIST EN 1998-1:2006, str.85)

Iz navedenih pogojev ugotovimo, da debelina robnega elementa stene ne sme biti manjša od:

$$b_w \geq \max \{0,20; h_s/15\} = \max \{0,20; 28\} = 0,28 \text{ m}. \quad (6.2)$$

Ker je obravnavana stena v območju robnega elementa razširjena na  $b_w = 50$  cm, ugotovimo, da je pogoj izpolnjen. Ugotovimo, da debelina stene  $b_w = 50$  cm ustreza pogojem le v primeru, da robni element ni daljši od:

$$l_c \leq \max \{2 \cdot b_w = 2 \cdot 0,5 = 1,0; 0,20 \cdot l_w = 0,20 \cdot 4,0 = 0,8\} = 1,0 \text{ m.} \quad (6.3)$$

Dejanska dolžina robnega elementa je  $l_c^{\text{dej}} = 0,50$  m in izpolnjuje zahtevo (6.3). Prav tako moramo preveriti še zahtevo za minimalno dolžino robnega elementa, ki je določena z izrazom (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.(6)):

$$l_c \geq \max \{0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 4,0 = 0,6; 1,50 \cdot b_w = 1,50 \cdot 0,5 = 0,75\} = 0,75 \text{ m.} \quad (6.4)$$

Ugotovimo, da dejanska dolžina robnega elementa ne izpolnjuje pogoja (6.4). Zato dimenzije stene ustrezno korigiramo. Za območje stojine in robnega elementa izberemo enotno debelino stene in sicer  $b_{w0} = b_w = 0,30$  m. Dolžino robnega elementa pa določimo na sledeč način:

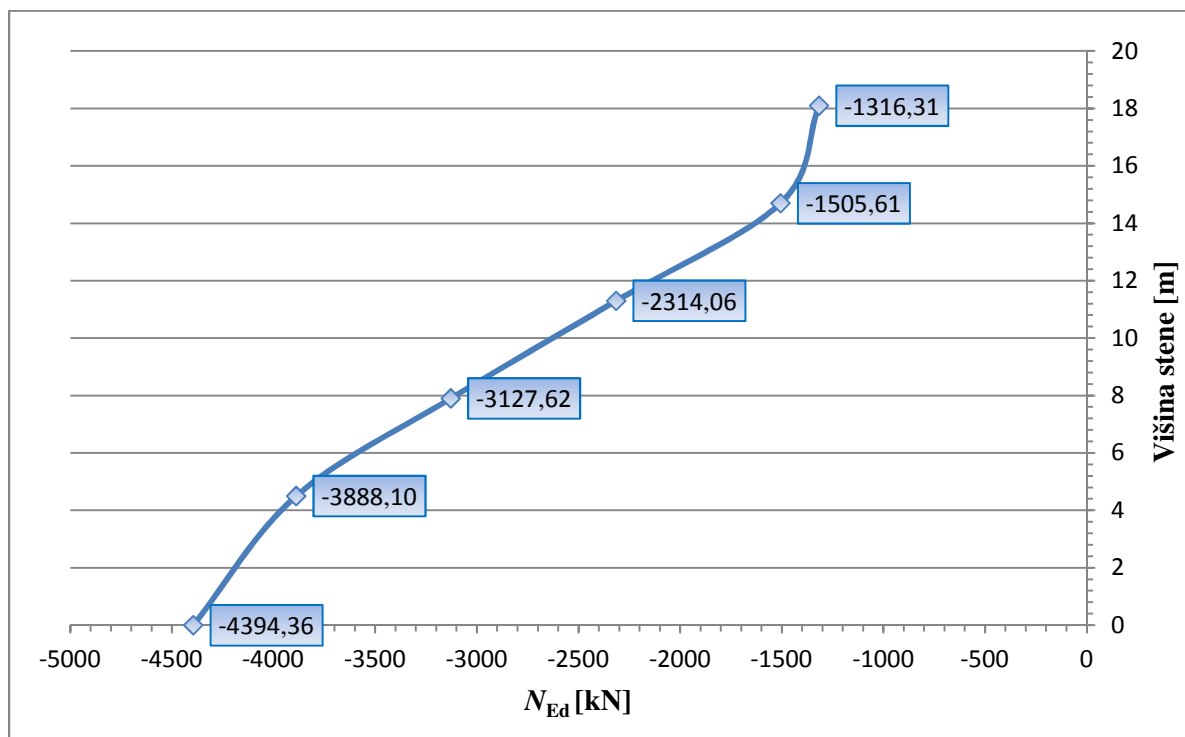
$$l_c \leq \max \{2 \cdot b_w = 2 \cdot 0,3 = 0,6; 0,20 \cdot l_w = 0,20 \cdot 4,0 = 0,8\} = 0,8 \text{ m} \quad (6.7)$$

$$l_c \geq \max \{0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 4,0 = 0,6; 1,50 \cdot b_w = 1,50 \cdot 0,3 = 0,45\} = 0,6 \text{ m.} \quad (6.8)$$

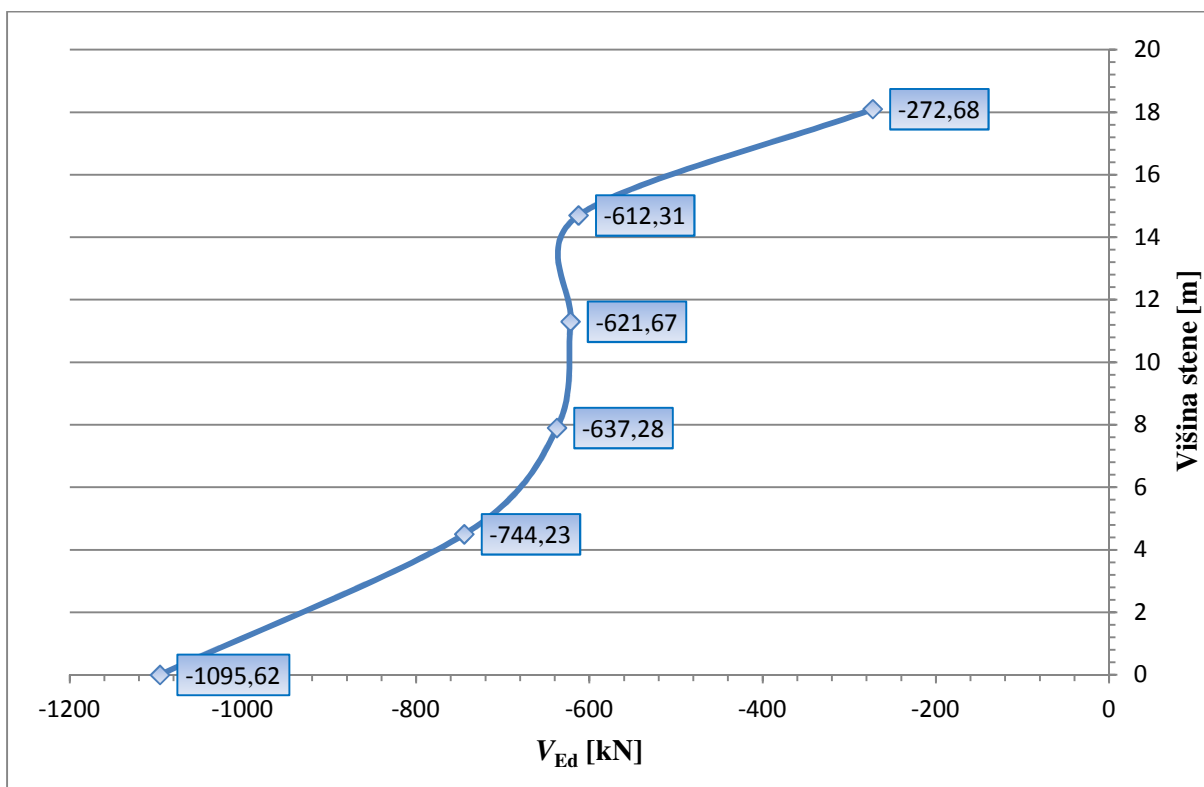
Izberemo minimalno zahtevo za dolžino robnega elementa in sicer  $l_c = 60$  cm.

## 6.5 Projektne obremenitve stene

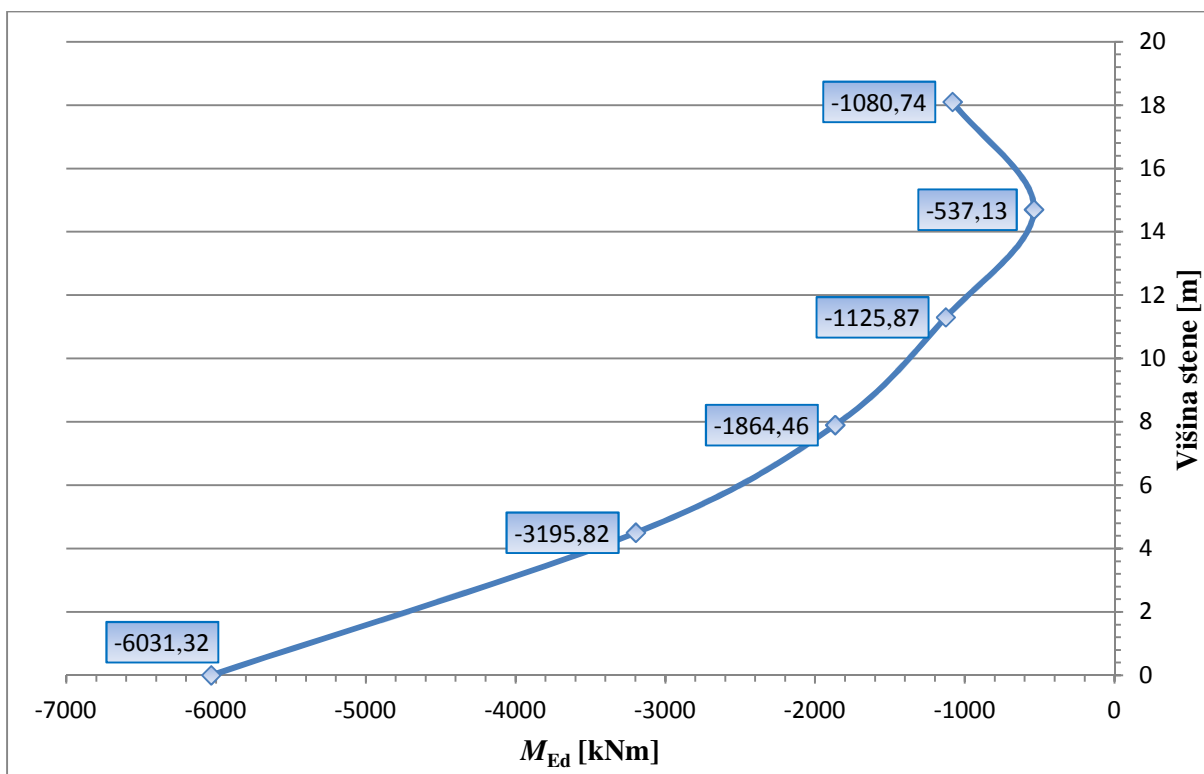
Projektne obremenitve stene odčitamo iz programa Tower7 (Radimpex Software, 2012) in sicer za primer kombinacije vplivov za potresna projektna stanja (merodajna kombinacija). Obremenitve stene prikazujemo na slikah 58-60.



Slika 58: Potek osnih sil v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja



Slika 59: Potek prečnih sil v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja



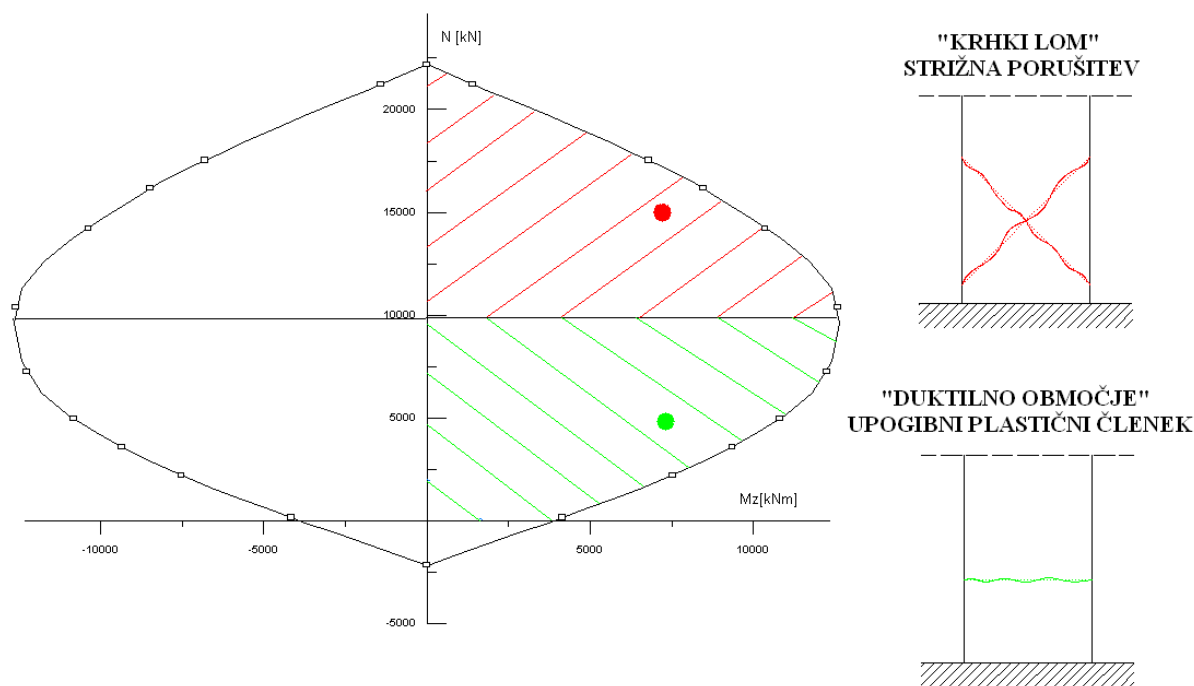
Slika 60: Potek upogibnih momentov v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja

## 6.6 Korekcija projektnih obremenitev zaradi nezanesljivosti razporeditve

Pri projektiranju duktilnih sten moramo upoštevati nezanesljivosti v analizi in odziv pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Kadar niso opravljene natančnejše analize, lahko uporabimo pravila za določanje projektnih ovojníc upogibnih momentov ter korigiramo strižne sile (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.2.4).

### 6.6.1 Tlačne obremenitve stene

V skladu z zahtevo iz standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4) moramo tlačno obremenitev duktilnih sten omejiti zaradi nevarnosti strižne porušitve oziroma strižnega loma. Zavedati se namreč moramo, da veliko lažje izvedemo sanacijo stene po upogibnem lomu kakor po strižnem. Na sliki 61 na primeru interakcijskega diagrama mejne nosilnosti prečnega prereza stene shematsko prikazujemo omejitvev tlačne obremenitve v steni. Ustrezen nivo tlačnih obremenitev predstavlja zeleno območje na diagramu.



Slika 61: Prikaz ugodnega (zeleno) in neugodnega (rdeče) vpliva obremenitev

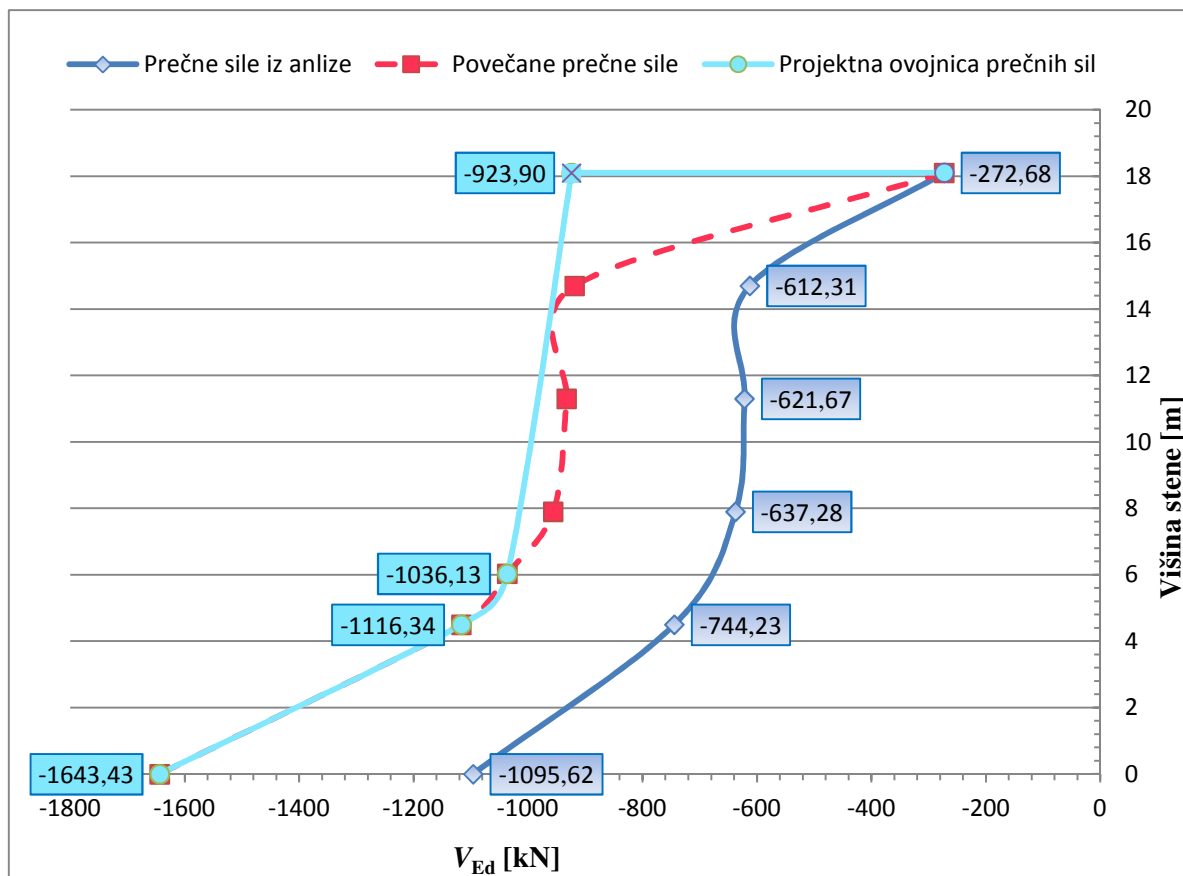
Ugotovimo, da je za obravnavano steno normirana osna sila  $v_d$  v prečnem prerezu na koti vpetja manjša od mejne vrednosti (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.1):

$$v_d \leq \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{4394,36}{400 \cdot 30 \cdot 1,67} = 0,22 \leq 0,4. \quad (6.9)$$



### 6.6.2 Strižne obremenitve stene

Skladno s standardom moramo projektne prečne sile iz analize povečati za 50%. Dodatno moramo v mešanih sistemih z vitkimi stenami upoštevati nezanesljivost zaradi višjih nihajnih oblik in upoštevati dodatna določila iz standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.2.4.(8)). Na sliki 62 prikazujemo modificirano ovojnico prečnih sil po višini stene.



Slika 62: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stene v mešanih sistemih

### 6.6.3 Upogibne obremenitve stene

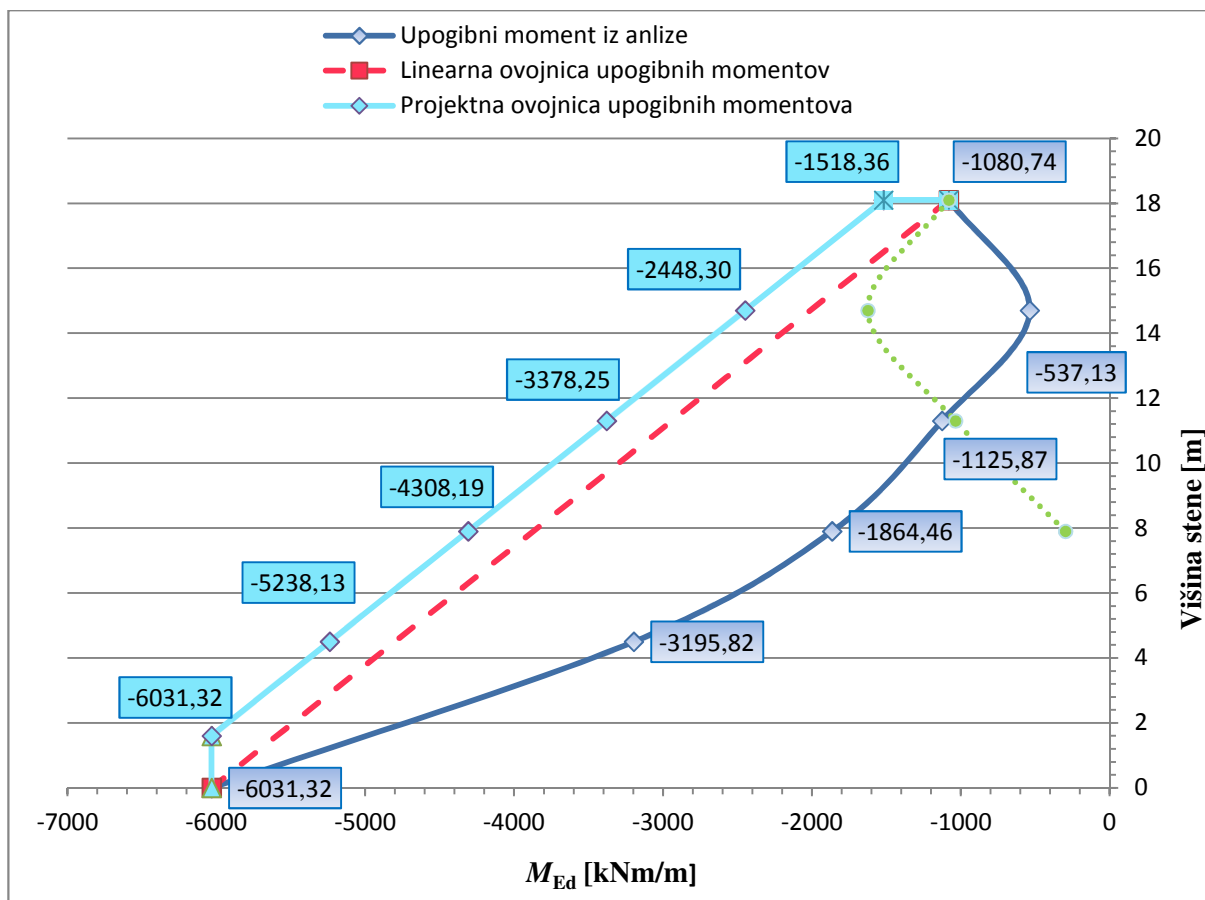
Pri vitkih stenah moramo upoštevati nezanesljivost razporeditve upogibnih momentov. To storimo na poenostavljen način, pri katerem linearno ovojnico upogibnih obremenitev ustrezno prestavimo, pri čemer stena po višini ne sme imeti pomembnih nezveznosti v masah, togosti in nosilnosti (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.2.4.(5)). Da lahko steno obravnavamo kot vitko, mora biti izpolnjen pogoj:

$$h_w/l_w = 18,10/4,00 = 4,25 > 2,0. \quad (6.10)$$

Premik linearne ovojnice upogibnih obremenitev določa vrednost:

$$a_1 = z/2 = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 4,00 = 1,6 \text{ m}. \quad (6.11)$$

Na sliki 63 prikazujemo modificiran potek upogibnega momenta po višini stene.



Slika 63: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten v mešanih sistemih

## 6.7 Dimenzioniranje duktilne stene po DCM

### 6.7.1 Višina kritičnega območja

Višino kritičnega območja stene nad togo kletjo, kjer moramo zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost, določimo po naslednji enačbi (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2.(1)):

$$h_{cr} = \max [l_w; h_w/6] = [4,0; 18,10/6] = 4,0 \text{ m.} \quad (6.12)$$

Poleg tega moramo izpolniti še naslednjo omejitev:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ m} \\ h_s = 4,5 \text{ m} \quad \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \end{cases} \quad (6.13)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina. Ugotovimo, da kot kritično območje obravnavamo celotno višino spodnje etaže.

## 6.7.2 Upogibna nosilnost v kritičnem območju

Upogibno nosilnost stene določimo v skladu s standardom evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005). Pri tem moramo upoštevati vso vzdolžno armaturo, tako v robnih elementih kot v stojini stene.

Zagotoviti moramo, da v kritičnem območju stene delež vzdolžne armature v robnem elementu ni manjši od 0,5%. Dolžina in širina robnega elementa je  $l_c = 0,6$  m in  $b_w = 0,3$  m. Minimalna potrebna vzdolžna armatura v robnem elementu po evrokod 2 (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2(8)):

$$A_{sv,min}^{rob} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 60 \cdot 30 = 9 \text{ cm}^2. \quad (6.14)$$

Poleg tega moramo dodatno zadostiti še zahtevanim omejitvam glede minimalne in maksimalne potrebne količine armature v prečnem prerezu v skladu s standardom evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.6.2(1)) in pri tem upoštevati določila iz nacionalnega dodatka (SIST EN 1992-1-1:2005/A101, opomba (87)P):

$$A_{sv,min} \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 100 \cdot 30 = 9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.15)$$

$$A_{sv,min} \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 400 \cdot 30 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv,max} \geq 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 30 = 120 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.16)$$

$$A_{sv,max} \geq 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 400 \cdot 30 = 480 \text{ cm}^2.$$

Naslednja omejitev se nanaša na minimalni premer uporabljenih vzdolžnih palic. Upoštevamo zahteve iz standarda evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.5.2(1)) ter določila iz nacionalnega dodatka (SIST EN 1992-1-1:2005/A101, opomba (83)P), ki zahteva, da je minimalni prerez vzdolžnih palic  $\emptyset_{min} = 12$  mm. Prav tako je omejena razdalja med sosednjima vzdolžnima palicama in sicer s pogojem (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.6.2(3)):

$$e_{sv,max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot b_w = 3 \cdot 30 = 90 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right\} = 40 \text{ cm}. \quad (6.17)$$

Še strožjo zahtevo glede medsebojne oddaljenosti vzdolžnih palic, ki velja v kritičnem območju, podaja standard evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2(11)b) in (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.5.3(6)) in sicer:

$$e_{sv,max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right\} = 15 \text{ cm}. \quad (6.18)$$

Ob upoštevanju vseh navedenih zahtev izberemo v robnem elementu armaturne palice  $10\emptyset 12$  mm. Ker je  $A_{sv,dej}^{rob} = 11,31 \text{ cm}^2$  je pogoj (6.14) izpolnjen.

Vodoravno armaturo v steni moramo namestiti na obeh smereh, pri tem pa moramo upoštevati zahteve iz standarda evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.6.3(1)) in pripadajočega nacionalnega dodatka (SIST EN 1992-1-1:2005/A101, opomba (88)P):

$$A_{sh,min} \leq 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \cdot 30 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.19)$$

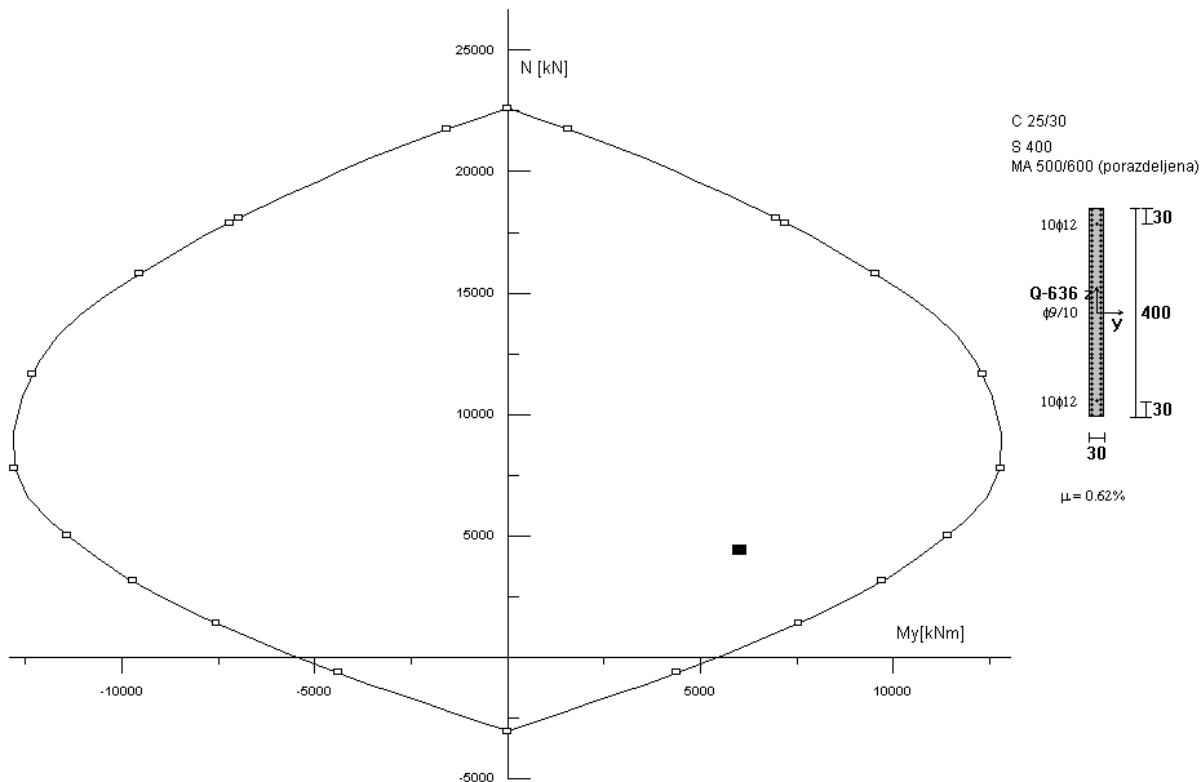
Zahtevi bi zadostili že z izbiro armaturne mreže  $Q - 308$  na obeh straneh stene. Zaradi zagotovitve zadostne strižne nosilnosti stene pa izberemo armaturno mrežo  $Q - 636$  na obeh straneh stene. Sedaj preverimo pogoj (6.15):  $A_{sv,min} \geq 36 \text{ cm}^2$ .

Skupna količina navpične armature v steni je:

$$A_{SV} = (\pi \cdot 0,6^2 \cdot 10) \cdot 2 + (4,0 - 0,6 \cdot 2) \cdot 6,36 \cdot 2 = 58,24 \text{ cm}^2 \quad (6.20)$$

$$A_{SV,\min} = 36 \text{ cm}^2 \leq A_{SV} = 58,24 \text{ cm}^2 \leq A_{SV,\max} = 480 \text{ cm}^2.$$

Ugotovimo, da je prerez izbrane navpične armature v steni večji od minimalnih zahtev. Sedaj lahko preverimo še upogibno nosilnost prečnega prereza. Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza pri osno upogibni obremenitvi izračunamo s pomočjo programa DIAS (Fischinger et al., 1990) in ga prikažemo na sliki 64.



Slika 64: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene (DIAS)

Iz diagrama ugotovimo, da ima prečni prerez stene z izbrano vzdolžno armaturo zadostno upogibno nosilnost, saj točka projektne upogibne obremenitve prereza  $N_{Ed} = 4394,36 \text{ kN}$  in  $M_{Ed} = 6031,32 \text{ kNm}$  leži znotraj diagrama. Pri tej osni sili je upogibna odpornost prereza stene  $M_{Rd} = 10932 \text{ kNm}$ .

### 6.7.3 Strižna nosilnost v kritičnem območju

V kolikor bi bil izpolnjen pogoj, da je normirana projektna osna sila  $v_d \leq 0,15$ , bi lahko strižno armaturo stene določili kar v skladu s standardom evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005). Ker pa normirana osna sila v steni na koti vpetja znaša  $v_d = 0,22$  (glej enačbo (6.9)), moramo strižno armaturo določiti v skladu z določili standarda evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(9), točka 5.4.3.2.2(9) - 5.4.3.2.2(11)). V kritičnem območju robnega elementa stene moramo uporabiti stremena s premerom vsaj 6 mm zaradi preprečitve lokalnega uklona vzdolžnih palic in zagotovitve minimalne duktilnosti prereza. Minimalno razdaljo med stremeni pa določimo na naslednji način:

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8 \cdot d_{bL}\} = \min\{252/2 = 126; 175; 8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 12 = 96\} = 96 \text{ mm}, \quad (6.21)$$

kjer je  $b_0$  najmanjša dimenzija betonskega jedra, merjena od srednje črte stremen v milimetrih,  $d_{bL}$  pa je najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic v milimetrih. Na podlagi zgornjih zahtev bi lahko izbrali stremensko armaturo  $\emptyset 6/9$  cm, vendar se odločimo za močnejša in gostejša stremena  $\emptyset 8/7,5$  cm.

Predpostavimo, da je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature v stojini stene manjša od projektne strižne sile, tako da moramo v kritičnem območju celotno strižno obremenitev prevzeti s horizontalno (strižno) armaturo. Potrebno strižno armaturo izračunamo z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 6.2.3(3)):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{1643,43}{0,8 \cdot 400 \cdot 43,5} = 0,118 \text{ cm}^2/\text{cm}. \quad (6.22)$$

Z uporabo minimalne strižne armature  $2 \cdot Q - 308$  ( $2\emptyset 7/12,5$  cm) pogoj (6.22) ne zadostimo, zato izberemo mrežno armaturo  $2 \cdot Q - 636$  ( $2\emptyset 9/10$  cm), pri čemer prerez strižne armature znaša  $(\pi \cdot 0,45^2/10) \cdot 2 = 0,127 \text{ cm}^2/\text{cm}$ .

### 6.7.4 Konstruiranje stene za zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti v kritičnem območju

V kritičnem območju stene moramo zagotoviti zadostno duktilnost za ukrivljenost, da dosežemo zahtevano globalno duktilnost stavbe (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(2) in sicer:

$$\mu_\phi \geq 2 \cdot q_0 - 1, \quad \text{če} \quad T_1 \geq T_c, \quad (6.23)$$

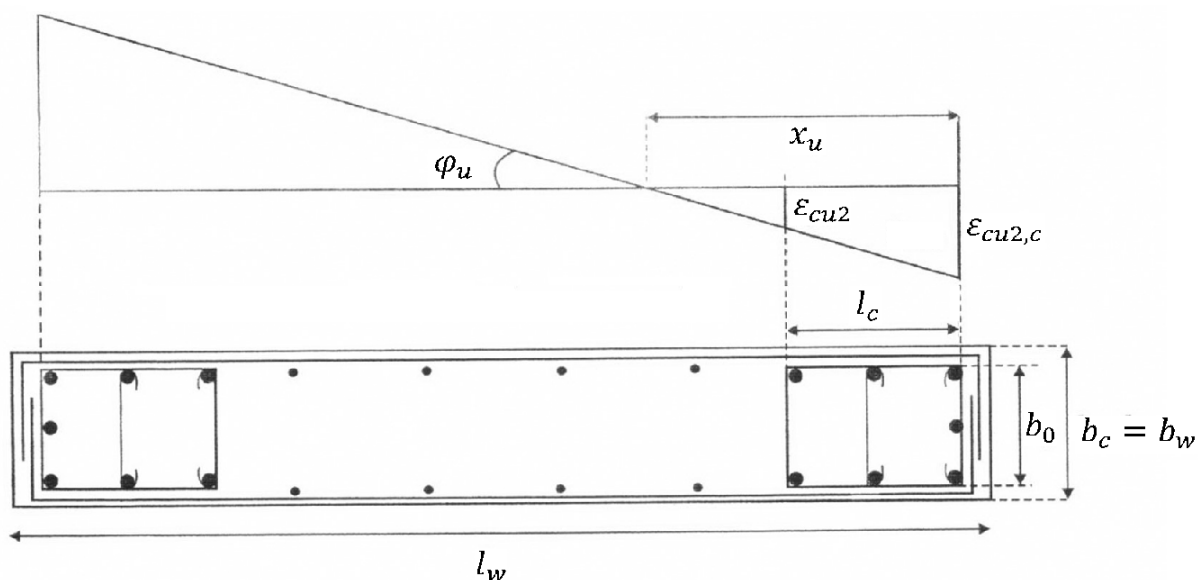
kjer je  $\mu_\phi$  vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost,  $q_0$  je osnovna vrednost faktorja obnašanja ( $q_0 = 3,6$ ),  $T_1$  je nihajni čas konstrukcije ( $T_1 = 0,79$  s),  $T_c$  pa zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost ( $T_c = 0,6$  s). V izrazu (6.23) se osnovna vrednost faktorja obnašanja  $q_0$  nadomesti s produktom osnovne vrednosti faktorja obnašanja  $q_0$  in razmerjem med projektni upogibni momentom ter projektno upogibno nosilnostjo (odpornost)  $M_{Ed}/M_{Rd}$ . Opisano modifikacijo izraza (6.23) uporabimo v izrazu (6.32).

### 6.7.4.1 Poenostavljen način za določitev potrebne dolžine robnega elementa

Poenostavljen način računa dolžine robnega elementa je običajno preveč konzervativen. Vzrok temu je predpostavka, da je tlačna robna deformacija  $\varepsilon_{cu2,c}$  objetelega dela betona polno izkoriščena, kar pa v mnogih primerih ni tako. Kljub temu izvedemo kontrolo in določimo potrebno dolžino. Lokalno duktilnost območja dokažemo, če je izračunana dolžina robnega elementa manjša ali enaka predpostavljeni dolžini. Globino nevtralne osi  $x_u$  lahko izračunamo s pomočjo enačbe (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(5)):

$$x_u = (v_d \cdot \omega_v) \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = \frac{N_{Ed} + A_v \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot f_{cd}} = \frac{4394,36 + 2 \cdot 6,36 \cdot 2,76 \cdot 43,5}{25,2 \cdot 1,67} = 140,71 \text{ cm}, \quad (6.24)$$

kjer je  $N_{Ed}$  projektna osna sila v steni,  $A_v$  je količina vzdolžne armature v osrednjem območju,  $b_0$  pa je širina objetelega jedra robnega dela stene po odlučanju betonskega kritja. Na sliki 65 prikazujemo robni element s pripadajočimi geometrijskimi oziroma deformacijskimi količinami.



Slika 65: Prerez stene in deformacije pri mejni ukrivljenosti (SIST EN 1998-1:2006, str.84)

Mejno deformacijo betona  $\varepsilon_{cu2,c}$  določimo na naslednji način (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(6)):

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,5553 \cdot 0,3115 = 0,0208 \quad (6.25)$$

Pri tem je  $\omega_{wd}$  mehanski prostorninski delež zaprtih stremen objetelega betonskega jedra v kritičnem območju in ga izračunamo z enačbo (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(8)):

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetelega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.26)$$

$$\omega_{wd} = \frac{[2 \cdot (60 + 25,2) + 4 \cdot (16,5 + 25,2)] \cdot \pi \cdot 0,4^2}{60 \cdot 25,2 \cdot 7,5} \cdot \frac{34,78}{1,67} = 0,3115.$$

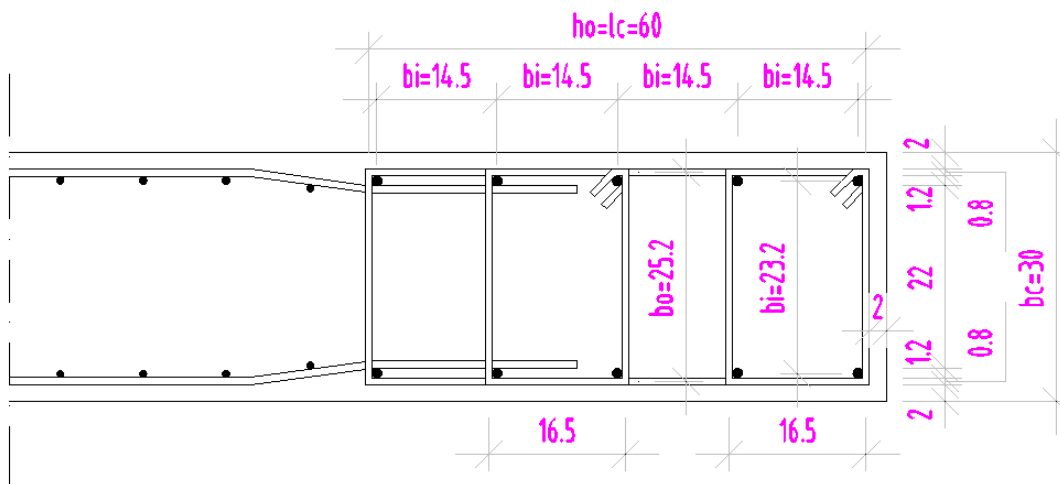
V enačbi (6.25) je  $\alpha$  faktor učinkovitosti objetelega betonskega jedra in je:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,6959 \cdot 0,7980 = 0,5553 \quad (6.27)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 \cdot b_0 \cdot h_0 = 1 - \frac{14,5^2 \cdot 8 + 23,2^2 \cdot 2}{6 \cdot 25,2 \cdot 60} = 0,6959 \quad (6.28)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{7,5}{2 \cdot 25,2}\right) \cdot \left(1 - \frac{7,5}{2 \cdot 60}\right) = 0,7980, \quad (6.29)$$

kjer je  $n$  skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena,  $b_i$  je osna razdalja med sosednjimi podprtimi palicami robnega elementa,  $b_0$  je širina objetega jedra, merjena od srednje črte stremena,  $h_0$  je dolžina objetega jedra robnega elementa, merjena do srednje črte stremena,  $s$  pa je razmik med predpostavljenimi stremeni. Vrednosti posameznih parametrov prikazujemo na sliki 66.



Slika 66: Vrednosti geometrijskih parametrov robnega elementa stene

Tako je potrebna dolžina robnega elementa enaka

$$x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) = 140,71 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,0208}\right) = 117,03 \text{ cm} \geq 60 \text{ cm} \quad (6.30)$$

in je večja od izbrane dolžine robnega elementa. To pomeni, da nismo uspeli zagotoviti lokalne duktilnosti območja. Vendar pa je uporabljena metoda računa potrebne dolžine robnega elementa zelo konzervativna. Med drugim smo v računu predpostavili, da je mejna tlačna robna deformacija betona  $\varepsilon_{cu2,c}$  polno izkoriščena, kar pa ni res. Zato v nadaljevanju potrebno dolžino robnega elementa stene izračunamo z natančnejšim postopkom

Ob upoštevanju globine nevtralne osi (glej enačbo (6.24)) določimo robno deformacijo  $\varepsilon_c$  na naslednji način:

$$\varepsilon_c = x_u \cdot \phi_{u,zahtevano} = x_u \cdot \mu_{\phi,zahtevano} \cdot \phi_y = x_u \cdot \mu_{\phi,zahtevano} \cdot \frac{2,1 \cdot \varepsilon_y}{d} \quad (6.31)$$

$$\varepsilon_c = 140,71 \cdot 2,9721 \cdot \frac{2,1 \cdot \frac{40}{21000}}{0,9 \cdot 400} = 0,004647 = 0,4647\%$$

kjer je  $\phi_{u,zahtevano}$  ukrivljenost, ki ustreza zahtevani duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_{\phi,zahtevano}$ ,  $\phi_y$  je ukrivljenost na meji tečenja natezne armature, ki velja za pravokotne prereze,  $\varepsilon_y$  je deformacija na meji tečenja armature,  $d$  pa je statična višina prereza.

Minimalno zahtevano vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost določimo s pomočjo enačbe (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(2)):

$$\mu_{\emptyset, \text{zahtevana}} = 2 \cdot q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 = 2 \cdot 3,6 \cdot \frac{6031}{10932} - 1 = 2,9721, \quad (6.32)$$

kjer je  $M_{Ed}$  projektni upogibni moment in  $M_{Rd}$  projektna upogibna nosilnost (odpornost). Maksimalna tlačna deformacija  $\varepsilon_c$  v prerezu ne sme biti večja od tiste, ki jo zagotavlja stremenska armatura v robnem elementu  $\varepsilon_{cu2,c}^{rob}$ . Določimo jo tako, da upoštevamo (SIST EN 1998-1:2006, točka 9.3.1):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cu2,c}^{rob} &= \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \alpha \cdot \rho \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \alpha \cdot \frac{\omega_{wd}}{2} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} = \quad (6.33) \\ &= \varepsilon_{cu2} + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_c} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,5553 \cdot 0,3115 \cdot \frac{1,15}{1,5} = 0,01676, \end{aligned}$$

kjer je  $\sigma_2$  učinkovita bočna tlačna napetost v mejnem stanju nosilnosti zaradi objetja betona,  $\rho$  pa povprečni koeficient stremen v obeh horizontalnih smereh. Iz primerjave enačb (6.31) in (6.33) ugotovimo, da je pogoj  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2,c}^{rob}$  izpolnjen. Ponovno preverimo, če je izbrana dolžina robnega elementa ustrezna:

$$x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_c}\right) = 140,71 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,004647}\right) = 34,73 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}. \quad (6.34)$$

Ugotovimo, da je izbrana minimalna zahtevana dolžina robnega elementa ustrezna.

#### 6.7.4.2 Kontrola armature robnega elementa

Ugotovimo, da mehanski prostorninski delež zaprtih stremen  $\omega_{wd}$  objetega betonskega jedra v kritičnem območju izpolnjuje vse zahteve glede potrebne stremenske armature (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(4)), saj:

$$\begin{aligned} \alpha \cdot \omega_{wd} &\geq 30 \cdot \mu_{\emptyset} \cdot (\nu_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.35) \\ 0,5553 \cdot 0,3115 &\geq 30 \cdot 2,9721 \cdot \left(0,22 + \frac{6,36 \cdot 2}{30 \cdot 100} \cdot \frac{43,5}{1,67}\right) \cdot \frac{40}{21000} \cdot \frac{30}{25,2} - 0,035 \\ 0,1730 &\geq 0,0318. \end{aligned}$$

V enačbi (6.35) je  $\omega_v$  mehanski delež vzdolžne armature v stojini. Prav tako moramo zadostiti pogoju minimalnega mehanskega prostorninskega deleža zaprtih stremen  $\omega_{wd}$  objetega betonskega jedra v kritičnem območju (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(9)):

$$\omega_{wd} = 0,3115 \geq \omega_{wd, \min} = 0,08. \quad (6.36)$$

Odločimo se, da mrežno armaturo iz stojine stene prekinemo in jo sidramo v robni element. Pri tem zagotovimo, da je količina strižne armature v robnem elementu stene enaka količini horizontalne (mrežne) armature v stojini stene. Količina horizontalne armature v stojini stene znaša  $\pi \cdot 0,45^2 / 10 = 0,0636$ , količina strižne stremenske armature v robnem elementu stene pa  $\pi \cdot 0,4^2 / 7,5 = 0,0670$ . Količini sta skorajda enaki.



### 6.7.5 Armatura izven kritičnega območja

Izven kritičnega območja stene veljajo za vzdolžno, horizontalno armaturo v stojini stene in strižno armaturo v robnem elementu pravila iz standarda evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005). Prav tako moramo upoštevati standarda evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.4.2(11)). Standard evrokod 8 zahteva naslednje. Kadar je tlačna deformacija  $\varepsilon_c$  pri potresnem projektne stanju večja od 0,002, mora biti najmanjši delež vzdolžne armature v tem območju vsaj 0,005.

#### 6.7.5.1 Vzdolžna (navpična) armatura na dnu 1. etaže

Nad kritičnim območjem moramo zadostiti zahtevam iz standarda evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.6.2(1)) ter pri tem upoštevati določila iz nacionalnega dodatka (SIST EN 1992-1-1:2005/A101, opomba (87)P):

$$A_{sv,min} \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 100 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.37)$$

$$A_{sv,min} \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 400 \cdot 20 = 24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sv,max} \geq 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 20 = 80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.38)$$

$$A_{sv,max} \geq 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 400 \cdot 20 = 320 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Razdalja med sosednjimi vzdolžnimi palicami je omejena z naslednjim pogojem (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.6.2(3)):

$$e_{s,vmax} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot b_w = 3 \cdot 20 = 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right\} = 40 \text{ cm}. \quad (6.39)$$

V robnem elementu izberemo vzdolžne armaturne palice  $6\emptyset 12$  mm. Vodoravno armaturo v steni moramo namestiti na obeh smereh ter pri tem upoštevati zahteve iz standarda evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.6.3(1)) in nacionalnega dodatka (SIST EN 1992-1-1:2005/A101, opomba (88)P):

$$A_{sh,min} \leq 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.40)$$

Zaradi zagotovitve ustrezne strižne odpornosti izberemo armaturno mrežo  $Q - 402$  na vsako stran stene. Sedaj preverimo še pogoj, če je v steni zagotovljena vsaj minimalna količina vzdolžne (navpične) armature, ki je  $A_{sv,min} \geq 24 \text{ cm}^2$ . V robnem elementu smo izbrali armaturne palice  $6\emptyset 12$  mm, v stojini stene pa dve armaturni mreži  $Q - 402$ , tako da je skupna količina vzdolžne (navpične) armature v 1. nadstropju obravnavane stene:

$$A_{sv} = (\pi \cdot 0,6^2 \cdot 6) \cdot 2 + (4,0 - 0,6 \cdot 2) \cdot 4,02 \cdot 2 = 36,08 \text{ cm}^2 \quad (6.41)$$

$$A_{sv,min} = 24 \text{ cm}^2 \leq A_{sv} = 36,08 \text{ cm}^2 \leq A_{sv,max} = 320 \text{ cm}^2$$

in je večja od minimalnih zahtev. Osno upogibno nosilnost prečnega prereza stene preverimo s programom DIAS (Fischinger et al., 1990).

### 6.7.5.2 Strižna armatura na dnu 1. etaže

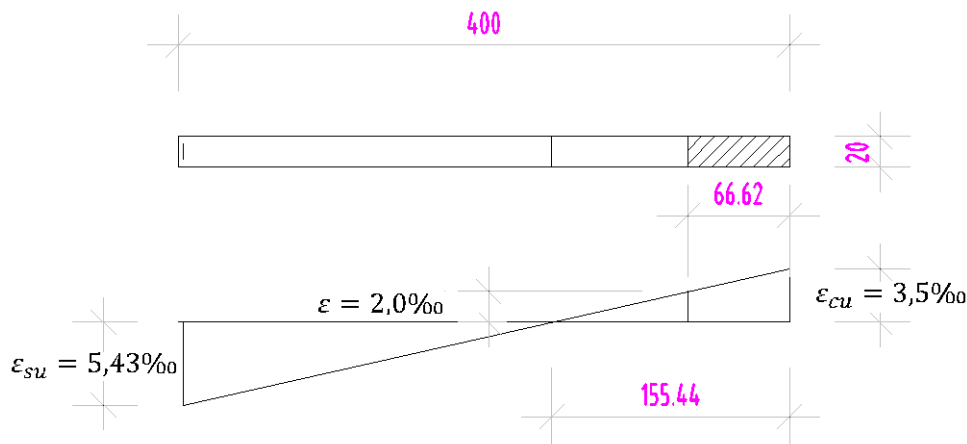
Podobno kot v pritličju tudi v 1. etaži predpostavimo, da je strižna nosilnost prečnega prereza stene brez strižne armature manjša od projektne strižne sile, tako da moramo celotno strižno obremenitev prevzeti s horizontalno (strižno) armaturo. Potrebno strižno armaturo izračunamo z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 6.2.3(3)):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{1116,34}{0,8 \cdot 400 \cdot 43,5} = 0,0802 \text{ cm}^2/\text{cm}. \quad (6.42)$$

Z uporabo strižne armature  $2 \cdot Q - 402$  ( $2\emptyset 8/12,5$  cm) zadostim pogoju (6.42), pri čemer prevez strižne armature znaša  $(\pi \cdot 0,4^2/12,5) \cdot 2 = 0,0804 \text{ cm}^2/\text{cm}$ .

### 6.7.5.3 Deformacije v prerezu na dnu 1. etaže

Upogibno nosilnost prereza izračunamo s programom DIAS (Fischinger et al., 1990). Pri tem upoštevamo, da je robna tlačna deformacija 0,35%, pripadajoča deformacija v natezni armaturi pa je 0,543%. Dolžina tlačnega dela betonskega prereza je 155,44 cm, medtem ko je dolžina prereza, kjer so tlačne deformacije večje od 0,20%, 66,62 cm. Potek deformacij po prečnem prerezu stene ter območje, kjer tlačne deformacije prekoračijo vrednost 0,20%, prikazujemo na sliki 67. Pri osni sili  $N_{Ed} = 3888,10$  kN je upogibna nosilnost prereza  $M_{Rd} = 7890$  kNm. Na šrafiranem območju stene na sliki 67 s površino  $A_c = 66,62 \cdot 20 = 1332,4 \text{ cm}^2$  moramo zagotoviti vsaj 0,5% deleža vzdolžne (navpične) armature.



Slika 67: Deformacije v prerezu na dnu 1. etaže

Na šrafiranem območju stene imamo vgrajenih 6 palic s premerom  $\emptyset 12$ , tako da je površina vzdolžne (navpične) armature  $A_s = \pi \cdot 0,6^2 \cdot 6 = 6,79 \text{ cm}^2$ . Tako je delež vzdolžne armature  $\frac{A_s}{A_c} = \frac{6,79}{1332,4} = 0,0051$  in izpolnjuje minimalno zahtevo armiranja. Na enak način določimo armaturo v ostalih etažah. V nadaljevanju prikazujemo račun na dnu 3. etaže.

#### 6.7.5.4 Vzdolžna (navpična) armatura na dnu 3. etaže

Zahteve glede minimalne armature so popolnoma enake kot za 1. etažo. V robnem elementu izberemo vzdolžne armaturne palice  $6\phi 12$  mm. Zaradi zagotovitve ustrezne strižne odpornosti izberemo armaturno mrežo  $Q - 385$  na vsako stran stene. Sedaj preverimo še pogoj, če je v steni zagotovljena vsaj minimalna količina vzdolžne (navpične) armature, ki je  $A_{sv,min} \geq 24 \text{ cm}^2$ . V robnem elementu smo izbrali armaturne palice  $6\phi 12$  mm, v stojini stene pa dve armaturni mreži  $Q - 385$ , tako da je skupna količina vzdolžne (navpične) armature v 3. nadstropju obravnavane stene:

$$A_{sv} = (\pi \cdot 0,6^2 \cdot 6) \cdot 2 + (4,0 - 0,6 \cdot 2) \cdot 3,85 \cdot 2 = 35,13 \text{ cm}^2 \quad (6.43)$$

$$A_{sv,min} = 24 \text{ cm}^2 \leq A_{sv} = 35,13 \text{ cm}^2 \leq A_{sv,max} = 320 \text{ cm}^2$$

in je večja od minimalnih zahtev. Osno upogibno nosilnost prečnega prereza stene preverimo s programom DIAS (Fischinger et al., 1990).

#### 6.7.5.5 Strižna armatura na dnu 3. etaže

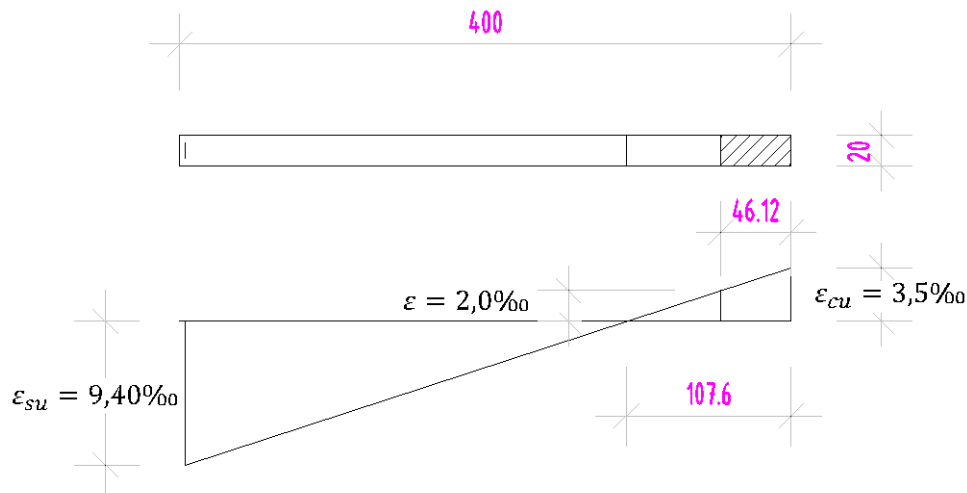
Podobno kot v 1. etaži tudi v 3. etaži predpostavimo, da je strižna nosilnost prečnega prereza stene brez strižne armature manjša od projektne strižne sile, tako da moramo celotno strižno obremenitev prevzeti s horizontalno (strižno) armaturo. Potrebno strižno armaturo izračunamo z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 6.2.3(3)):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{1020,12}{0,8 \cdot 400 \cdot 43,5} = 0,0733 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (6.44)$$

Z uporabo strižne armature  $2 \cdot Q - 385$  ( $2\phi 7/10$  cm) zadostim pogoju (6.44), pri čemer prevez strižne armature znaša  $(\pi \cdot 0,35^2/10) \cdot 2 = 0,0770 \text{ cm}^2/\text{cm}$ .

#### 6.7.5.6 Deformacije v prerezu na dnu 3. etaže

Upogibno nosilnost prereza izračunamo s programom DIAS (Fischinger et al., 1990). Pri tem upoštevamo, da je robna tlačna deformacija 0,35%, pripadajoča deformacija v natezni armaturni pa je 0,940%. Dolžina tlačnega dela betonskega prereza je 107,61 cm, medtem ko je dolžina prereza, kjer so tlačne deformacije večje od 0,20%, 46,12 cm. Potek deformacij po prečnem prerezu stene ter območje, kjer tlačne deformacije prekoračijo vrednost 0,20%, prikazujemo na sliki 68. Pri osni sili  $N_{Ed} = 2314,06$  kN je upogibna nosilnost prereza  $M_{Rd} = 6504$  kNm. Na šrafiranem območju stene na sliki 68 s površino  $A_c = 46,12 \cdot 20 = 922,4 \text{ cm}^2$  moramo zagotoviti vsaj 0,5% deleža vzdolžne (navpične) armature.



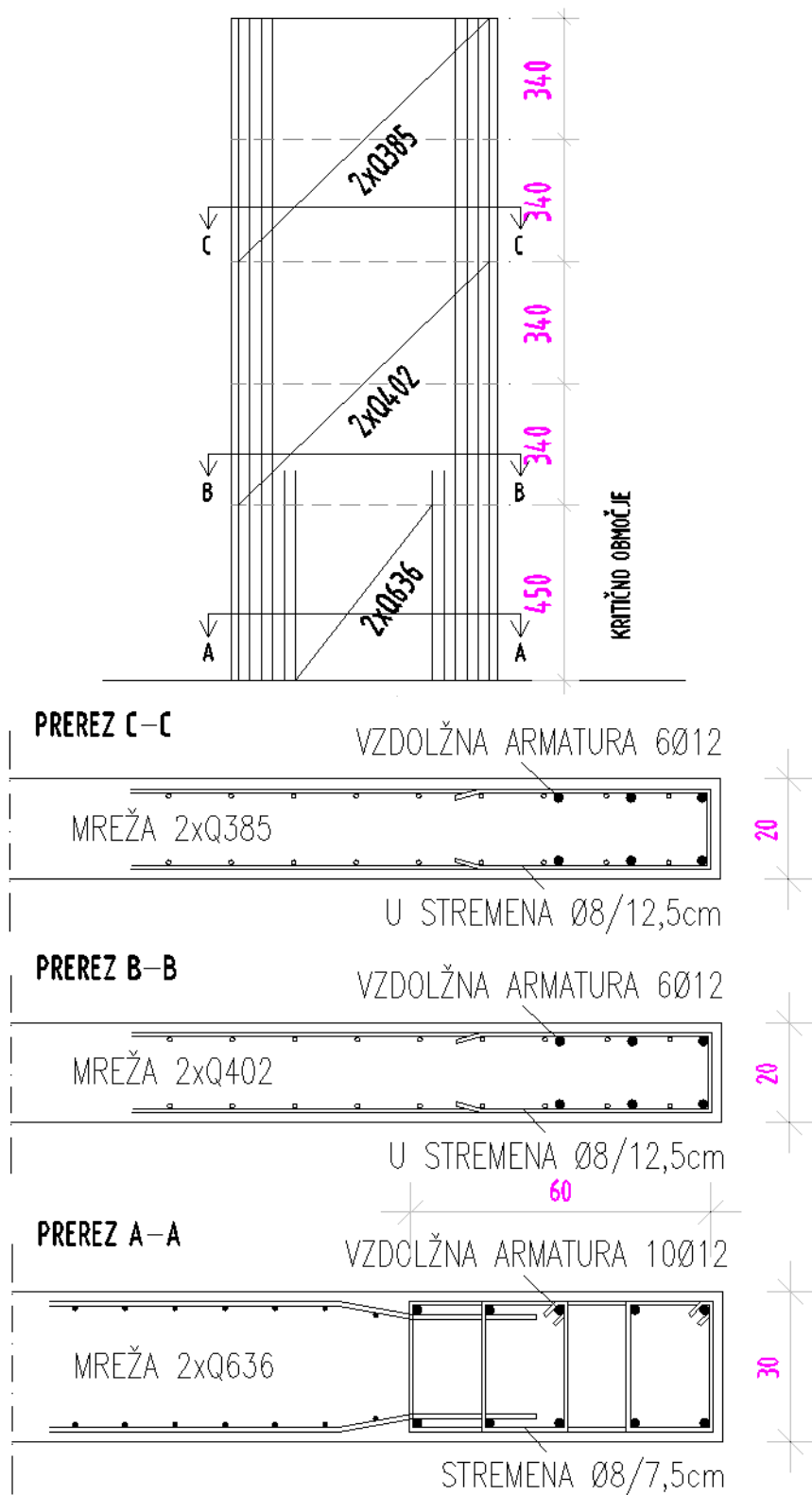
Slika 68: Deformacije v prerezu na dnu 3.etaže

Na šrafiranem območju stene imamo vgrajenih 6 palic s premerom  $\varnothing 12$ , tako da je površina vzdolžne (navpične) armature  $A_s = \pi \cdot 0,6^2 \cdot 6 = 6,79 \text{ cm}^2$ . Tako je delež vzdolžne (navpične) armature

$\frac{A_s}{A_c} = \frac{6,79}{922,4} = 0,00736$  in izpolnjuje minimalno zahtevo armiranja.

### 6.7.5.7 Shematski prikaz izbrane armature v steni

Na sliki 69 prikazujemo izbrano armaturo v obravnavani steni.



Slika 69: Shematski prikaz izbrane armature v steni

## 6.8 Kontrola etažnih pomikov – omejitev poškodb

Kontrolo etažnih pomikov naredimo za obravnavano steno v smeri osi X in Y. Upoštevali smo linearno elastično analizo s projektnim spektrom odziva. Da dobimo dejanske pomike konstrukcije, je potrebno pomike iz analize povečati s faktorjem obnašanja. Vrednosti pomikov odčitamo za projektni potresni vpliv. Etažne pomike določimo na naslednji način:

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (6.45)$$

kjer je  $d_e$  pomik točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra, pri čemer je upoštevan torzijski učinek zaradi potresnega vpliva,  $q_d$  je faktor obnašanja za pomike,  $d_s$  pa je pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva. Prav tako moramo omejiti poškodbe oziroma etažne pomike. Za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi omejimo etažne pomike na sledeč način:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h, \quad (6.46)$$

kjer je  $d_r$  projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu obravnavane etaže,  $h$  je etažna višina,  $v$  pa je redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb (priporočena vrednost 0,5). V preglednici 65 predstavljamo kontrolo etažnih pomikov za obravnavano steno. Vrednosti so v centimetrih.

Preglednica 65: Kontrola etažnih pomikov za obravnavano steno

Etaža	Kota	Etažna višina	$d_{e,x}$	$d_{e,y}$	$d_{s,x}$	$d_{s,y}$	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	$d_{r,x} \cdot v$	$d_{r,y} \cdot v$	$\leq$	$0,0075 \cdot h$
6	21,50	340	3,01	3,54	8,67	10,20	2,48	3,00	1,24	1,50	$\leq$	2,55
5	18,10	340	2,15	2,50	6,19	7,20	1,24	1,41	0,62	0,71	$\leq$	2,55
4	14,70	340	1,72	2,01	4,95	5,79	1,24	1,41	0,62	0,71	$\leq$	2,55
3	11,30	340	1,29	1,52	3,72	4,38	1,30	1,41	0,65	0,71	$\leq$	2,55
2	7,90	340	0,84	1,03	2,42	2,97	1,18	1,27	0,59	0,63	$\leq$	2,55
1	4,50	450	0,43	0,59	1,24	1,70	1,24	1,70	0,62	0,85	$\leq$	3,38
P	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$\leq$	0,00

## 6.9 Vpliv teorije drugega reda

Vpliv teorije drugega reda moramo upoštevati v primerih, kadar je koeficient občutljivosti za etažne pomike  $\theta$  večji od 0,10. V nasprotnem primeru vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati. Koeficient občutljivosti za etažne pomike izračunamo na sledeč način (SIST EN 1998-1:2006, točka 4.4.2.2(2)):

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} = \frac{5570,80 \cdot 0,05542}{965,98 \cdot 4,15} \leq 0,10, \quad (6.47)$$

kjer je  $P_{\text{tot}}$  celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki jo upoštevamo pri potresnem projektnejem stanju,  $d_r$  je projektni etažni pomik, določen kot razlika med vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu obravnavane stene,  $V_{\text{tot}}$  je celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,  $h$  pa je višina etaže. V preglednici 66 prikazujemo izračun kontrole vpliva teorije drugega reda.

*Preglednica 66: Koeficient občutljivosti za etažne pomike*

Etaža	$h$ [cm]	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{x,\text{tot}}$ [kN]	$V_{y,\text{tot}}$ [kN]	$\theta_x$	$\theta_y$
6	340	626	2,48	3,00	56,26	56,96	0,081	0,097
5	340	10124	1,24	1,41	909,97	921,30	0,041	0,046
4	340	18341	1,24	1,41	1648,50	1669,02	0,041	0,046
3	340	26502	1,30	1,41	2382,08	2411,74	0,042	0,046
2	340	34700	1,18	1,27	3118,95	3157,77	0,039	0,041
1	450	43660	1,02	1,36	3924,30	3973,15	0,025	0,033
P	295	55326	0,22	0,34	4972,82	5034,73	0,008	0,013

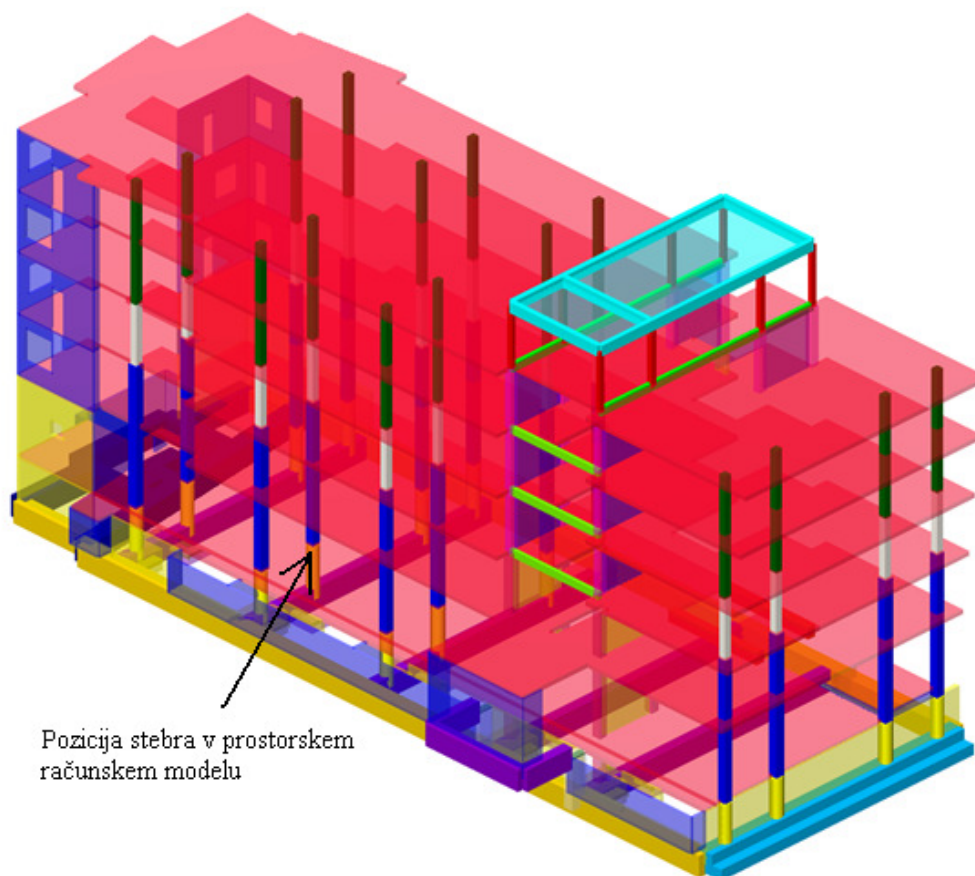
## 7 PROJEKTIRANJE STEBRA

### 7.1 Splošno

Ugotovili smo že, da je konstrukcija obravnavana kot mešan sistem, ekvivalenten stenastemu. Iz tega razloga nam stebrov ni potrebno projektirati v skladu z načrtovanjem nosilnosti, ker stene sipajo energijo v načrtovanem plastičnem členku ob vpetju stene. Poleg tega je obravnavan konstrukcijski sistem zasnovan tako, da so plošče direktno povezane s stebri (brez gred). Postopek načrtovanja nosilnosti v takih primerih še ni v celoti raziskan. Problem se pojavi, ker ne vemo, kolikšna bi bila sodelujoča širina plošče, ki bi sodelovala pri odpornosti prereza v obravnavani smeri. Če bi hoteli popolno analizo, bi morali narediti nelinearno potisno (pushover) analizo.

### 7.2 Prostorski računski model obravnavanega stebra

Za analizo stebra uporabimo prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe, ki ga izdelamo v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012). Računski model smo podrobneje predstavili že v poglavju 6.2. Na sliki 70 prikazujemo lego obravnavanega stebra v računskem modelu.



Slika 70: Prostorski računski model za obravnavano stavbo



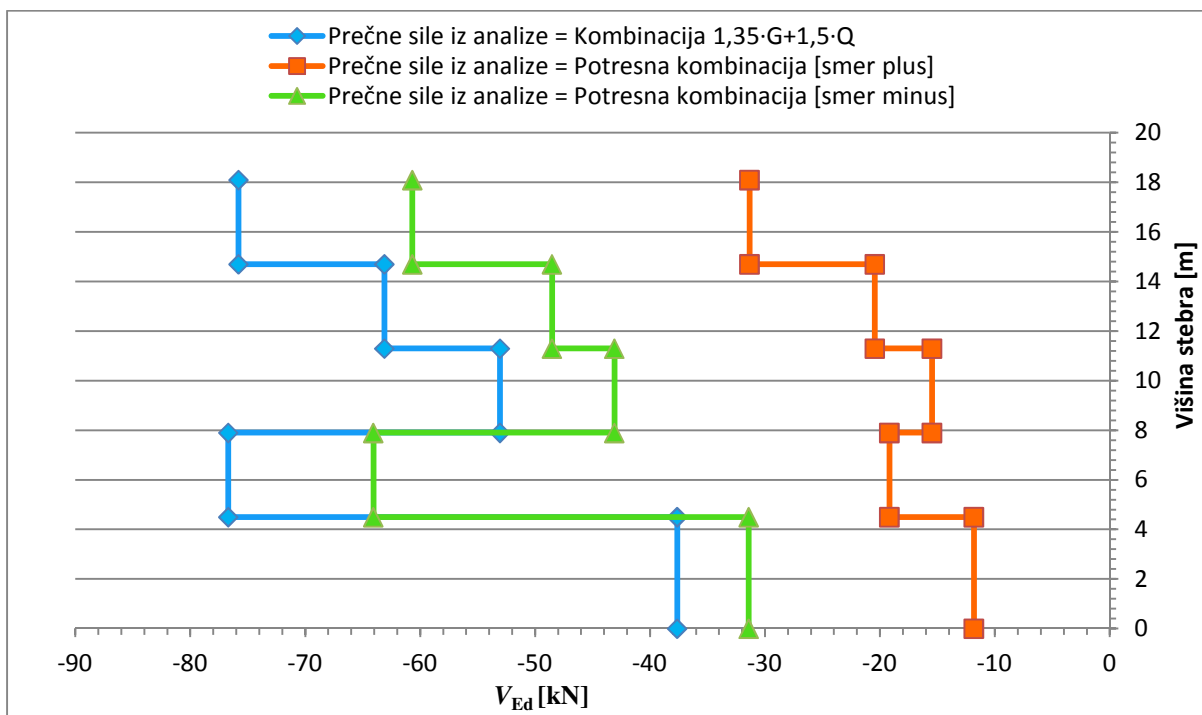
### 7.3 Projektne obremenitve stebra

Projektne obremenitve stebra odčitamo iz programa Tower7 (Radimpex Software, 2012). Primere kombinacije vplivov za potek osnih in upogibnih obremenitev navajamo v preglednici 68. Prav tako prečne sile v stebri navajamo v preglednici 67.

Preglednica 67: Prečne sile za posamezno obtežno kombinacijo

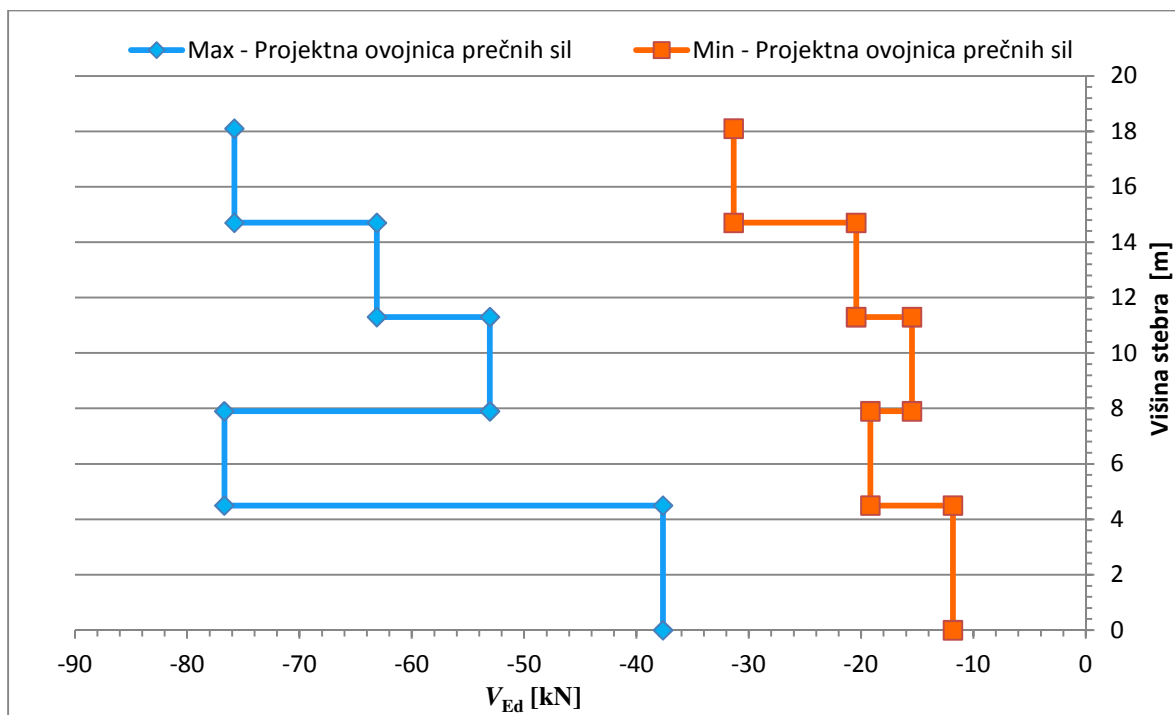
Obtežna kombinacija	Pozicija	Višina [m]	Kombinacija $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	Potresna kombinacija smer "plus"	Potresna kombinacija smer "minus"
Prečna sila $V_3$ [kN]	pritličje	0	-37,64	-11,83	-31,42
	pritličje	4,5	-37,64	-11,83	-31,42
	1. etaža	4,5	-76,69	-19,18	-64,07
	1. etaža	7,9	-76,69	-19,18	-64,07
	2. etaža	7,9	-53,05	-15,47	-43,1
	2. etaža	11,3	-53,05	-15,47	-43,1
	3. etaža	11,3	-63,11	-20,44	-48,53
	3. etaža	14,7	-63,11	-20,44	-48,53
	4. etaža	14,7	-75,8	-31,35	-60,68
	4. etaža	18,1	-75,8	-31,35	-60,68

Na sliki 71 prikazujemo potek prečnih sil v stebri za posamezno obtežno kombinacijo.



Slika 71: Potek prečnih sil v stebri za posamezno obtežno kombinacijo

Na sliki 72 prikazujemo ovojnico prečnih sil v stebri.



Slika 72: Ovojnica prečnih sil za projektiranje stebra

## 7.4 Dimenzioniranje stebra

### 7.4.1 Upogibna nosilnost stebra

Upogibno nosilnost stebra določimo v skladu s standardom (SIST EN 1992-1-1:2004, SIST EN 1998-1:2006), kjer upoštevamo osno silo iz potresnega projektne stanja. V skladu z zahtevo iz standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.1(3)P) moramo tlačno obremenitev omejiti. Ugotovimo, da je za obravnavani stebre normirana osna sila  $v_d$  v prečnem prerezu na koti vpetja manjša od mejne vrednosti:

$$v_d \leq \frac{N_{Ed}}{h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}} = \frac{2441,64}{50 \cdot 50 \cdot 2,33} = 0,42 < 0,65. \quad (7.1)$$

Pri konstruiranju stebrov moramo zagotoviti, da delež vzdolžne armature  $\rho$  ne sem biti manjši od 0,01 in ne večji od 0,04. Prav tako moramo v simetričnih prerezih uporabiti simetrično armaturo  $\rho = \rho'$  in vstaviti vmesno palico med vogalnimi vzdolžnimi palicami. V tlačnih področjih je lahko maksimalna medsebojna razdalja vzdolžnih palic 200 mm. Za območje pritličja in prve etaže izberemo armaturne palice  $4\emptyset 18$  in  $8\emptyset 16$  ( $A_{sv} = (\pi \cdot 0,9^2 \cdot 4 + \pi \cdot 0,8^2 \cdot 8) = 26,26 \text{ cm}^2$ ). Tu je dimenzija stebrov 50/50 cm. Za ostala območja izberemo minimalno potrebno armaturo  $8\emptyset 16$  ( $A_{sv} = (\pi \cdot 0,8^2 \cdot 8) = 16,09 \text{ cm}^2$ ), kjer je dimenzija stebrov 40/40 cm. S tem pogojem izpolnimo minimalno zahtevo

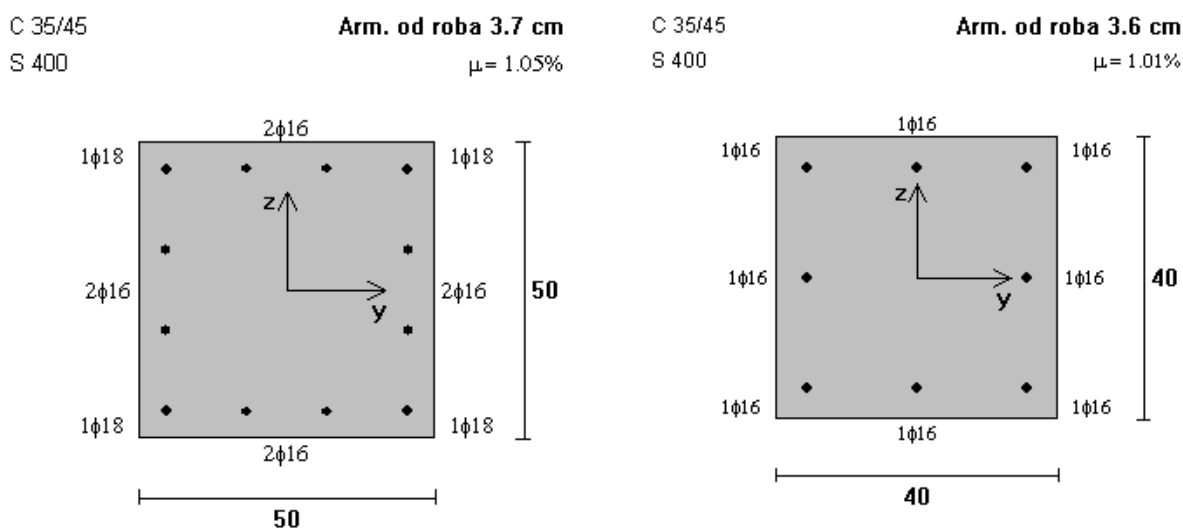
armiranja ( $\rho = 0,01$ ). Upogibno nosilnost prečnega prereza določimo s programom DIAS (Fischinger et al., 1990). V preglednici 68 podajam projektne obremenitve in kontrolo upogibne nosilnosti prereza.

*Preglednica 68: Projektna obremenitev in kontrola upogibne nosilnosti stebra*

Obtežna kombinacija	Pozicija	Kombinacija $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	Potresna kombinacija smer "plus"	Potresna kombinacija smer "minus"
Upogibna obremenitev $M_2$ [kNm]	vrh - pritličje	86,72	68,94	28,32
	dno - pritličje	-82,67	-24,85	-72,54
Upogibna obremenitev $M_3$ [kNm]	vrh - pritličje	-10,41	-1,22	-10,96
	dno - pritličje	14,93	15,95	2,53
Tlačna osna sila $N_1$ [kN]	vsa višina	-4207,07	-2400,44	-2441,64
Upogibna nosilnost $M_{Rc}$ [kNm]		401	484	485
Kontrola $M_{Ed} < M_{Rc}$		OK	OK	OK
Obtežna kombinacija	Pozicija	Kombinacija $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	Potresna kombinacija smer "plus"	Potresna kombinacija smer "minus"
Upogibna obremenitev $M_2$ [kNm]	vrh - 1. etaža	136,56	112,24	36,73
	dno - 1. etaža	-124,18	-28,47	-105,62
Upogibna obremenitev $M_3$ [kNm]	vrh - 1. etaža	-11,31	6,28	-17,57
	dno - 1. etaža	12,4	18,77	-6,83
Tlačna osna sila $N_1$ [kN]	vsa višina	-3310,52	-1914,63	-1938,78
Upogibna nosilnost $M_{Rc}$ [kNm]		467	464	465
Kontrola $M_{Ed} < M_{Rc}$		OK	OK	OK
Obtežna kombinacija	Pozicija	Kombinacija $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	Potresna kombinacija smer "plus"	Potresna kombinacija smer "minus"
Upogibna obremenitev $M_2$ [kNm]	vrh - 2. etaža	99,63	79,53	30,57
	dno - 2. etaža	-80,76	-22,02	-67,01
Upogibna obremenitev $M_3$ [kNm]	vrh - 2. etaža	-13,29	0,35	-14,58
	dno - 2. etaža	11,43	12,68	-0,37
Tlačna osna sila $N_1$ [kN]	vsa višina	-2434,75	-1439,89	-1451,53
Upogibna nosilnost $M_{Rc}$ [kNm]		217	239	240
Kontrola $M_{Ed} < M_{Rc}$		OK	OK	OK
Obtežna kombinacija	Pozicija	Kombinacija $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	Potresna kombinacija smer "plus"	Potresna kombinacija smer "minus"
Upogibna obremenitev $M_2$ [kNm]	vrh - 3. etaža	107,07	82,1	34,34
	dno - 3. etaža	-107,51	-35,14	-82,91
Upogibna obremenitev $M_3$ [kNm]	vrh - 3. etaža	-11,93	1,76	-13,56
	dno - 3. etaža	14,37	15,2	-0,13
Tlačna osna sila $N_1$ [kN]	vsa višina	-1561,8	-964,34	-972,62
Upogibna nosilnost $M_{Rc}$ [kNm]		243	215	216
Kontrola $M_{Ed} < M_{Rc}$		OK	OK	OK

Obtežna kombinacija	Pozicija	Kombinacija $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	Potresna kombinacija smer "plus"	Potresna kombinacija smer "minus"
Upogibna obremenitev $M_2$ [kNm]	vrh - 4. etaža	136,51	111,51	59,28
	dno - 4. etaža	-121,23	-47,31	-94,79
Upogibna obremenitev $M_3$ [kNm]	vrh - 4. etaža	-24,44	-5,62	-24,38
	dno - 4. etaža	16,83	18,05	1,37
Tlačna osna sila $N_1$ [kN]	vsa višina	-754,37	-497,11	-505,05
Upogibna nosilnost $M_{Rc}$ [kNm]		200	169	170
Kontrola $M_{Ed} < M_{Rc}$		OK	OK	OK

Iz preglednice 68 ugotovimo, da v vseh prečnih prerezih zadostuje minimalna potrebna vzdolžna armatura. To je posledica majhnih obremenitev v elastičnem stanju, kajti večji del obremenitev prevzamejo stene. Standard (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(2)P) pravi, da moramo med vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno. Na sliki 73 shematsko prikazujemo razporeditev vzdolžne armature za steber dimenzije 50/50 cm in 40/40 cm.



Slika 73: Razporeditev izbrane vzdolžne armature po prerezu stebra

#### 7.4.2 Strižna nosilnost stebra

Strižno nosilnost stebra določimo v skladu s standardom evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1:2005). V primerih, kjer je projektna strižna sila  $V_{Ed}$  manjša od vrednosti strižne odpornosti betona  $V_{Rd,c}$  brez strižne armature dimenzioniranje na prečno silo ni potrebno in je potrebno upoštevati vsaj minimalno predpisano strižno armaturo. Projektna strižna odpornost stebra brez strižne armature se določi (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \max \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (7.2)$$

kjer je  $V_{Ed}$  projektna prečna sila v obravnavanem prerezu,  $k$  je koeficient statične višine,  $\rho_1$  je delež natezne armature,  $f_{ck}$  je karakteristična tlačna trdnost betona,  $\sigma_{cp}$  je srednja tlačna napetost v betonu zaradi osne sile,  $v_{min}$  je reducirana strižna trdnost betona,  $N_{Ed}$  je osna sila v prerezu pri potresnem vplivu (smer "minus"),  $A_{s1}$  je ploščina natezne armature ( $(4\emptyset 18 + 8\emptyset 16)/2 = 26,26/2 \text{ cm}^2$ ),  $b_w$  je širina nateznega dela prečnega prereza,  $d$  pa je statična višina prereza. Strižna odpornost stebra brez strižne armature je:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (7.3)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{463}} = 1,66 \leq 2,0 \quad (7.4)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{26,26/2}{(50 \cdot 46,3)} = 0,00567 \leq 0,02 \quad (7.5)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{-2441,64}{50 \cdot 50} = 0,977 \text{ kN/cm}^2 = 9,8 \text{ MPa} > 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{3,5}{1,5} = 0,467 = 4,7 \text{ MPa} \quad (7.6)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (7.7)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,66^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,443 \text{ MPa} = 0,044 \text{ kN/cm}^2 \quad (7.8)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left[ \left( 0,12 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,00567 \cdot 35)^{1/3} + 0,15 \cdot 4,7 \right) \cdot 500 \cdot 463 = 288,06 \text{ kN} \geq \right. \\ \left. (0,044 + 0,15 \cdot 4,7) \cdot 500 \cdot 463 = 173,39 \text{ kN} \right] = 288,06 \text{ kN}. \quad (7.9)$$

Ugotovimo, da je strižna nosilnost stebra brez strižne armature mnogo večja od obremenitve v stebri.

$$V_{1,35-G+1,5-Q} = -37,64 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 288,06 \text{ kN} \quad (7.10)$$

Strižna armatura vzdolž stebra ne sme biti manjša od  $\emptyset 6 \text{ mm}$  ali četrte premera vzdolžnih palic. Največja medsebojna razdalja strižne armature ne sme presegati  $s_{cl,max}$ . Medsebojno razdaljo strižne armature vzdolž stebra določimo (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.5.3(3)):

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \emptyset_{min}^{vzdolžna \text{ palica}} = 12 \cdot 16 = 192 \text{ mm} \\ \min(b_c = 500, h_c = 500) = 500 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = 192 \text{ mm} \approx 19 \text{ cm}. \quad (7.11)$$

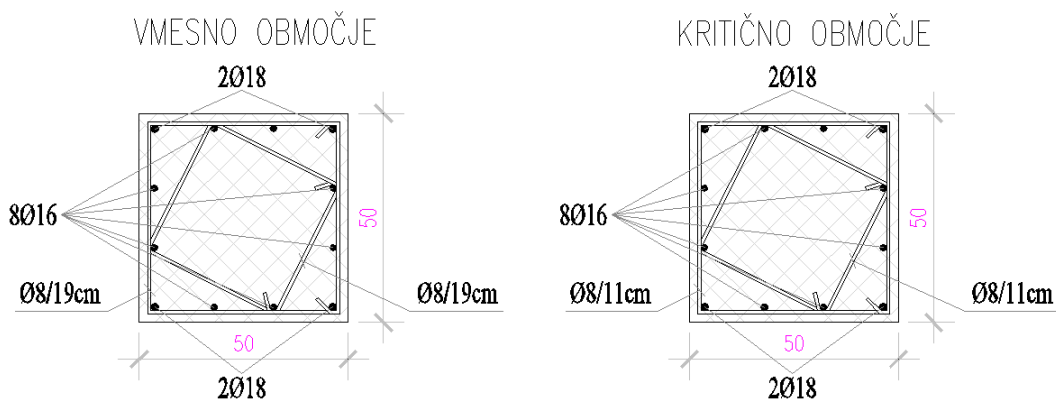
Ker je projektna prečna sila manjša od strižne nosilnosti betona, moramo upoštevati predpis o minimalni stopnji armiranja s strižno armaturo (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.2.2(5)):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{35}}{400} = 0,001183. \quad (7.12)$$

Ker smo v stebri predpostavili  $2\sqrt{2}$  strižno stremensko armaturo  $\emptyset 8$ , moramo preveriti maksimalno spremenljivo razdaljo med stremeni za minimalno stopnjo armiranja (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.2.2(5)):

$$s_{\rho, \max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w, \min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,42 (A_{sw} = 2\sqrt{2} \emptyset 8)}{0,001183 \cdot 50 \cdot \sin 90} = 24,04 \text{ cm} \approx 24 \text{ cm} \quad (7.13)$$

kjer je  $A_{sw}$  ploščina prečnega prereza strižne armature,  $s_{\rho, \max}$  pa je maksimalna razdalja med stremeni. Ker je maksimalna razdalja med stremeni določena z izrazom  $s_{cl, \max}$  in  $s_{\rho, \max}$ , moramo upoštevati manjšo izmed vrednosti. Na podlagi zgoraj opisanih pogojev izberemo  $2\sqrt{2}$  strižno stremensko armaturo  $\emptyset 8/19 \text{ cm}$ . Standard pravi, da moramo v kritičnih območjih stremensko armaturo zgostiti s faktorjem 0,6 na razdalji, ki je enaka večji dimenziji prečnega prereza stebra. Dolžina kritičnega območja je 50 cm. Na tej dolžini moramo zgostiti stremensko armaturo. Uporabimo  $2\sqrt{2}$  strižno stremensko armaturo  $\emptyset 8/0,6 \cdot 192 = 11 \text{ cm}$ .



Slika 74: Shematski prikaz izbrane vzdolžne in stremenske armature v stebri po EC2

Ugotovimo, da moramo biti pri takem konstruiranju stremenske armature izredno pozorni, saj so stebri v elastičnem območju izredno malo obremenjeni. Zavedati se moramo, da bo s plastifikacijo sten delež obremenitve odpadel na stebre oziroma okvir. Na ta način se lahko v stebri pojavijo veliko večje obremenitve, kot je bilo že omenjeno v predhodnih poglavjih. Res je tudi, da se bo do takrat že izredno veliko potresne energije sipalo v plastičnem členku sten.

Kljub temu je smotno, da za primerjavo preverimo, kolikšno armaturo bi dobil z upoštevanjem minimalnih zahtev po standardu evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2006). Ob tem je potrebno omeniti, da bomo upoštevali določila o projektiranju za stopnjo duktilnosti DCM.

### 7.4.3 Račun strižne armature v stebri po načelih načrtovanja nosilnosti

#### 7.4.3.1 Določitev prečne sile

Predpostavim, da je lahko maksimalna prečna sila v stebri enaka elastičnem odzivu konstrukcije brez redukcije potresnih sil s faktorjem obnašanja. Ob upoštevanju naštetih lastnosti dobimo naslednje vrednosti prečne obremenitve. Pri tem izhajamo iz merodajne projektne potresne kombinacije  $1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q \pm q \cdot E_{xy}$ . Prečno silo določimo na naslednji način.

$$V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q + q \cdot E_{xy}} = V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q}'' + q \cdot V_{E_{xy}} \quad (7.14)$$

$$V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q + q \cdot E_{xy}} = -21,66'' + 2,88 \cdot 28,20 = 6,57 \text{ kN}$$

$$V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q - q \cdot E_{xy}} = V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q}'' - q \cdot V_{E_{xy}} \quad (7.15)$$

$$V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q - q \cdot E_{xy}} = -21,66'' - 2,88 \cdot 28,20 = -49,83 \text{ kN}$$

Ugotovimo, da je prečna sila v stebri pri elastičnem odzivu konstrukcije in brez redukcije potresnih sil mnogo manjša od projektne strižne odpornosti stebra brez strižne armature. Na podlagi tega, lahko sklepamo, da bomo potrebovali minimalno potrebno stremensko armaturo tudi po standardu (SIST EN 1998-1:2006).

#### 7.4.3.2 Strižna nosilnost stebra brez strižne armature

Iz izraza (7.9) ugotovimo, da je strižna nosilnost stebra brez strižne armature mnogo večja od prečne sile določene z izrazom (7.15).

$$V_{1,0 \cdot G + (0,3; 0,6; 0,8) \cdot Q - q \cdot E_{xy}} = -49,83 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 288,06 \text{ kN} \quad (7.16)$$

Ker je elastična obremenitev maksimalna možna, ki se lahko pojavi v stebri, ugotovimo, da lahko strižno nosilnost projektiramo na naslednji način.

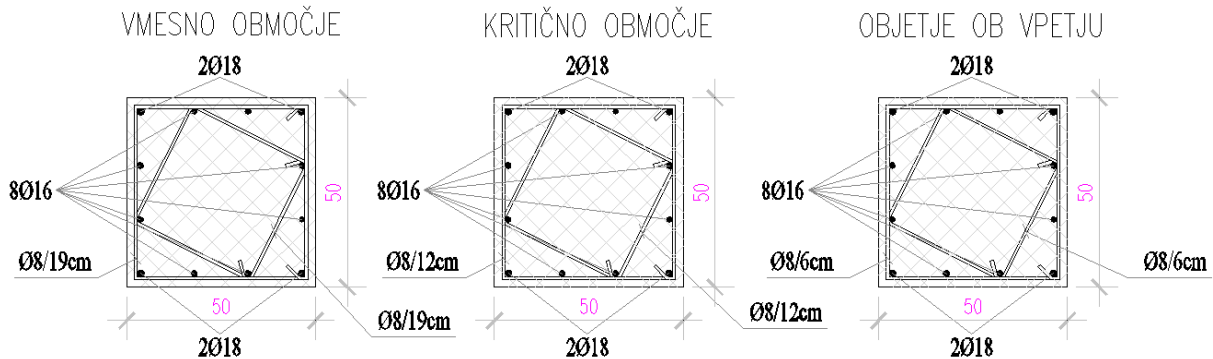
Dolžino kritičnega območja za primarne potresne stebre določimo ob upoštevanju minimalnih zahtev iz standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2 (4)):

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} = \max \{0,5; 4,15/6 = 0,69; 0,45\} = 0,69 \text{ m} \approx 70 \text{ cm}, \quad (7.17)$$

kjer je  $l_{cr}$  svetla višina stebra v metrih in  $h_c$  pa je večja izmed dimenzij prečnega prereza stebra. Če je razmerje med  $l_c/h_c = 4,5/0,5 = 9 < 3$ , moramo upoštevati celotno območje stebra kot kritično. V tem primeru ni potrebno. Uporabiti moramo stremensko armaturo vsaj  $\emptyset 6$  mm tako, da je zagotovljena potrebna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Vzdolžne armaturne palice moramo postaviti na razdalji manjši od 200 mm, kar je tudi izpolnjeno. Standard (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(11)) pravi, da moramo v kritičnih območjih upoštevati strožje zahteve za stremensko armaturo:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 = 452/2 = 226 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bL,min} = 8 \cdot 16 = 128 \text{ mm} \end{array} \right\} = 128 \text{ mm} \approx 12 \text{ cm}, \quad (7.18)$$

kjer je  $b_0$  najmanjša dimenzija betonskega jedra, merjena do srednje linije stremen,  $d_{bL,min}$  pa je najmanjši premer vzdolžnih palic. Ob upoštevanju opisanih pogojev izberemo  $2\sqrt{2}$  strižno stremensko armaturo  $\emptyset 8/12$  cm.



Slika 75: Armaturni načrt za vzdolžno in stremensko armaturo v stebru po EC8

Za kritično območje ob vpetju primarnih potresnih stebrov upoštevamo določila iz standarda evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(6)P, točka 5.4.3.2.2(7)P, točka 5.4.3.2.2(8)). Vse lastnosti oznak so opisane v poglavju, kjer obravnavamo steno. Pomembno je, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  enaka vrednosti (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.2.3.4(3)):

$$\mu_\phi = 2 \cdot q - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2 \quad \text{če je} \quad T_1 = 0,79 \geq T_c = 0,6. \quad (7.19)$$

Standard pravi, da je izrazu (7.19) zadoščeno, če izpolnimo vse zahteve glede dutilnosti in upoštevamo pravila standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(6)P, točka 5.4.3.2.2(7)P):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.20)$$

$$0,8305 \cdot 0,1946 \geq 30 \cdot 6,2 \cdot \frac{2441,64}{50 \cdot 50 \cdot 3,5/1,5} \cdot \frac{40}{21000} \cdot \frac{50}{45,2} - 0,035 = 0,1611$$

$$0,1616 \geq 0,1611.$$

V enačbi (7.20) je  $\alpha$  faktor učinkovitosti objetega betonskega jedra in je:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,9527 \cdot 0,8717 = 0,8305 \quad (7.21)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \sum_4 \frac{18^2}{6 \cdot 45,2 \cdot 45,2} - \sum_8 \frac{16^2}{6 \cdot 45,2 \cdot 45,2} = 0,9527 \quad (7.22)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 45,2}\right) \cdot \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 45,2}\right) = 0,8717, \quad (7.23)$$

kjer je  $n$  skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena,  $b_i$  je osna razdalja med sosednjimi podprtimi palicami,  $b_0$  je širina objetega jedra, merjena od srednje črte stremena,  $h_0$  je dolžina objetega jedra stebra, merjena do srednje črte stremena,  $s$  pa je razmik med predpostavljenimi stremeni ( $\emptyset 8/6$  cm). Pri tem je  $\omega_{wd}$  mehanski prostorninski delež zaprtih stremen



objetega betonskega jedra v kritičnem območju stebra in ga izračunamo z enačbo (SIST EN 1998-1:2006, točka 5.4.3.2.2(8):

$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot (45,2 + 34,30)}{6 \cdot 45,2} \cdot \frac{34,78}{2,33} = 0,1964 \quad (7.24)$$

$$\omega_{wd} = 0,1964 \geq 0,08. \quad (7.25)$$

Ugotovimo, da že minimalna potrebna armatura izpolnjuje opisane pogoje. Razmislek privede do sledečega. Opazimo, da je potrebna količina stremen v pritličju stebra po standardu evrokod 2 samo v območju vpetja stebra manjša kot po evrokod 8. Zato bi bilo smiselno uporabiti stremensko armaturo Ø8/6 cm ob vpetju stebra in Ø8/11 cm za kritično območje ter Ø8/19 cm za vmesno območje. S tem preprečimo krhki lom v stebri pritličja ter tako formiramo upogibni plastični členek. Tako omogočimo, da se po plastifikaciji sten v izredno močnih in dolgih potresih pojavijo tudi plastični členki v pritličju stebrov ob predpostavki, da prečna sila iz načrtovanja nosilnosti ne bi bila večja od strižne nosilnosti betona v pritličju in bi bil s tem izpolnjen pogoj o minimalnem armiranju s stremeni na potresnih območjih po standardu evrokod 8. Seveda se je potrebno zavedati, da ta pristop ni popolnoma pravilen, če bi bila prečna sila iz načrtovanja nosilnosti mnogo večja od strižne nosilnosti betona. Vendar je tak pristop konstruiranja mnogo boljši, kot pa samo kontrola strižne nosilnosti, ki je posledica elastične obremenitve z reduciranimi potresnimi silami. Konec koncev pa ugotovimo, da je na ta način izračunana stremenska armatura le v območju ob vpetju stebra povečana, kar pa iz investicijskega vidika ne pomeni veliko, saj je dolžina tega območja le 70 cm in samo na tej dolžini ob vpetju je potrebna zgostitev stremen na Ø8/6 cm. Zavedati se je potrebno, da nam takšen pristop lahko izredno olajša sanacijo stebrov ob morebitnem potresnem delovanju in posledično prepreči krhki lom. V preglednici 69 prikazujemo primerjavo potrebne stremenske armature po standardu evrokod 2 in evrokod 8.

*Preglednica 69: Primerjava stremenska armatura v skladu s standardom evrokod 2 in evrokod 8*

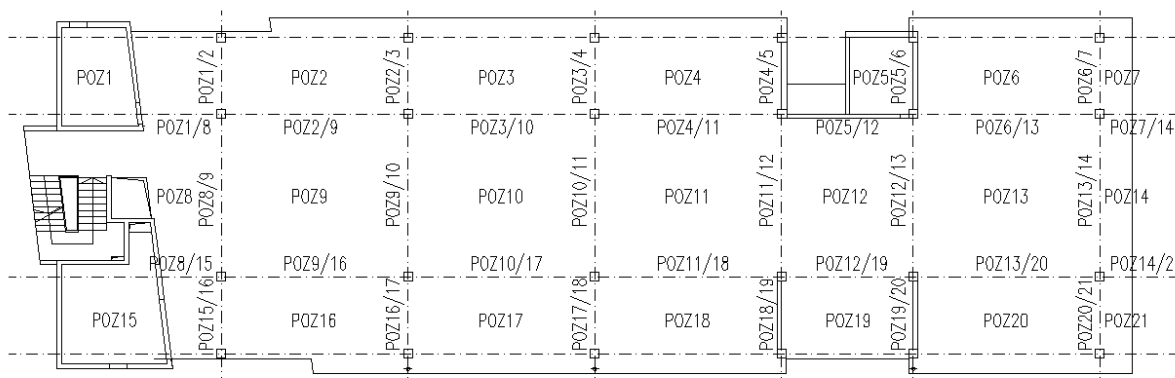
Steber	Pozicija	Izbira stremen	
		EC2	EC8
S1	Zahteve striga + konstruiranje = pritličje	2√2 - strižno Ø8/19cm	2√2 - strižno Ø8/19cm
	Kritično območje = pritličje	2√2 - strižno Ø8/11cm	2√2 - strižno Ø8/12cm
	Območje ob vpetju stebra	2√2 - strižno Ø8/11cm	2√2 - strižno Ø8/6cm
	Zahteve striga + konstruiranje = 1. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	2√2 - strižno Ø8/19cm
	Kritično območje = 1. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	2√2 - strižno Ø8/12cm
	Zahteve striga + konstruiranje = 2. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	2√2 - strižno Ø8/19cm
	Kritično območje = 2. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	2√2 - strižno Ø8/12cm
	Zahteve striga + konstruiranje = 3. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	2√2 - strižno Ø8/19cm
	Kritično območje = 3. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	2√2 - strižno Ø8/12cm
	Zahteve striga + konstruiranje = 4. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	2√2 - strižno Ø8/19cm
	Kritično območje = 4. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	2√2 - strižno Ø8/12cm

## 8 PRIMERJAVA REZULTATOV PROJEKTIRANJA ZNAČILNIH NOSILNIH ELEMENTOV

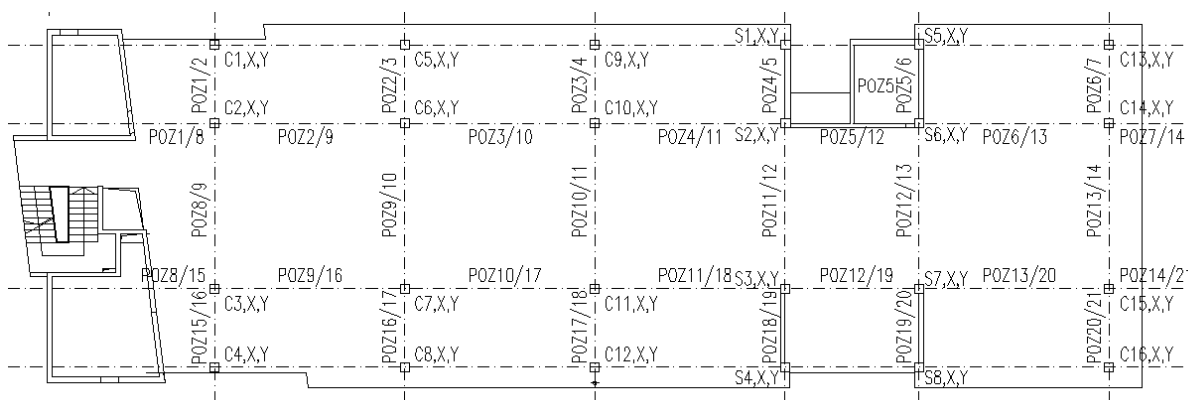
V tem poglavju prikazujemo primerjamo med vgrajeno in potrebno armaturo v treh značilnih nosilnih elementih obravnavane stavbe: medetažni plošči, steni in stebri. Količina vgrajene armature, ki smo jo odčitali iz razpoložljive projektne dokumentacije obravnavane stavbe, je bila določena v skladu s starimi predpisi za beton in armiran beton (PBAB). V diplomski nalogi pa smo nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe analizirali in projektirali v skladu z načeli in določili standarda evrokod. Pri tem smo analizo izvedli s pomočjo računskih modelov konstrukcije, ki smo jih izdelali v programu Tower7 (Radimpex Software, 2012).

### 8.1 Vgrajena in projektirana armatura v stropni plošči

Na sliki 75 in 76 prikazujemo pozicijsko skico za spodnjo oziroma zgornjo armaturo.



Slika 76: Shematski prikaz kontrolnih mest spodnje armature



Slika 77: : Shematski prikaz kontrolnih mest zgornje armature

### 8.1.1 Primerjava količin spodnje armature v smeri osi X

*Preglednica 70: Spodnja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi X=As1*

Pozicija	EC ANALIZA		REZULTATI PROJEKTA
	As1 (potrebno=Tower) cm <sup>2</sup> /m	As1 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /m	As1 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /m
POZ1	1,29	Q226 - mreža	Q503 - mreža
POZ2	9,35	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ3	8,47	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ4	9,04	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ5	2,2	Ø12/20cm=5,65cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ6	9,81	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ7	/	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ8	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ9	8,59	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ10	7,49	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ11	8,17	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ12	1,22	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ13	9,34	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ14	/	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ15	1,36	Q226 - mreža	Q503 - mreža
POZ16	9,6	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ17	8,48	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ18	8,87	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ19	/	Ø12/20cm=5,65cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ20	9,99	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ21	/	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ1/8	1,6	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ2/9	9,92	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ3/10	9,02	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ4/11	9,55	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ5/12	0,81	Ø12/20cm=5,65cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ6/13	10,5	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ7/14	/	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ8/15	/	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ9/16	9,93	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ10/17	9,06	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ11/18	9,43	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ12/19	5,78	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ13/20	10,64	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ14/21	/	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>

## 8.1.2 Primerjava količin spodnje armature v smeri osi Y

Preglednica 71: Spodnja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi Y=As2

Pozicija	EC ANALIZA		REZULTATI PROJEKTA
	As2 (potrebno=Tower) cm <sup>2</sup> /m	As2 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /m	As2 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /2
POZ1	2,06	Q226 - mreža	Q503 - mreža
POZ2	0,66	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ3	0,7	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ4	0,65	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ5	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ6	0,58	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ7	2,33	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ8	1,2	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ9	6,62	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ10	6,73	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ11	6,43	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ12	5,62	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ13	6,75	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ14	8,32	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ15	2,13	Q226 - mreža	Q503 - mreža
POZ16	0,76	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ17	0,71	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ18	0,62	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ19	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ20	0,6	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ21	2,39	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ1/2	2,17	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ2/3	1,09	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ3/4	1,14	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ4/5	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ5/6	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ6/7	1,11	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ8/9	6,35	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ9/10	9,44	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ10/11	9,33	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ11/12	7,49	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ12/13	7,73	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ13/14	8,46	Ø12/12cm=9,42cm <sup>2</sup>	Ø12/10cm=11,31cm <sup>2</sup>
POZ15/16	2,19	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ16/17	1,15	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ17/18	1,12	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ18/19	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ19/20	/	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>
POZ20/21	1,1	Ø12/24cm=4,71cm <sup>2</sup>	Ø12/15cm=7,54cm <sup>2</sup>

### 8.1.3 Primerjava količin zgornje armature v smeri osi X

Preglednica 72: Zgornja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi X=As1

Pozicija	EC ANALIZA		REZULTATI PROJEKTA
	As1 (potrebno=Tower) cm <sup>2</sup> /m	As1 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /m	As1 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /m
POZ1/2	8,81	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ2/3	13,08	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ3/4	12,72	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ4/5	9,68	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ5/6	12,95	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ6/7	4,37	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ8/9	1,67	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ9/10	4,37	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ10/11	4,12	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ11/12	2,79	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ12/13	3,38	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ13/14	/	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ15/16	8,28	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ16/17	12,75	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ17/18	12,46	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ18/19	11,58	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ19/20	13,07	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ20/21	4,37	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C1,X	15,72	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C2,X	25,73	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C3,X	24,47	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C4,X	14,15	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C5,X	17,93	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C6,X	38,05	Ø18/6cm=42,41cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C7,X	38,07	Ø18/6cm=42,41cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C8,X	17,16	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C9,X	17,51	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C10,X	37,2	Ø18/6cm=42,41cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C11,X	37,06	Ø18/6cm=42,41cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C12,X	17,29	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C13,X	10,52	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C14,X	17,34	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C15,X	17,4	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C16,X	10,992	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S1,X	12,48	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S2,X	19,79	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S3,X	21,4	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S4,X	13,05	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S5,X	15,36	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S6,X	23,29	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S7,X	23,14	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S8,X	14,44	Ø18/14cm=18,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>

## 8.1.4 Primerjava količin zgornje armature v smeri osi Y

Preglednica 73: Zgornja armatura v plošči po EC in PBAB v smeri osi Y=As2

Pozicija	EC ANALIZA		REZULTATI PROJEKTA
	As2 (potrebno=Tower) cm <sup>2</sup> /m	As2 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /m	As2 (vgrajeno) cm <sup>2</sup> /2
POZ1/8	4,89	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ2/9	1,04	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ3/10	1,44	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ4/11	1,03	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ5/12	8,09	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ6/13	0,77	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ7/14	9,92	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ8/15	2,26	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ9/16	0,96	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ10/17	1,45	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ11/18	1,15	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ12/19	1,94	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ13/20	0,77	Ø18/25cm=10,18cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
POZ14/21	9,92	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C1,Y	5,13	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C2,Y	22,21	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C3,Y	21,1	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C4,Y	4,64	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C5,Y	9,48	Ø18/16cm=15,90cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C6,Y	30,9	Ø18/8cm=31,81cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C7,Y	30,96	Ø18/8cm=31,81cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C8,Y	9,02	Ø18/16cm=15,90cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C9,Y	9,32	Ø18/16cm=15,90cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C10,Y	30,44	Ø18/8cm=31,81cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C11,Y	30,96	Ø18/8cm=31,81cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C12,Y	9,27	Ø18/16cm=15,90cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C13,Y	4,86	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
C14,Y	19,52	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C15,Y	19,62	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
C16,Y	4,96	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S1,Y	4,14	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S2,Y	19,79	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S3,Y	21,06	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S4,Y	3,17	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S5,Y	3,26	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>
S6,Y	20,75	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S7,Y	22,24	Ø18/9cm=28,27cm <sup>2</sup>	Ø18/10cm=25,45cm <sup>2</sup>
S8,Y	3,52	Ø18/18cm=14,14cm <sup>2</sup>	Ø18/20cm=12,72cm <sup>2</sup>

Iz preglednice 70-73 ugotovimo, da je količina vgrajene armature v plošči primerljiva s količinami, ki jih dobimo pri projektiranju plošče po evrokod standardih. Dodatno ugotovimo, da je na nekaterih mestih količina potrebne armature večja od vgrajene. Razlog verjetno tiči v nekoliko drugačni razporeditvi koristne obtežbe, ki smo jo upoštevali pri analizi obravnavane plošče. V obravnavanem projektu je bila upoštevana le šahovska razporeditev koristne obtežbe, ki je verjetno bolj primerna za plošče, ki se razprostirajo preko več polj. Poleg tega smo v analizi uporabili priporočene vrednosti koristne obtežbe, ki so v primerjavi z obtežbami iz projekta nekoliko večje.

## 8.2 Vgrajena in projektirana armatura v steni

Preglednica 74: Primerjava vgrajene količine armature v steni po EC in PBAB

ANALIZA PO EVROKOD STANDARDIH				
Pozicija	Osrednje območje d=20-30cm		Robni element d=20-30cm	
	Strižna armatura	Vzdolžna armatura	Strižna armatura	Vzdolžna armatura
pritličje	2xQ636	2xQ636	2 do 4-strižno Ø8/7,5cm	10Ø12=11,31cm <sup>2</sup>
pritličje	2xQ636	2xQ636	2 do 4-strižno Ø8/7,5cm	10Ø12=11,31cm <sup>2</sup>
1. etaža	2xQ402	2xQ402	2xQ402 + U streme Ø8/7,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
1. etaža	2xQ402	2xQ402	2xQ402 + U streme Ø8/7,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
2. etaža	2xQ402	2xQ402	2xQ402 + U streme Ø8/12,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
2. etaža	2xQ402	2xQ402	2xQ402 + U streme Ø8/12,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
3. etaža	2xQ385	2xQ385	2xQ385 + U streme Ø8/12,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
3. etaža	2xQ385	2xQ385	2xQ385 + U streme Ø8/12,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
4. etaža	2xQ385	2xQ385	2xQ385 + U streme Ø8/12,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
4. etaža	2xQ385	2xQ385	2xQ385 + U streme Ø8/12,5cm	6Ø12=6,79cm <sup>2</sup>
REZULTATI IZ PROJEKTA (ANALIZA PO PBAB)				
Pozicija	Osrednje območje d=20-25cm		Robni element 40/40cm in 50/50cm	
	Strižna armatura	Vzdolžna armatura	Strižna armatura	Vzdolžna armatura
pritličje	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø8/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
pritličje	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø8/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
1. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø8/15cm + Ø6/15cm	16Ø18 prekrivanje=40,72cm <sup>2</sup>
1. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø8/7,5cm + Ø6/15cm	16Ø18 prekrivanje=40,72cm <sup>2</sup>
2. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø6/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
2. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø6/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
3. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø6/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
3. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø6/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
4. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø6/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>
4. etaža	2xQ424	2xQ424	2-strižno=Ø6/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>

Iz preglednice 74 ugotovimo, da je količina vgrajene armature v stojini stene kakor tudi v robnem elementu večja od projektirane po evrokodih. Večja količina armature po evrokod standardih je potrebna le v pritličju v stojini stene. Sklepamo, da je večja količina vgrajene armature v robnem elementu stene najverjetneje posledica poenostavitve projektanta, saj je v robnem elementu stene

uporabljal primerljivo armaturo kot v stebrih. Ugotovimo tudi, da je po evrokod standardih kritično območje celotna prva etaža, pri tem pa se potrebna količina strižne armature ne spreminja, medtem ko je projektant uporabljal armaturo kot v stebrih.

### 8.3 Vgrajena in projektirana armatura v stebrih

Preglednica 75: Primerjava vgrajene količine armature v stebrih po EC in PBAB

Pozicija	ANALIZA PO EVROKOD STANDARDIH		
	Strižna armatura	Vzdolžna armatura	Kritično območje
Zahteve striga + konstruiranje = pritličje	2√2 - strižno Ø8/19cm	4Ø18 + 8Ø16=26,26cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = pritličje	2√2 - strižno Ø8/11cm	4Ø18 + 8Ø16=26,26cm <sup>2</sup>	70cm
Območje ob vpetju stebra	2√2 - strižno Ø8/6cm	4Ø18 + 8Ø16=26,26cm <sup>2</sup>	70cm
Zahteve striga + konstruiranje = 1. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	4Ø18 + 8Ø16=26,26cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 1. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	4Ø18 + 8Ø16=26,26cm <sup>2</sup>	70cm
Zahteve striga + konstruiranje = 2. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	8Ø16=16,09cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 2. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	8Ø16=16,09cm <sup>2</sup>	50cm
Zahteve striga + konstruiranje = 3. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	8Ø16=16,09cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 3. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	8Ø16=16,09cm <sup>2</sup>	50cm
Zahteve striga + konstruiranje = 4. etaža	2√2 - strižno Ø8/19cm	8Ø16=16,09cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 4. etaža	2√2 - strižno Ø8/11cm	8Ø16=16,09cm <sup>2</sup>	50cm
Pozicija	REZULTATI IZ PROJEKTA (ANALIZA PO PBAB)		
	Strižna armatura	Vzdolžna armatura	Kritično območje
Zahteve striga + konstruiranje = pritličje	2-strižno=Ø8/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = pritličje	2-strižno=Ø8/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	120cm
Območje ob vpetju stebra	2-strižno=Ø8/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	120cm
Zahteve striga + konstruiranje = 1. etaža	2-strižno=Ø8/15cm + Ø6/15cm	16Ø18 prekrivanje=40,72cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 1. etaža	2-strižno=Ø8/7,5cm + Ø6/15cm	16Ø18 prekrivanje=40,72cm <sup>2</sup>	100cm
Zahteve striga + konstruiranje = 2. etaža	2-strižno=Ø6/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 2. etaža	2-strižno=Ø6/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	100cm
Zahteve striga + konstruiranje = 3. etaža	2-strižno=Ø6/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 3. etaža	2-strižno=Ø6/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	100cm
Zahteve striga + konstruiranje = 4. etaža	2-strižno= Ø6/15cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	/
Kritično območje = 4. etaža	2-strižno=Ø6/7,5cm + Ø6/15cm	8Ø18=20,36cm <sup>2</sup>	100cm

Iz preglednice 75 ugotovimo, da v vseh prečnih prerezih zadostuje minimalna potrebna vzdolžna armatura po standardu evrokod. Prav tako ugotovimo, da je pogoj minimalno potrebne količine vzdolžne armature po standardu evrokod strožji v primerjavi z predpisom PBAB. Iz obstoječe



projektne dokumentacije ugotovimo, da je v prvi etaži količina vgrajene vzdolžne armature izredno velika in je posledica poenostavitve projektanta. Ugotovimo tudi, da že minimalna potrebna strižna armatura izpolnjuje predpisane pogoje. Ugotovimo tudi, da je smiselno uporabiti zgoščeno stremensko armatur ob vpetju in na ta način preprečiti krhki lom stebra. Ta zahteva je v standardu evrokod strožja v primerjavi z predpisom PBAB.

## 9 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in dimenzionirali nosilno konstrukcijo večetažne poslovne stavbe v Celju v skladu s standardi evrokod. Potrebne količine armature v nekaterih nosilnih elementov stavbe smo primerjali s količinami vgrajene armature, ki smo jih odčitali iz obstoječe projektne dokumentacije za obravnavano stavbo. Stavba je bila projektirana še po starih jugoslovanskih predpisih za beton in armiran beton (PBAB). Za analizo nosilne konstrukcije smo izdelali dva ločena prostorska računski modela in sicer v komercialnem programu Tower7 (Radimpex Software, 2012), ki temelji na metodi končnih elementov. Prvi model smo uporabili za analizo in dimenzioniranje medetažne stropne konstrukcije. Poleg plošče smo v model vključili še del vertikalnih nosilnih elementov nad in pod obravnavano ploščo in na ta način natančneje modelirali vpetje plošče v vertikalne nosilne elemente. Pri analizi plošče smo poleg stalne upoštevali še koristno obtežbo na plošči. Drugi model smo uporabili za analizo in dimenzioniranje samostojne stene in stebra. Ustrezen prostorski računski model konstrukcije je bil v tem primeru bistveno bolj kompleksen, saj smo vanj vključili celotno nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe. Pri analizi smo poleg stalne in koristne obtežbe upoštevali še obtežbo snega ter horizontalni vpliv vetra in potresa.

Pri dimenzioniranju armature plošče smo ugotovili, da so izračunane količine armature primerljive z že vgrajenimi količinami armature. Dodatno smo ugotovili, da so se v plošči nad stebri pojavile konice upogibnih obremenitev kot posledica poenostavitev v računskem modelu. Kljub modifikacijam potrebnih količin armature so bile le-te še vedno večje od vgrajenih količin armature v območju nad stebri.

Pri dimenzioniranju in konstruiranju armature v steni smo ugotovili, da je količina vgrajene vzdolžne in strižne armature v robnem elementu stene večja od potrebnih količin armature v okviru predstavljene analize konstrukcije. Opazili smo, da se količina vgrajene armature po višini stene ne spreminja, kar sklepamo, da je posledica poenostavitev pri konstruiranju. Poleg tega smo ugotovili, da dimenzije obravnavane stene ne izpolnjujejo geometrijskih zahtev iz standarda evrokod. Zato smo debelino stojine stene in robnega elementa ustrezno korigirali.

Pri dimenzioniranju in konstruiranju armature stebra v skladu z evrokod standardi smo ugotovili, da so potrebne količine vzdolžne armature v pritličju večje kot je količina dejansko vgrajene armature, medtem ko vgrajena stremenska armatura zadošča zahtevanim količinam po evrokodu. Dodatno smo ugotovili, da je količina vgrajene vzdolžne armature v stebri nad pritličjem bistveno večja od zahtevanih količin po evrokodu, kar je najverjetneje posledica poenostavitev pri konstruiranju armature.

## **VIRI**

Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html)

(Pridobljeno 24. 08. 2012.)

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

Bratina, S. 2010/2011. Masivne konstrukcije II – pripomočki za vaje. Študijsko gradivo objavljeno na spletni strani.

<http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/KMLK-studijsko%20gradivo-MKII.htm>

(Pridobljeno 2010/2011)

Fischinger, M. 2010/2011. Računalniško projektiranje konstrukcij - predavanja. Neobjavljeno študijsko gradivo.

Rogač, R. (ur.), Saje, F. (ur.), Lozej, M. (ur.) 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

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

Kržan, R. 2009. Analiza in ocena ustreznosti obstoječega montažnega objekta po evropskem standardu. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba R. Kržan): 134 str.

Pavlin, R. 2012. Projektiranje upravne stavbe CGP po evropskih standardih evrokod. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba R. Pavlin): 104 str.

## **Standardi**

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

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristna obtežba stavb.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-4:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

## **Programi**

Radimpex Software, Tower7: program za statično in dinamično analizo konstrukcij ter dimenzioniranje betonskih, jeklenih in lesenih konstrukcij.

<http://www.radimpex.rs/about.php?lang=en&id=1>

<http://www.zeia.si/radimpex/radimpex.htm>

(Pridobljeno 10. 04. 2012.)

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

## **PRILOGE**

### **PRILOGA B: ARHITEKTURNI NAČRTI**

Priloga B1: Tloris pritličja, tipične in tehnične etaže

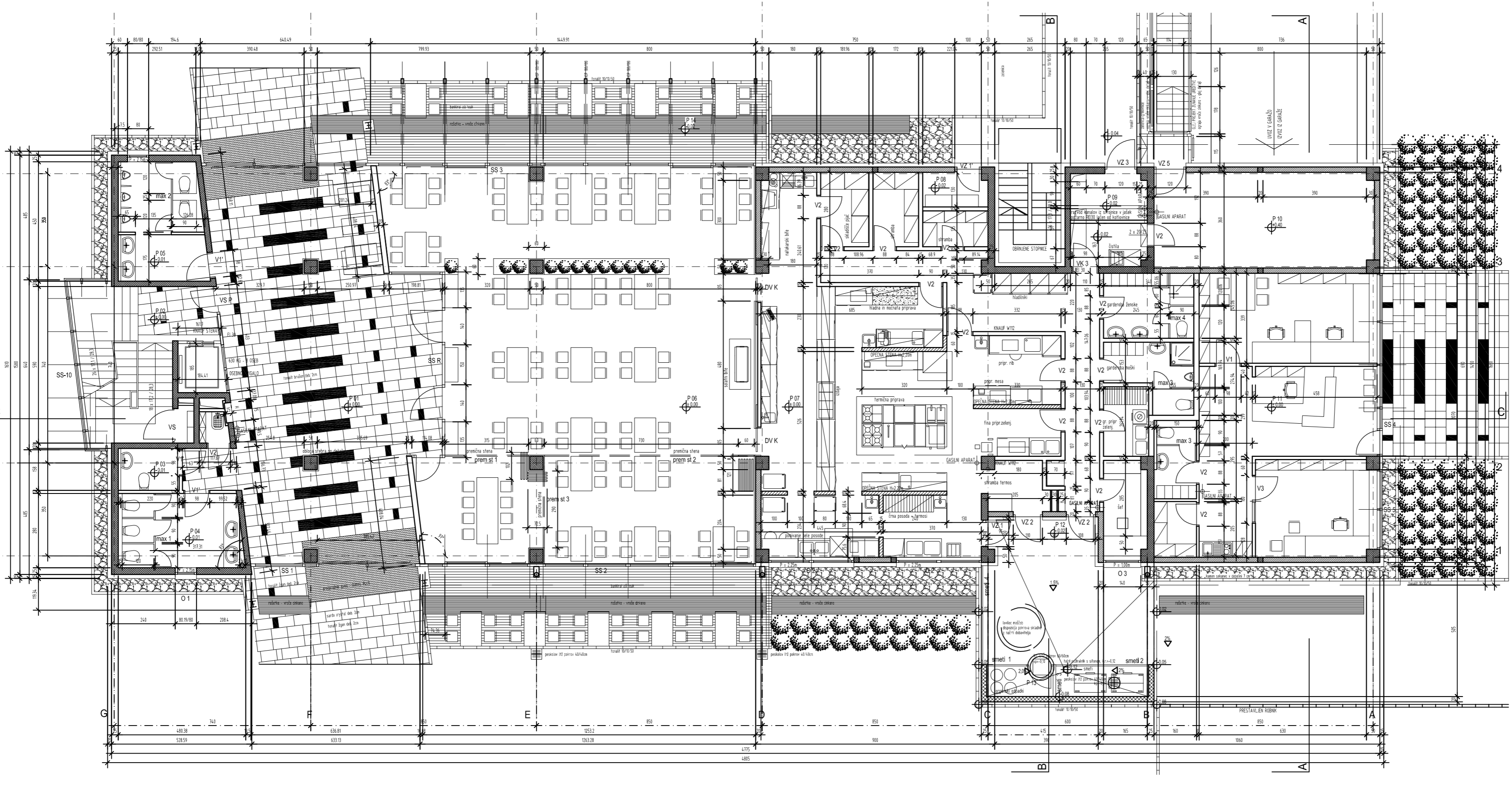
Priloga B2: Vzdolžni in prečni prerez

### **PRILOGA C: ARMATURNI NAČRTI**

Priloga C1: Armaturni načrt plošče

Priloga C2: Armaturni načrt stene

Priloga C3: Armaturni načrt stebra

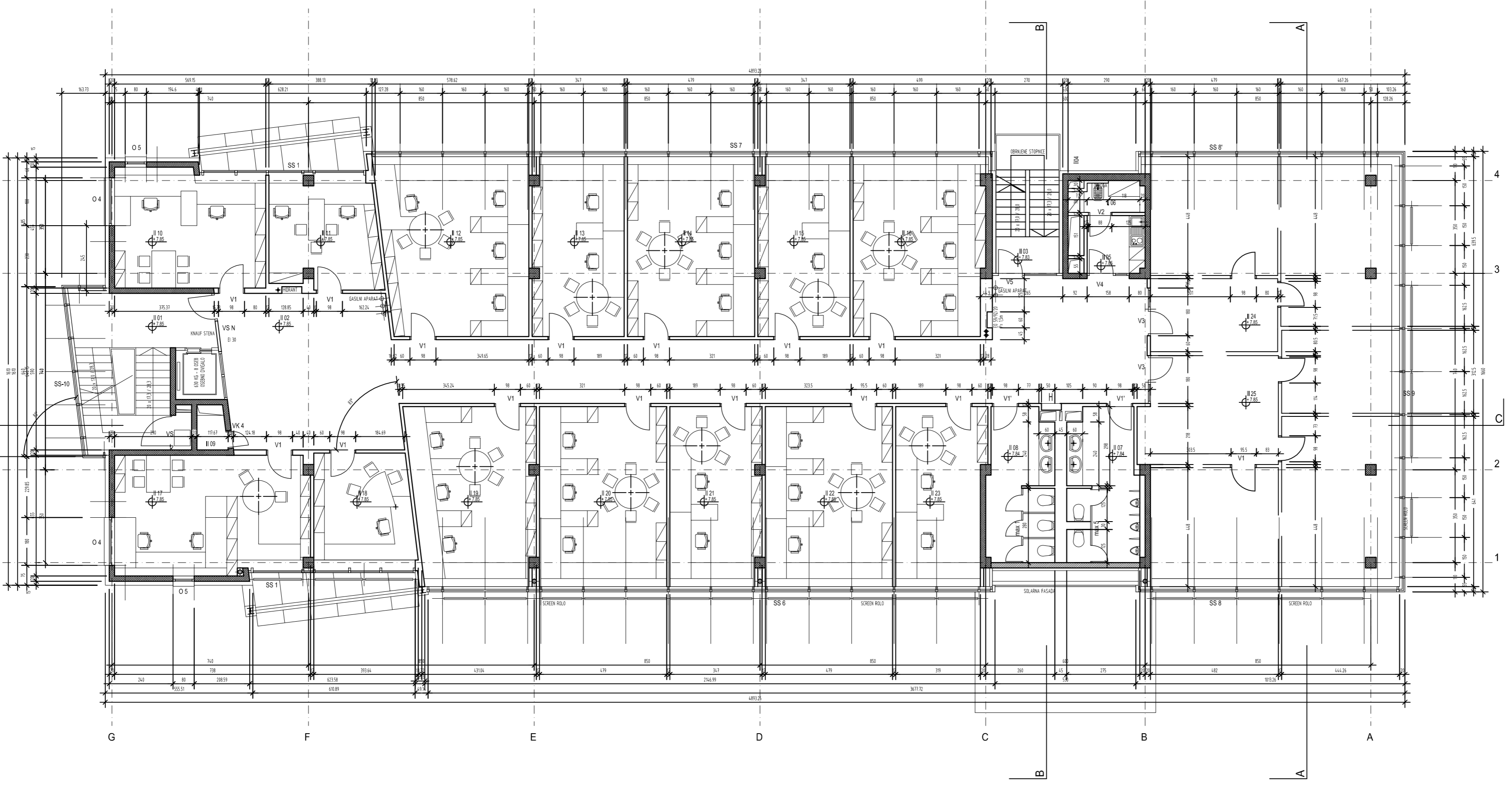


LEGENDA MATERIALI

[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH

LEGENDA PROSTOROV

PROSTOR	VRATA	POVRŠINA	ETIČNA
SS-10	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-9	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-8	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-7	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-6	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-5	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-4	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-3	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-2	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-1	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-0	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH



LEGENDA MATERIALI

[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH

LEGENDA PROSTOROV

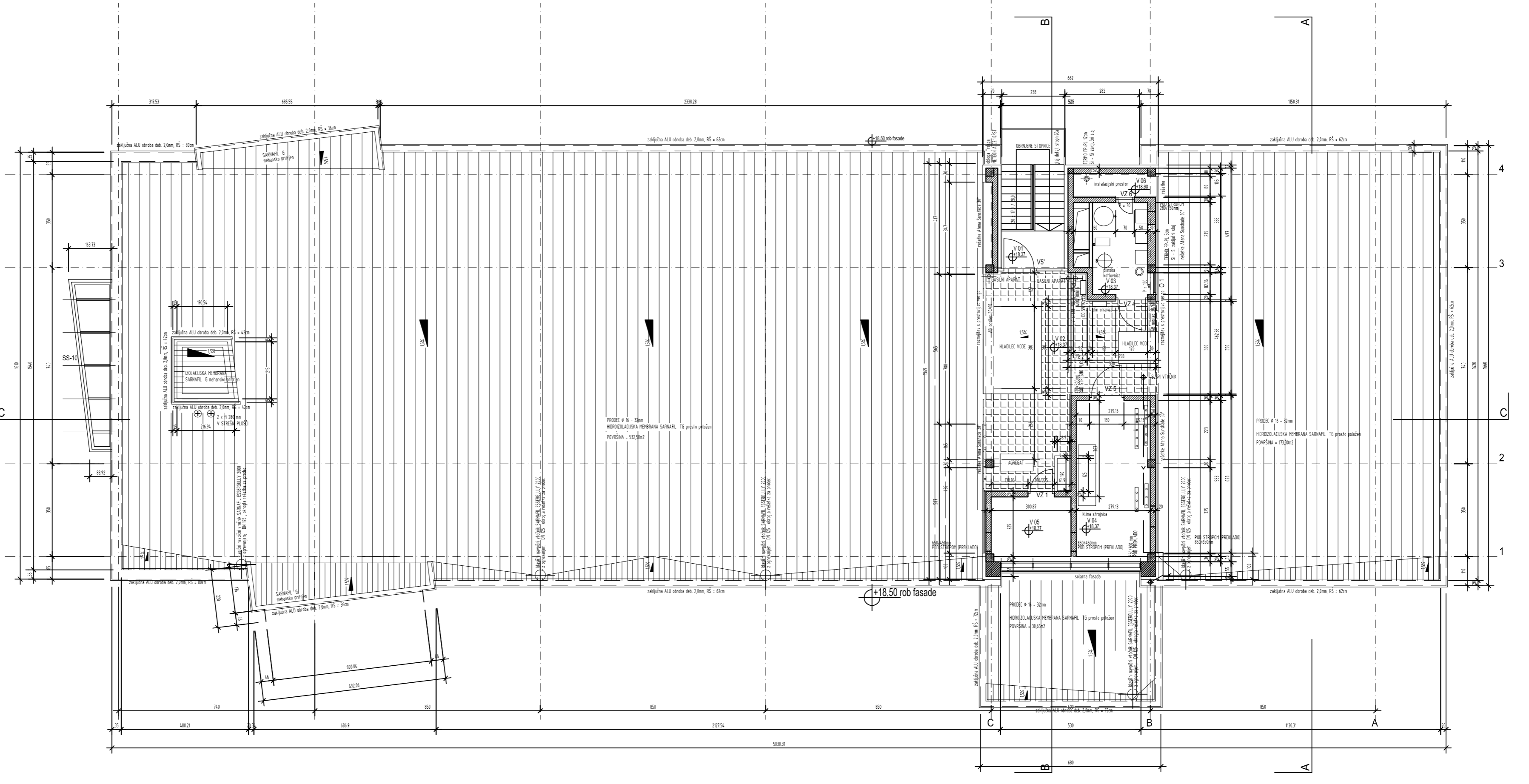
PROSTOR	VRATA	POVRŠINA	ETIČNA
O-4	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
O-5	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-10	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-9	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-8	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-7	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-6	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-5	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-4	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-3	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-2	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-1	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-0	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH

LEGENDA MATERIALI

[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH
[Hatching]	OPREMA VETILNIH

LEGENDA PROSTOROV

PROSTOR	VRATA	POVRŠINA	ETIČNA
SS-10	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-9	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-8	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-7	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-6	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-5	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-4	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-3	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-2	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-1	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH
SS-0	OPREMA VETILNIH	12,00 m <sup>2</sup>	OPREMA VETILNIH

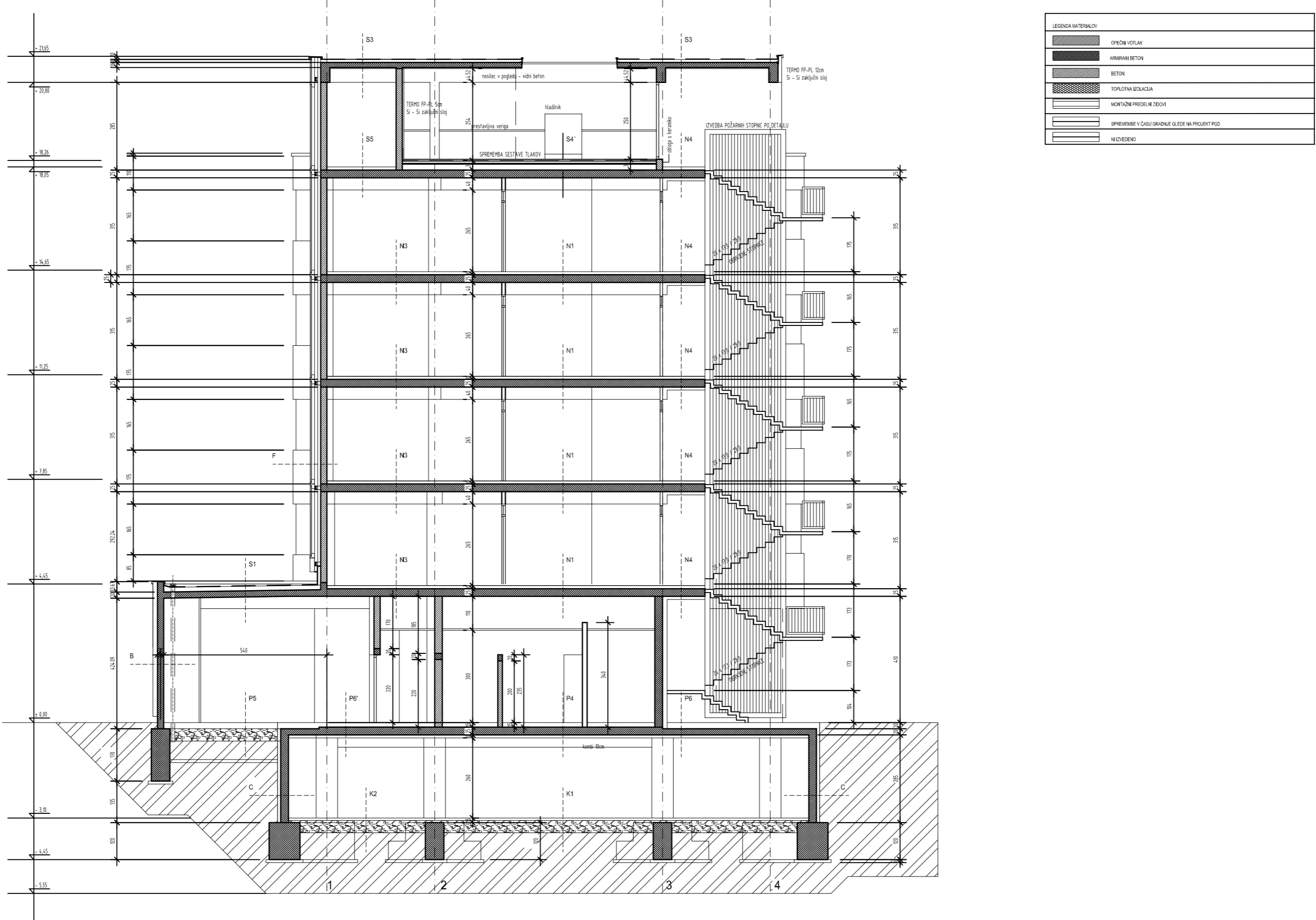
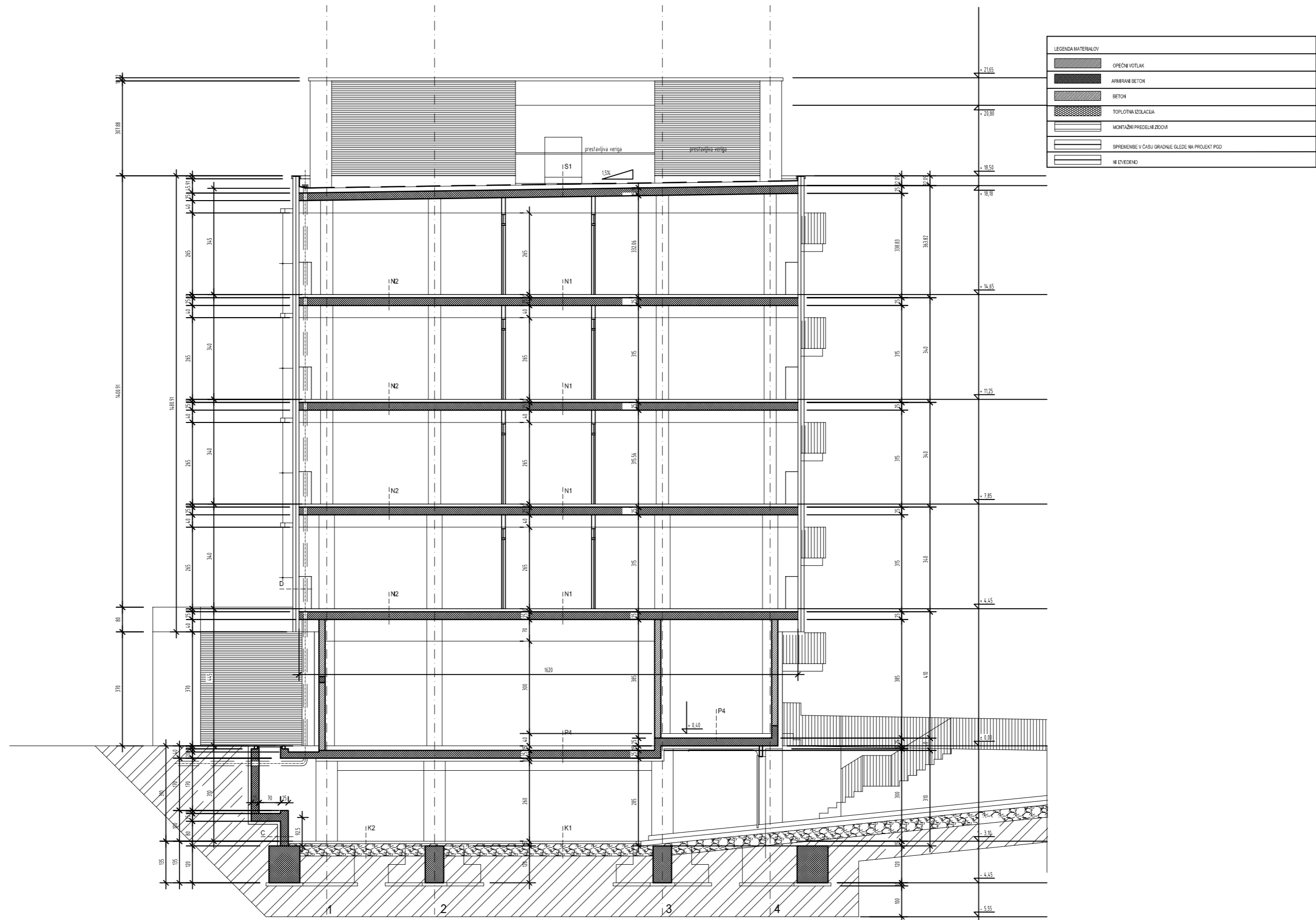
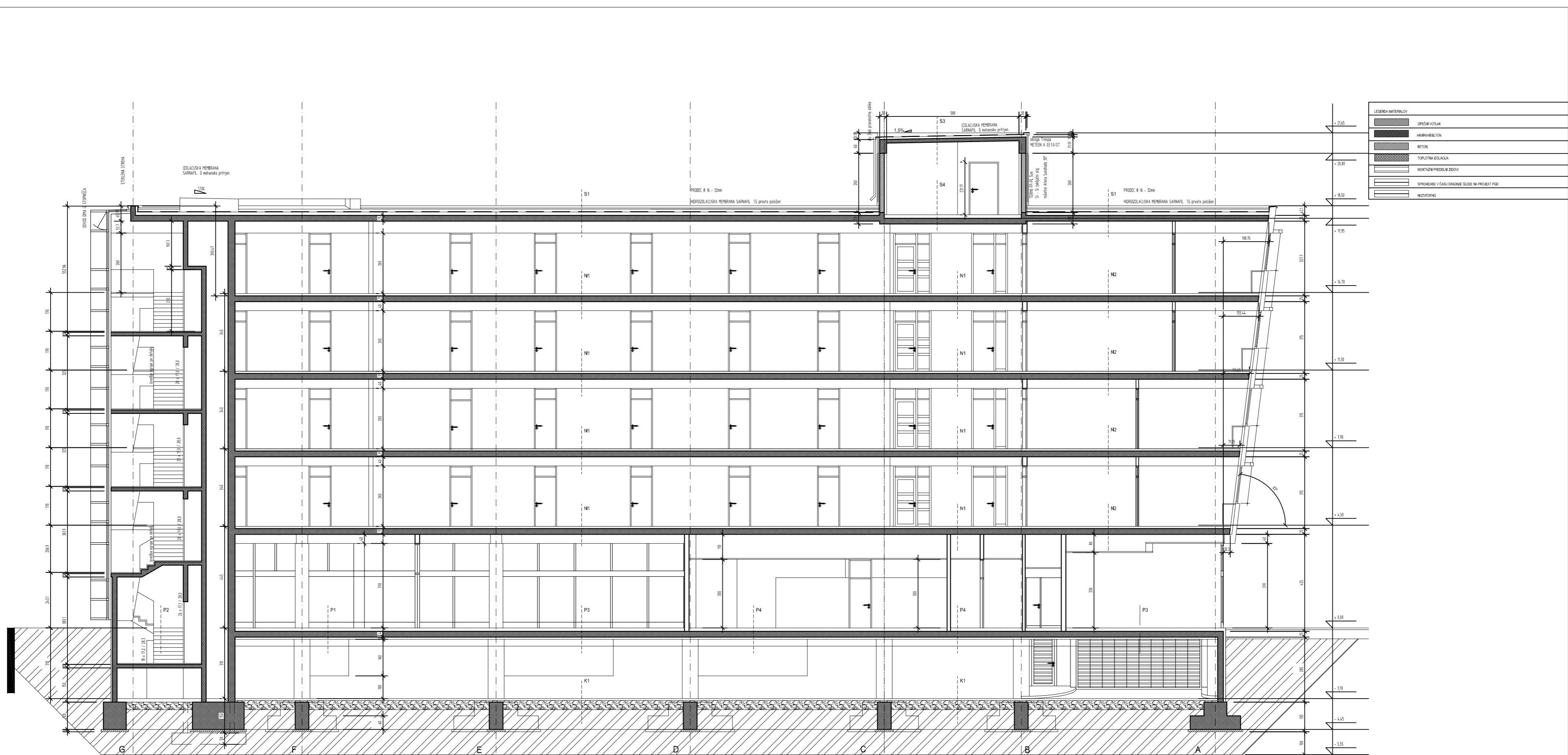


**UNIVERZA V LJUBLJANI**  
**Fakulteta za gradbeništvo in geodetstvo**  
**DIPLOMSKA NALOGA**

TIPLOM  
 ROK KRŽIČ, dipl. inž. grad  
 M 1:100  
 Marec, 2013  
 ARHITEKTURNI NADRT

ST. LISTA  
**B1**

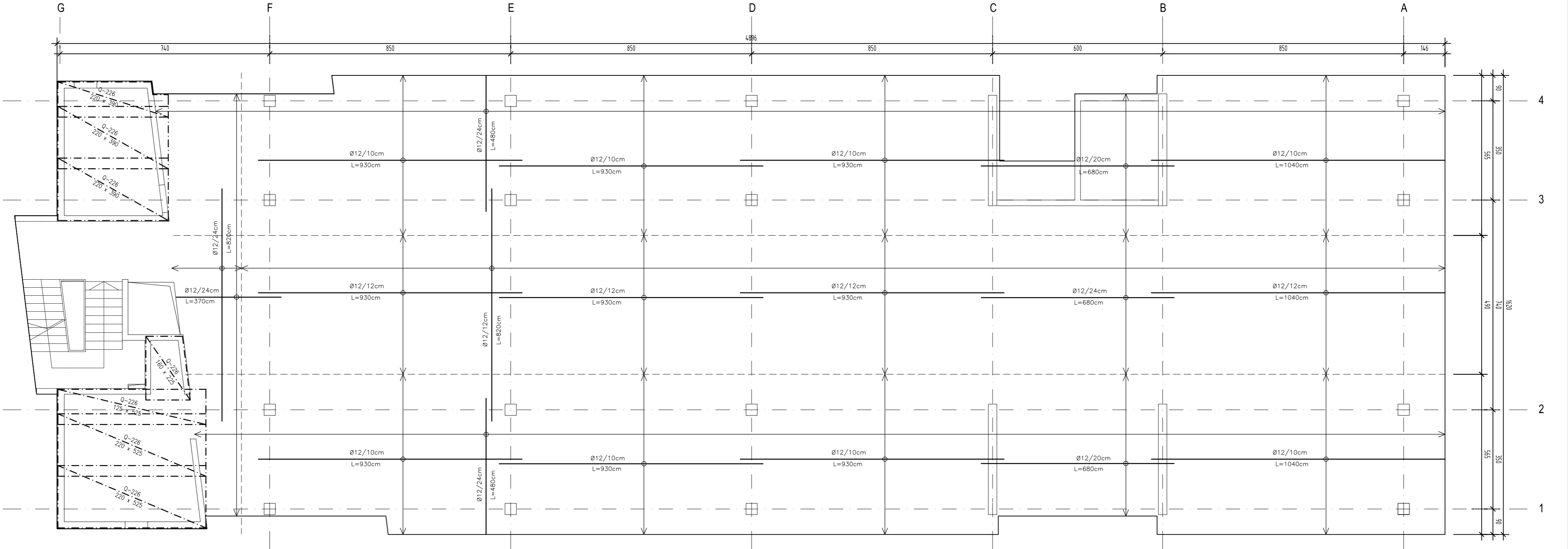
**TLORIS PRITLIČJA, TIPIČNE IN TEHNIČNE ETAŽE**



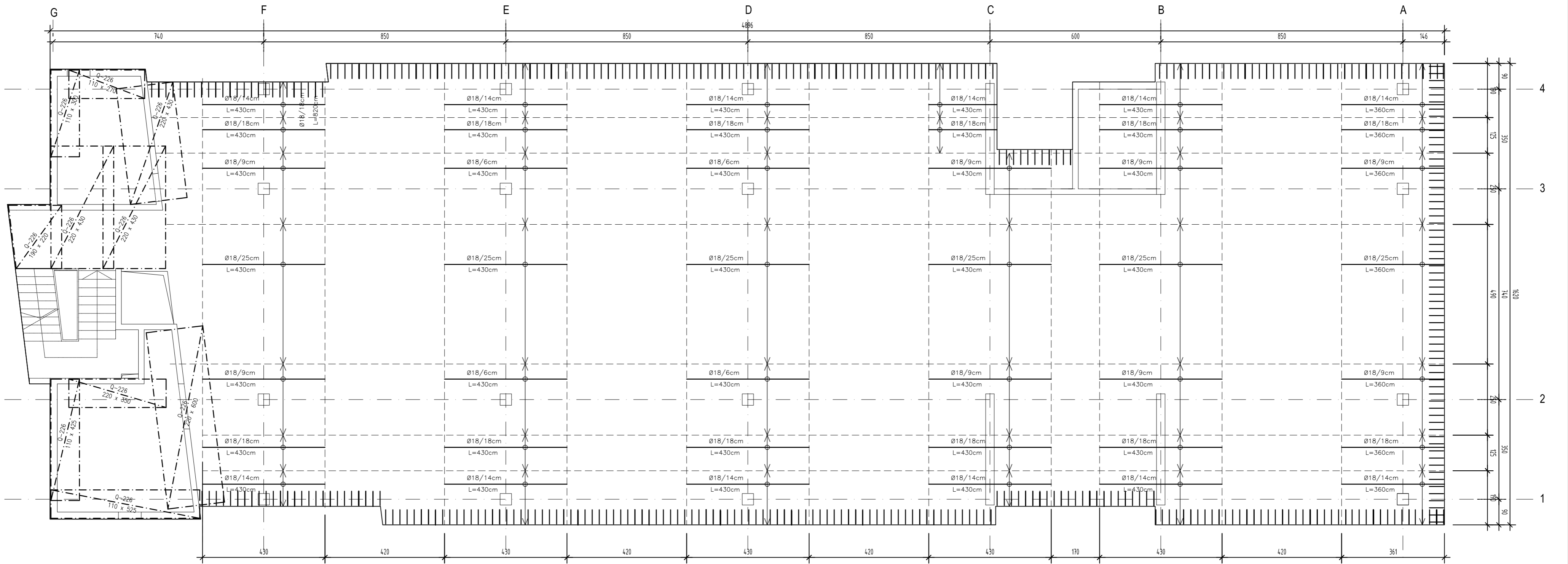
UNIVERZA V LUBLJANI	
Fakulteta za gradbeništvo in geodenzijo	
VSEBINA	DIPLOMSKA NALOGA
TEMA	ROK KRŽAN, dipl. inž. grad
VERSIJ	M 1:100
DANIL	Maribor, 2013
NAČRT	ARHITEKTURNI NAČRT
	ŠT. LISTA
	<b>B2</b>

VZDOLŽNI IN PREČNI PREREZ

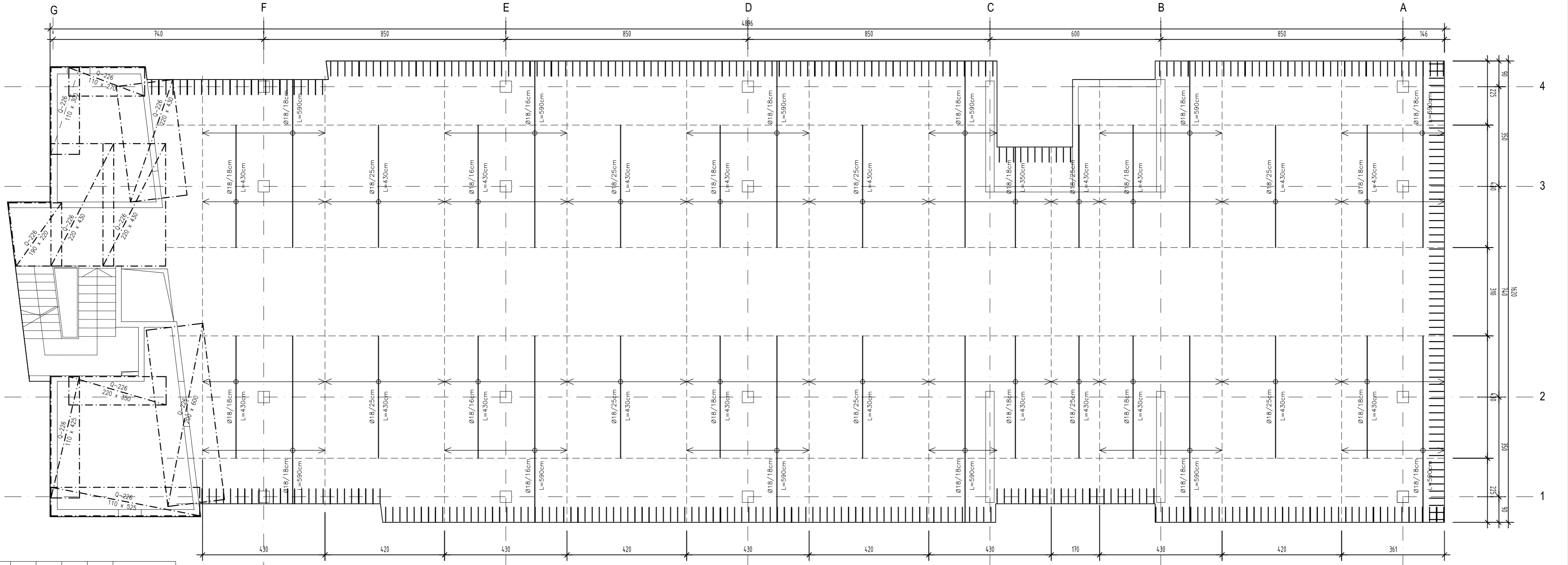
### Armatura plošče - spodnja As1 = X smer, As2 = Y smer



### Armatura plošče - zgornja As1 = X smer



### Armatura plošče - zgornja As2 = Y smer

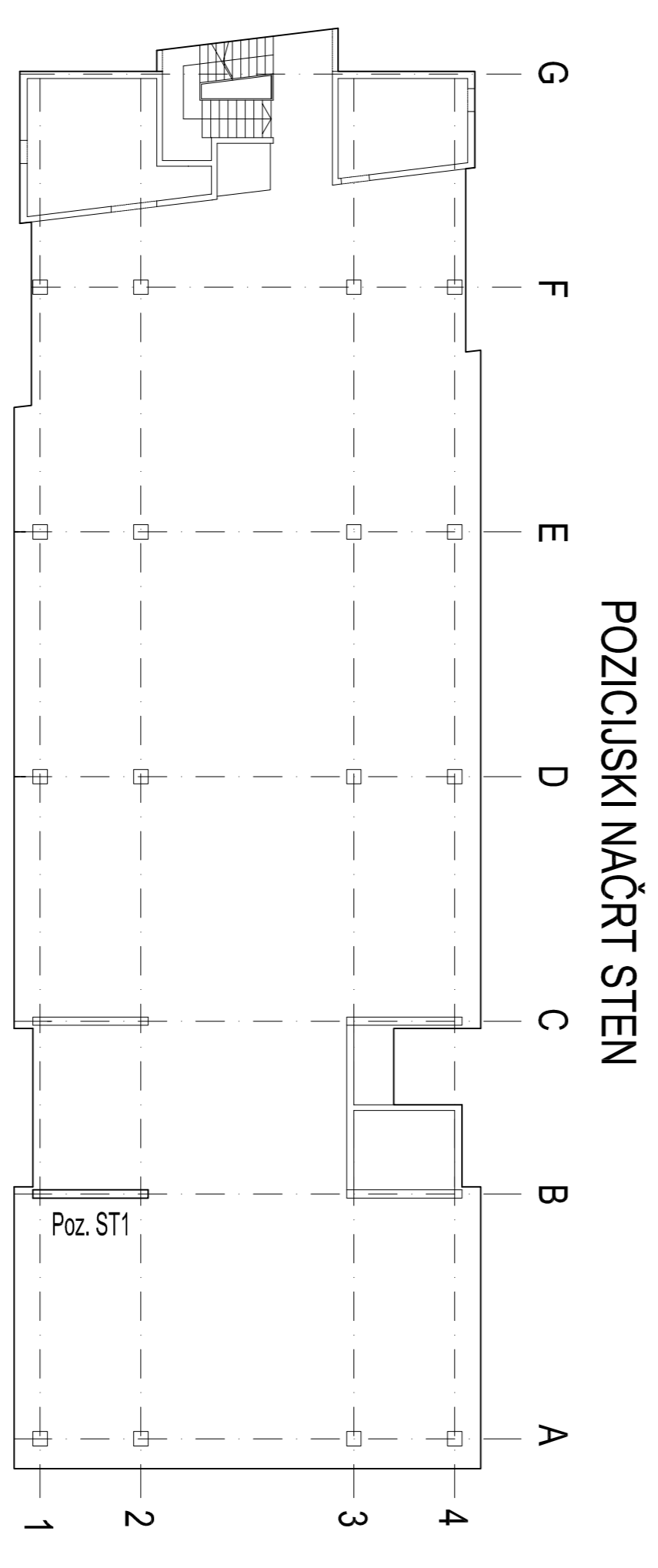
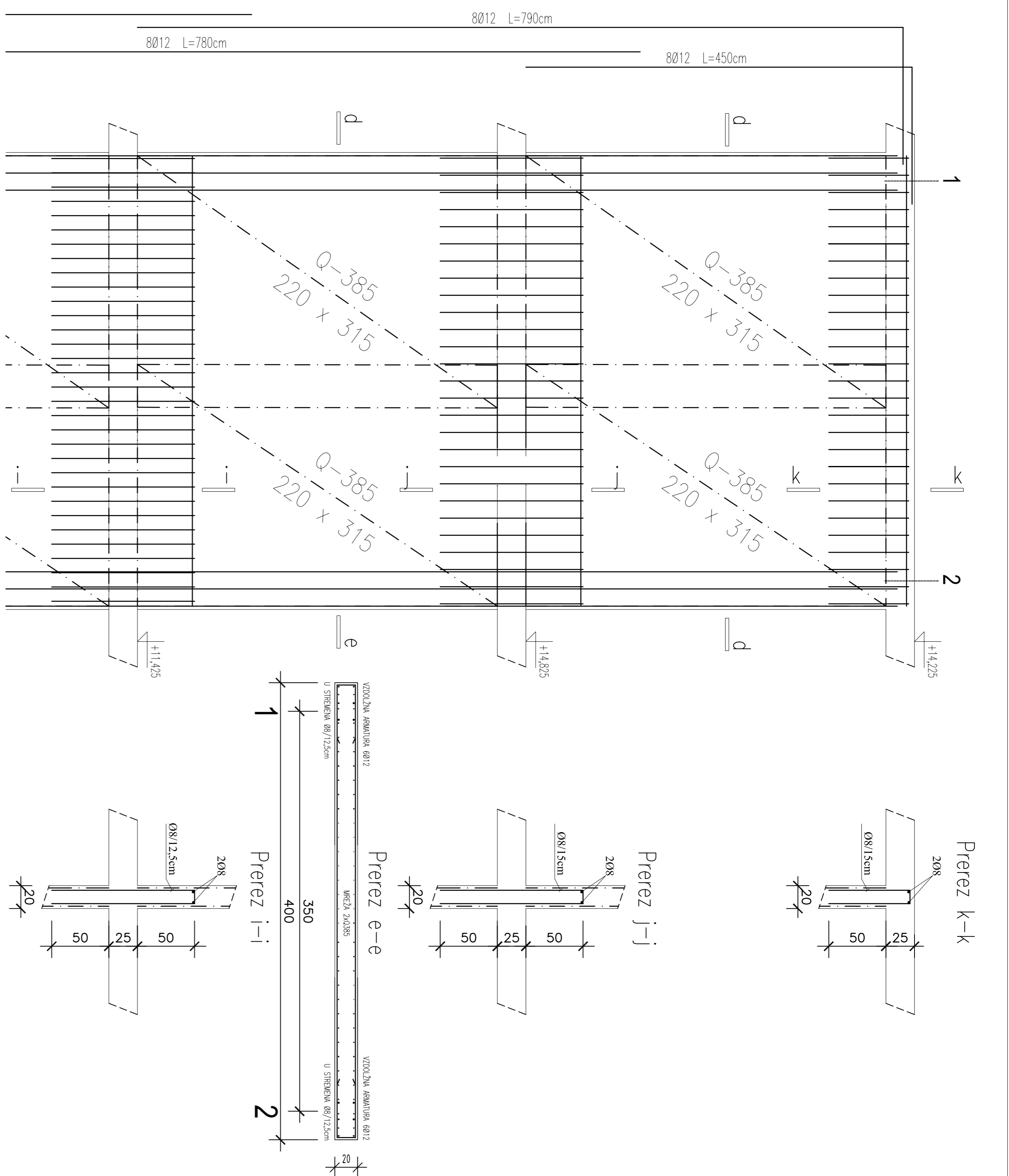
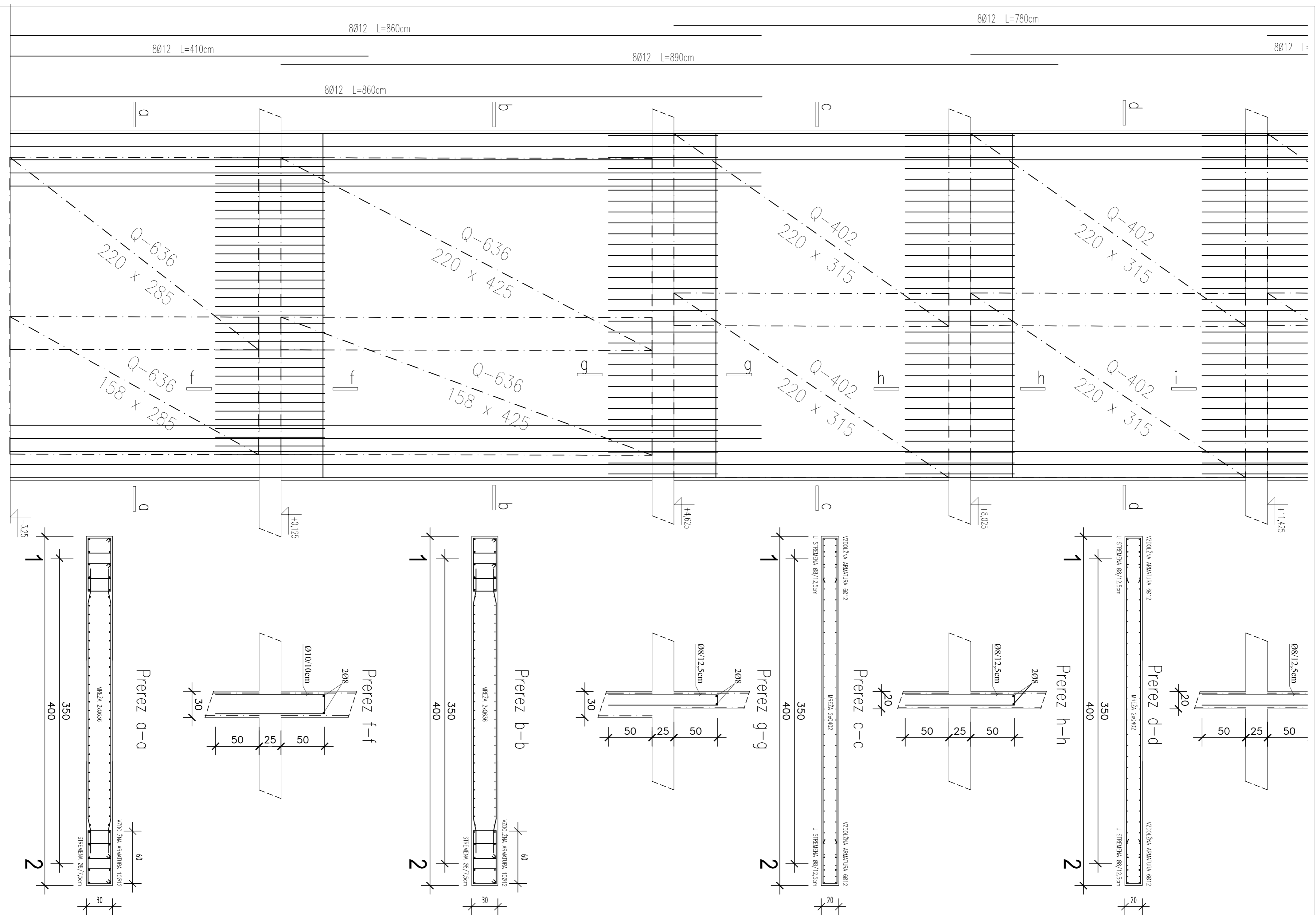


A. B. plošča debeline 25cm  
C35/45, S400

UNIVERZA V LUBLJANI	
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
VEŠBAVA	DIPLOMSKA NALOŽA
ZDRAK	ROK KRŽIČNIK, dipl. inž. grad
VERIGO	M 1:100
DANUM	Marec 2013
NAČRT	GRADBENA KONSTRUKCIJA
	ST. UŠKA
	<b>C1</b>

ARMATURNI NAČRT PLOŠČE

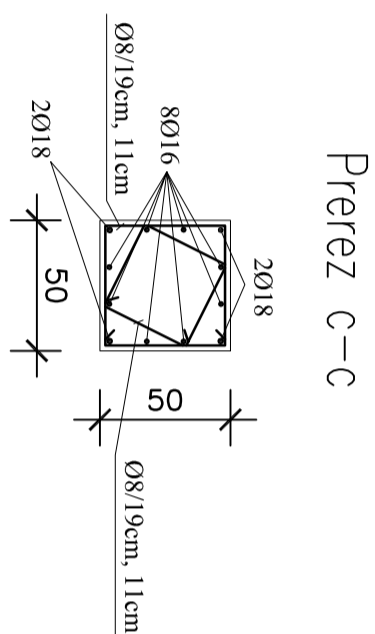
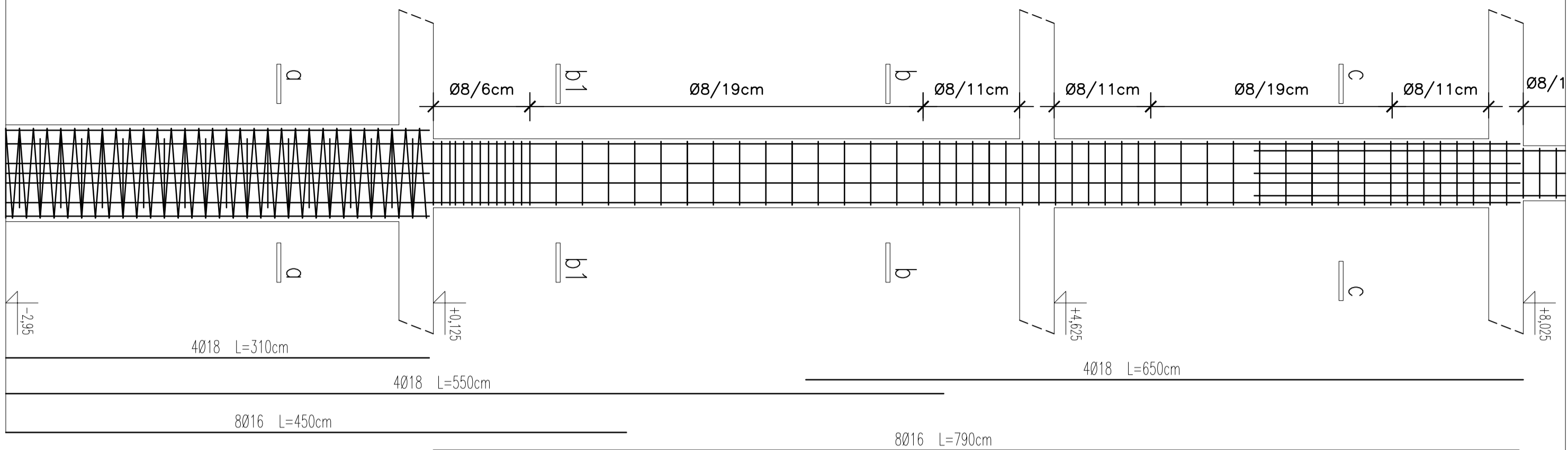




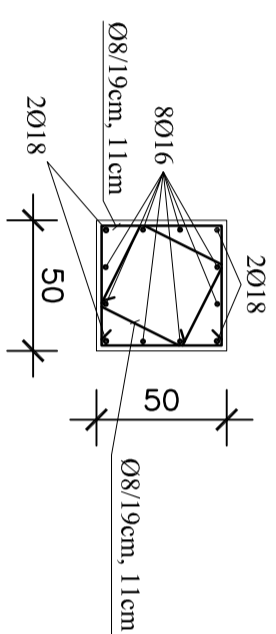
A. B. stene debeline = 30 in 20 cm  
C25/30; S400

UNIVERZA V LJUBLJANI	
Fakulteta za gradbeništvo in geodenzijo	
VSEBINA	DIPLOMSKA NALOŽA
IZOBRA	ROK KRŽIČNIK, dipl. inž. grad
VERIGO	M 1:25
DANIL	Marec 2013
NAČRT	GRADBENA KONSTRUKCIJA
	ST. URA
	<b>C2</b>
ARMATURNI NAČRT STENE	

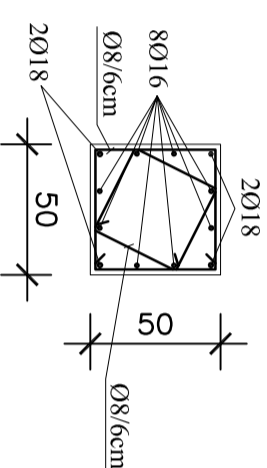
4016 L=450



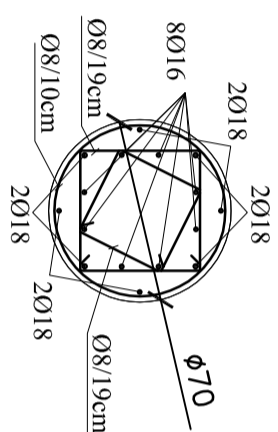
Prerez b-b



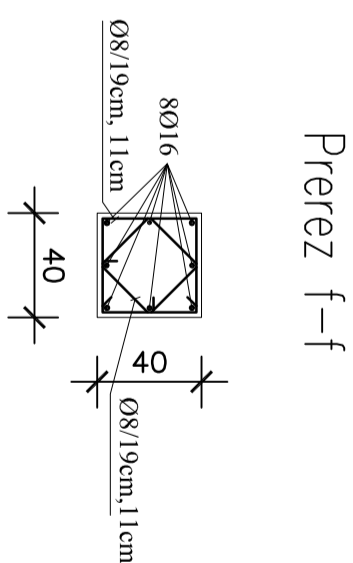
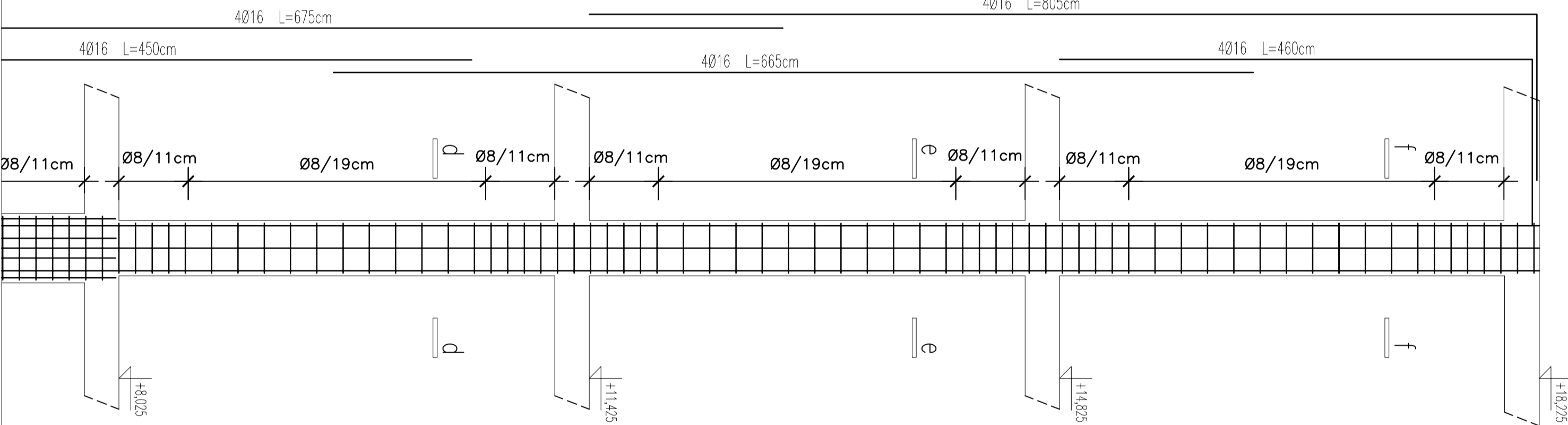
Prerez b1-b1



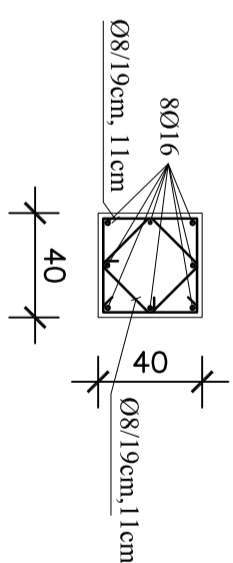
Prerez d-d



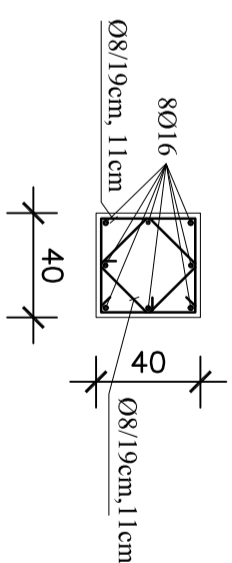
4016 L=805cm



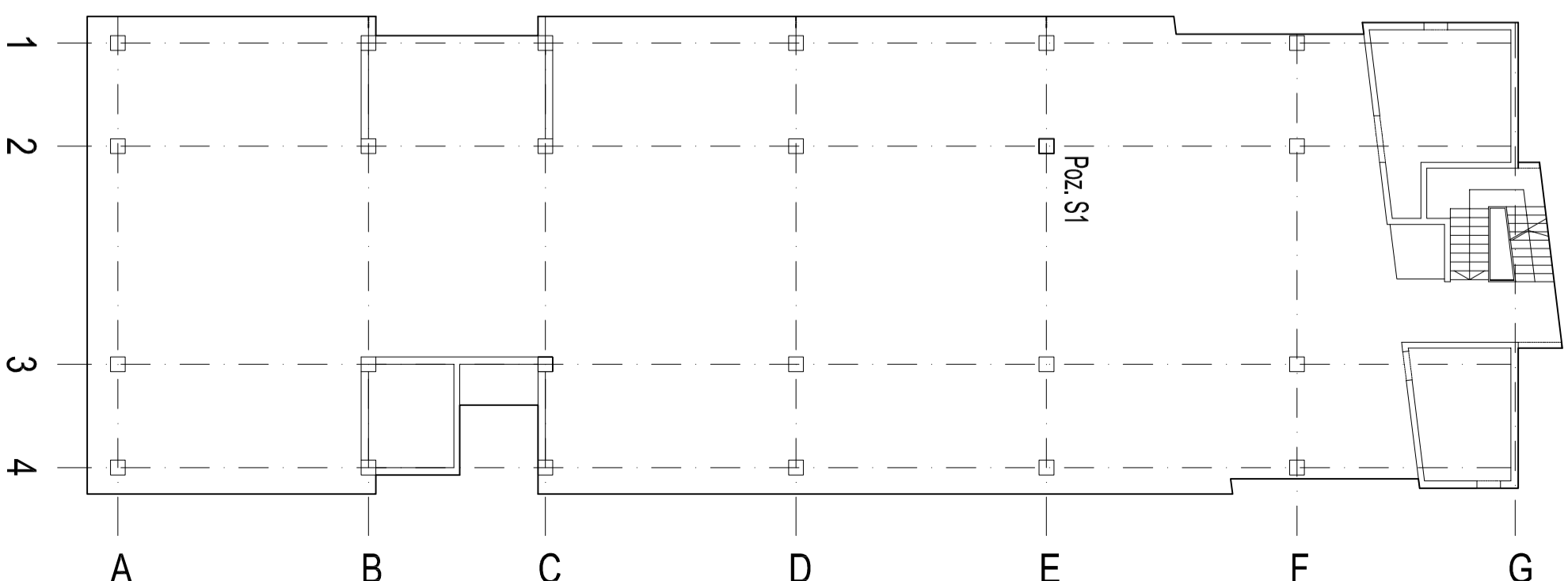
Prerez e-e



Prerez d-d



POZICIJSKI NAČRT STEBROV



A. B. steber dimenzije = 50/50 in 40/40cm  
C35/45; S400

UNIVERZA V LJUBLJANI  
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

VSEBINA

DIPLOMSKA NALOŽBA

IZDELAL

ROK KRŽANI, dipl. inž. grad

MERILO

M 1:25

DATUM

marec 2013

NAČRT

GRADBENA KONSTRUKCIJA

ŠT. LISTA

C3

ARMATURNI NAČRT STEBRA