

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:

Semič, D., 2013. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonskih nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 100 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:

Semič, D., 2013. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonskih nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 100 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

PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO (VS)
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

DEJAN SEMIČ

**ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKIH
NOSILNIH ELEMENTOV POSLOVNO TRGOVSKEGA
OBJEKTA V LJUBLJANI**

Diplomska naloga št.: 30/OG-MK

**DESIGN AND ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE
LOAD-BEARING ELEMENTS OF A COMMERCIAL
BUILDING IN LJUBLJANA**

Graduation thesis No.: 30/OG-MK

Mentor/-ica:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Ljubljana, 17. 09. 2013

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani DEJAN SEMIČ izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKIH NOSILNIH ELEMENTOV POSLOVNO TRGOVSKEGA OBJEKTA V LJUBLJANI«.

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

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

Ljubljana, 16.8.2013

Dejan Semič

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.012.45:004.42(043.2)
- Avtor:** Dejan Semič
- Mentor:** doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
- Naslov:** Analiza in dimenzioniranje armiranobetonskih nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani
- Tip dokumenta:** diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
- Obseg in oprema:** 100 str., 58 pregl., 97 sl., 115 en.
- Ključne besede:** armirani beton, okvirna konstrukcija, projektiranje, standard Evrokod, plošča, greda, steber

Izveček

V diplomski nalogi je prikazana analiza, projektiranje in dimenzioniranje nosilne konstrukcije dela štirietažnega poslovno trgovskega objekta v Ljubljani. Projektiranje se izvaja po načelih in pravilih standardov Evrokod. Nosilna konstrukcija obravnavane enote objekta je iz armiranega betona. Sestavljajo jo monolitne medetažne plošče, monolitna ravna strešna plošča ter stebri in grede, ki skupaj tvorijo prostorsko okvirno konstrukcijo. Pri analizi nosilne konstrukcije so upoštevani stalni vplivi, spremenljivi vplivi in vpliv potresa. Analiza nosilne konstrukcije je izvedena s pomočjo dveh računskih modelov. Prvi model služi za analizo tipične stropne konstrukcije, drugi model, ki je prostorski, pa je namenjen določitvi potresnega vpliva in analizi vertikalnih nosilnih elementov objekta. Oba modela sta izdelana v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). V diplomski nalogi je podrobneje prikazano dimenzioniranje stropne plošče na poziciji P400 ter dela okvirne konstrukcije na obodu objekta. Potrebna količina vzdolžne armature v obravnavani stropni plošči je podobna vgrajeni količini armature v plošči, odčitani iz projektne dokumentacije. Primerljive so tudi količine vzdolžne in prečne armature v analiziranih stebrih in gredah okvirne konstrukcije objekta. Dimenzije stebrov iz projektne dokumentacije so celo večje od zahtevanih oziroma potrebnih dimenzij v skladu z določili standarda. Rezultati analize so prikazani tekstovno, grafično in v preglednicah. Razporeditev armature v obravnavanih nosilnih elementih pa je prikazana v armaturnih načrtih, ki so del priloge k diplomski nalogi.

BIBLIOGRAPHIC– DOCUMENTALISTIC INFORMATION

- UDC:** 624.012.45:004.42(043.2)
- Author:** Dejan Semič
- Supervisor:** Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
- Title:** Design and analysis of reinforced concrete load-bearing elements of a commercial building in Ljubljana
- Document type:** Graduation Thesis – Higher professional studies
- Notes:** 100p., 58 tab., 97 fig., 115 eq.
- Key words:** reinforced concrete, frame construction, design, Eurocode standards, plates, beams, columns

Abstract

This thesis presents an analysis and design of a load-bearing structure of one part of four-storey office building located in Ljubljana. Design is carried out according to the Eurocode standards. The load-bearing structure of the concerned building unit is made of reinforced concrete. It is constructed of monolith storey plates, monolith flat roof plate, beams and columns, which form a spatial frame construction. Permanent impacts, variable impacts and impacts resulting from an earthquake are taken into account in the analysis of the load-bearing structure. The analysis of the load-bearing structure is performed with two different computational models. The first model is used for the analysis of a typical monolith storey plate and the second, which is spatial, is used to define earthquake impacts and for the analysis of the vertical load-bearing elements of the building. Both models are made with a commercial program SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). In the thesis, the design of the monolith storey plate at the position P400 and part of the construction at the side site of the building are shown in detail. The required amount of longitudinal reinforcement in the concerned monolith storey plate is similar to the installed amount of reinforcement in the plate obtained from the project documentation. The amounts of longitudinal and transversal reinforcement in the analysed beams and columns of the load-bearing structure of the building are also similar. The dimensions of the columns, obtained from the project documentation, are even larger than the required dimensions according to the provisions of the standards. The results of the analysis are presented in text, graphics and tables. The layout of the reinforcement in the concerned load-bearing elements is shown in reinforcement plans which form part of the annex of the thesis.

ZAHVALA

Hvala mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini, univ. dipl. inž. grad. za vso strokovno pomoč in ves naklonjen čas tekom nastajanja diplomske naloge.

Hvala prof. dr. Milošu Florijančiču, univ. dipl. inž. arh. in podjetju Abiro d.o.o. za projektno dokumentacijo obravnavanega poslovno trgovskega objekta.

Hvala družini za vso podporo in finančno pomoč v času celotnega študija.

Največja zahvala pa gre puncu Petri za vso ljubeznivo podporo v času študija ter njeni družini.

Hvala tudi prijateljem in sošolcem, ki so mi v času študija kakorkoli pomagali.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI	2
2.1 Opis konstrukcije.....	2
2.2 Arhitektura.....	3
2.3 Uporabljeni materiali	8
2.3.1 Beton	8
2.3.2 Jeklo za armiranje	8
2.4 Krovni sloj betona.....	8
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	10
3.1 Stalna obtežba	10
3.1.1 Loggie.....	10
3.1.2 Nepohodna ravna streha	11
3.1.3 Ravna streha na terasah	11
3.1.4 Ravna streha v atrijih.....	12
3.1.5 Plošča s koriti za zelenje	12
3.1.6 Pisarniški prostori	13
3.1.7 Stopniščna rama.....	13
3.1.8 Stopnišče.....	13
3.1.9 Stopniščni vmesni podest.....	14
3.1.10 Povožne površine nad kletjo.....	14
3.1.11 Trgovski prostori	15
3.1.12 Garažne in vozne površine	15
3.1.13 Lahek polnilni sendvič - fasadni element.....	16
3.1.14 Razporeditev stalne obtežbe po etažah	17
3.2 Koristna obtežba	18
3.3 Obtežba snega.....	20
3.4 Obtežba vetra.....	24
3.4.1 Osnovna hitrost vetra	24
3.4.2 Največji tlak pri sunkih vetra	25
3.4.3 Tlak vetra na zunanje ploskve	27
3.4.4 Tlak vetra na notranje ploskve.....	34
3.4.5 Skupni tlak vetra na ovoj stavbe	34
3.4.6 Učinek trenja vetra na ovoj objekta	37
3.4.7 Sile vetra na konstrukcijo.....	39
3.5 Potresna obtežba	42

3.5.1 Parametri odvisni od lokacije stavbe	42
3.5.2 Tip konstrukcije in faktor obnašanja	43
3.5.3 Mase konstrukcije po etažah	44
3.5.4 Projektni spekter odziva.....	47
4 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE	48
4.1 Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije	48
4.2 Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije	49
4.2.1 Analiza lastnega nihanja konstrukcije.....	50
5 PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA.....	52
5.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN).....	52
5.1.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja	52
5.1.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja	53
5.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU).....	53
6 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE STROPNE KONSTRUKCIJE P400	55
6.1 Upoštevana obtežba plošče in kombinacija vplivov za MSN	55
6.2 Obremenitve v plošči za MSN	57
6.3 Kontrola obremenitev v plošči s pomočjo uporabe Hahnovih tabel.....	61
6.4 Dimenzioniranje armature	61
6.5 Kontrola armature v plošči.....	64
6.6 Kontrola povosov.....	64
7 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE PREČKE IN STEBRA AB OKVIRA	66
7.1 Upoštevana obtežba konstrukcije in kombinacije vplivov za MSN.....	67
7.2 Dimenzioniranje gred (nosilcev) na upogibno obremenitev	68
7.2.1 Greda P2	69
7.2.2 Izbrana vzdolžna armatura v gredah (nosilcih) P1, P2 in P3.....	71
7.3 Dimenzioniranje gred (nosilcev) na strižno obremenitev.....	72
7.3.1 Greda P2	72
7.3.2 Greda P1	78
7.3.3 Greda P3	79
7.4 Dimenzioniranje stebrov na osno upogibno obremenitev	80
7.4.1 Steber S1.....	80
7.4.2 Steber S2.....	81
7.4.3 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti za stebra S1 in S2	83
7.5 Dimenzioniranje stebrov na strižno obremenitev	85
7.5.1 Steber S1.....	86
7.5.2 Steber S2.....	90
7.6 Kontrola vodoravnih pomikov konstrukcije med potresom	91

7.6.1 Potresne razdelilnice (dilatacije).....	91
7.6.2 Omejitev etažnih pomikov	93
8 PRIMERJAVA KOLIČIN ARMATURE V OBRAVNAVANIH NOSILNIH ELEMENTIH.....	94
8.1 Stropna konstrukcija P400	94
8.2 Prečke in stebra AB okvira.....	94
9 ZAKLJUČEK.....	96
VIRI IN LITERATURA.....	98

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Prečni prerezi elementov nosilne konstrukcije (dimenzije v [cm]).....	5
Preglednica 2: Razvrstitev elementov nosilne konstrukcije glede na barvo iz slike 6 in dimenzije prečnega prereza, navedene v preglednici 1.....	7
Preglednica 3: Razdelitev vplivov glede na to, kako delujejo na konstrukcijo	10
Preglednica 4: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe	18
Preglednica 5: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15).....	21
Preglednica 6: Kategorije terena in terenski parametri (SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 4.1).....	26
Preglednica 7: Geometrijski podatki pri razdelitvi površin sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi X	29
Preglednica 8: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X	30
Preglednica 9: Geometrijski podatki za razdelitev površine ravne strehe v cone pri delovanju vetra v smeri osi X	31
Preglednica 10: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X	31
Preglednica 11: Geometrijski podatki pri razdelitvi površin sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi Y	32
Preglednica 12: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y	32
Preglednica 13: Geometrijski podatki za razdelitev površine ravne strehe v cone pri delovanju vetra v smeri osi X	33
Preglednica 14: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X	33
Preglednica 15: Koeficienta notranjskega tlaka in obtežbi vetra na notranje površine stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005 str. 45, opomba 2)	34
Preglednica 16: Prvi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X.....	35
Preglednica 17: Drugi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X.....	35
Preglednica 18: Prvi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X.....	35
Preglednica 19: Drugi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X.....	36
Preglednica 20: Prvi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y	36
Preglednica 21: Drugi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y	36

Preglednica 22: Prvi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y	37
Preglednica 23: Drugi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y	37
Preglednica 24: Koeficienti trenja c_{tr} za stene, parapete in strehe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 55).....	38
Preglednica 25: Sile vetra po etažah v smeri osi X pri delovanju vetra v smeri osi X	41
Preglednica 26: Sile vetra po etažah v smeri osi Y pri delovanju vetra v smeri osi X	41
Preglednica 27: Sile vetra po etažah v smeri osi Y pri delovanju vetra v smeri osi Y (z desne)	41
Preglednica 28: Vrednosti parametrov za določitev elastičnega spektra odziva (SIST EN 1998-1:2005, str. 33)	42
Preglednica 29: Kategorije pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1: 2005, str. 45)	43
Preglednica 30: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1: 2006, str. 67)	43
Preglednica 31: Vrednosti koeficientov φ in Ψ_{2i} v odvisnosti od kategorije površine (SIST EN 1998-1:2004 preglednica 4.2).....	44
Preglednica 32: Masa na poziciji P500.....	45
Preglednica 33: Masa na poziciji P400.....	45
Preglednica 34: Masa na poziciji P300.....	46
Preglednica 35: Masa na poziciji P200.....	46
Preglednica 36: Primerjava med masami pri »peš računu« in masami iz programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009)	50
Preglednica 37: Vrednosti nihajnih časov [s] in pripadajoče smeri nihanja	50
Preglednica 38: Delni varnostni faktorji za vplive	52
Preglednica 39: Faktorji za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov (SIST EN 1990: 2004 preglednica A.1.1).....	53
Preglednica 40: Obremenitve, ki delujejo na ploščo P400	56
Preglednica 41: Osnovne kombinacije vplivov za projektiranje plošče P400 na MSN	56
Preglednica 42: Dimenzije obravnavanih nosilnih elementov.....	67
Preglednica 43: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov	67
Preglednica 44: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov	68
Preglednica 45: Izbrana vzdolžna armatura v gredah P1, P2 in P3	72
Preglednica 46: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede P2	74
Preglednica 47: Izbrana prečna armatura v gredi P2	77
Preglednica 48: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede P1	79

Preglednica 49: Izbrana prečna armatura v gredi P1	79
Preglednica 50: Izbrana prečna armatura v gredi P3	79
Preglednica 51: Upogibna odpornost prečnega prereza stebrov S1 in S2	83
Preglednica 52: Izbrana strižna armatura v stebri S1	89
Preglednica 53: Izbrana strižna armatura v stebri S2	90
Preglednica 54: Vodoravni pomiki etaž pri linearni analizi z uporabo projektnega spektra ...	92
Preglednica 55: Pomiki konstrukcije v višini posamezne etaže zaradi projektnega potresnega vpliva	93
Preglednica 56: Kontrola etažnih pomikov konstrukcije	93
Preglednica 57: Primerjava potrebne količine upogibne armature v stebrih	94
Preglednica 58: Primerjava potrebne količine upogibne armature v gredah	95

KAZALO SLIK

Slika 1: Poslovno trgovski objekt Imparo Vič, sestavljen iz treh enot	2
Slika 2: Tloris prvega nadstropja (etaža P200).....	3
Slika 3: Tloris drugega nadstropja (etaža P300).....	4
Slika 4: Prečni prerez.....	4
Slika 5: Vzдолžni prerez	5
Slika 6: Shematski prikaz elementov nosilne konstrukcije po barvah.....	7
Slika 7: Loggie	10
Slika 8: Ravna streha z neizkoriščeno površino	11
Slika 9: Ravna streha na terasah.....	11
Slika 10: Ravna streha z neizkoriščeno površino	12
Slika 11: Plošča s koriti za zelenje.....	12
Slika 12: Pisarniški prostori.....	13
Slika 13: Stopniščna rama	13
Slika 14: Stopnišče	13
Slika 15: Stopniščni vmesni podest	14
Slika 16: Povožne površine nad kletjo – parkiranje	14
Slika 17: Trgovski prostori	15
Slika 18: Garažne in vožne površine	15
Slika 19: Lahek polnilni sendvič - fasadni element	16
Slika 20: Razporeditev stalne obtežbe na poziciji P500 (slika levo) in P400 (slika desno) ...	17
Slika 21: Razporeditev stalne obtežbe na poziciji P300 (slika levo) in P200 (slika desno) ...	17
Slika 22: Razporeditev stalne obtežbe na poziciji P100	18
Slika 23: Razporeditev koristne obtežbe na poziciji P500 (slika levo) in P400 (slika desno)	19
Slika 24: Razporeditev koristne obtežbe na poziciji P300 (slika levo) in P200 (slika desno)	19
Slika 25: Razporeditev koristne obtežbe na poziciji P100	20
Slika 26: Prikaz smeri delovanja obtežbe snega na konstrukcijo	20
Slika 27: Obtežba snega na nadmorski višini A (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)	21
Slika 28: Razporeditev obtežbe snega brez kopičenja na poziciji P500 (slika levo) in P400 (slika desno)	22
Slika 29: Oblikovni koeficient obtežbe snega za strehe, ki mejijo na višje objekte (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 19)	23
Slika 30: Razporeditev obtežbe snega zaradi kopičenja na poziciji P400 (slika levo) in P500 (slika desno)	23

Slika 31: Shematski prikaz kategorije terena tipa II (SIST EN 1991-1-4:2005, dodatek A str. 79).....	24
Slika 32: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5) 25	
Slika 33: Shematski prikaz kategorije terena tipa III (SIST EN 1991-1-4:2005, dodatek A str. 79).....	27
Slika 34: Shematski prikaz dimenzij celotnega objekta in obravnavane enote.....	28
Slika 36: Shematski prikaz razdelitve navpičnih sten po conah pri delovanju vetra v smeri osi X.....	29
Slika 37: Shematski prikaz razdelitve ravne strehe po conah pri delovanju vetra v smeri osi X.....	30
Slika 38: Shematski prikaz razdelitve navpičnih sten po conah pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	32
Slika 39: Shematski prikaz razdelitve ravne strehe po conah pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	33
Slika 40: Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov na ovoj stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005 slika 5.1).....	34
Slika 41: Shematski prikaz ploskev objekta.....	38
Slika 42: Referenčna površina pri trenju.....	39
Slika 43: Razdelitev sil vetra po etažah.....	40
Slika 44: Delovanje vetra v smeri osi X.....	40
Slika 45: Delovanje vetra v smeri osi – Y.....	41
Slika 46: Delovanje vetra v smeri osi + Y.....	41
Slika 47: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO 2001).....	42
Slika 48: Projektni spekter za potresni vpliv.....	47
Slika 49: Računski model za pozicijo P400.....	48
Slika 50: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije..	49
Slika 51: Prve tri nihajne oblike konstrukcije.....	51
Slika 52: Prikaz namembnosti površine pozicije P400.....	55
Slika 53: Dva primera neenakomerne razporeditve koristne obtežbe po površini plošče P400 (Koristna - šahovnica 1 in Koristna - šahovnica 2).....	57
Slika 54: Deformirana oblika plošče pri kombinaciji vplivov K_1	57
Slika 55: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) upogibnih momentov m_{11}	58
Slika 56: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) upogibnih momentov m_{22}	58
Slika 57: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) torzijskih momentov m_{12}	59
Slika 58: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) osnih sil F_{11}	59

Slika 59: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) osnih sil F_{22}	60
Slika 60: Vrednosti upogibnih momentov na značilnih mestih v stropni konstrukciji P400 (kNm/m)	60
Slika 61: Račun upogibnih momentov v polju plošče na poenostavljen način.....	61
Slika 62: Ovojnica spodnje armature ASt1 (slika levo) in ASt2 (slika desno)	62
Slika 63: Ovojnica zgornje armature ASt1 (slika levo) in ASt2 (slika desno).....	62
Slika 64: Potrebne količine armature v stropni konstrukciji P400 (cm ² /m) iz programa SAP2000.....	63
Slika 65: Shematski prikaz spodnje (rdeča barva) in zgornje (zelena barva) armature v delu plošče P400	63
Slika 66: Shematski prikaz lege analiziranih elementov znotraj prostorske okvirne nosilne konstrukcije objekta	66
Slika 67: Obravnavani del AB okvirne konstrukcije z oznakami elementov in dimenzijami (v centimetrih).....	66
Slika 68: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v gredi P1 [kNm]	68
Slika 69: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v gredi P2 [kNm]	68
Slika 70: Ovojnica projektnih upogibnih momentov v gredi P3 [kNm]	68
Slika 71: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v krajišču A grede P2	69
Slika 72: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v krajišču B grede P2	71
Slika 73: Projektna prečna sila v gredi P2 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja [kN]	72
Slika 74: Projektna prečna sila v gredi P2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]	73
Slika 75: Projektna prečna sila v gredi P2 pri kombinaciji vplivov $j \geq 1Gk, j + i \geq 1\psi 2 \cdot Qk, j$ [kN]	73
Slika 76: Shematski prikaz vzdolžne in stremenske armature v gredi P2	78
Slika 77: Projektna prečna sila v gredi P1 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja [kN]	78
Slika 78: Projektna prečna sila v gredi P1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]	78
Slika 79: Projektna prečna sila v gredi P1 pri kombinaciji vplivov $j \geq 1Gk, j + i \geq 1\psi 2 \cdot Qk, j$ [kN]	78
Slika 80: Projektna prečna sila v gredi P3 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja [kN]	79
Slika 81: Projektna prečna sila v gredi P3 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]	79
Slika 82: Ovojnica projektnih upogibnih momentov M_z in M_y v stebru S1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kNm]	80
Slika 83: Pripadajoča osna sila v stebru S1 [kN]	80

Slika 84: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v stebri S1	81
Slika 85: Ovojnica projektnih upogibnih momentov M_z in M_y v stebri S2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kNm]	82
Slika 86: Pripadajoča osna sila v stebri S2 [kN]	82
Slika 87: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v stebri S2	82
Slika 88: Različne smeri delovanja upogibnih momentov v gredah in stebrih [kNm].....	84
Slika 89: Ovojnica projektnih prečnih sil v stebri S1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]	85
Slika 90: Ovojnica projektnih prečnih sil v stebri S2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]	85
Slika 91: Pomen spremenljivk b_i , h_0 , h_c , b_0 in b_c	89
Slika 92: Razporeditev stremen v stebri S1	90
Slika 93: Shematski prikaz vzdolžne in prečne armature v stebri S1	90
Slika 94: Razporeditev stremen v stebri S2.....	91
Slika 95: Shematski prikaz vzdolžne in prečne armature v stebri S2	91
Slika 96: Shematski prikaz vodoravnih pomikov posamezne etaže objekta zaradi projektnega potresnega vpliva.....	92
Slika 97: Potrebne količine armature v stropni konstrukciji P400 kot rezultat analize s programom SAP2000 (slika levo) in iz projektne dokumentacije (slika desno) (cm^2/m)	94

1 UVOD

V diplomski nalogi projektiramo in dimenzioniramo tipične nosilne elemente poslovno trgovskega objekta Imparo Vič. Obravnavan objekt ima štiri etaže in podzemno garažo (klet). Projektiramo skladno s standardom Evrokod. Nosilna konstrukcija objekta je po konstrukcijski zasnovi okvirna konstrukcija, z dvema armiranobetonskima (v nadaljevanju AB) stenama v jedru pritličja. Za okvirne konstrukcije z lahkimi polnili je značilno, da imajo v primerjavi z masivnimi AB konstrukcijami manjšo lastno težo, kar je zlasti pomembno pri obravnavanem objektu, saj se nahaja na slabo nosilnih temeljnih tleh. Poleg tega so okvirne (skeletne) konstrukcije bolj duktilne. Zadnji pomemben dejavnik v korist okvirne konstrukcijske zasnove je prosto razporejanje predelnih sten po samem objektu glede na želje in potrebe najemnika oz. kupca poslovnega oziroma trgovskega prostora.

Objekt Imparo Vič se nahaja v Ljubljani na Viču. Projektiran je bil leta 2008, zgrajen pa tri leta kasneje. Iz obstoječe projektne dokumentacije smo ugotovili, da je bila nosilna konstrukcija projektirana in dimenzionirana skladno s pravili in načeli standarda Evrokod, računski model pa je bil izdelan s komercialnim programom Tower 3D Model Builder 6.0. Na voljo smo imeli načrt gradbenih konstrukcij brez armaturnih načrtov ter načrte arhitekture (PGD). V okviru diplomske naloge analiziramo in dimenzioniramo tipično medetažno konstrukcijo obravnavane stavbe ter vertikalne nosilne elemente. Ustrezne računske modele izdelamo s pomočjo programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Analizo (računski model) kot tudi dimenzioniranje izvedemo po metodi mejnih stanj, pri čemer upoštevamo stalno, spremenljivo in potresno obtežbo.

Kot tipično stropno ploščo obravnavamo ploščo z oznako pozicija P400, ki je delno terasna in je zaradi izpostavljenosti več različnim vplivom toliko bolj zanimiva za analizo. Kot tipične vertikalne elemente (stebre) in grede pa projektiramo del AB okvira ob zunanjem robu objekta, v katerem so največje obremenitve.

Za prikaz slikovnega (grafičnega) dela diplomske naloge uporabimo programe Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD, Google SketchUp 8 in Graphisoft, Inc. 2012. ArchiCAD 15, rezultate analize pa prikazujemo tudi s pomočjo preglednic. Armaturne načrte izdelamo s pomočjo programa Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD, in jih prikazujemo v prilogi k diplomski nalogi.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še osem poglavij. V drugem poglavju predstavimo osnovne podatke o obravnavani stavbi, arhitekturno zasnovo ter uporabljene materiale. V tretjem poglavju prikazujemo vplive na konstrukcijo, kamor sodijo stalni vplivi, spremenljivi vplivi in pa vpliv potresa. Četrto poglavje je namenjeno predstavitvi računskega modela za analizo vertikalnih nosilnih elementov oziroma stropne konstrukcije. V petem poglavju prikazujemo projektiranje obravnavanih nosilnih elementov konstrukcije na mejna stanja nosilnosti (MSN) in na mejna stanja uporabnosti (MSU). Šesto poglavje je namenjeno dimenzioniranju zgornje in spodnje vzdolžne armature v obravnavani stropni plošči. V sedmem poglavju pa dimenzioniramo del AB okvira. Sem spada dimenzioniranje vzdolžne in prečne armature v stebrih ter prečkah (gredah). V osmem poglavju prikazujemo kratko primerjavo med potrebnimi količinami armature v analiziranih elementih nosilne konstrukcije. Primerjamo količine iz predstavljene analize ter količine, odčitane iz obstoječe projektne dokumentacije. V zadnjem poglavju pa predstavljamo zaključke diplomske naloge.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

V diplomski nalogi obravnavamo poslovno trgovski objekt Imparo Vič (glej sliko 1). Objekt je zgrajen iz treh samostojnih enot, ki so medsebojno ločene z dilatacijami. Enote imajo skupno kletno etažo, ki je namenjena parkiranju. Obravnavan objekt ima poleg pritličja še prvo nadstropje z atrijem na sredini, ki je namenjen vegetaciji, drugo nadstropje, tretje nadstropje z pohodnimi terasami ter nepohodno ravno streho. Nosilno konstrukcijo objekta predstavljajo AB prostorski okviri.

Objekt se nahaja v Ljubljani v poslovni coni na Viču, na nadmorski višini okoli 300 m. V diplomski nalogi bomo podrobneje analizirali le eno izmed treh enot in sicer južni objekt.

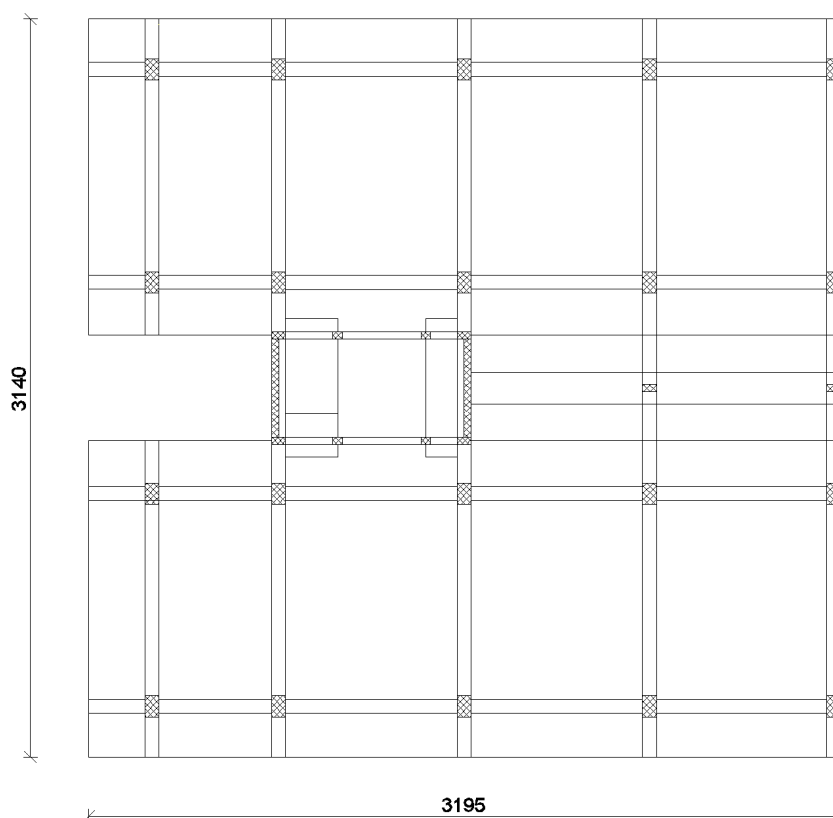


Slika 1: Poslovno trgovski objekt Imparo Vič, sestavljen iz treh enot

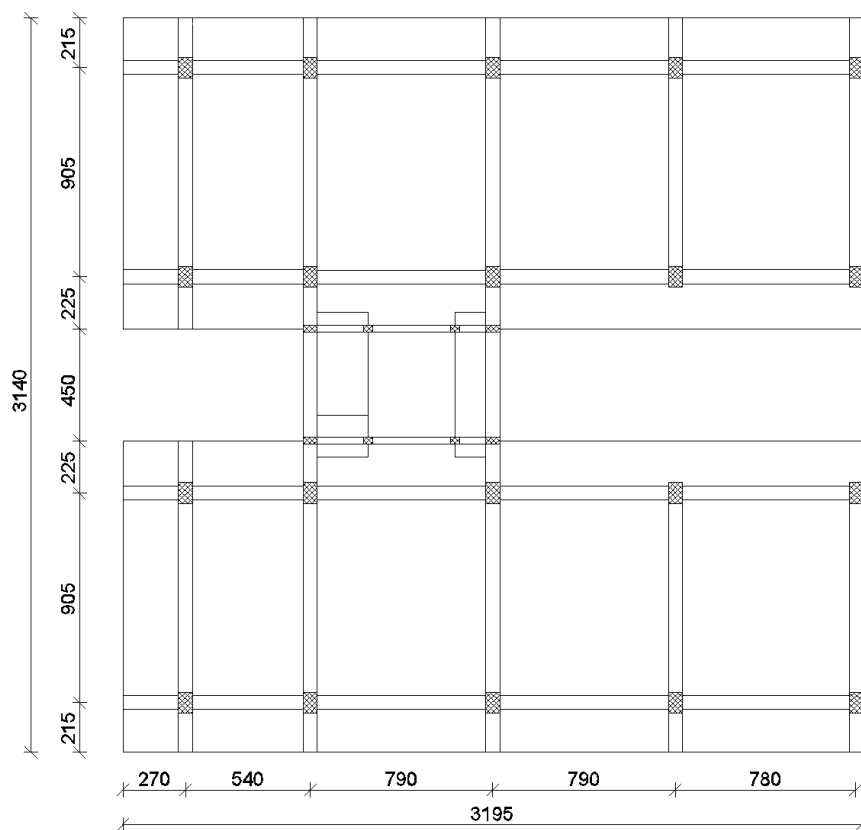
Celoten objekt je tlorisnih dimenzij 114,7 m x 33,3 m in višine 18,7 m (skupaj s kletjo). Obravnavana južna enota objekta pa je tlorisnih dimenzij 32,3 m x 33,3 m. Etažna višina kleti je 3,2 m, pritličja 4,7 m, prvega in drugega nadstropja 3,5 m, tretjega nadstropja pa 3,8 m. Kot smo že omenili, je nosilna konstrukcija objekta iz AB stebrov in prečk, v kleti in pritličju pa so v jedru objekta še AB stene, debeline 30 cm. Glavni stebri so dimenzij 90 x 60 cm, glavne prečke pa 70 x 60 cm (skupaj s ploščo) (glej preglednico 1). Medetažne plošče ter strešna plošča so AB, debeline 21 cm, medtem ko je AB kletna plošča debeline 80 cm. V osrednjem območju obravnavane enote so v stropovih poleg odprtine za stopnišče in dvigala izvedene še odprtine za prezračevanje in inštalacije. V tem delu so med AB stebri izvedena opečna polnila. Fasada objekta je iz profiliranih pločevinastih in zastekljenih fasadnih panelov. Predelne stene so iz lahkih gips kartonskih plošč, njihova postavitve pa se prilagajajo glede na potrebe uporabnikov.

2.2 Arhitektura

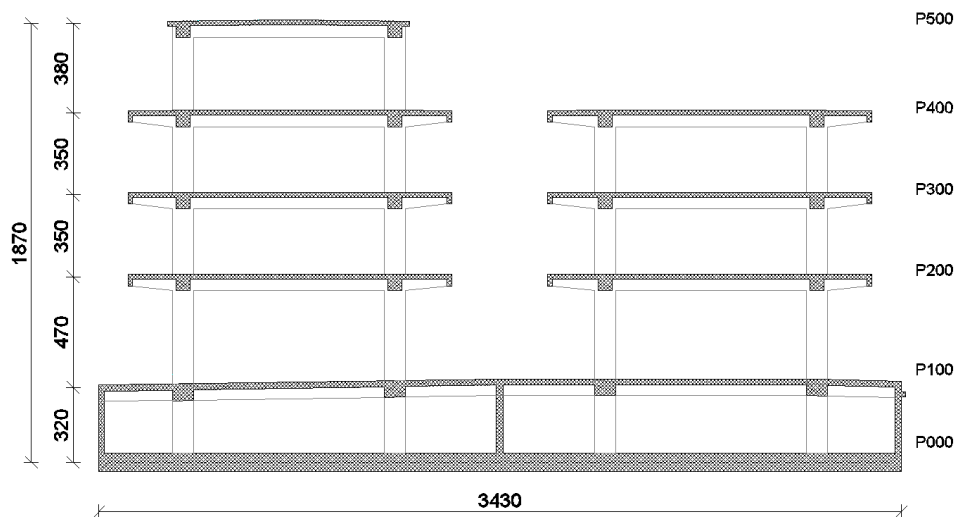
Na slikah 2, 3, 4 in 5 prikazujemo tloris prvega in drugega nadstropja ter prečni in vzdolžni prerez nosilne konstrukcije obravnavane južne enote objekta. V nadaljevanju v preglednici 1 prikazujemo prečne prereze posameznih elementov nosilne konstrukcije, ki jih uporabimo tudi pri izdelavi računskega modela nosilne konstrukcije. Na sliki 6 ter dodatno še v preglednici 2 shematsko prikazujemo elemente konstrukcije po barvah.



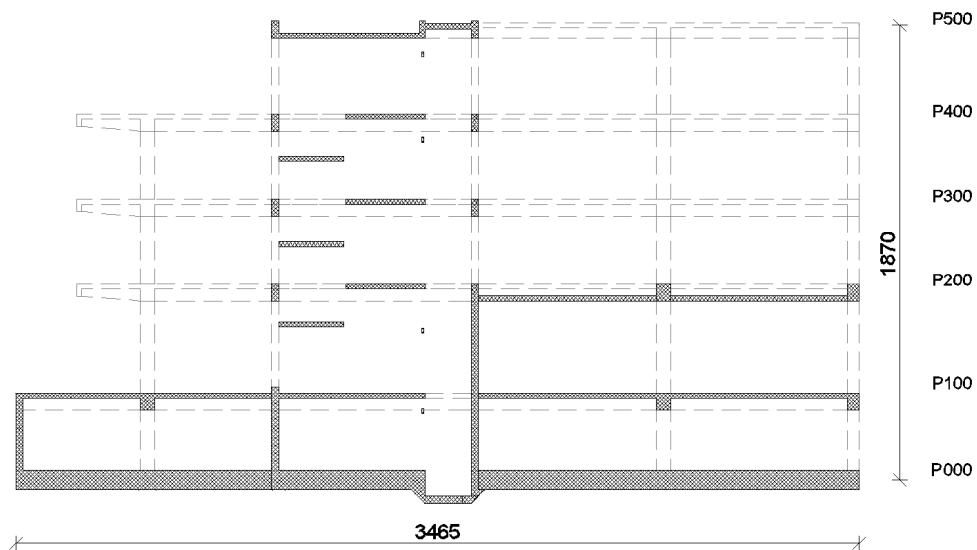
Slika 2: Tloris prvega nadstropja (etaža P200)



Slika 3: Tloris drugega nadstropja (etaža P300)



Slika 4: Prečni prerez



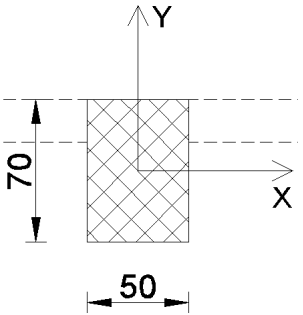
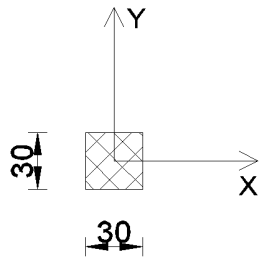
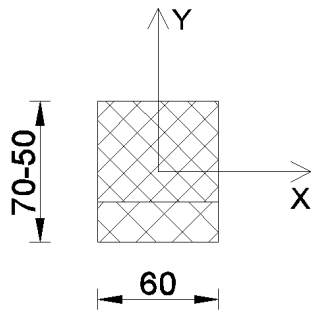
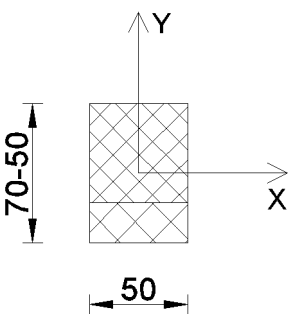
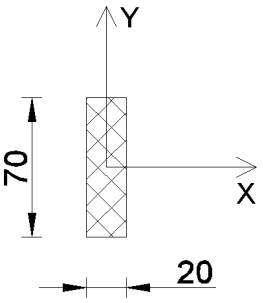
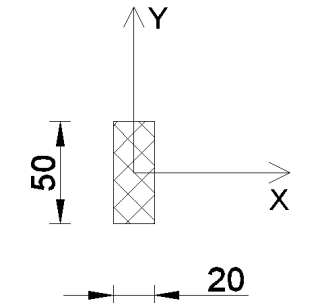
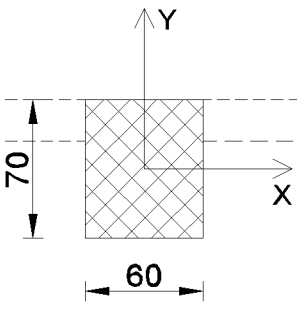
Slika 5: Vzdolžni prerez

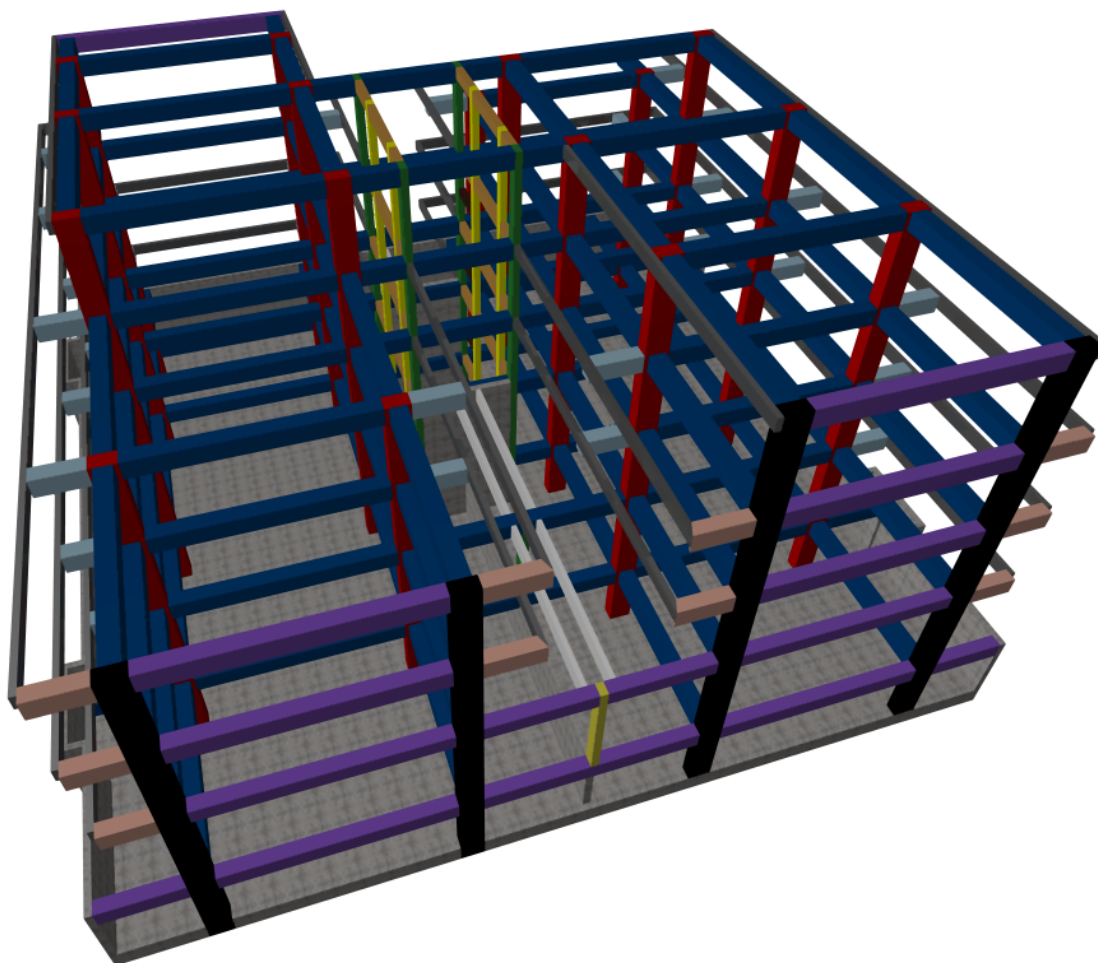
Preglednica 1: Prečni prerezi elementov nosilne konstrukcije (dimenzije v [cm]).

1. Prerez	2. Prerez	3. Prerez
4. Prerez	5. Prerez	6. Prerez

...se nadaljuje

...nadaljevanje

7. Prerez	8. Prerez	9. Prerez
		
10. Prerez	11. Prerez	12. Prerez
		
13. Prerez		
		



Slika 6: Shematski prikaz elementov nosilne konstrukcije po barvah

Preglednica 2: Razvrstitev elementov nosilne konstrukcije glede na barvo iz slike 6 in dimenzije prečnega prereza, navedene v preglednici 1

1. Element	2. Element	3. Element	4. Element	5. Element
6. Element	7. Element	8. Element	9. Element	10. Element
11. Element	12. Element	13. Element		

2.3 Uporabljeni materiali

Vsem uporabljenim materialom smo mehanske lastnosti določili v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2005.

2.3.1 Beton

Iz projektne dokumentacije smo razbrali, da so vsi AB elementi iz betona trdnostnega razreda C25/30.

- Karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} =$	2,5	kN/cm ²
- Srednja vrednost natezne trdnosti:	$f_{ctm} =$	0,26	kN/cm ²
- Elastični modul:	$E_{cm} =$	3150	kN/cm ²
- Poissonov količnik:	$\nu =$	0,2	/
- Prostorninska teža AB:	$\gamma =$	25	kN/m ³

Pri tem je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betonskega preizkušanca, določena na valju dimenzij 30 x 15 cm, f_{ctm} pa je srednja vrednost natezne osne trdnosti. Njena vrednost je med $f_{ctk,0.05} = 0,18$ kN/cm², kjer ima 5% preizkušancev manjšo natezno trdnost, in $f_{ctk,0.95} = 0,33$ kN/cm², kjer ima 95% preizkušancev manjšo natezno trdnost.

2.3.2 Jeklo za armiranje

Prav tako smo iz projektne dokumentacije razbrali, da je bilo uporabljeno jeklo za armiranje trdnostnega razreda S500 v obliki armaturnih palic in armaturnih mrež.

- Karakteristična meja elastičnosti:	$f_{yk} =$	50	kN/cm ²
- Natezna trdnost:	$f_t =$	50	kN/cm ²
- Elastični modul:	$E_s =$	20000	kN/cm ²
- Prostorninska teža:	$\gamma =$	78,5	kN/m ³

2.4 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona nam služi za zaščito armature pred korozijo, za zagotovitev ustrezne požarne odpornosti konstrukcije ter za varen prenos sidrnih sil. Debelina krovnega sloja je najbolj odvisna od pogojev okolja (agresivnost okolja) in predvidene življenjske dobe objekta. Nazivni krovni sloj betona določimo na naslednji način:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (2.1)$$

kjer je Δc_{dev} dovoljeno projektno odstopanje (priporočljiva vrednost je $\Delta c_{dev} = 10$ mm), c_{min} pa je najmanjša debelina krovnega sloja, ki jo določimo v nadaljevanju:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (2.2)$$

Pomen oznak v enačbi (2.2) je sledeč:

- $c_{min,b}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti in velja: $c_{min,b} \geq \varnothing_{palice}$. V obravnavanem primeru upoštevamo $c_{min,b} = 25$ mm za stebre in stene, $c_{min,b} = 20$ mm za prečke ter $c_{min,b} = 10$ mm za stropno konstrukcijo.
- $c_{min,dur}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja. Obravnavani objekt uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1, to pomeni, da se konstrukcija nahaja v suhem okolju. Iz standarda SIST EN 1992-1-1: 2005 v preglednici 4.4N odčitamo za razred konstrukcije S4 vrednost $c_{min,dur} = 15$ mm.
- Priporočene vrednosti za $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ in $\Delta c_{dur,add}$ so enake 0 mm.

Debelina nazivnega krovnega sloja betona je:

- stebri, stene:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

- prečke:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

- stropna konstrukcija:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm} \\ 15 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c_{nom} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive, ki delujejo na konstrukcijo, razdelimo na stalne, spremenljive, nezgodne in potresne vplive. Pri tem je lastna teža konstrukcije v primerjavi z ostalimi vplivi zelo velika zaradi dimenzijsko velikih in težkih konstrukcijskih elementov. Vplive lahko razdelimo tudi glede na to, kako delujejo na konstrukcijo, torej na direktne in posredne vplive (preglednica 3).

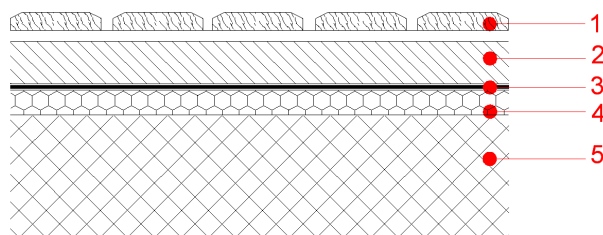
Preglednica 3: Razdelitev vplivov glede na to, kako delujejo na konstrukcijo

Vrsta vpliva	Direktni	Posredni
Stalni vplivi	Lastna teža	Trajni posedek
Spremenljivi vplivi	Ljudje, promet, veter, sneg	Temperatura
Nezgodni vplivi	Eksplozija, udar vozila	Požar
Potres	/	/

3.1 Stalna obtežba

Med stalno obtežbo konstrukcije sodi njena lastna teža in teža vseh nekonstrukcijskih delov na konstrukciji (obloge, toplotna izolacija, zvočna izolacija, hidroizolacija, itd.). V nadaljevanju podajamo stalno obtežbo posameznih konstrukcijskih sklopov objekta. Pri tem ločeno navajamo tudi težo nekonstrukcijskih slojev.

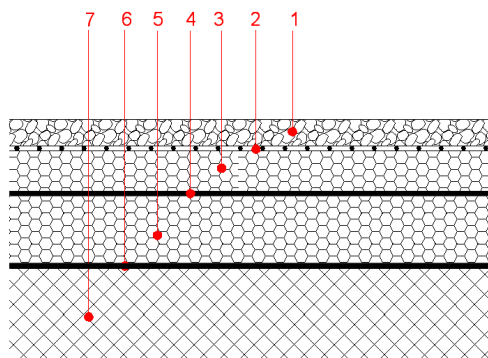
3.1.1 Loggie



Slika 7: Loggie

1. Podnice iz oblanih desk + jekl. podkons.:	2,5	cm	0,25	kN/m ²
2. Mikroarmiran beton:	5,0	cm	1,20	kN/m ²
3. Hidroizolacija:	0,5	cm	0,10	kN/m ²
4. Ekstrudirani polistiren:	4,0	cm	/	
5. AB plošča:	21,0	cm	5,25	kN/m ²
6. Strop:	/	/	0,25	kN/m ²
Stalna:			7,05	kN/m ²
Stalna brez plošče:			1,80	kN/m ²

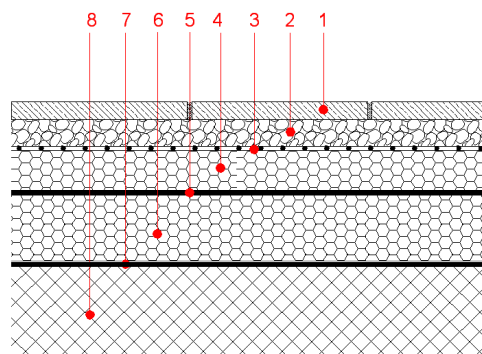
3.1.2 Nepohodna ravna streha



Slika 8: Ravna streha z neizkoriščeno površino

1. Pran prodec:	7,0	cm	1,15	kN/m ²
2. Drenažni filc:	0,5	cm	/	/
3. Toplotna izolacija:	5,0	cm	/	/
4. Hidroizolacija:	1,0	cm	0,20	kN/m ²
5. Toplotna izolacija:	10,0	cm	/	/
6. Varilni bitumenski trak + hladni bit. premaz:	1,0	cm	0,15	kN/m ²
7. AB plošča v naklonu:	21,0	cm	5,25	kN/m ²
8. <u>Strop:</u>	/	/	0,25	kN/m ²
Stalna:			7,00	kN/m ²
Stalna brez plošče:			1,75	kN/m ²

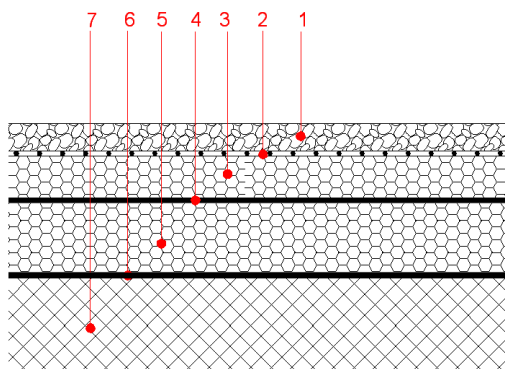
3.1.3 Ravna streha na terasah



Slika 9: Ravna streha na terasah

1. Prane betonske plošče:	4,0	cm	0,95	kN/m ²
2. Pran prodec:	6,0	cm	1,10	kN/m ²
3. Drenažni filc:	0,5	cm	/	/
4. Toplotna izolacija:	5,0	cm	/	/
5. Hidroizolacija:	1,0	cm	0,20	kN/m ²
6. Toplotna izolacija:	10,0	cm	/	/
7. Varilni bitumenski trak + hladni bit. premaz:	1,0	cm	0,15	kN/m ²
8. AB plošča v naklonu:	21,0	cm	5,25	kN/m ²
9. <u>Strop:</u>	/	/	0,25	kN/m ²
Stalna:			7,90	kN/m ²
Stalna brez plošče:			2,65	kN/m ²

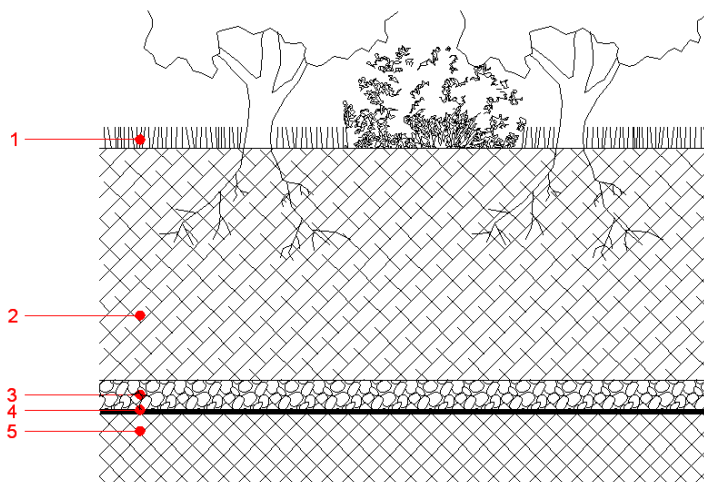
3.1.4 Ravna streha v atrijih



Slika 10: Ravna streha z neizkoriščeno površino

1. Pran prodec:	6,0	cm	1,00	kN/m^2
2. Drenažni filc:	0,5	cm	/	/
3. Toplotna izolacija:	5,0	cm	/	/
4. Hidroizolacija:	1,0	cm	0,20	kN/m^2
5. Toplotna izolacija:	10,0	cm	/	/
6. Varilni bitumenski trak + hladni bit. premaz:	1,0	cm	0,15	kN/m^2
7. AB plošča v naklonu:	21,0	cm	5,25	kN/m^2
8. <u>Strop:</u>	/	/	0,25	kN/m^2
Stalna:			6,85	kN/m^2
Stalna brez plošče:			1,60	kN/m^2

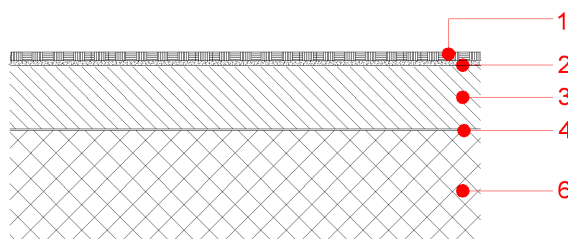
3.1.5 Plošča s koriti za zelenje



Slika 11: Plošča s koriti za zelenje

1. Humus:	5,0	cm	1,00	kN/m^2
2. Rjava zemlja (1. kategorija):	40,0	cm	6,50	kN/m^2
3. Pran prodec:	5,0	cm	0,80	kN/m^2
4. Hidroizolacija:	0,3	cm	/	/
5. <u>AB plošča:</u>	21,0	cm	5,25	kN/m^2
Stalna:			13,55	kN/m^2
Stalna brez plošče:			8,30	kN/m^2

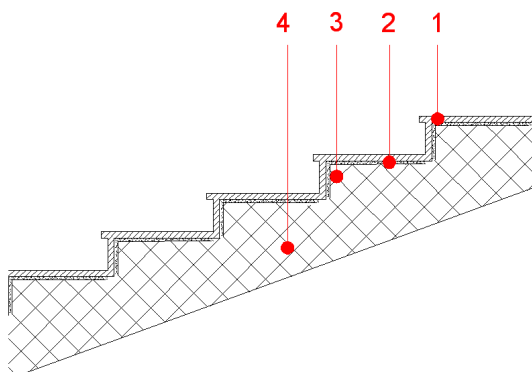
3.1.6 Pisarniški prostori



Slika 12: Pisarniški prostori

1. Tekstilni pod:	0,7	cm	0,10	kN/m ²
2. Izravnalna masa:	0,3	cm	0,10	kN/m ²
3. Mikroarmiran beton:	6,5	cm	1,60	kN/m ²
4. PE ekspanzirana folija:	/	/	/	/
5. Predelne stene:	/	/	0,80	kN/m ²
6. AB plošča:	21,0	cm	5,25	kN/m ²
7. Strop:	/	/	0,25	kN/m ²
Stalna:			8,10	kN/m ²
Stalna brez plošče:			2,85	kN/m ²

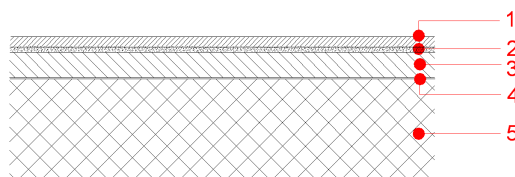
3.1.7 Stopniščna rama



Slika 13: Stopniščna rama

1. Naravni kamen (granit):	3,0	cm	0,90	kN/m ²
2. Cement - akrilatno lepilo:	1,0	cm	0,20	kN/m ²
3. Betonska stopnica (13,0/2):	6,5	cm	1,60	kN/m ²
4. AB plošča:	0,14/cos30	cm	4,00	kN/m ²
Stalna:			8,30	kN/m ²
Stalna brez plošče:			1,10	kN/m ²

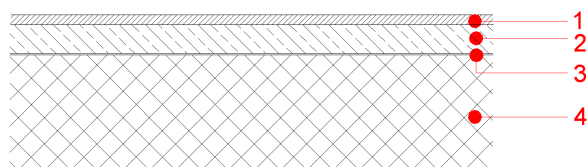
3.1.8 Stopnišče



Slika 14: Stopnišče

1. Naravni kamen (granit):	2,0	cm	0,60	kN/m ²
2. Cement - akrilatno lepilo:	1,0	cm	0,20	kN/m ²
3. Mikroarmiran beton:	4,5	cm	1,10	kN/m ²
4. PE ekspandirana folija:	/	/	/	/
5. AB plošča:	21,0	cm	5,25	kN/m ²
6. <u>Strop:</u>	/	/	0,25	kN/m ²
Stalna:			7,40	kN/m ²
Stalna brez plošče:			2,15	kN/m ²

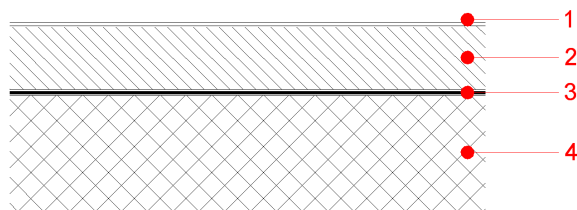
3.1.9 Stopniščni vmesni podest



Slika 15: Stopniščni vmesni podest

1. Naravni kamen (granit):	3,0	cm	0,90	kN/m ²
2. Cementni estrih:	4,5	cm	1,10	kN/m ²
3. PE ekspandirana folija:	/	/	/	/
4. <u>AB plošča:</u>	14,0	cm	3,50	kN/m ²
Stalna:			5,50	kN/m ²
Stalna brez plošče:			2,00	kN/m ²

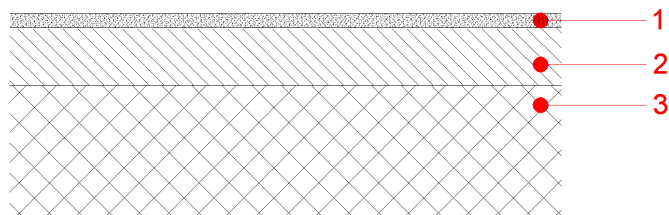
3.1.10 Povožne površine nad kletjo



Slika 16: Povožne površine nad kletjo – parkiranje

1. Poliuretansko - epoksidni večslojni premaz:/	/	/	/	/
2. Mikroarmiran beton:	9,0	cm	2,25	kN/m ²
3. Hidroizolacija:	1,0	cm	0,15	kN/m ²
4. <u>AB plošča:</u>	22,0	cm	5,50	kN/m ²
Stalna:			7,90	kN/m ²
Stalna brez plošče:			2,40	kN/m ²

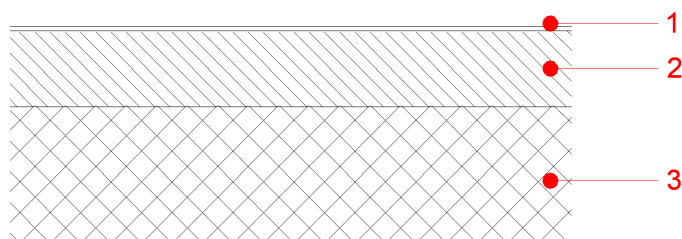
3.1.11 Trgovski prostori



Slika 17: Trgovski prostori

1. Tlak:	3,0	cm	0,60	kN/m ²
2. Mikroarmiran beton:	6,5	cm	1,60	kN/m ²
3. <u>AB plošča:</u>	<u>22,0</u>	<u>cm</u>	<u>5,50</u>	<u>kN/m²</u>
Stalna:			7,70	kN/m ²
Stalna brez plošče:			2,20	kN/m ²

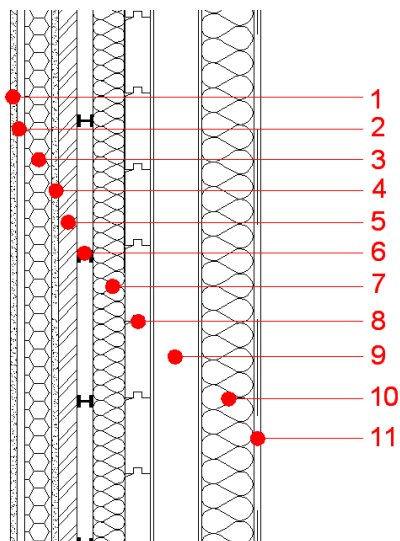
3.1.12 Garažne in vozne površine



Slika 18: Garažne in vozne površine

1. Poliuretansko - epoksidni večslojni premaz:/	/	/	/	/
2. Mikroarmiran beton:	5,0	cm	1,25	kN/m ²
3. <u>AB plošča:</u>	<u>80,0</u>	<u>cm</u>	<u>20,00</u>	<u>kN/m²</u>
Stalna:			21,25	kN/m ²
Stalna brez plošče:			1,25	kN/m ²

3.1.13 Lahek polnilni sendvič - fasadni element

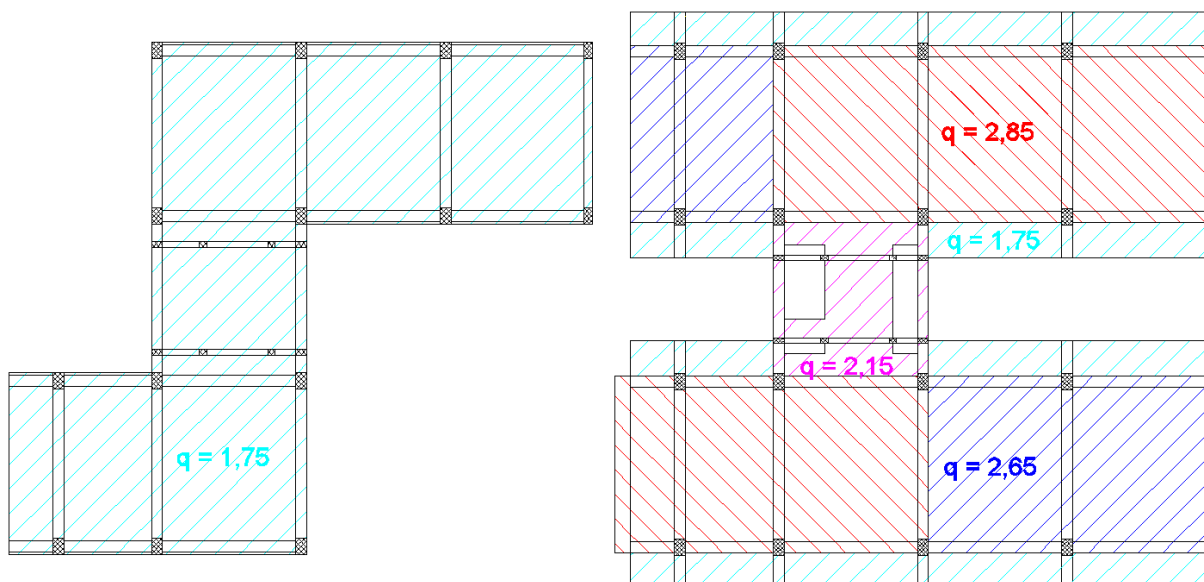


Slika 19: Lahek polnilni sendvič - fasadni element

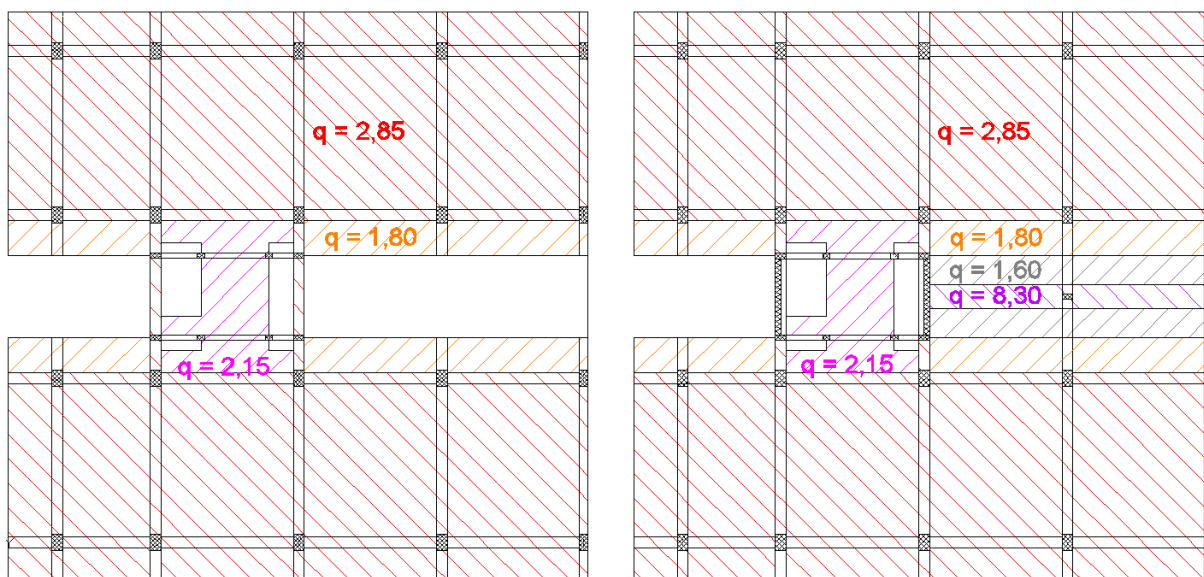
1. Finalni tankoslojni nanos:	0,3	cm	0,05	kN/m^2
2. Osnovni brez cementni tankoslojni nanos:	0,3	cm	0,05	kN/m^2
3. Ekspandirani polistiren:	4,0	cm	0,02	kN/m^2
4. Hidravlično lepilo:	0,3	cm	0,03	kN/m^2
5. Vlakeno - cementne plošče:	1,5	cm	0,25	kN/m^2
6. Jeklena podkonstrukcija:	/	/	0,10	kN/m^2
7. Mineralna volna srednje gostote:	5,0	cm	0,02	kN/m^2
8. OSB plošče:	2,0	cm	0,20	kN/m^2
9. Tankostenski pocinkani profili:	10,0	cm	0,10	kN/m^2
10. Mineralna volna nizke gostote:	10,0	cm	0,03	kN/m^2
11. Gips - kartonske plošče:	2,0	cm	0,25	kN/m^2
Stalna:			1,10	kN/m^2

3.1.14 Razporeditev stalne obtežbe po etažah

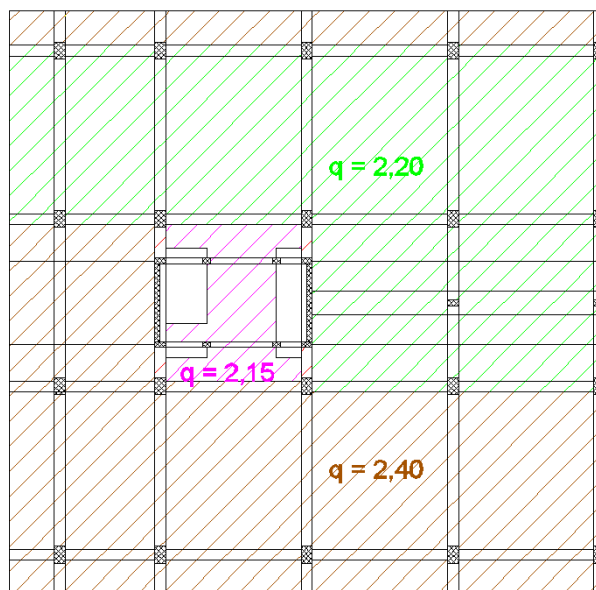
Na slikah od 20 do 22 prikazujemo razporeditev stalne obtežbe po površini posameznih stropov. Pri tem navajamo vrednosti brez lastne teže AB plošče.



Slika 20: Razporeditev stalne obtežbe na poziciji P500 (slika levo) in P400 (slika desno)



Slika 21: Razporeditev stalne obtežbe na poziciji P300 (slika levo) in P200 (slika desno)



Slika 22: Razporeditev stalne obtežbe na poziciji P100

3.2 Koristna obtežba

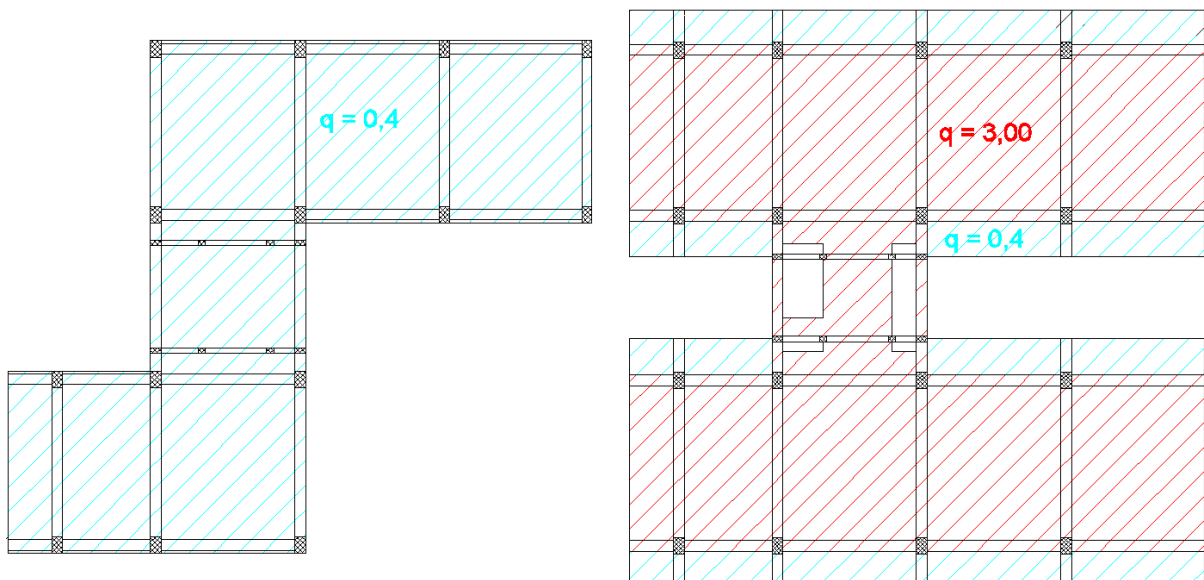
Koristna obtežba deluje v navpični smeri in ima spremenljiv položaj po konstrukciji. Odvisna je od namembnosti prostorov. Določimo jo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-1: 2004. Karakteristične vrednosti koristne obtežbe glede na namembnost površin navajamo v preglednici 4.

Preglednica 4: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe

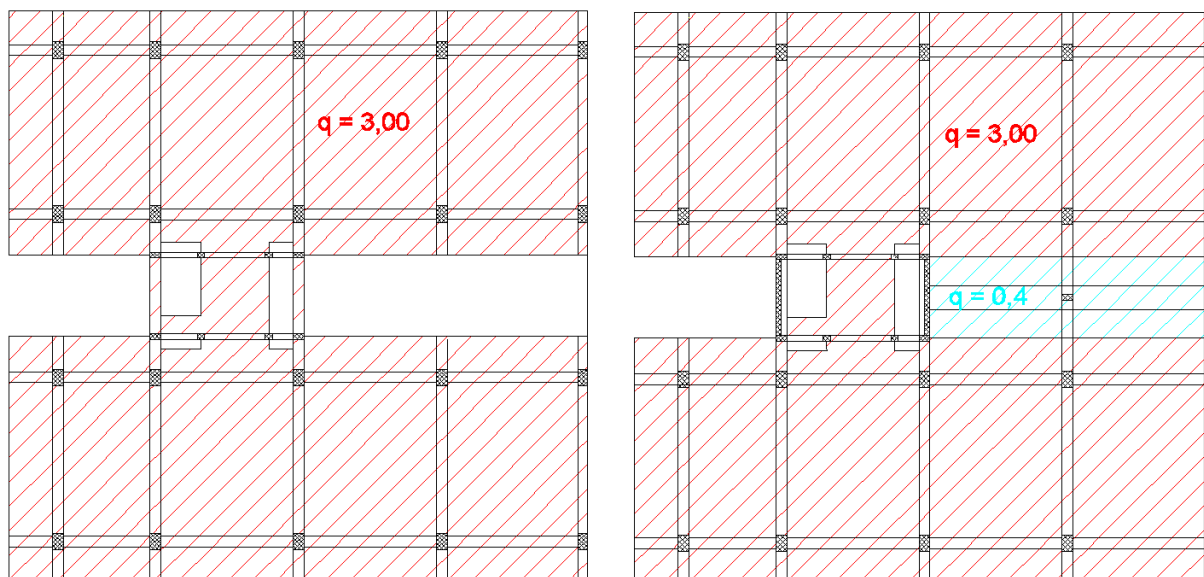
Kategorija površine	Opis uporabe	q_k [kN/m ²]
A	Stopnišče	3,0
B	Pisarne	3,0
C5	Terasa	3,0
E1	Skladišče	7,5
F	Parkirišče	2,5
G	Intervencijska pot	16,7
H	Streha - nepohodna	0,4

Za površino kategorije C5 standard priporoča vrednost koristne obtežbe med 5,0 in 7,5 kN/m². V analizi smo upoštevali vrednost iz projektne dokumentacije, in sicer 3,0 kN/m².

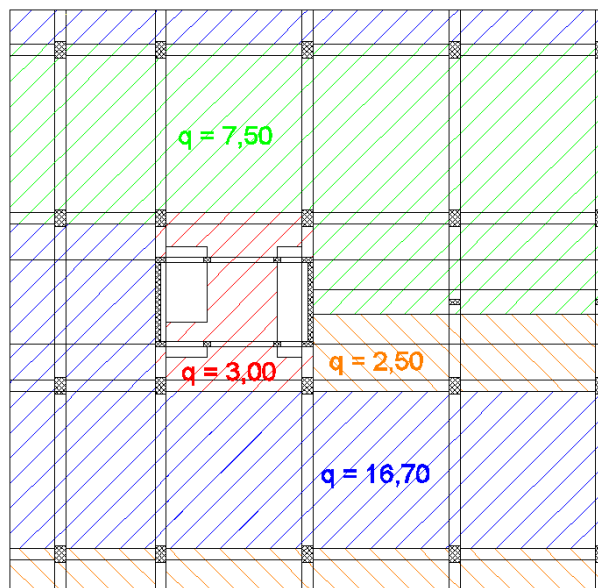
Na slikah od 23 do 25 prikazujemo razporeditev koristne obtežbe po površini posameznih etaž.



Slika 23: Razporeditev koristne obtežbe na poziciji P500 (slika levo) in P400 (slika desno)



Slika 24: Razporeditev koristne obtežbe na poziciji P300 (slika levo) in P200 (slika desno)

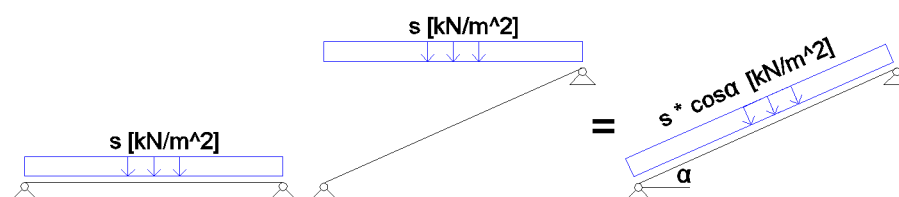


Slika 25: Razporeditev koristne obtežbe na poziciji P100

3.3 Obtežba snega

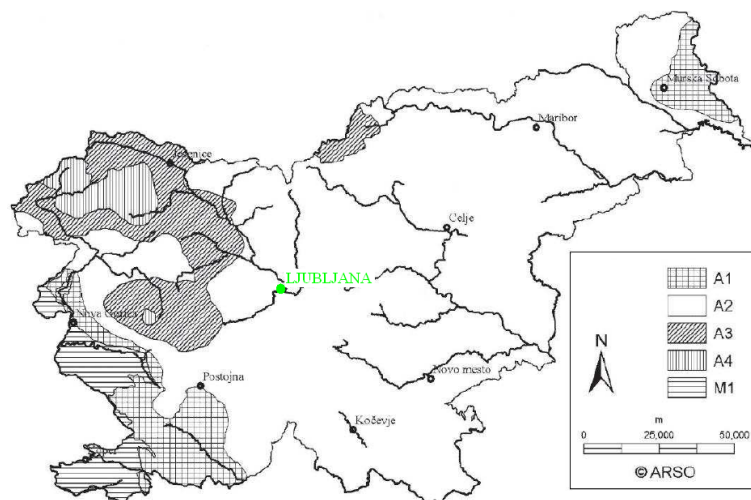
Obtežba snega deluje v vertikalni smeri na vodoravno projekcijo strehe (glej sliko 26). Njen položaj in porazdelitev na strehi je določen, zato jo upoštevamo kot nepomično spremenljivo obtežbo.

Velikost obtežbe snega izračunamo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-3: 2004.



Slika 26: Prikaz smeri delovanja obtežbe snega na konstrukcijo

Karakteristično obtežbo snega na tleh s_k določimo s pomočjo karte, ki je podana v nacionalnem dodatku k prej omenjenemu standardu. Iz karte ugotovimo, da obravnavan objekt leži v coni A2 (glej sliko 27).



Slika 27: Obtežba snega na nadmorski višini A (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)

Ob poznani nadmorski višini lokacije objekta ($A \approx 300$ m) izračunamo karakteristično obtežbo snega na tleh:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2. \quad (3.1)$$

Za trajna/začasna projektna stanja izračunamo obtežbo snega na strehi z izrazom:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k. \quad (3.2)$$

Pri tem je μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega, C_e je koeficient izpostavljenosti, C_t pa je toplotni koeficient.

Oblikovni koeficient μ_i je odvisen od geometrije in naklona strehe. Določimo ga s pomočjo preglednice 5. Pri tem podane vrednosti veljajo le, če sneg lahko zdrsne s strehe. V primeru nameščenih snegobranov oziroma drugih ovir (v našem primeru ravna streha) je potrebno upoštevati $\mu_i \geq 0,8$. V preglednici 5 je μ_1 osnovni oblikovni koeficient za nenakopičen sneg, μ_2 pa osnovni oblikovni koeficient za nakopičen sneg.

Preglednica 5: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

Nagib strehe α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	/

Ker je streha obravnavanega objekta ravna, iz preglednice 5 odčitamo oblikovni koeficient $\mu_1 = 0,8$.

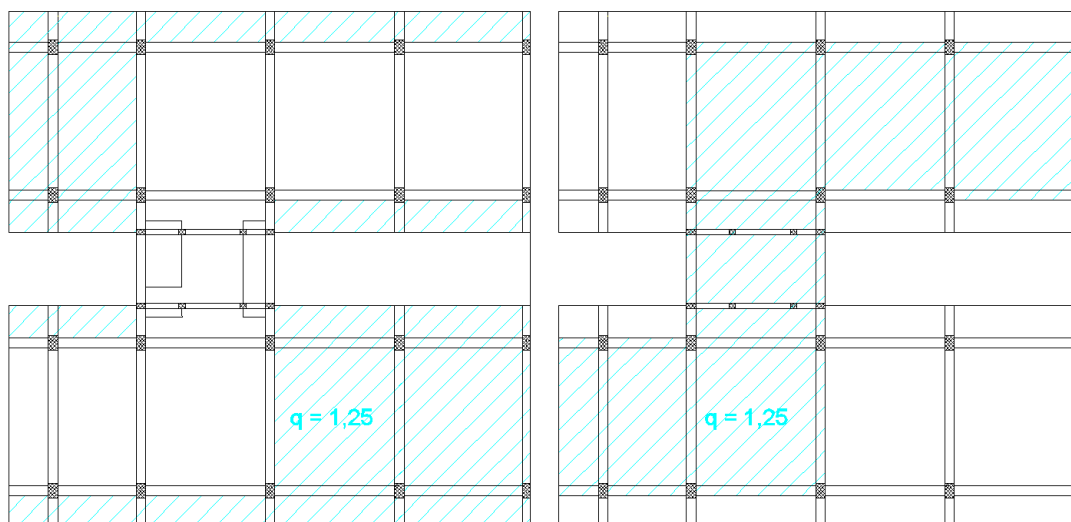
Obravnavan objekt leži na običajnem terenu, zato upoštevamo za koeficient izpostavljenosti priporočeno vrednost $C_e = 1,0$.

S toplotnim koeficientom C_t upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$). V obravnavanem primeru upoštevamo $C_t = 1,0$.

Obtežba snega na strehi brez kopičenja torej znaša:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 1,21 \text{ kN/m}^2 \approx 1,25 \text{ kN/m}^2$$

Na sliki 28 prikazujemo razporeditev obtežbe snega na strehi brez kopičenja.



Slika 28: Razporeditev obtežbe snega brez kopičenja na poziciji P500 (slika levo) in P400 (slika desno)

V četrti etaži objekta (pozicija P400) se nahaja terasa, t.i. del strehe, ki meji na višji del objekta, zato moramo upoštevati, da se lahko sneg na terasi z vetrom kopiči. Oblikovni koeficient μ_w in dolžino snežnega nanosa l_s (glej sliko 29) določimo z naslednjima izrazoma:

$$\mu_1 = 0,8 \quad (3.3)$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad \text{z omejitvijo: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 4,0 \quad (3.4)$$

$$\mu_{2,1} = 0 + 4,17 = 4$$

$$\mu_{2,2} = 0 + 1,48 = 1,48$$

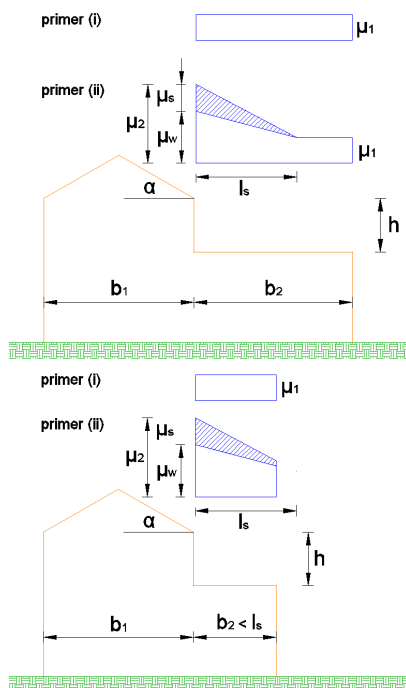
$$\mu_s = 0 \quad \text{za } \alpha \leq 15^\circ \quad (3.5)$$

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} \quad (3.6)$$

$$\mu_{w,1} = \frac{16 + 15,7}{2 \cdot 3,8} = 4,17 \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 3,8}{1,51} = 5,03$$

$$\mu_{w,2} = \frac{2,15 + 9,05}{2 \cdot 3,8} = 1,48 \leq \frac{\gamma \cdot h}{s_k} = \frac{2 \cdot 3,8}{1,51} = 5,03$$

$$L_s = 2h = 2 \cdot 3,8 = 7,6 \text{ m} \quad \text{z omejitvijo: } 5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m} \quad (3.7)$$



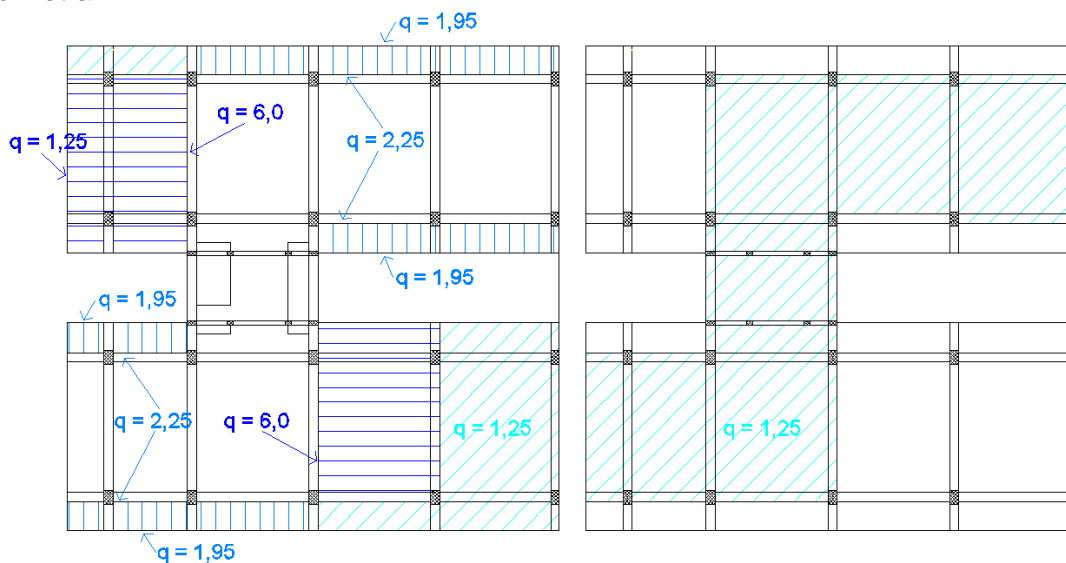
Slika 29: Oblikovni koeficient obtežbe snega za strehe, ki mejijo na višje objekte (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 19)

Tako je na terasah obtežba snega sledeča:

- ob oviri: $s_1 = 4,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
 $s_2 = 1,48 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 2,25 \text{ kN/m}^2$

- stran od ovire: $s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 1,21 \text{ kN/m}^2 \approx 1,25 \text{ kN/m}^2$

Na sliki 30 prikazujemo razporeditev obtežbe snega na strehi še v primeru kopičenja snega zaradi vetra.



Slika 30: Razporeditev obtežbe snega zaradi kopičenja na poziciji P400 (slika levo) in P500 (slika desno)

3.4 Obtežba vetra

Obtežba vetra deluje neposredno na objekt, in sicer kot tlak ali srk na zunanje površine. Je dinamična obtežba (se spreminja s časom), pri računu pa jo upoštevamo kot konstantno statično obtežbo. Ker običajno objekti niso popolnoma nepropustni, je potrebno upoštevati tudi posredne vplive vetra na notranje površine.

Zaradi vpliva vetra se lahko na površini pojavi tudi sila trenja, vendar le v primeru, kadar veter deluje na velike površine objekta. Dejanske sile vetra, ki jih pri računu upoštevamo, so enakovredne skrajnim učinkom turbulentnega vetra.

Obtežbo vetra določimo v skladu z določili standarda SIST EN 1991-1-4: 2005.

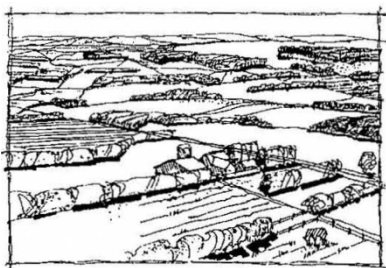
3.4.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovno hitrost vetra v_b izračunamo s pomočjo enačbe (SIST EN 1991-1-4: 2005 točka 4.2 (2)P):

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.8)$$

V enačbi (3.8) je C_{dir} smerni faktor (priporočena vrednost je 1,0), C_{season} je faktor letnega časa (priporočena vrednost je 1,0), $v_{b,0}$ pa je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra.

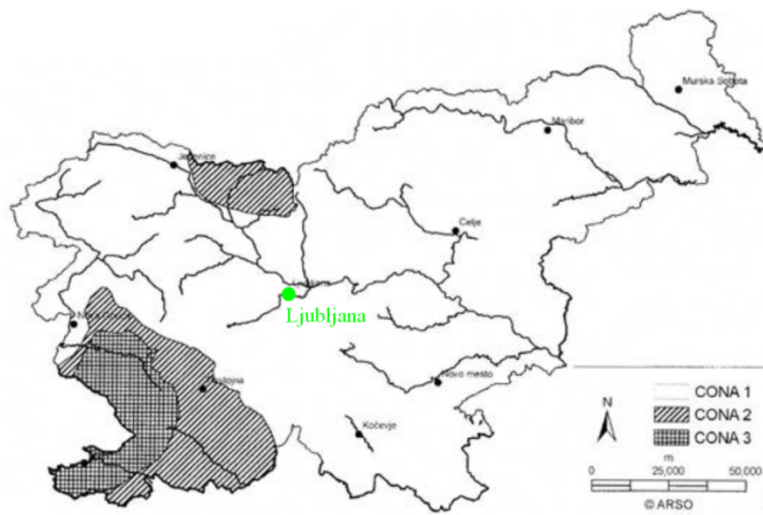
Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ je določena kot 10 minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer delovanja in letni čas, ki deluje na višini 10 m nad terenom, uvrščenim v kategorijo II (glej sliko 31). Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ odčitamo iz karte v nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-4: 2005 (glej sliko 32).



Kategorija terena II

Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir.

Slika 31: Shematski prikaz kategorije terena tipa II (SIST EN 1991-1-4:2005, dodatek A str. 79)



Slika 32: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5)

V skladu s sliko 32 je Slovenija razdeljena na tri vetrovne cone. Glede na nadmorsko višino terena so temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra sledeče:

- Cona 1 (večina Slovenije)
 - 20 m/s pod 800 m
 - 25 m/s od 800 m do 1600 m
 - 30 m/s od 1600 m do 2000 m
 - 40 m/s nad 2000 m
- Cona 2 (Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke)
 - 25 m/s pod 1600 m
 - 30 m/s 1600 m do 2000 m
 - 40 m/s nad 2000m
- Cona 3 (Primorje, Kras in del Vipavske doline)
 - 30 m/s

Kot smo že predhodno omenili, se obravnavan objekt nahaja v Ljubljani, kjer je nadmorska višina okrog 300 m. Iz karte (slika 32) odčitamo vrednost $v_{b,0} = 20$ m/s.

Osnovna hitrost vetra torej je:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}$$

3.4.2 Največji tlak pri sunkih vetra

Najpomembnejše karakteristike konstrukcije pri delovanju vetra so velikost, oblika in dinamične lastnosti. S pomočjo izrazov iz standarda SIST EN 1991-1-4: 2005 izračunamo tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra q_p , ki je odvisen od vetrne klime, hrapavosti in hribovitosti terena ter referenčne višine z_e .

Tlak pri največji hitrosti vetra $q_p(z)$ na višini z , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti, izračunamo z naslednjo enačbo (SIST EN 1991-1-4: 2005 točka 4.5 (1)):

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (3.9)$$

Pri tem je ρ gostota zraka (priporočena vrednost je $1,25 \text{ kg/m}^3$), $c_e(z)$ je faktor izpostavljenosti, q_b pa je osnovni tlak vetra.

Osnovni tlak vetra izračunamo z enačbo:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 = 250 \text{ kg/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2, \quad (3.10)$$

faktor izpostavljenosti pa z enačbo:

$$c_e(z) = 1 + [7 \cdot \frac{k_l \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r}] \cdot c_0^2 \cdot c_r. \quad (3.11)$$

V enačbi (3.11) je k_l turbolenčni faktor, k_r je faktor terena, c_0 je faktor oblike terena, c_r pa je faktor hrapavosti.

Za vrednost turbolenčnega faktorja k_l upoštevamo priporočeno vrednost $k_l = 1,0$.

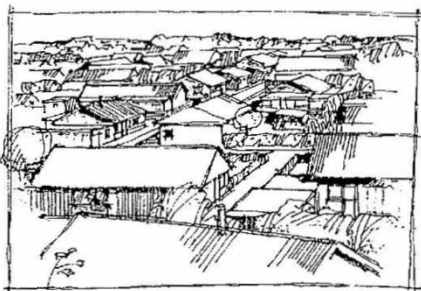
Faktor terena k_r izračunamo z enačbo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215. \quad (3.12)$$

Pri tem je z_0 hrapavostna dolžina ($z_{0,II}$ je hrapavostna dolžina za kategorijo terena II), vrednosti parametra pa navajamo v preglednici 6. Upoštevamo, da se obravnavan objekt nahaja na področju, ki ga uvrstimo v kategorijo terena III (glej sliko 33).

Preglednica 6: Kategorije terena in terenski parametri (SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 4.1)

Kategorija terena		z_0 (m)	Z_{\min} (m)
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarjenim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	Področje z nizkim rastjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0,05	2
III	Področja z običajnim rastlinjem ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV	Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami, s povprečno višino več kot 15 m	1	10



Kategorija terena III
Področja z običajnim rastlinjem ali s posameznimi ovirami
na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje,
stalni gozd)

Slika 33: Shematski prikaz kategorije terena tipa III (SIST EN 1991-1-4:2005, dodatek A str. 79)

Za faktor oblike terena c_0 , s katerim upoštevamo spremembo topografije, upoštevamo vrednost $c_0 = 1,0$.

Faktor hrapavosti c_r na višini z izračunamo z enačbo (SIST EN 1991-1-4: 2005 točka 4.3.2 (1)):

$$c_r = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right), & z \leq z_{min} \end{cases} \quad (3.13)$$

V enačbi (3.13) je z višina objekta in znaša 15,4 m, $z_{max} = 200$ m, vrednost parametra z_{min} pa odčitamo v preglednici 6. Torej:

$$z_{min} \leq z \leq z_{max} = 5 \text{ m} \leq 15,4 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{15,4}{0,3}\right) = 0,848 \quad (3.14)$$

Vrednost faktorja izpostavljenosti izračunana s pomočjo enačbe (3.11):

$$c_e(z) = 1 + \left[7 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,215}{1,0 \cdot 0,848}\right] \cdot 1,0^2 \cdot 0,848^2 = 1,996 \approx 2,0$$

Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra je torej enak (glej enačbo (3.9)):

$$q_p(z_e) = 2,0 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

3.4.3 Tlak vetra na zunanje ploskve

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

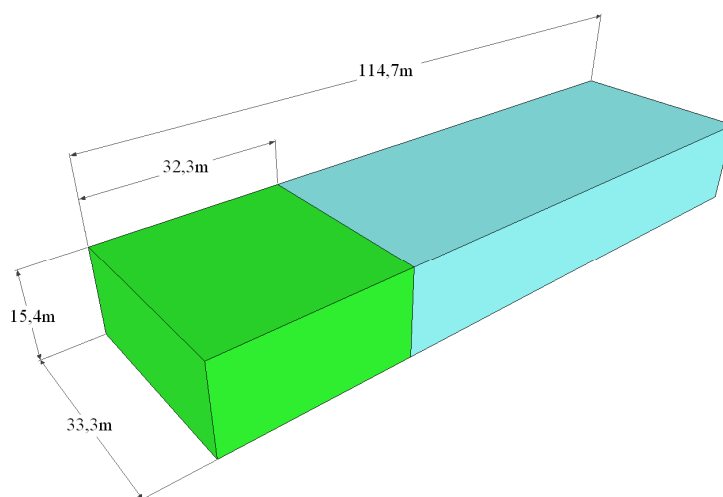
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.15)$$

kjer je $q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra (glej razdelek 3.4.2), z_e je referenčna višina objekta za zunanji tlak, c_{pe} pa je koeficient zunanjega tlaka. Le ta je odvisen od velikosti obtežene površine. Ločimo med koeficientom $c_{pe,1}$, ki ga uporabljamo pri določanju obtežbe vetra za manjša območja s površinami do 1 m^2 , ter koeficientom $c_{pe,10}$, ki ga uporabljamo pri analizi površin, večjih od 10 m^2 . Pri določanju obtežbe vetra za obravnavan objekt uporabljamo koeficient $c_{pe,10}$.

Tlak vetra, ki deluje na zunanje površine, upoštevamo s pozitivnim predznakom, medtem ko srk z negativnim. Objekt analiziramo v dveh pravokotnih smereh. Pri tem upoštevamo objekt, ki je sicer sestavljen iz treh enot, ki so medsebojno ločene z dilatacijami, kot celoto. V smeri osi X deluje veter prečno na smer objekta, v smeri osi Y pa vzporedno s smerjo objekta. Koeficiente c_{pe} podajamo ločeno za navpične stene objekta ter streho.

Pri analizi obtežbe vetra model konstrukcije nekoliko poenostavimo. Objekt ima v osrednjem delu atrije, vendar jih pri določitvi vplivov vetra zanemarimo. To lahko naredimo zato, ker so dimenzije atrijev v primerjavi z dimenzijami celotne konstrukcije majhne.

Celoten objekt je tlorisnih dimenzij $114,7 \text{ m} \times 33,3 \text{ m}$, obravnavana južna enota pa dimenzij $32,3 \text{ m} \times 33,3 \text{ m}$. Skupna višina objekta znaša $15,4 \text{ m}$ (glej sliko 34).



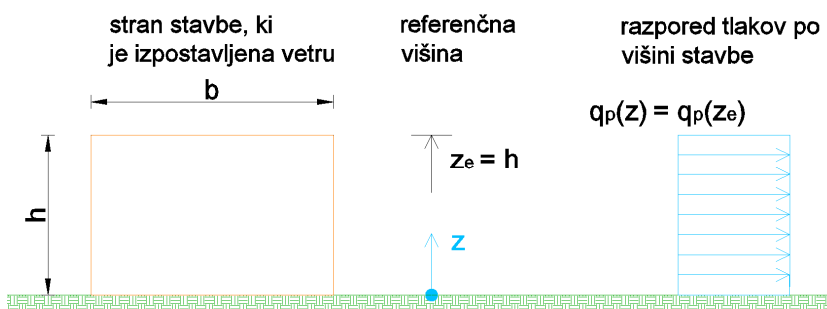
Slika 34: Shematski prikaz dimenzij celotnega objekta in obravnavane enote

3.4.3.1 Delovanje vetra v smeri osi X

3.4.3.1.1 Tlak vetra na navpične stene

Referenčno višino z_e za privetrne stene stavbe s pravokotnim tlorisom določimo na podlagi razmerja h/b . Pri tem je h najvišja višina objekta, b pa širina objekta, pravokotno na smer delovanja vetra.

Pri obravnavanem objektu velja $h = 15,4 \text{ m} \leq b = 114,7 \text{ m}$, zato so tlaki vetra po višini objekta konstantni (glej sliko 35).



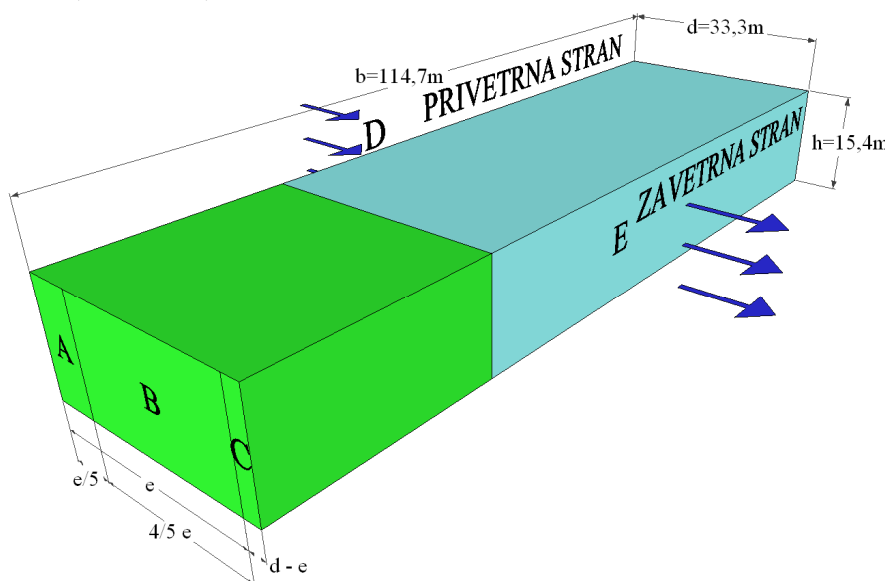
Slika 35: Razporeditev tlakov po višini objekta (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)

Navpične stene objekta razdelimo v cone od A do E (glej sliko 36). Pri tem moramo upoštevati velikost parametra e , ki ga določimo z naslednjim izrazom:

$$Z_e = h:$$

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 114,7 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 15,4 \text{ m} = 30,8 \text{ m} \end{array} \right. = 30,8 \text{ m}$$

$$e < d = 30,8 \text{ m} < 33,3 \text{ m}$$



Slika 36: Shematski prikaz razdelitve navpičnih sten po conah pri delovanju vetra v smeri osi X

Pri tem je d dimenzija objekta, vzporedna s smerjo delovanja vetra. Rezultate računa zberemo v preglednici 7.

Preglednica 7: Geometrijski podatki pri razdelitvi površin sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Podatki			Izračun		
h	15,4	m	e/5	6,16	m
b	114,7	m	4/5 e	24,64	m
d	33,3	m	d - e	2,5	m
e	30,8	m			

Vrednosti koeficientov $C_{pe,10}$ za posamezne cone odčitamo iz preglednice 7.1 v SIST EN 1991-1-4: 2005 v odvisnosti od razmerja h/d , za vmesne vrednosti pa uporabimo linearno interpolacijo. Rezultate predstavimo v preglednici 8.

Vrednost razmerja h/d :

$$h/d = \frac{15,4 \text{ m}}{33,3 \text{ m}} = 0,462 \quad (3.16)$$

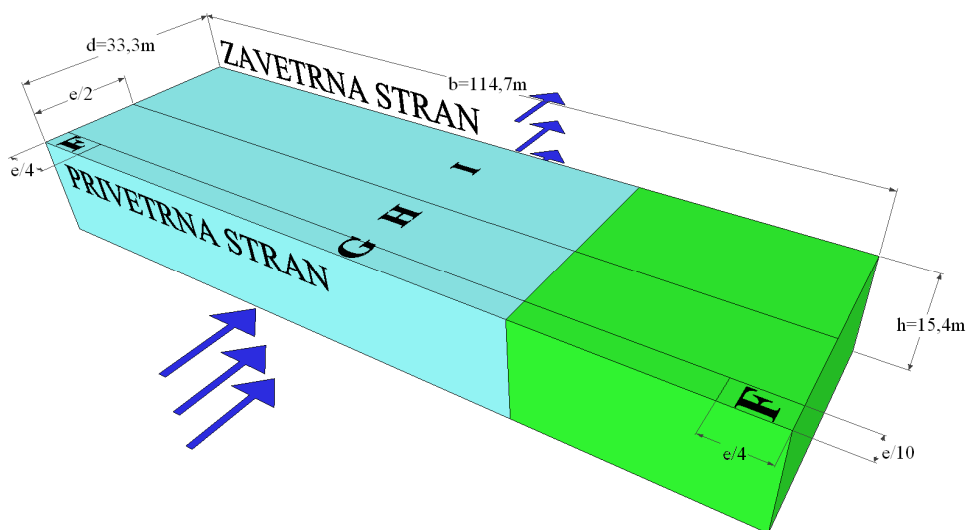
Preglednica 8: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	C_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = C_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2	0,5	-0,6
B	-0,8	0,5	-0,4
C	-0,5	0,5	-0,25
D	+0,728	0,5	+0,364
E	-0,356	0,5	-0,178

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.3.1.2 Tlak vetra na ravno streho

Streha obravnavanega objekta ima naklon 2,5°, zato jo v skladu s standardom obravnavamo kot ravno streho. V nadaljevanju površino strehe objekta razdelimo na cone od F do I (glej sliko 37).



Slika 37: Shematski prikaz razdelitve ravne strehe po conah pri delovanju vetra v smeri osi X

Rezultate računa predstavimo še v preglednici 9.

Preglednica 9: Geometrijski podatki za razdelitev površine ravne strehe v cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Podatki			Izračun		
h	15,4	m	e/4	7,7	m
b	114,7	m	e/10	3,08	m
d	33,3	m	e/2	15,4	m
e	30,8	m			

Vrednosti koeficientov $C_{pe,10}$ za posamezne cone odčitamo iz preglednice 7.1 v SIST EN 1991-1-4: 2005. Upoštevamo vrednosti za ostri kapni rob. Rezultate prikažemo v preglednici 10.

Preglednica 10: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	C_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = C_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	- 1,8	0,5	- 0,9
G	- 1,2	0,5	- 0,6
H	- 0,7	0,5	- 0,35
I	+ 0,2	0,5	+ 0,1
I	- 0,2	0,5	- 0,1

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.3.2 Delovanje vetra v smeri osi Y

3.4.3.2.1 Tlak vetra na navpične stene

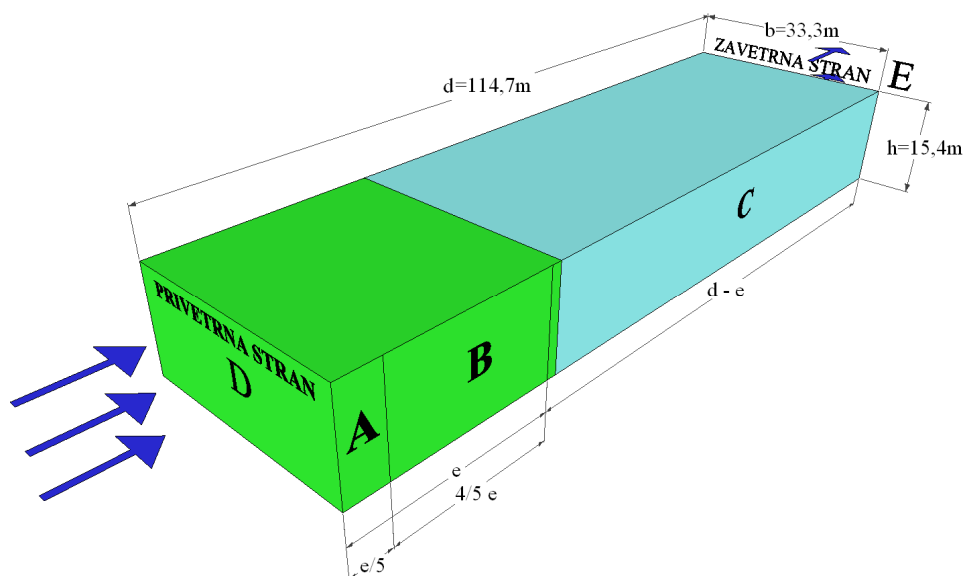
Razmerje med višino in širino objekta je $h = 15,4 \text{ m} \leq b = 33,3 \text{ m}$, tako da tudi v primeru delovanja vetra v smeri osi Y velja, da so tlaki vetra po višini objekta konstantni (glej sliko 35).

Navpične stene objekta razdelimo v cone od A do E (glej sliko 38). Pri tem moramo upoštevati velikost parametra e , ki ga določimo z naslednjim izrazom:

$$Z_e = h:$$

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 33,3 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 15,4 \text{ m} = 30,8 \text{ m} \end{array} \right. = 30,8 \text{ m}$$

$$e < d = 30,8 \text{ m} < 114,7 \text{ m}$$



Slika 38: Shematski prikaz razdelitve navpičnih sten po conah pri delovanju vetra v smeri osi Y

Pri tem je d dimenzija objekta, vzporedna s smerjo delovanja vetra. Rezultate računa zberemo v preglednici 11.

Preglednica 11: Geometrijski podatki pri razdelitvi površin sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi Y

Podatki			Izračun		
h	15,4	m	e/5	6,16	m
b	33,3	m	4/5 e	24,64	m
d	114,7	m	d - e	83,9	m
e	30,8	m			

Vrednosti koeficientov $C_{pe,10}$ za posamezne cone odčitamo iz preglednice 7.1 v SIST EN 1991-1-4: 2005 v odvisnosti od razmerja h/d . Rezultate predstavimo v preglednici 12.

Vrednost razmerja h/d :

$$h/d = \frac{15,4 \text{ m}}{114,7 \text{ m}} = 0,134$$

Preglednica 12: Koeficienti zunanega tlaka in obežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

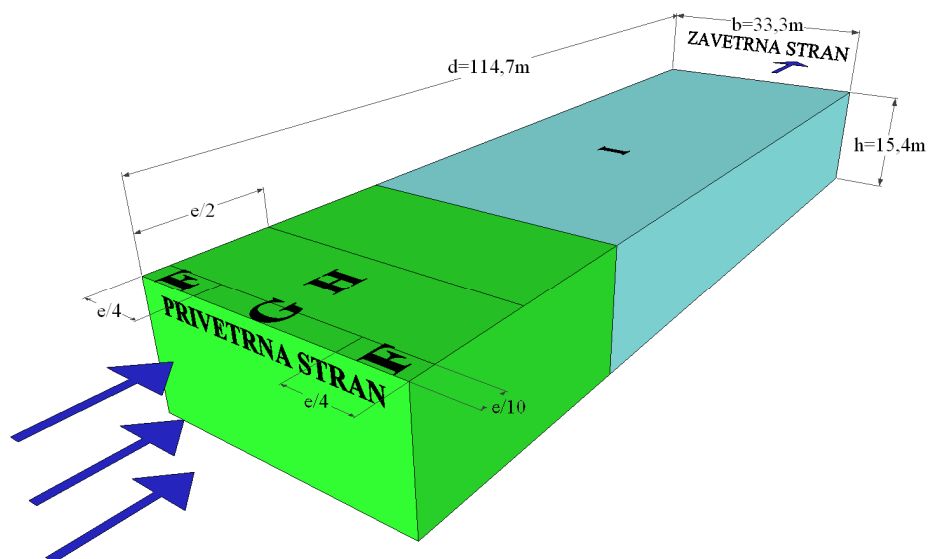
Cona	C_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = C_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	- 1,2	0,5	- 0,6
B	- 0,8	0,5	- 0,4
C	- 0,5	0,5	- 0,25
D	+ 0,7	0,5	+ 0,35
E	- 0,3	0,5	- 0,15

+ Pritisk

- Srk

3.4.3.2.2 Tlak vetra na ravno streho

Streha obravnavanega objekta ima naklon $2,5^\circ$, zato jo v skladu s standardom obravnavamo kot ravno streho. V nadaljevanju površino strehe objekta razdelimo na cone od F do I (glej sliko 39).



Slika 39: Shematski prikaz razdelitve ravne strehe po conah pri delovanju vetra v smeri osi Y

Rezultate računa predstavimo še v preglednici 13.

Preglednica 13: Geometrijski podatki za razdelitev površine ravne strehe v cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Podatki			Izračun		
h	15,4	m	e/4	7,7	m
b	33,3	m	e/10	3,08	m
d	114,7	m	e/2	15,4	m
e	30,8	m			

Vrednosti koeficientov $C_{pe,10}$ za posamezne cone prav tako odčitamo iz preglednice 7.1 v SIST EN 1991-1-4: 2005. Upoštevamo vrednosti za ostri kapni rob. Rezultate prikažemo v preglednici 14.

Preglednica 14: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	C_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = C_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-1,8	0,5	-0,9
G	-1,2	0,5	-0,6
H	-0,7	0,5	-0,35
I	+0,2	0,5	+0,1
I	-0,2	0,5	-0,1

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.4 Tlak vetra na notranje ploskve

Tlak vetra w_i na notranje ploskve izračunamo z naslednjo enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.2 (2)):

$$W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}. \quad (3.17)$$

Pri tem je $q_p(z_i)$ tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra, c_{pi} pa je koeficient notranjega tlaka.

Notranje tlake računamo v odvisnosti od najbolj neugodnih kombinacij možnih odprtin (okna, vrata, prezračevalni jaški, ipd.) in prepustnosti ovoja. V obravnavanem primeru je zelo težko napovedati delež odprtin v ovoju stavbe, saj se natančen raspored in velikost poslovnih oz. trgovskih prostorov definira po zaključku gradnje objekta. Zato upoštevamo najugodnejši koeficient notranjega tlaka c_{pi} izmed vrednosti + 0,2 in – 0,3. Izbrane vrednosti prikazujemo v preglednici 15.

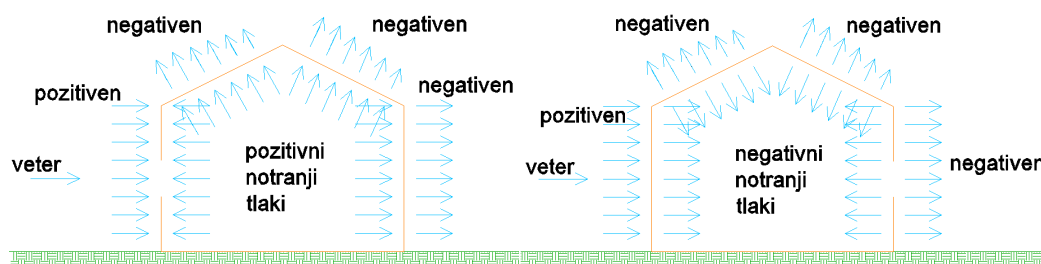
Preglednica 15: Koeficienta notranjega tlaka in obtežbi vetra na notranje površine stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005 str. 45, opomba 2)

Cona	c_{pi}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
vse	+ 0,2	0,5	+ 0,1
vse	– 0,3	0,5	– 0,15

+ Pritisk	– Srk
-----------	-------

3.4.5 Skupni tlak vetra na ovoj stavbe

Ker delujeta zunanji in notranji tlak vetra na ovoj stavbe istočasno, moramo poiskati najbolj neugodno kombinacijo vetrne obtežbe. Pri tem vplive bodisi seštevamo ali odštevamo. Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov na ovoj stavbe shematsko prikazujemo na sliki 40.



Slika 40: Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov na ovoj stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005 slika 5.1)

3.4.5.1 Delovanje vetra v smeri osi X

3.4.5.1.1 Skupni tlak vetra na navpične stene

Izračun skupnega tlaka vetra za navpične stene prikazujemo v preglednici 16 in 17.

Preglednica 16: Prvi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,6	0,1	- 0,7
B	- 0,4	0,1	- 0,5
C	- 0,25	0,1	- 0,35
D	+ 0,364	0,1	+ 0,264
E	- 0,178	0,1	- 0,278

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

Preglednica 17: Drugi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,6	- 0,15	- 0,45
B	- 0,4	- 0,15	- 0,25
C	- 0,25	- 0,15	- 0,10
D	+ 0,364	- 0,15	+ 0,514
E	- 0,178	- 0,15	- 0,028

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.5.1.2 Skupni tlak vetra na ravno streho

Izračun skupnega tlaka vetra za ravno streho prikazujemo v preglednici 18 oziroma 19.

Preglednica 18: Prvi primer sočasnega učinka zunanjskega in notranjskega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,9	0,1	- 1,0
G	- 0,6	0,1	- 0,7
H	- 0,35	0,1	- 0,45
I	+ 0,1	0,1	0,0
I	- 0,1	0,1	- 0,2

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

Preglednica 19: Drugi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,9	- 0,15	- 0,75
G	- 0,6	- 0,15	- 0,45
H	- 0,35	- 0,15	- 0,2
I	+ 0,1	- 0,15	+ 0,25
I	- 0,1	- 0,15	- 0,05

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.5.2 Delovanje vetra v smeri osi Y

3.4.5.2.1 Skupni tlak vetra na navpične stene

Izračun skupnega tlaka vetra za navpične stene prikazujemo v preglednici 20 in 21.

Preglednica 20: Prvi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,6	0,1	- 0,7
B	- 0,4	0,1	- 0,5
C	- 0,25	0,1	- 0,35
D	+ 0,35	0,1	+ 0,25
E	- 0,15	0,1	- 0,25

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

Preglednica 21: Drugi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	- 0,6	- 0,15	- 0,45
B	- 0,4	- 0,15	- 0,25
C	- 0,25	- 0,15	- 0,10
D	+ 0,35	- 0,15	+ 0,5
E	- 0,15	- 0,15	0,0

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.5.2.2 Skupni tlak vetra na ravno streho

Izračun skupnega tlaka vetra za ravno streho prikazujemo v preglednici 22 oziroma 23.

Preglednica 22: Prvi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,9	0,1	- 1,0
G	- 0,6	0,1	- 0,7
H	- 0,35	0,1	- 0,45
I	+ 0,1	0,1	0,0
I	- 0,1	0,1	- 0,2

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

Preglednica 23: Drugi primer sočasnega učinka zunanjega in notranjega tlaka vetra na ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	- 0,9	- 0,15	- 0,75
G	- 0,6	- 0,15	- 0,45
H	- 0,35	- 0,15	- 0,2
I	+ 0,1	- 0,15	+ 0,25
I	- 0,1	- 0,15	- 0,05

+ Pritisk	- Srk
-----------	-------

3.4.6 Učinek trenja vetra na ovoj objekta

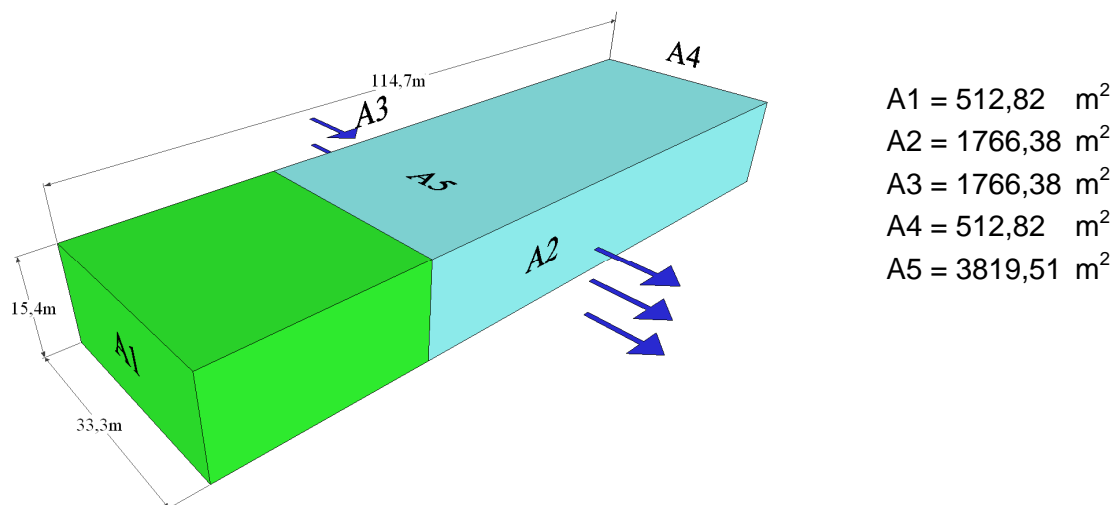
Sile trenja vetra na ovoj objekta določimo z enačbo:

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{tr}, \quad (3.18)$$

kjer je c_{tr} koeficienta trenja, A_{tr} pa referenčna površina ovoja.

Obraunavan objekt ima v primeru delovanja vetra v smeri osi Y velike ploskve, ki so vzporedne z vetrom, zato moramo upoštevati tudi sile na ovoj, ki so posledica trenja vetra. V primeru delovanja vetra v smeri osi X pa so površine bistveno manjše, zato lahko v tem primeru učinek trenja vetra na ovoj zanemarimo. To potrdimo z računom, ki ga podajamo v nadaljevanju.

3.4.6.1 Delovanje vetra v smeri osi X



Slika 41: Shematski prikaz ploskev objekta

$$A_{\text{vzporedno}} = A1 + A4 + A5 = 512,82 \text{ m}^2 + 512,82 \text{ m}^2 + 3819,51 \text{ m}^2 = 4845,14 \text{ m}^2 \quad (3.19)$$

$$A_{\text{pravokotno}} = A3 + A2 = 1766,38 \text{ m}^2 + 1766,38 \text{ m}^2 = 3532,76 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}} \quad (3.20)$$

$$4845,14 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 3532,76 \text{ m}^2 = 14131,04 \text{ m}^2$$

Račun nam potrjuje, da lahko v primeru delovanja vetra v smeri osi X učinek trenja zanemarimo.

3.4.6.2 Delovanje vetra v smeri osi Y

Koeficient trenja c_{tr} za stene in streho podajamo v preglednici 24.

Preglednica 24: Koeficienti trenja c_{tr} za stene, parapete in strehe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 55)

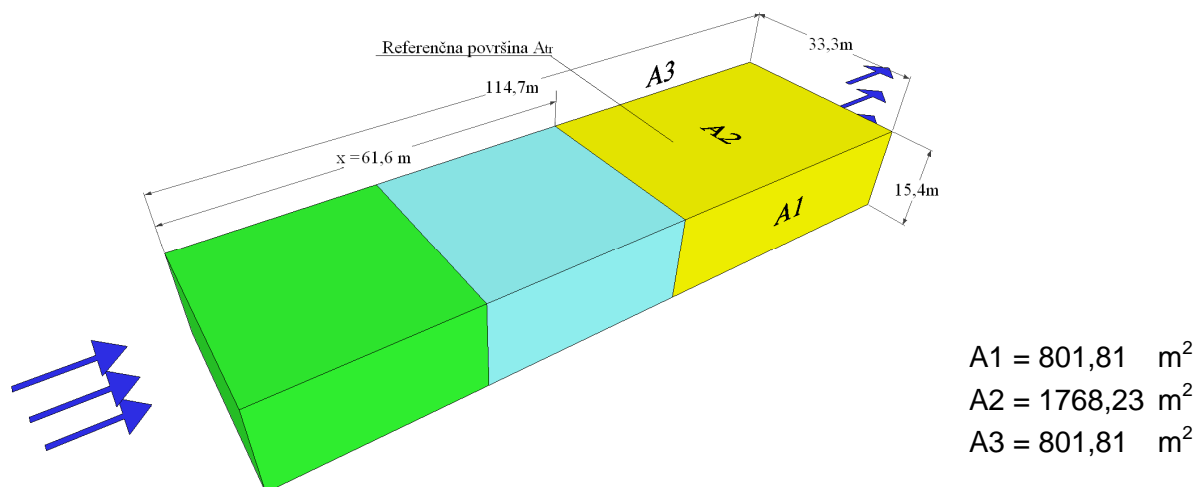
Ploskev	Koeficienti trenja c_{tr}
Gladka (npr. jeklo, gladek beton)	0,01
Hrapava (npr. hrapav beton, bituminizirane površine)	0,02
Zelo hrapava (npr. gube, rebra, pregibi)	0,04

Sile trenja upoštevamo na tistem delu ovoja stavbe, ki je oddaljen od privetnega kapu ali vogala za manj od $2b$ oziroma $2h$.

Določitev razdalje od kapnega robu in vogala:

$$x = \min \begin{cases} 2 \cdot b = 2 \cdot 33,3 \text{ m} = 66,6 \text{ m} \\ 4 \cdot h = 4 \cdot 15,4 \text{ m} = 61,6 \text{ m} \end{cases} = 61,6 \text{ m}$$

Referenčno površino ovoja A_{tr} prikazujemo na sliki 42.



Slika 42: Referenčna površina pri trenju

Silo trenja na navpične stene izračunamo s pomočjo enačbe (3.18) in je enaka:

$$F_{tr} = 0,01 \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \cdot 801,81 \text{ m}^2 = 8,02 \text{ kN.}$$

Sila trenja na streho pa je:

$$F_{tr} = 0,02 \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1768,23 \text{ m}^2 = 17,68 \text{ kN.}$$

3.4.7 Sile vetra na konstrukcijo

Obraunavan objekt sestavljajo tri samostojne enote, ki so medsebojno ločene z dilatacijami. To pomeni, da veter učinkuje le na zunanji ovoj objekta, medtem ko so površine ob dilatacijah neobremenjene. Upoštevamo osnovno predpostavko, da so površine, na katere učinkujejo sile vetra, dovolj toge, da lahko zanemarimo resonančna nihanja, ki nastanejo zaradi vetra.

Sile vetra, ki učinkujejo na konstrukcijo, izračunamo z vektorskim seštevanjem po posameznih konstrukcijskih elementih z naslednjim izrazom:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{elements} c_t \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.21)$$

Pri tem je $c_s c_d$ konstrukcijski faktor, ki upošteva vpliv časovno nedoločljivega nastopa končnih vetrnih tlakov in nihanj konstrukcije zaradi turbulence. V obraunavanem primeru upoštevamo $c_s c_d = 1,0$, saj je stavba nižja od 100 metrov, ter z višino, ki je manjša od štirikratne dolžine v smeri delovanja vetra. V enačbi (3.21) je c_t koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element, A_{ref} pa je referenčna površina posamezne ploskve ovoja stavbe.

Sile vetra F_w , ki delujejo na konstrukcijo, določimo z vektorskim seštevanjem zunanjih, notranjih in trenjskih sil, $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ in F_{tr} .

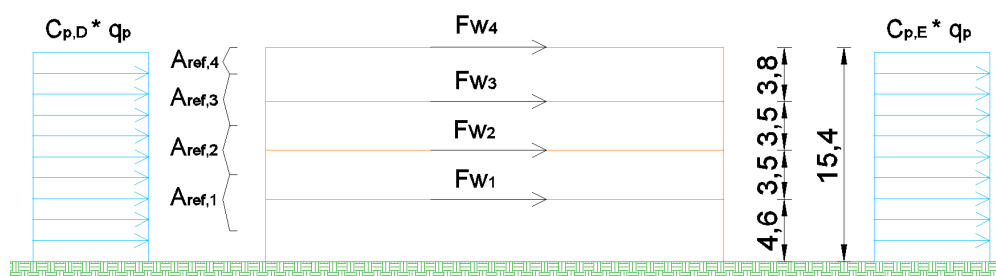
Zunanje sile:

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot \sum_{surfaces} W_e \cdot A_{ref} \quad (3.22)$$

Notranje sile:

$$F_{w,i} = C_s C_d \cdot \sum W_i \cdot A_{ref} \quad (3.23)$$

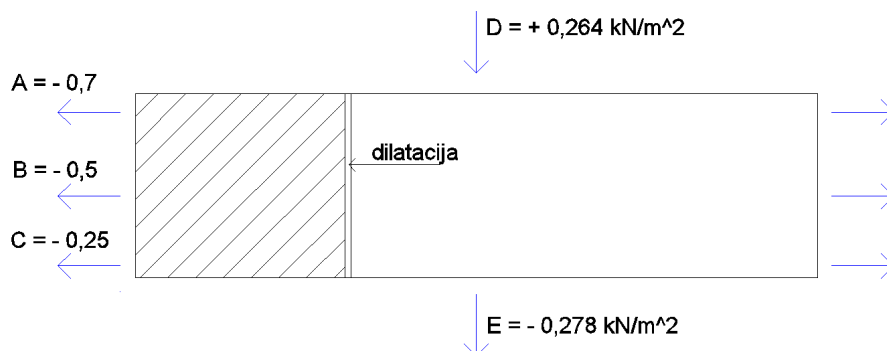
Sile vetra na konstrukcijo izračunamo za vsako etažo posebej, kar shematično prikazujemo na sliki 43.



Slika 43: Razdelitev sil vetra po etažah

3.4.7.1 Delovanje vetra v smeri osi X

V tem primeru upoštevamo sočasen vpliv zunanje in notranje tlaka vetra na navpične stene (glej preglednico 16). Rezultate prikazujemo v preglednici 25. Dodatno upoštevamo tudi srk vetra na navpični steni, ki je vzporedna s smerjo vetra in se ne dotika druge enote objekta. Vpliv trenjskih sil zanemarimo. Rezultate prikazujemo v preglednici 26.



Slika 44: Delovanje vetra v smeri osi X

Preglednica 25: Sile vetra po etažah v smeri osi X pri delovanju vetra v smeri osi X

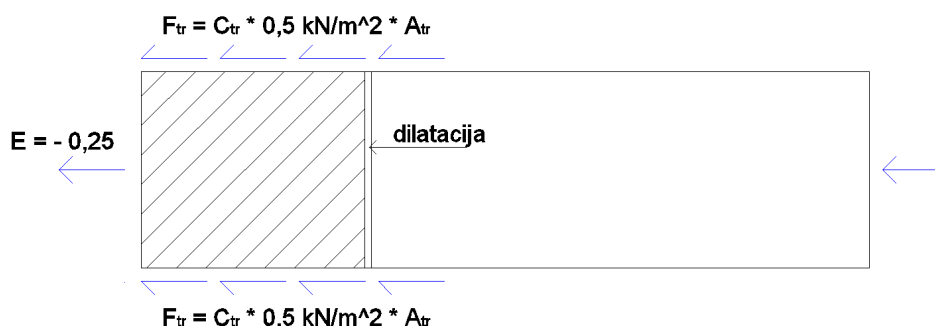
Etaža	$A_{ref,i} [m^2]$	$W_e = W_{e,D} + W_{e,E} [kN/m^2]$	$F_{w,i} [kN]$
4	61,37	0,542	33,26
3	117,89	0,542	63,89
2	113,05	0,542	61,27
1	130,82	0,542	70,90

Preglednica 26: Sile vetra po etažah v smeri osi Y pri delovanju vetra v smeri osi X

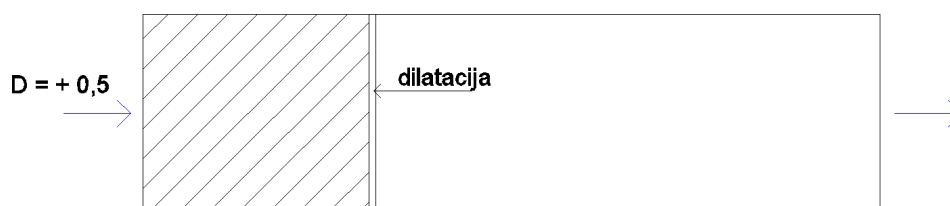
Etaža	$A_{ref,i} [m^2]$	$W_{e,A,B,C} [kN/m^2]$	$F_{w,i} [kN]$
4	63,27	0,525	33,21
3	121,54	0,525	63,80
2	116,55	0,525	61,18
1	134,86	0,525	70,80

3.4.7.2 Delovanje vetra v smeri osi Y

Predpostavimo, da veter deluje z desne strani (glej sliko 45). V tem primeru upoštevamo sočasen vpliv zunanjega in notranjega tlaka vetra na navpične stene ovoja ter tudi vpliv trenja vetra. Ko veter deluje z leve, trenjskih sil na obravnavani enoti objekta ni (glej sliko 46). Rezultate za primer delovanja vetra z desne strani prikazujemo v preglednici 27.



Slika 45: Delovanje vetra v smeri osi – Y



Slika 46: Delovanje vetra v smeri osi + Y

Preglednica 27: Sile vetra po etažah v smeri osi Y pri delovanju vetra v smeri osi Y (z desne)

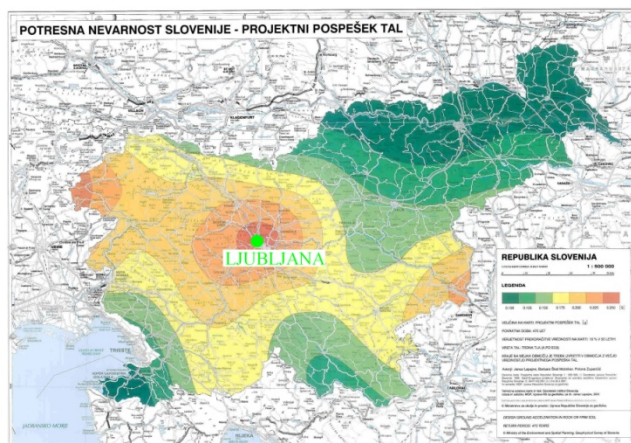
Etaža	$A_{ref,i} [m^2]$	$W_{e,D} [kN/m^2]$	$F_{w,i} [kN]$
4	63,27	0,5	31,64
3	121,54	0,5	60,77
2	116,55	0,5	58,28
1	134,86	0,5	67,43

3.5 Potresna obtežba

Potresna obtežba predstavlja nihanje tal. Obseg in velikost potresnega vpliva na objekt je odvisen predvsem od lege objekta in zasnove nosilne konstrukcije objekta. Zato moramo konstrukcije, ki ležijo na potresno ogroženih območjih, projektirati tako, da se ob delovanju potresnih sil ne porušijo. Vendar pa hkrati dovolimo poškodbe, saj bi bilo običajne objekte v ekonomskem smislu iracionalno projektirati ne da bi prišlo do poškodb med potresom.

3.5.1 Parametri odvisni od lokacije stavbe

Projektni pospešek tal odčitamo iz karte potresne nevarnosti Slovenije (slika 47). Za območje Ljubljane znaša $a_g = 0,25$ g.



Slika 47: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO 2001)

Iz razpoložljive projektne dokumentacije ugotovimo, da objekt stoji na tleh tipa D, za katera je značilno, da so sestavljena iz sedimentov rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdih vezljivih zemljin. Iz preglednice 28 odčitamo vrednosti nihajnih časov T_B , T_C , T_D ter faktor tal S , ki jih potrebujemo za določitev elastičnega spektra pospeškov.

Preglednica 28: Vrednosti parametrov za določitev elastičnega spektra odziva (SIST EN 1998-1:2005, str. 33)

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

3.5.2 Tip konstrukcije in faktor obnašanja

Obravnava objekt uvrstimo v II. kategorijo pomembnosti glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenja ljudi (preglednica 29).

Preglednica 29: Kategorije pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1: 2005, str. 45)

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

Za kategorijo pomembnosti II je vrednost $\gamma = 1,00$.

Nosilna konstrukcija obravnavanega objekta je v celoti iz armiranega betona. Glede na njeno predvideno obnašanje pri potresni obtežbi jo uvrstimo med okvirne sisteme.

Faktor obnašanja q izračunamo z enačbo (SIST EN 1998-1: 2006, str. 67):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5, \quad (3.24)$$

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, s faktorjem k_w pa upoštevamo prevladujoč način rušenja. Vrednost faktorja k_w je za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme enaka 1,0.

Nosilna konstrukcija obravnavanega dela objekta po višini ni pravilna, saj se tlorisne dimenzije v četrti etaži zmanjšajo za več kot 20% glede na tretjo etažo. Prav tako je tudi togost v prvi etaži zaradi AB stene v jedru konstrukcije večja kot v naslednjih etažah.

Vrednost faktorja q_0 odčitamo v preglednici 30 ter ga zaradi nepravilnosti konstrukcije po višini zmanjšamo za 20%.

Preglednica 30: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1: 2006, str. 67)

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

Nosilno konstrukcijo objekta moramo projektirati tako, da je sposobna sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja. Tako obravnavan objekt uvrstimo v srednji razred duktilnosti (DCM).

Za razmerje $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ upoštevamo vrednost 1,3. Ta vrednost velja za večetažne okvirje z več polji ali večetažne mešane sisteme, ki so ekvivalentni okvirnemu.

Vrednost faktorja obnašanja q torej je (glej enačbo 3.24):

$$q = 0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,12.$$

3.5.3 Mase konstrukcije po etažah

Pri določanju projektnega potresnega vpliva moramo v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2004 upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami. Določimo jih z naslednjo kombinacijo vplivov (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.4(2)P):

$$W = G + \sum_i (\Psi_{Ei} \cdot Q_{Ki}), \quad (3.25)$$

kjer je G karakteristična vrednost stalne obtežbe, Q_{Ki} je karakteristična vrednost i -te spremenljive obtežbe, Ψ_{Ei} pa je koeficient za kombinacijo in ga izračunamo po naslednji enačbi (SIST EN 1998-1: 2004 točka 4.2.4(2)P):

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i}. \quad (3.26)$$

Pri tem je φ koeficient, ki je odvisen od zasedenosti posamezne etaže ter vrste spremenljivega vpliva, Ψ_{2i} pa je koeficient za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva. Vrednosti koeficienta Ψ_{2i} za posamezne površine obravnavanega objekta odčitamo iz SIST EN 1990: 2004, preglednica A.1.1 v odvisnosti od namembnosti oziroma kategorije površine (glej razdelek 3.2). Vrednosti prikazujemo v preglednici 31.

Preglednica 31: Vrednosti koeficientov φ in Ψ_{2i} v odvisnosti od kategorije površine (SIST EN 1998-1:2004 preglednica 4.2)

Vrsta spremenljivega vpliva	Mesto delovanja	φ	Ψ_2
Sneg	Streha	/	0
	Terasa	/	0
Veter	Streha in navpične stene	/	0
Kategorija C5 Kategorija B	Terase	1	0,6
	Etaže (zasedene neodvisno)	0,5	0,3

V nadaljevanju v preglednicah od 32 do 35 prikazujemo izračun mase posameznih etaž.

Preglednica 32: Masa na poziciji P500

Lastna teža konstrukcijskih elementov:						
Plošča	364,52	m ²	76,55	m ³	1913,73	kN
Prečke			75,62	m ³	1890,38	kN
Stebri			12,56	m ³	313,88	kN
Skupaj					4117,98	kN
Lastna teža nekonstrukcijskih elementov:						
Preostala obtežba	364,52	m ²			637,91	kN
Koristna obtežba:						
Kategorija H	0,00	kN/m ²			0,00	kN
Skupaj					4755,89	kN
Skupaj [T]					484,80	ton

Preglednica 33: Masa na poziciji P400

Lastna teža konstrukcijskih elementov:						
Plošča	721,49	m ²	151,51	m ³	3787,80	kN
Prečke			120,56	m ³	3013,98	kN
Stebri			33,98	m ³	849,60	kN
Stopnišče	7,13	m ²	8,30	kN/m ²	59,14	kN
Skupaj					7710,51	kN
Lastna teža nekonstrukcijskih elementov:						
Fasada	2,00	kN/m	111,55	m	223,10	kN
Preostala obtežba					2139,65	kN
Zidane stene	8,00	kN/m	37,80	m	302,40	kN
Skupaj					2665,15	kN
Koristna obtežba:						
Kategorija B	0,45	kN/m ²	618,74	m ²	278,43	kN
Stopnišče	0,45	kN/m ²	7,13	m ²	3,20	kN
Skupaj					281,64	kN
Skupaj					10657,30	kN
Skupaj [T]					1086,37	ton

Preglednica 34: Masa na poziciji P300

Lastna teža konstrukcijskih elementov:						
Plošča	721,49	m ²	151,51	m ³	3787,80	kN
Prečke			119,98	m ³	2999,58	kN
Stebri			32,26	m ³	806,40	kN
Stopnišče	7,13	m ²	8,30	kN/m ²	59,14	kN
Skupaj					7652,91	kN
Lastna teža nekonstrukcijskih elementov:						
Fasada	2,00	kN/m	139,10	m	278,20	kN
Preostala obtežba					2346,63	kN
Zidane stene	8,00	kN/m	37,80	m	302,40	kN
Skupaj					2927,23	kN
Koristna obtežba:						
Kategorija B	0,45	kN/m ²	875,09	m ²	393,79	kN
Stopnišče	0,45	kN/m ²	7,13	m ²	3,21	kN
Skupaj					397,00	kN
Skupaj					10977,14	kN
Skupaj [T]					1118,97	ton

Preglednica 35: Masa na poziciji P200

Lastna teža konstrukcijskih elementov:						
Plošča	781,37	m ²	164,09	m ³	4102,17	kN
Prečke			127,38	m ³	3184,55	kN
Stebri			37,03	m ³	925,78	kN
Stopnišče	7,13	m ²	8,30	kN/m ²	59,14	kN
Skupaj					8271,64	kN
Lastna teža nekonstrukcijskih elementov:						
Fasada	2,00	kN/m	139,10	m	278,20	kN
Preostala obtežba					2692,34	kN
Zidane stene	8,00	kN/m	37,80	m	302,40	kN
Skupaj					3272,94	kN
Koristna obtežba:						
Kategorija B	0,45	kN/m ²	875,10	m ²	393,79	kN
Stopnišče	0,45	kN/m ²	7,13	m ²	3,21	kN
Skupaj					397,00	kN
Skupaj					11941,57	kN
Skupaj [T]					1217,29	ton

3.5.4 Projektni spekter odziva

Kot smo že omenili, mora biti nosilna konstrukcija v času delovanja potresnih sil sposobna sipati energijo, predvsem z duktilnim obnašanjem njenih konstrukcijskih elementov (prečke, stebri). Projektni spekter $S_d(T)$ za vodoravne komponente potresnega vpliva določimo z naslednjimi izrazi (SIST EN 1998-1: 2004 točka 3.2.2.5(4)P):

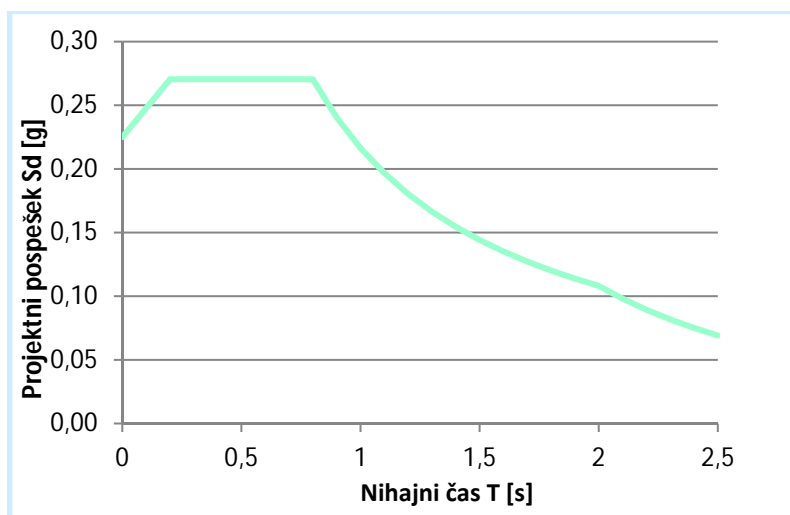
$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.27)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.28)$$

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

$$T_D \leq T \quad : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.30)$$

V enačbah (3.29) in (3.30) je β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru. Njegova vrednost je podana v nacionalnem dodatku in znaša $\beta = 0,2$. Upoštevamo, da je faktor obnašanja q enak tako za vzdolžno kot tudi za prečno smer objekta, kar pomeni, da je projektni spekter za obe analizirani smeri enak. Prikazujemo ga na sliki 48.



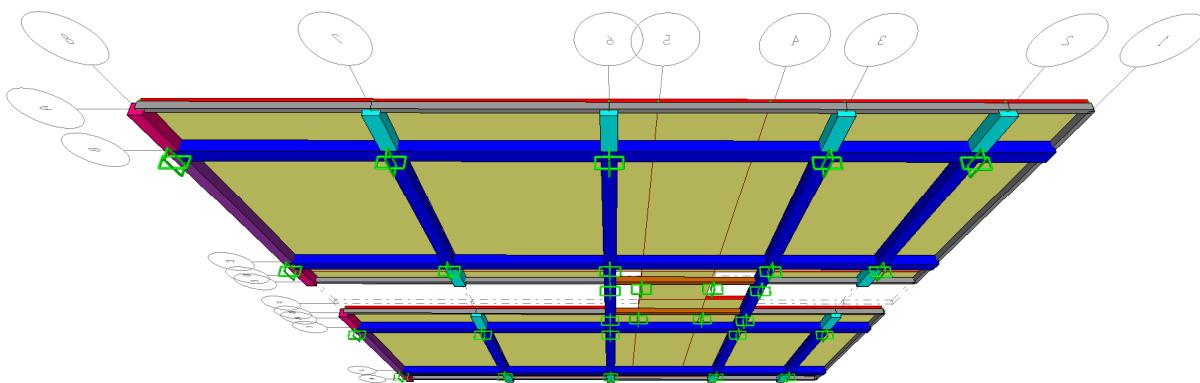
Slika 48: Projektni spekter za potresni vpliv

4 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE

V okviru diplomske naloge izdelamo dva računski modela nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Ločeno izdelamo ravninski model za analizo značilne medetažne konstrukcije ter prostorski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba računski modela.

4.1 Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije

Računski model za analizo stropne konstrukcije izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Stropno ploščo modeliramo s štirivozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa »*Shell - thin*«. Pri tem poskrbimo, da je velikost končnih elementov približno 1 x 1 m ter da vozlišča elementov sovpadajo v osrednjem delu plošče. To je pomembno zaradi zveznih prehodov rezultatov notranje statičnih količin po plošči. Ploščo podpremo z nosilci, ki potekajo pod ploščo. Modeliramo jih kot linijske elemente. Da dosežemo sodelovanje plošče in nosilcev imamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) na voljo dva postopka. Pri prvem postopku, ki je sicer nekoliko zamudnejši, z ukazom »*move*« premaknemo ravnino plošče, in sicer tako, da težiščna ravnina plošče sovpada z zgornjim robom nosilcev, nato pa ploščo s togimi vezmi povežemo z nosilci. To storimo tako, da vozlišča linijskih elementov za nosilce povežemo z vozlišči ploskovnih elementov za ploščo s pomočjo togih vezi z ukazom »*constraints/body*«. Pri drugem postopku pa nosilce prestavimo pod nivo plošče. Z ukazom »*frame/insertion point*« najprej prestavimo referenčno os nosilca na zgornji rob, in sicer tako, da izberemo možnost »*top center*«. Nato nosilec prestavimo v navpični smeri za polovico debeline plošče. Pri tem so že vsa vozlišča linijskih elementov za nosilce in ploskovnih končnih elementov za ploščo med seboj togo povezana. Na koncu pa nosilce na mestu stebrov še nepomično podpremo. Na sliki 49 prikazujemo računski model za ploščo z oznako pozicija P400.

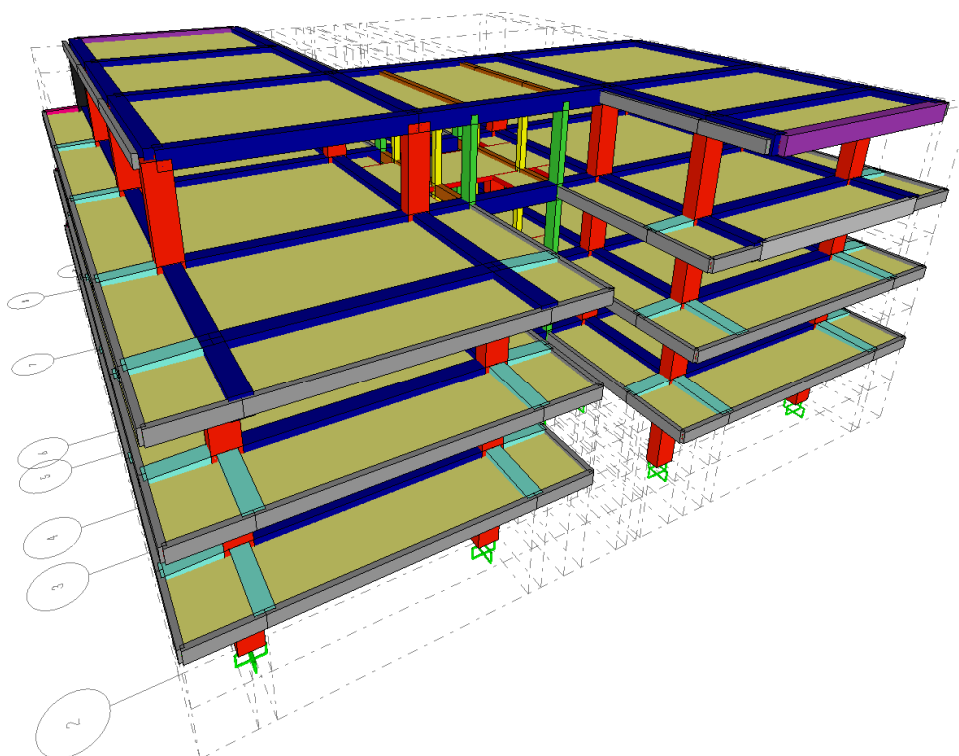


Slika 49: Računski model za pozicijo P400

V nadaljevanju podrobneje predstavimo še računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavanega objekta.

4.2 Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije

Tudi prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Model nam hkrati služi tudi za analizo potresnega vpliva. Računski model nosilne konstrukcije izdelamo brez kletne etaže, ker jo lahko uvrstimo med toge kleti, saj sestoji iz temeljne plošče, plošče na nivoju stropa kleti, ki deluje kot toga diafragma, ter iz zunanjih ter notranjih sten kleti. V tem primeru so kritični prerezi navpičnih nosilnih elementov nad stropom kleti. Stebre in grede modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Plošče in AB steni v pritličju pa modeliramo s štirivozličnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa »Shell«. Pri analizi potresnega vpliva dodatno upoštevamo razpokanost prečk, stebrov in sten. To storimo s polovično redukcijo upogibne in strižne togosti nerazpokanih prečnih prerezov. Pri definiranju materialnih karakteristik upoštevamo linearno obnašanje materiala. Nosilno konstrukcijo modeliramo tako, da so vsi elementi med seboj togo povezani. Model dodatno poenostavimo na ta način, da plošče in nosilce na nivoju etaž prestavimo v isto ravnino. S tem ne vplivamo na rezultate potresne analize oziroma na obremenitve v vertikalnih nosilnih elementih. Pri tem pa moramo ustrezno zmanjšati težo nosilcev zaradi prekrivanja površin s ploščo. Prostorski računski model nosilne konstrukcije prikazujemo na sliki 50.



Slika 50: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije

Iz programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) odčitamo mase posameznih konstrukcijskih elementov ter celotno maso konstrukcije ter jih primerjamo z masami, ki smo jih dobili pri »peš računu« (glej preglednico 36). Ugotovimo, da je skupna masa pri »peš računu« nekoliko manjša kot je upoštevana masa pri računskem modelu v programu. Razlika je najverjetneje posledica prekrivanja nosilnih elementov konstrukcije.

Preglednica 36: Primerjava med masami pri »peš računu« in masami iz programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009)

METODA					PEŠ RAČUN		SAP2000	
Lastna teža konstrukcijskih elementov:								
Plošča	2588,86	m ²	543,66	m ³	28247	kN	28861	kN
Prečke			443,54	m ³				
Stebri			142,66	m ³				
Stopnišče	21,38	m ²	8,30	kN/m ²	177,41	kN	177	kN
AB stena			10,50	m ³	262,50	kN	267	kN
Skupaj					28686,48	kN	29305	kN
Lastna teža nekonstrukcijskih elementov:								
Fasada	2,00	kN/m	389,75	m	779,50	kN	779,50	kN
Preostala obtežba					7816,53	kN	7816,53	kN
Zidane stene	8,00	kN/m	113,40	m	907,20	kN	907,20	kN
Skupaj					9503,23	kN	9503,23	kN
Koristna obtežba:								
Kategorija B	0,45	kN/m ²	2368,94	m ²	1066,02	kN	1066,02	kN
Stopnišče	0,45	kN/m ²	21,38	m ²	9,62	kN	9,62	kN
Skupaj					1075,64	kN	1075,64	kN
Skupaj					39265,36	kN	39883,87	kN
Skupaj [T]					4002,58	ton	4065,63	ton

4.2.1 Analiza lastnega nihanja konstrukcije

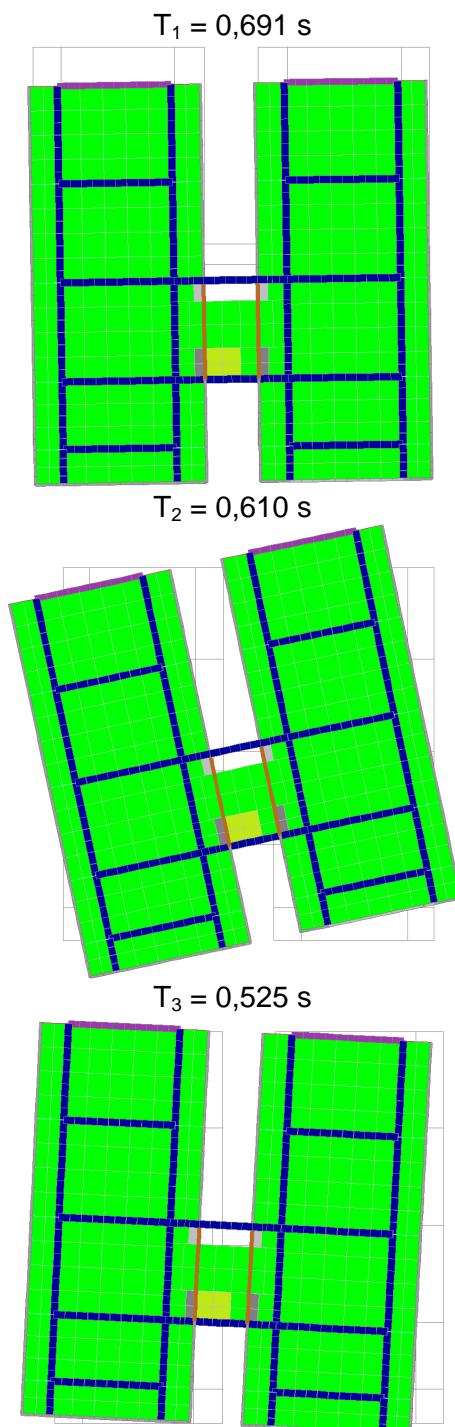
Analizo opravimo na predstavljenem prostorskem modelu v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Upoštevamo dvanajst nihajnih oblik (tri nihajne oblike za vsako etažo). V preglednici 37 navajamo vrednosti nihajnih časov za posamezne nihajne oblike ter pripadajoče smeri nihanja.

Preglednica 37: Vrednosti nihajnih časov [s] in pripadajoče smeri nihanja

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Smer nihanja
1	0,691	Translacijska Y
2	0,610	Torzijska
3	0,525	Translacijska X
4	0,240	Translacijska Y
5	0,216	Torzijska
6	0,184	Translacijska X
7	0,155	Torzijska
8	0,148	Translacijska Y
9	0,138	Torzijska
10	0,131	Torzijska
11	0,129	Translacijska Y
12	0,128	Translacijska X

Ugotovimo, da je prva oziroma osnovna nihajna oblika konstrukcije pretežno translacijska. Druga nihajna oblika je torzijska, zato moramo računsko preveriti, ali obstaja verjetnost, da je sistem torzijsko podajen. Vendar pa standard SIST EN 1998-1: 2005 navaja, da so okvirni sistemi torzijsko nepodajni, zato nam ni potrebno preverjati torzijske podajnosti konstrukcije.

Na sliki 51 prikazujemo prve tri nihajne oblike ter pripadajoče nihajne čase.



Slika 51: Prve tri nihajne oblike konstrukcije

5 PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA

Nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta projektiramo po metodi mejnih stanj, skladno s standardi SIST EN 1990: 2004. Pri tem pa razlikujemo med mejnim stanjem nosilnosti (MSN) in mejnim stanjem uporabnosti (MSU).

5.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN)

S projektiranjem na MSN zagotavljamo varnost ljudi in varnost konstrukcije. To storimo tako, da zagotovimo, da je nosilnost konstrukcije ali njenega dela (R_d) večja od projektne obremenitve (E_d). Formalno to zapišemo kot:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

5.1.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja

Pri projektiranju moramo stalne vplive G in spremenljive vplive Q faktorizirati z ustreznimi varnostnimi faktorji γ . Pri tem se moramo zavedati, da so varnostni faktorji za spremenljive vplive večji od varnostnih faktorjev za stalne vplive, zato ker skoraj nikoli z gotovostjo ne moremo napovedati dejanske velikosti in položaja spremenljivega vpliva. Če je konstrukcija izpostavljena večjemu številu spremenljivih vplivov, upoštevamo, da obstaja majhna verjetnost, da več spremenljivih vplivov učinkuje istočasno. To upoštevamo s tako imenovanim faktorjem za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov ψ .

Kombinacijo stalnih in spremenljivih vplivov za stalna projektna stanja zapišemo skladno s standardom SIST EN 1990: 2004 s sledečo formulo:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.2)$$

Delne varnostne faktorje navajamo v preglednici 38. Pri tem ugodni vpliv obravnavano količino zmanjšuje, neugodni vpliv pa jo povečuje.

Preglednica 38: Delni varnostni faktorji za vplive

Vrsta vpliva	Stalni vpliv γ_G	Spremenljivi vpliv γ_Q
Ugodni vpliv	1,0	0
Neugodni vpliv	1,35	1,5

V preglednici 39 prikazujemo še faktorje za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov (SIST EN 1990: 2004). Navajamo le faktorje, ki jih uporabljamo v analizi.

Preglednica 39: Faktorji za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov (SIST EN 1990: 2004 preglednica A.1.1)

Vrsta spremenljivega vpliva	Mesto delovanja	Ψ_0
Sneg	Streha, pohodna terasa, atrij	0,5
Veter	Streha in navpične stene	0,6
Koristna obtežba	Kategorija B (pisarne)	0,7
	Kategorija C5 (terase)	0,7
	Kategorija H (streha, nepohodne terase)	0

5.1.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacijo vplivov določimo skladno s standardom SIST EN 1990: 2004 z naslednjim izrazom:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.3)$$

Pri tem je A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva in jo določimo z naslednjo enačbo:

$$A_{Ed} = \gamma \cdot A_{Ek} \quad (5.4)$$

kjer je γ faktor pomembnosti, A_{Ek} pa je karakteristična vrednost potresnega vpliva.

Vrednosti faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva Ψ_2 smo podali že v preglednici 31 v razdelku 3.5.

Vodoravni komponenti potresnega vpliva v smeri X in Y lahko učinkujeta istočasno. To upoštevamo v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2005 z naslednjima izrazoma:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad \text{oziorama} \quad 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (5.5)$$

Pri tem je E_{Edx} učinek potresnega vpliva v smeri osi X, E_{Edy} pa učinek potresnega vpliva v smeri osi Y.

5.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU)

Pri projektiranju na MSU moramo v AB konstrukciji omejiti napetosti v betonu in armaturi. Omejiti moramo tudi povse konstrukcije in širino morebitnih razpok. S tem zagotavljamo delovanje konstrukcije ali konstrukcijskega elementa v normalnih pogojih, udobje ljudi ter primeren videz gradbenega objekta. Formalno to zapišemo kot pogoj (SIST EN 1990: 2004):

$$E_d \leq C_d, \quad (5.6)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, ki jih dobimo pri analizi konstrukcije glede na izbrano kombinacijo vplivov, C_d pa je mejna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti, ki ga določimo v dogovoru z naročnikom ali pa je določen skladno s standardom.

Pri projektiranju na MSU moramo upoštevati tri različne kombinacije vplivov skladno s standardom SIST EN 1990: 2004, in sicer:

i) Karakteristična kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.7)$$

ii) Pogosta kombinacija vplivov:

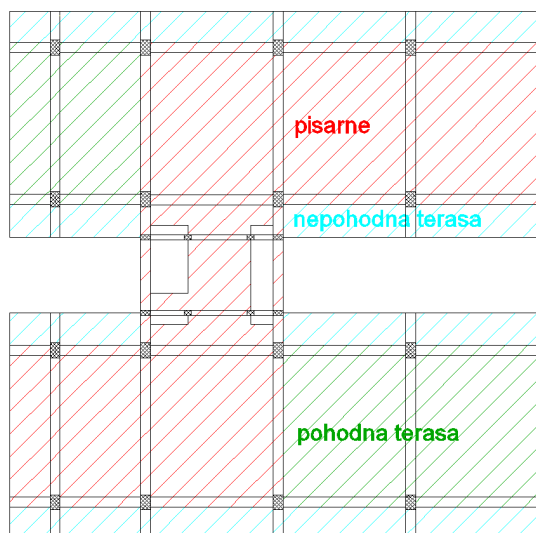
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.8)$$

iii) Navidezno stalna kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.9)$$

6 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE STROPNE KONSTRUKCIJE P400

V tem razdelku analiziramo in dimenzioniramo stropno konstrukcijo nad 2. nadstropjem, ki je označena kot pozicija P400. Plošča je armiranobetonska, iz obstoječe projektne dokumentacije pa razberemo njeno debelino, ki je 21 cm. Na večjem delu površine P400 so pisarne, na manjšem delu pa se nahaja terasa. To shematsko prikazujemo na sliki 52.



Slika 52: Prikaz namembnosti površine pozicije P400

Plošča je podprta z AB prostorsko okvirno konstrukcijo (AB nosilci in AB stebri). Računski model plošče smo predstavili že v četrtem poglavju, zato v nadaljevanju podrobneje predstavimo rezultate analize ter postopek dimenzioniranja spodnje in zgornje armature v AB plošči. Armaturo dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1: 2005.

6.1 Upoštevana obtežba plošče in kombinacija vplivov za MSN

Pri analizi stropne konstrukcije lahko zanemarimo horizontalne vplive vetra in potresa. Plošča je namreč vodoravni konstrukcijski element, ki je izpostavljen pretežno enakomerno razporejeni obtežbi, ki deluje pravokotno na ravnino plošče. Obravnavana medetažna konstrukcija P400 je delno terasna, zato moramo pri analizi poleg stalne in koristne obtežbe upoštevati tudi vplive snega na ploščo. Bolj neugoden je primer nakopičene obtežbe snega. V preglednici 40 prikazujemo upoštevane obtežbe za obravnavano ploščo.

Preglednica 40: Obremenitve, ki delujejo na ploščo P400

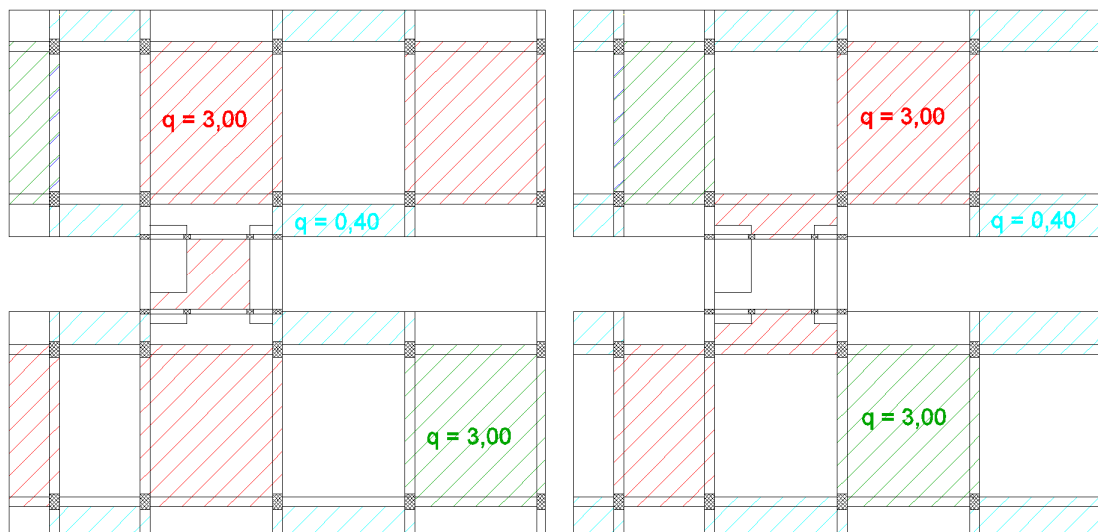
Obtežba	Vrsta	Pozicija	Vrednost	Enote
Stalna	Konstrukcijski elementi	Povsod	/	/
	Zidane stene	Stopniščno jedro konstrukcije	8,0	kN/m
	Fasada	Obod notranjosti objekta	2,0	kN/m
	Preostala stalna obtežba	Povsod	/	/
	Stopnišče	Rob stopniščne odprtine	17,6	kN/m
Koristna	Pohodna terasa	Zunaj	3,0	kN/m ²
	Nepohodna terasa	Zunaj	0,4	kN/m ²
	Poslovni prostori	Znotraj	3,0	kN/m ²
	Stopnišče	Rob stopniščne odprtine	6,6	kN/m
Sneg	Nakopičen	Terase	1,25 – 6,0	kN/m ²
	Nenakopičen	Terase	1,25	kN/m ²

V preglednici 41 so zbrane osnovne kombinacije vplivov pri projektiranju izbrane medetažne konstrukcije na MSN.

Preglednica 41: Osnovne kombinacije vplivov za projektiranje plošče P400 na MSN

Obtežna kombinacija	Obtežni primer				
	Stalna	Koristna - povsod	Sneg - nakopičen	Koristna - šahovnica 1	Koristna - šahovnica 2
K_1	1,35	1,5	$1,5 \cdot \Psi_0$		
K_2	1,35	$1,5 \cdot \Psi_0$	1,5		
K_3	1,35			1,5	
K_4	1,35				1,5
K_5	1,35		$1,5 \cdot \Psi_0$	1,5	
K_6	1,35		$1,5 \cdot \Psi_0$		1,5

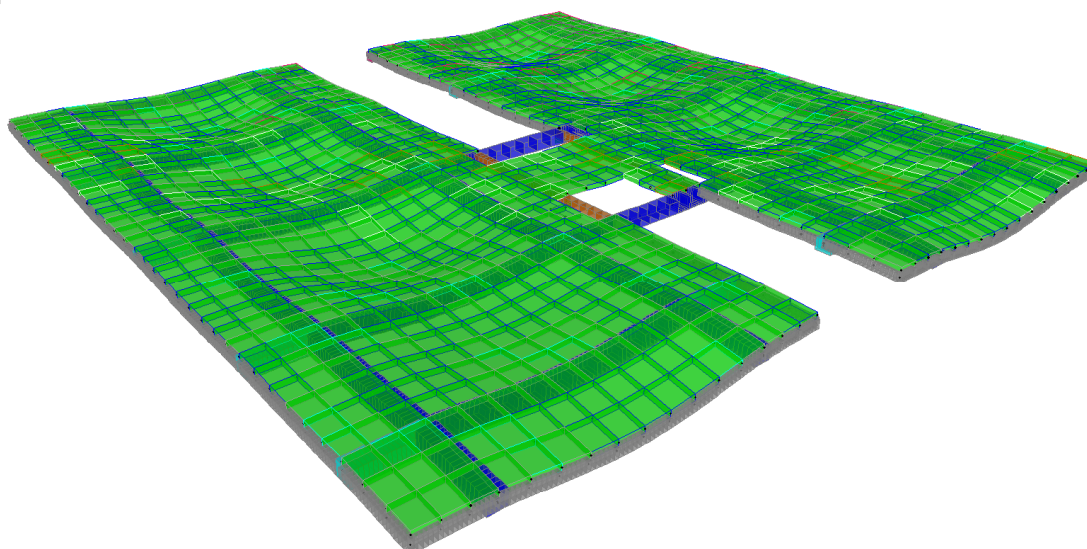
Pri projektiranju plošče moramo upoštevati koristno obtežbo kot pomični vpliv. Da dobimo maksimalne vrednosti notranjih sil v plošči, moramo koristno obtežbo po plošči razporediti tako, da deluje na najneugodnejših delih vplivne površine za iskano količino. Tako razporeditev dosežemo s tem, da upoštevamo »šahovsko« razporeditev koristne obtežbe (glej sliko 53).



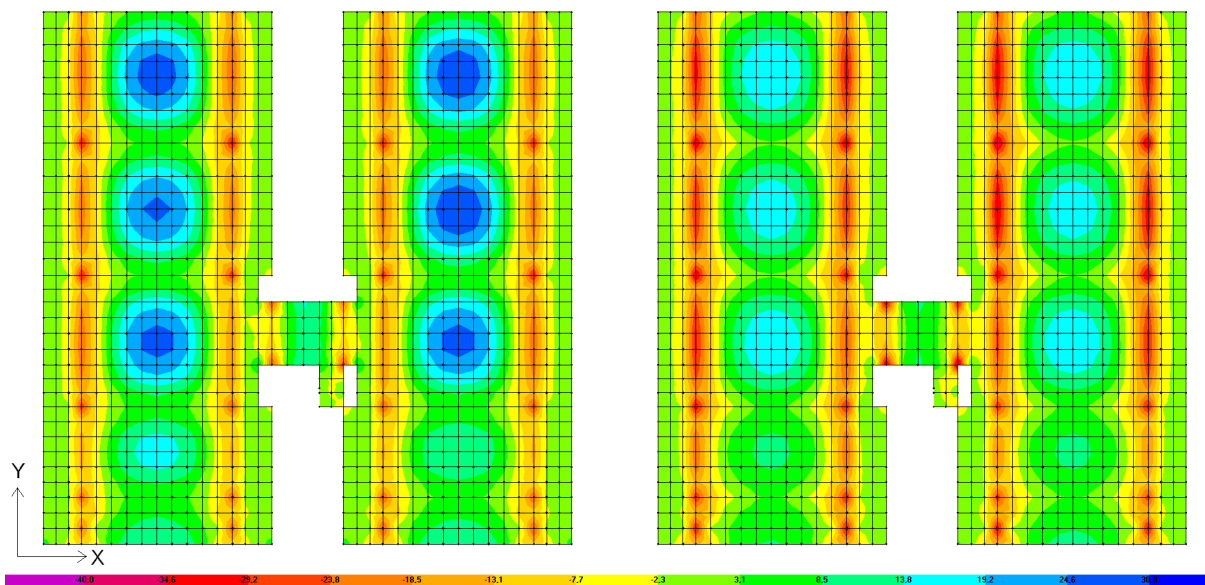
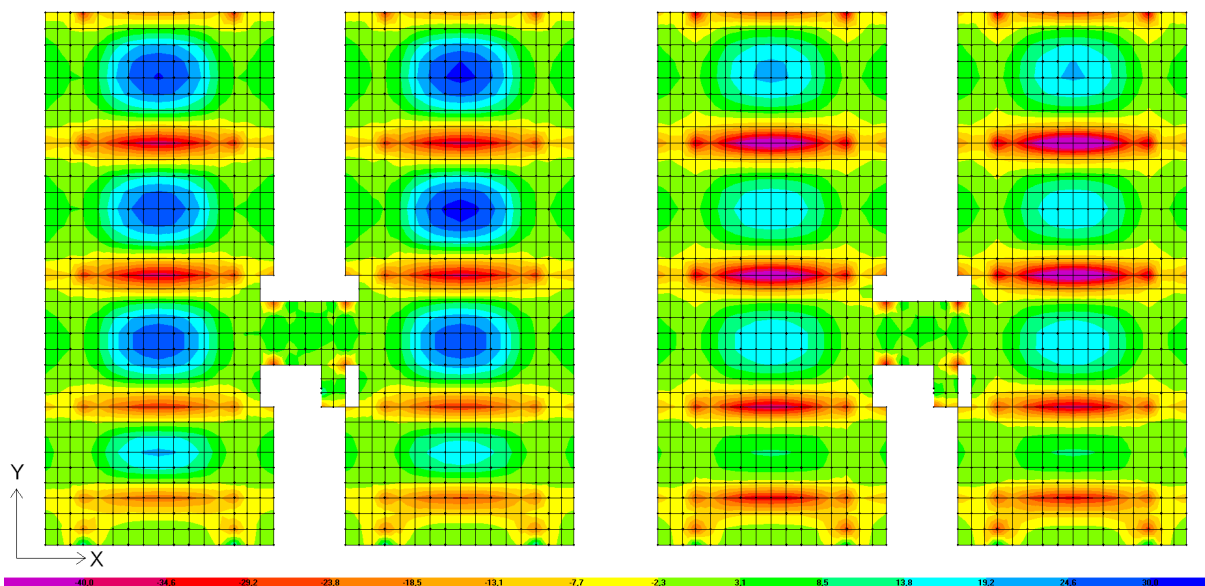
Slika 53: Dva primera neenakomerne razporeditve koristne obtežbe po površini plošče P400 (Koristna - šahovnica 1 in Koristna - šahovnica 2)

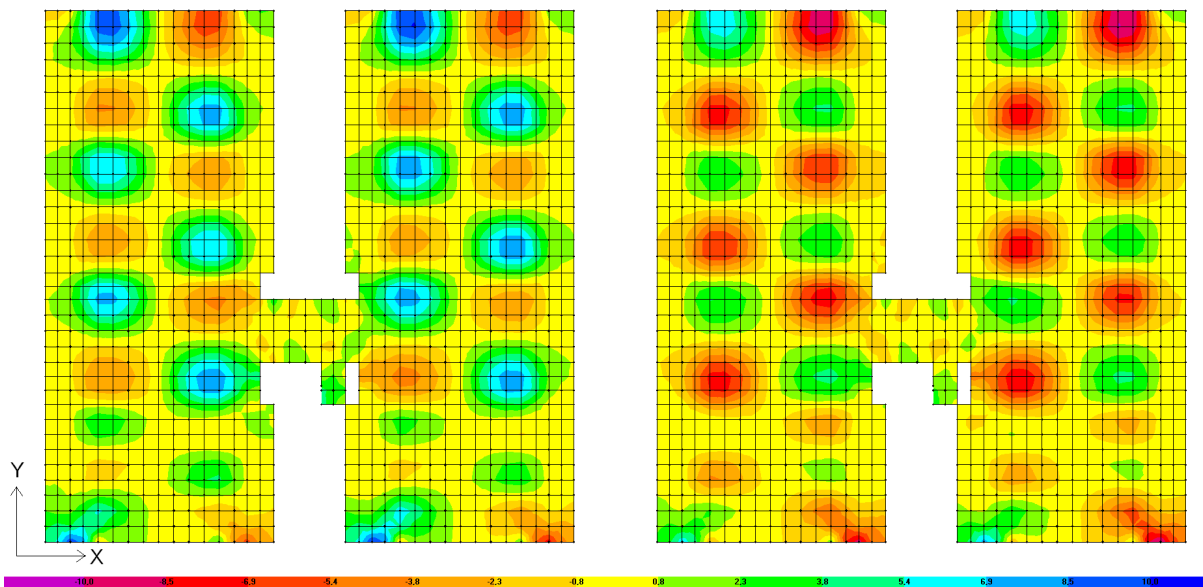
6.2 Obremenitve v plošči za MSN

Analizo stropne konstrukcije izvedemo s pomočjo ravninskega računskega modela plošče, ki smo ga izdelali v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). V programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) s pomočjo ukaza »load combinations/envelope« konstruiramo ovojnico projektnih obremenitev (upogibni in torzijski momenti), na podlagi katerih dimenzioniramo potrebno spodnjo oziroma zgornjo armaturo. Na sliki 54 prikazujemo deformirano obliko obravnavane plošče pri kombinaciji vplivov K_1 , na slikah od 55 do 57 pa ovojnice projektnih upogibnih in torzijskih momentov v plošči. Dodatno na slikah 58 in 59 prikazujemo ovojnico projektnih osnih sil. Upogibni moment m_{11} in osna sila F_{11} povzročata normalne napetosti v smeri koordinatne osi X, moment m_{22} in osna sila F_{22} pa v smeri osi Y.

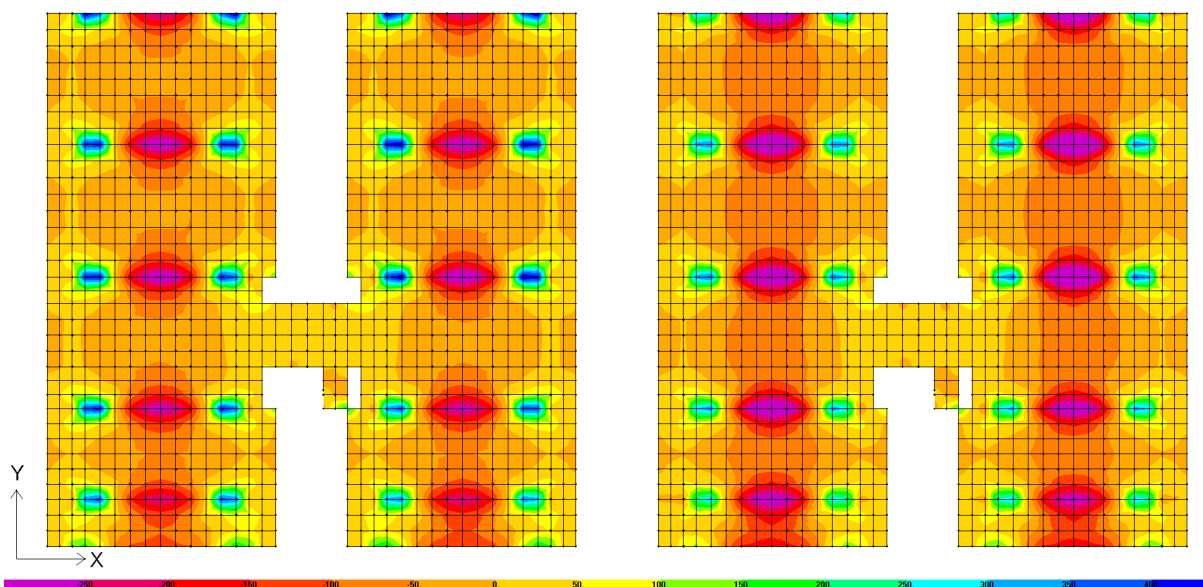


Slika 54: Deformirana oblika plošče pri kombinaciji vplivov K_1

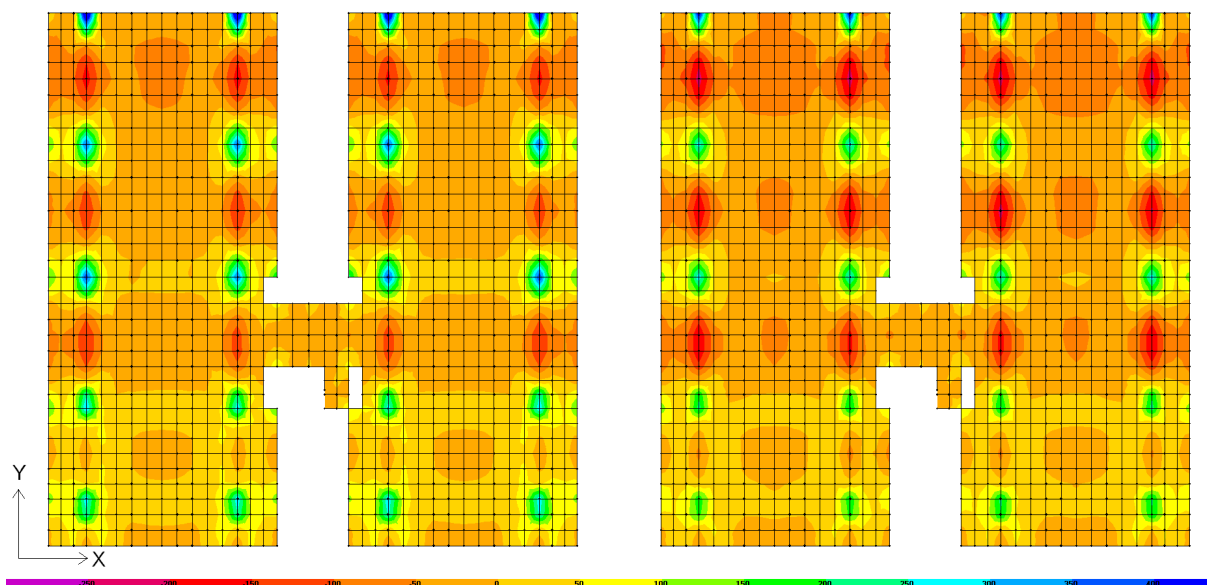
Slika 55: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) upogibnih momentov m_{11} Slika 56: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) upogibnih momentov m_{22}



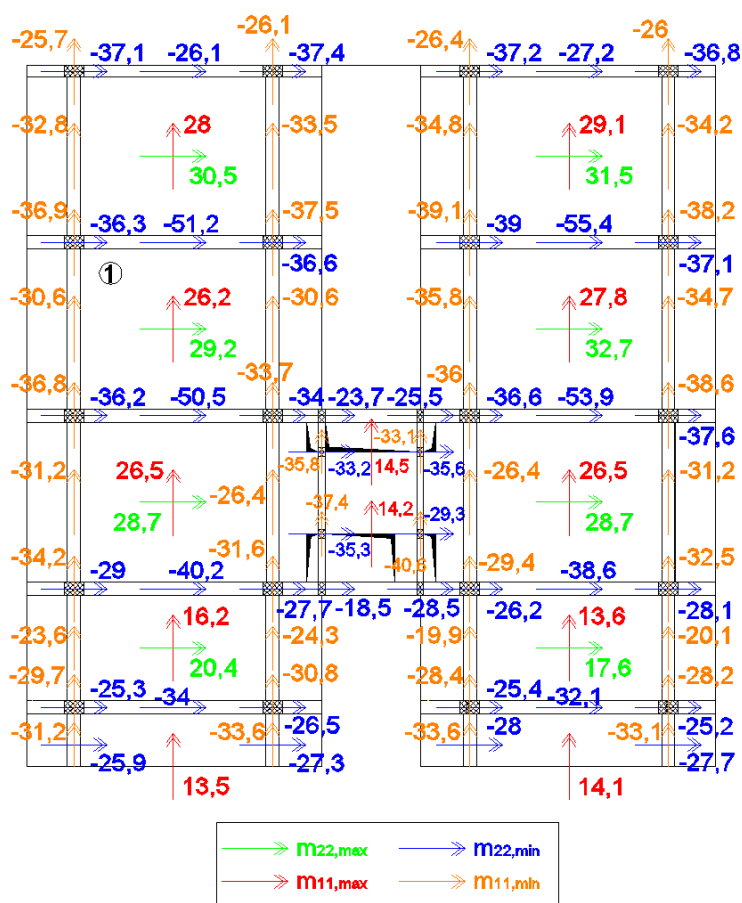
Slika 57: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) torzijskih momentov m_{12}



Slika 58: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) osnih sil F_{11}

Slika 59: Ovojnica maksimalnih (slika levo) in minimalnih (slika desno) osnih sil F_{22}

Na sliki 60 prikazujemo še projektne vrednosti upogibnih momentov na značilnih mestih v obravnavani stropni konstrukciji P400, ki smo jih odčitali iz ovojnice obremenitev.



Slika 60: Vrednosti upogibnih momentov na značilnih mestih v stropni konstrukciji P400 (kNm/m)

6.3 Kontrola obremenitev v plošči s pomočjo uporabe Hahnovih tabel

Na poenostavljen način izračunamo obremenitve v polju plošče, ki je na sliki 60 označeno z 1. Pri tem uporabimo t.i. Hahnove tabele »*Dipl.Ing.J.Hahn, Durchlaufräger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung*«, in sicer razpredelnici 6 ter 1. Pri računu upogibnih momentov v polju upoštevamo delno (50%) vpetost plošče na vseh štirih robovih obravnavanega polja plošče. Rezultate računa prikazujemo v nadaljevanju:

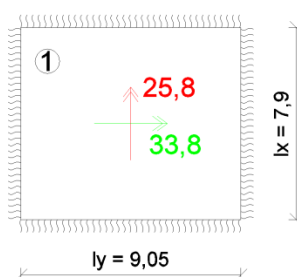
$$\varepsilon = \frac{9,05}{7,9} = 1,146 \quad (6.1)$$

$$q_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 8,1 + 1,5 \cdot 3,0 = 15,435 \text{ kN/m}^2 \quad (6.2)$$

$$k_d = q_d \cdot l_x \cdot l_y = 15,435 \cdot 7,9 \cdot 9,05 = 1103,525 \text{ kN} \quad (6.3)$$

$$M_x = \frac{k_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_x^6} + \frac{1}{m_x^1} \right) = \frac{1103,525}{2} \cdot \left(\frac{1}{50,21} + \frac{1}{24,18} \right) = 33,8 \text{ kNm/m} \quad (\text{SAP 2000: } 29,2 \text{ kNm/m}) \quad (6.4)$$

$$M_y = \frac{k_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_y^6} + \frac{1}{m_y^1} \right) = \frac{1103,525}{2} \cdot \left(\frac{1}{65,89} + \frac{1}{31,67} \right) = 25,8 \text{ kNm/m} \quad (\text{SAP 2000: } 26,2 \text{ kNm/m}) \quad (6.5)$$



Slika 61: Račun upogibnih momentov v polju plošče na poenostavljen način

Ugotovimo, da so momenti, izračunani na poenostavljen način, primerljivi z momenti iz programa SAP2000.

6.4 Dimenzioniranje armature

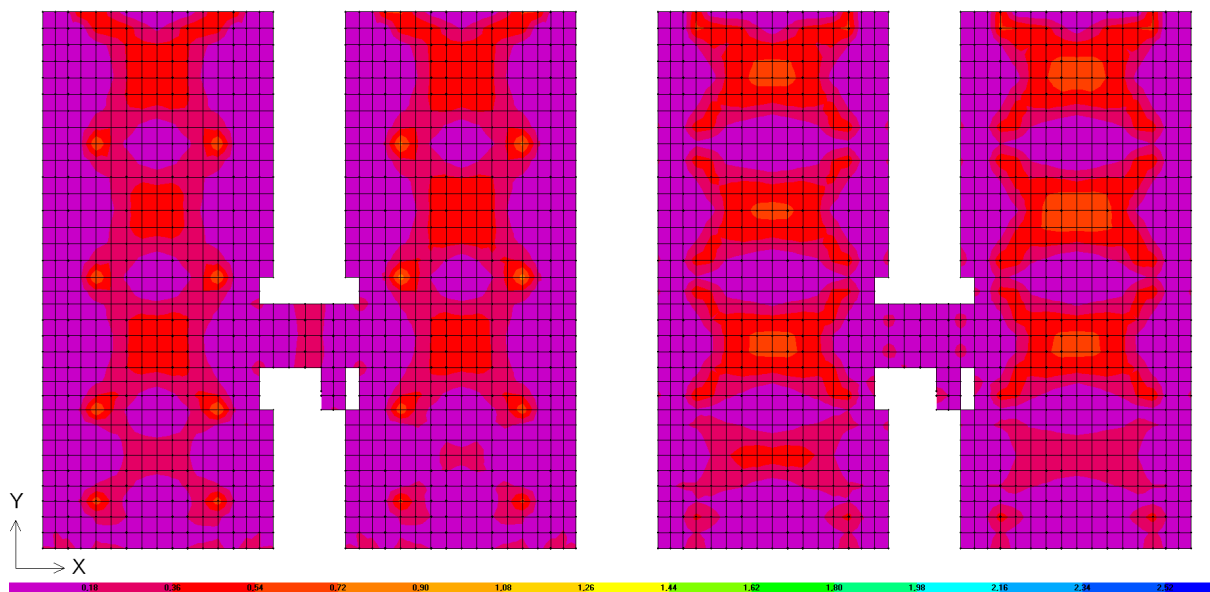
Pri dimenzioniranju vzdolžne natezne armature v plošči upoštevamo, da je prerez armature navzdol omejen z minimalno količino armature $A_{s,min}$, navzgor pa z maksimalno dovoljeno količino $A_{s,max}$. Mejni količini armature izračunamo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2005 na sledeč način:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 17 \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 17 \end{array} \right. = 2,3 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (6.6)$$

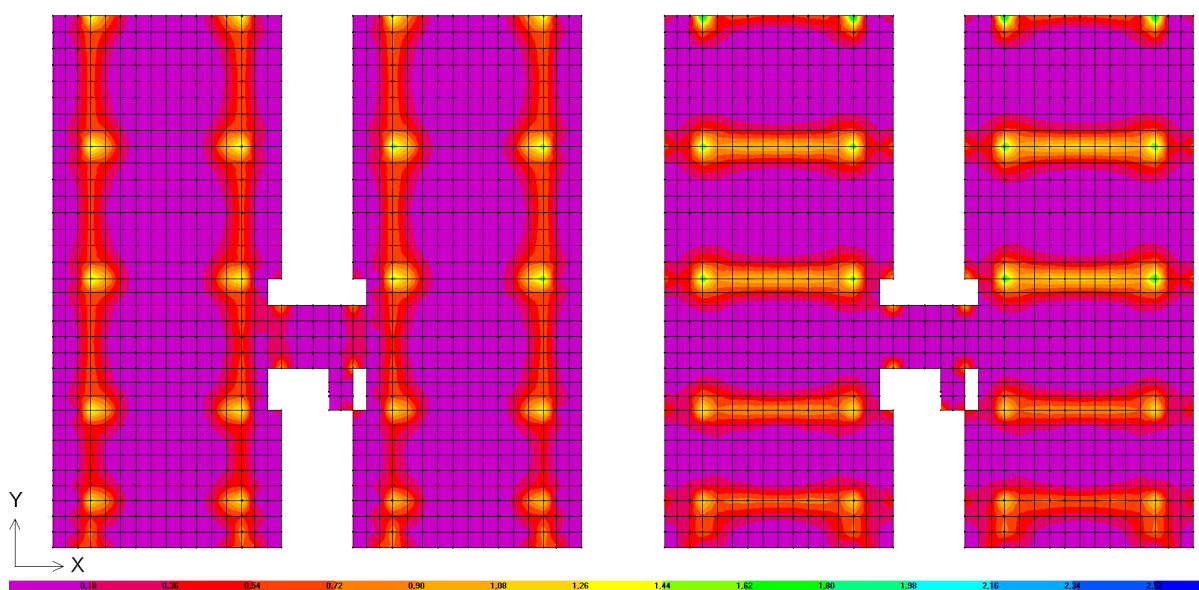
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 21 = 84 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.7)$$

Pri tem je A_c površina prečnega prereza plošče (upoštevamo širino 1 m).

Količino potrebne spodnje in zgornje armature v vzdolžni oziroma prečni smeri plošče določimo s pomočjo programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Pri tem upoštevamo, da je oddaljenost težišča vzdolžne armature od zunanjšega roba ne glede na smer in lego armature enaka 4 cm. Na slikah 62 in 63 prikazujemo ovojnice potrebne spodnje oziroma zgornje armature v obravnavani stropni konstrukciji. Pri tem je A_{st1} armatura v smeri koordinatne osi X, A_{st2} pa armatura v smeri osi Y.

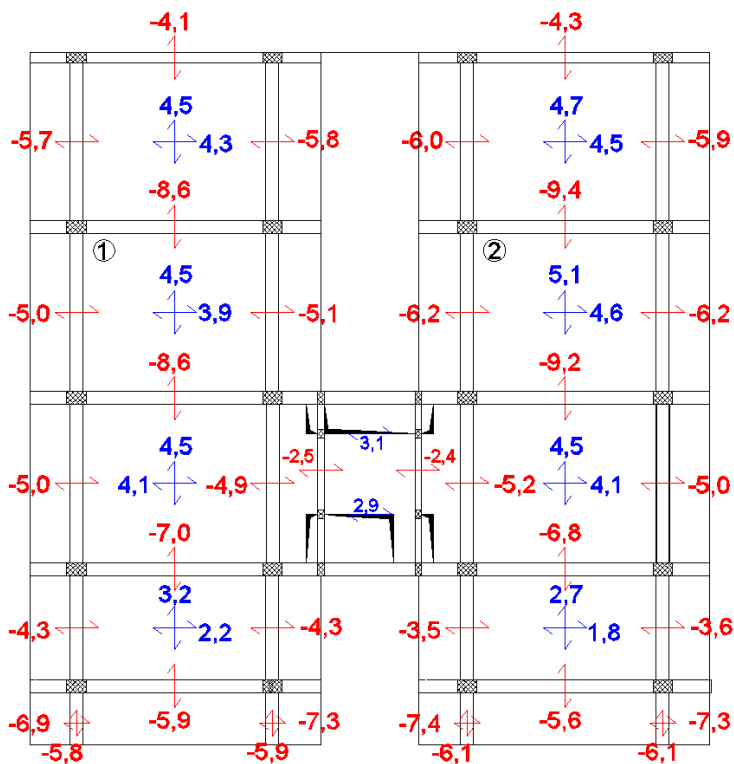


Slika 62: Ovojnica spodnje armature A_{st1} (slika levo) in A_{st2} (slika desno)



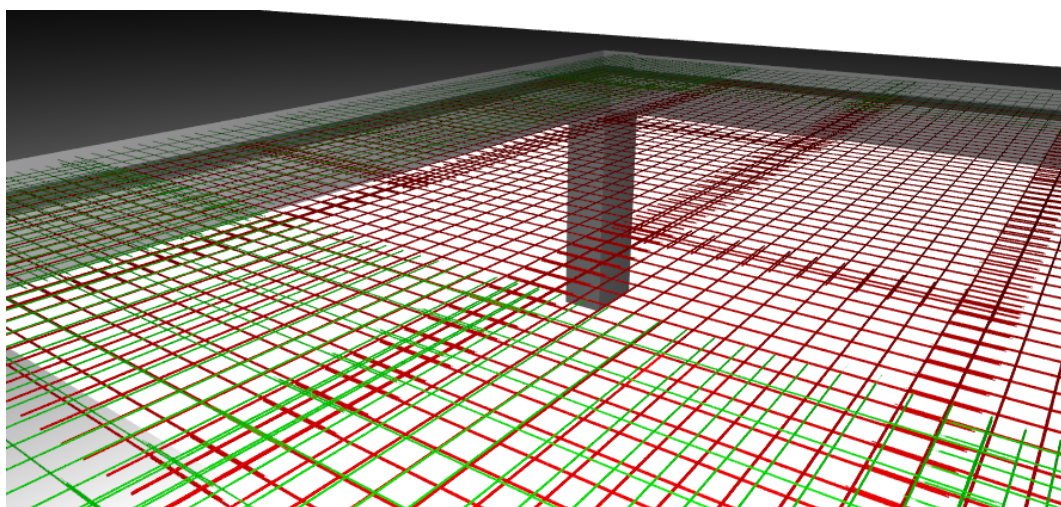
Slika 63: Ovojnica zgornje armature A_{st1} (slika levo) in A_{st2} (slika desno)

Na sliki 64 prikazujemo potrebne količine armature na značilnih mestih obravnavane stropne plošče P400. Armaturni načrt izdelamo s programom Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD in je priloga k diplomski nalogi. Pri konstruiranju armature v plošči upoštevamo določila standarda SIST EN 1992-1-1: 2005.



Slika 64: Potrebne količine armature v stropni konstrukciji P400 (cm^2/m) iz programa SAP2000

Na sliki 65 shematsko prikazujemo razporeditev armature v delu obravnavane stropne plošče P400.



Slika 65: Shematski prikaz spodnje (rdeča barva) in zgornje (zelena barva) armature v delu plošče P400

6.5 Kontrola armature v plošči

Količino potrebne armature v plošči preverimo s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Preverimo armaturo v polju plošče 1. V nadaljevanju prikazujemo izračun spodnje armature v smeri koordinatne osi X oziroma Y.

i) $M_{xx} = 2920 \text{ kNcm/m}$

$$k_h = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2920}{100 \cdot 17^2 \cdot 1,67} = 0,0605 \rightarrow k_s = 1,0445 \quad (6.8)$$

$$A_{s,x} = k_s \cdot \frac{M}{d \cdot f_{yd}} = 1,0445 \cdot \frac{2920}{17 \cdot 43,478} = 4,13 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (SAP 2000: } 4,5 \text{ cm}^2/\text{m)} \quad (6.9)$$

ii) $M_{yy} = 2620 \text{ kNcm/m}$

$$k_h = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2620}{100 \cdot 17^2 \cdot 1,67} = 0,0543 \rightarrow k_s = 1,0416$$

$$A_{s,y} = k_s \cdot \frac{M}{d \cdot f_{yd}} = 1,0416 \cdot \frac{2620}{17 \cdot 43,478} = 3,69 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (SAP 2000: } 3,9 \text{ cm}^2/\text{m)}$$

Glede na opravljena izračuna sklepamo, da so potrebne količine armature iz programa SAP2000 nekoliko večje od količin, ki bi jih dobili s »pešč« izračunom.

6.6 Kontrola povosov

Ena izmed kontrol v mejnih stanjih uporabnosti je kontrola povosov. Povesi plošče ne smejo biti takšni, da bi neugodno vplivali na njeno uporabo in/ali videz. Povosov nam ni potrebno izračunati, če omejimo razmerje med razpetino in statično višino prereza plošče. V nasprotnem primeru moramo povese plošče izračunati ter jih primerjati z mejnimi vrednostmi povosov (glej pogoj (5.5) poglavje MSU).

Mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza plošče izračunamo s pomočjo naslednjih izrazov (glej SIST EN 1992-1-1: 2005 točka 7.4.2):

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^2 \right], \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0, \quad (6.10)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \quad \text{če je } \rho > \rho_0. \quad (6.11)$$

V enačbah (6.10) in (6.11) je l manjša razpetina polja plošče, ki je nosilna v dveh smereh, d je statična višina prereza plošče, K je faktor, s katerim upoštevamo različne statične sisteme, ρ_0 je referenčna stopnja armiranja in jo določimo po enačbi $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$, ρ pa je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini polja plošče, ki je potrebna za prevzem projektnih obremenitev.

Pogoj l/d preverimo za polje 2 (glej sliko 64). Na tem mestu je zahtevana stopnja armiranja sledeča:

$$\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h} = \frac{5,1}{100 \cdot 21} = 0,0024 = 0,24 \%, \quad (6.12)$$

referenčna stopnja armiranja pa je:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0,005 = 0,5 \%. \quad (6.13)$$

Ker je $\rho \leq \rho_0$, mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza izračunamo z izrazom (6.10), in sicer:

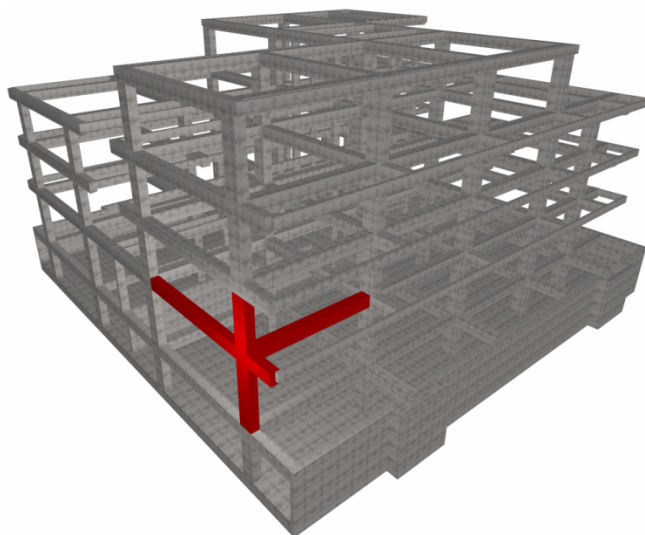
$$\frac{l}{d} = 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0024} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,005}{0,0024} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 66,99. \quad (6.14)$$

Ugotovimo, da je dejansko razmerje med razpetino in statično višino prečnega prereza plošče manjše od mejnega razmerja, zato nam povesev za obravnavano stropno konstrukcijo P400 ni potrebno preverjati.

$$\frac{l_{dej}}{d_{dej}} = \frac{7,9}{0,17} = 46,47 \leq 66,99 \quad (6.15)$$

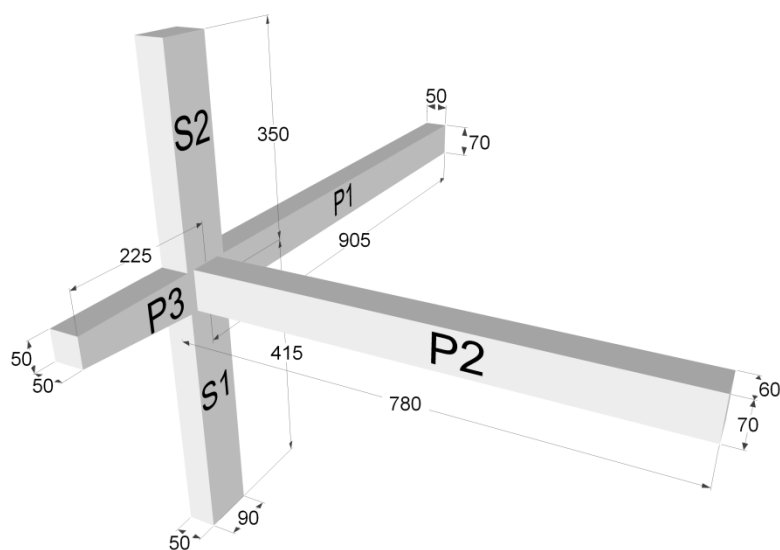
7 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE PREČKE IN STEBRA AB OKVIRA

V tem poglavju analiziramo in dimenzioniramo dva stebra in tri prečke AB okvirne nosilne konstrukcije obravnavane enote objekta. Lego analiziranih elementov znotraj prostorske okvirne nosilne konstrukcije objekta prikazujemo na sliki 66.



Slika 66: Shematski prikaz lege analiziranih elementov znotraj prostorske okvirne nosilne konstrukcije objekta

Obravnavane grede, ki se stikajo v skupnem vozlišču, označimo z oznakami P1, P2 in P3, pri čemer je greda P3 izvedena kot konzolni nosilec s spremenljivo višino. Dimenzioniramo tudi stebra nad in pod obravnavanim vozliščem. Spodnji stebel označimo z oznako S1, zgornjega pa z S2. Obravnavani del vertikalne nosilne konstrukcije objekta z oznakami in dimenzijami posameznih elementov prikazujemo na sliki 67.



Slika 67: Obravnavani del AB okvirne konstrukcije z oznakami elementov in dimenzijami (v centimetrih)

Dimenzije analiziranih elementov prikazujemo še v preglednici 42.

Preglednica 42: Dimenzije obravnavanih nosilnih elementov

Oznaka	Element	Dolžina /višina [cm]	Svetla dolžina/višina [cm]	Prečni prerez b/h [cm]
S1	Steber	415	380	50/90
S2	Steber	350	280	50/90
P1	Greda	905	815	50/70
P2	Greda	780	725	60/70
P3	Greda	225	200	50/50(70)

Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavanega objekta smo predstavili že v razdelku 4.2. Izdelali smo ga v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). V nadaljevanju podrobneje predstavimo rezultate analize ter postopek dimenzioniranja vzdolžne in prečne armature v izbranih elementih AB okvirne konstrukcije. Pri tem elemente dimenzioniramo v skladu s pravili standarda SIST EN 1992-1-1: 2005 in SIST EN 1998-1: 2004.

7.1 Upoštevana obtežba konstrukcije in kombinacije vplivov za MSN

Pri projektiranju vertikalnih nosilnih elementov upoštevamo tako vertikalne kot horizontalne vplive na konstrukcijo. To pomeni, da poleg stalne in koristne obtežbe ter obtežbe snega v analizi upoštevamo tudi obtežbo vetra in potresno obtežbo. Pri tem koristno obtežbo enakomerno porazdelimo po površini vseh etaž. V nadaljevanju v preglednici 43 podajamo kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja, pri katerih potresnega vpliva ne upoštevamo, v preglednici 44 pa podajamo kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja.

Preglednica 43: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov

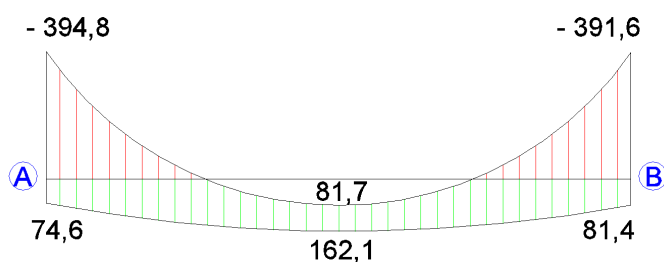
Obtežna kombinacija	Obtežni primer				
	Stalna	Koristna - povsod	Sneg	Veter v smeri osi X	Veter v smeri osi Y
K_1	1,35	1,5		$1,5 \cdot \Psi_0$	
K_2	1,35	1,5			$1,5 \cdot \Psi_0$
K_3	1,35	$1,5 \cdot \Psi_0$	$1,5 \cdot \Psi_0$	1,5	
K_4	1,35	$1,5 \cdot \Psi_0$	$1,5 \cdot \Psi_0$		1,5
K_5	1,0			1,5	
K_6	1,0				1,5

Preglednica 44: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov

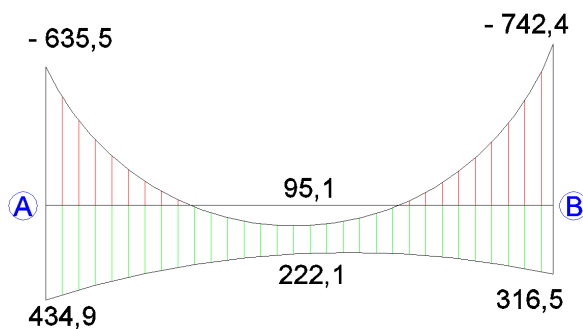
Obtežna kombinacija	Obtežni primer			
	Stalna	Koristna - povsod	Potres v smeri osi X	Potres v smeri osi Y
K_7	1,0	Ψ_2	1,0	0,3
K_8	1,0	Ψ_2	0,3	1,0

7.2 Dimenzioniranje gred (nosilcev) na upogibno obremenitev

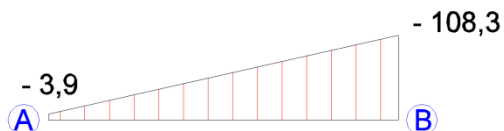
Na slikah od 68 do 70 prikazujemo ovojnice projektne upogibne momente v gredah P1, P2 in P3 za mejna stanja nosilnosti (ovojnica obtežnih kombinacij od K_1 do K_7 v preglednici 43 oziroma 44). Glede na sliko 67 s črko A označimo levo krajišče grede, s črko B pa desno krajišče.



Slika 68: Ovojnica projektne upogibne momente v gredi P1 [kNm]



Slika 69: Ovojnica projektne upogibne momente v gredi P2 [kNm]



Slika 70: Ovojnica projektne upogibne momente v gredi P3 [kNm]

V nadaljevanju prikazujemo izračun vzdolžne armature v gredi P2.

7.2.1 Greda P2

V skladu z določili standarda SIST EN 1992-1-1: 2005 prerez vzdolžne natezne armature v gredi ne sme biti manjši kot $A_{s,min}$ in ne večji kot $A_{s,max}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 60 \cdot 66 \\ 0,0013 \cdot 60 \cdot 66 \end{array} \right. = 5,35 \text{ cm}^2 \quad (7.1)$$

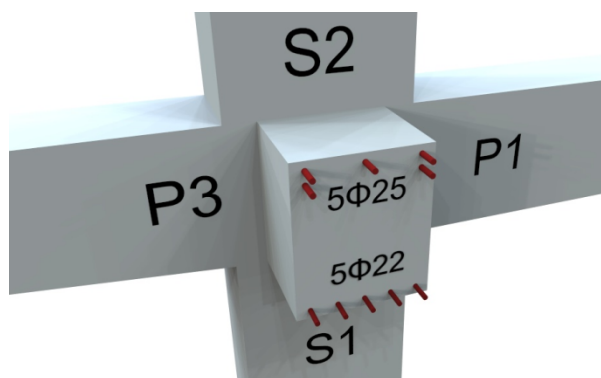
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 60 \cdot 70 = 168 \text{ cm}^2 \quad (7.2)$$

Pri tem upoštevamo, da je oddaljenost težišča armature od zgornjega oziroma spodnjega roba 4 cm.

7.2.1.1 Krajišče A

- Minimalni upogibni moment: $M_{Ed,min} = - 635,5 \text{ kNm}$
- Izbrana zgornja armatura: $5\Phi 25$ ($A_s^{zg} = 24,54 \text{ cm}^2$)
- Maksimalni upogibni moment: $M_{Ed,max} = 434,9 \text{ kNm}$
- Izbrana spodnja armatura: $5\Phi 22$ ($A_s^{sp} = 19,01 \text{ cm}^2$)

Na sliki 71 prikazujemo razporeditev vzdolžne armature v krajišču A grede P2.



Slika 71: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v krajišču A grede P2

Lokalno duktilnost prečke zagotavljamo v skladu z določili standarda SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.1.2:

- kritična območja, v katerih moramo zagotoviti lokalno duktilnost, so na razdalji l_{cr} od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri:

$$l_{cr} = h_w = 70 \text{ cm},$$

pri čemer je h_w višina grede.

- V kritičnih območjih primarnih potresnih gred moramo izpolniti zahtevo glede vrednosti faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ , in sicer (SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.1.2(3)P):

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1}, \quad \text{v kolikor je } T_1 < T_c \quad (7.3)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (3,12 - 1) \cdot \frac{0,8}{0,68} = 5,99$$

- Zahtevo (7.3) izpolnimo tako, da v tlačno cono prereza, ki sledi iz mejnega stanja pri projektnem potresnem stanju, namestimo dodatno armaturo s prečnim prerezom, ki je enak vsaj polovici dejanske natezne armature (SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.1.2(4)a). V obravnavanem primeru ugotovimo, da je potrebna količina dodatne armature manjša od armature, ki jo potrebujemo za prevzem maksimalnega momenta, zato dodatne armature ne potrebujemo:

$$A_s' = \frac{A_s^{zg}}{2} = \frac{24,54}{2} = 12,27 \text{ cm}^2 \leq A_s^{sp} = 19,01 \text{ cm}^2. \quad (7.4)$$

- Da izpolnimo zahtevo (7.3) moramo zagotoviti, da je delež armature v natezni coni ρ znotraj intervala ρ_{min} in ρ_{max} .

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{0,26}{50} \right) = 0,26\% \quad (7.5)$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,48\% + \frac{0,0018}{5,99 \cdot 0,00217} \cdot \frac{1,67}{43,47} = 1,01\% \quad (7.6)$$

$$\rho' = \frac{A_s^{sp}}{b \cdot d} = \frac{19,01}{60 \cdot 66} = 0,48\% \quad (7.7)$$

$$\epsilon_{sy,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{50}{1,15 \cdot 2000} = 0,00217 \quad (7.8)$$

$$\rho = \frac{A_s^{zg}}{b \cdot d} = \frac{24,54}{60 \cdot 66} = 0,62\% \quad (7.9)$$

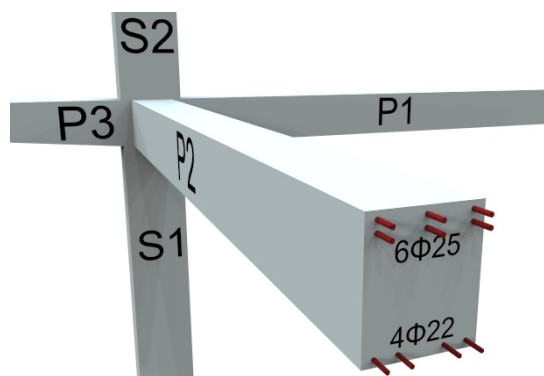
Ugotovimo, da je delež armature v natezni coni znotraj intervala ρ_{min} in ρ_{max} :

$$\rho_{min} = 0,26\% \leq \rho = 0,62\% \leq \rho_{max} = 1,01\% \quad (7.10)$$

Podoben izračun ponovimo še za desno krajišče grede P2.

7.2.1.2 Krajišče B

- | | |
|-------------------------------|--|
| - Minimalni upogibni moment: | $M_{d,min} = - 724,5 \text{ kNm}$ |
| - Izbrana zgornja armatura: | $6\Phi 25 \quad (A_s^{zg} = 29,45 \text{ cm}^2)$ |
| - Maksimalni upogibni moment: | $M_{d,max} = 316,5 \text{ kNm}$ |
| - Izbrana spodnja armatura: | $4\Phi 22 \quad (A_s^{sp} = 15,21 \text{ cm}^2)$ |



Slika 72: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v krajšiču B grede P2

- V krajšiču B je količina dodatne armature v tlačni coni, ki jo moramo zagotoviti za zadostitev zahtevam za lokalno duktilnost, večja od količine potrebne armature, ki jo potrebujemo za prevzem maksimalnega momenta.

$$A_s' = \frac{A_s^{zg}}{2} = \frac{29,45}{2} = 14,73 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s^{sp} = 15,21 \text{ cm}^2$$

- Preverimo še pogoj glede deleža armature v natezni coni ρ , ki mora biti znotraj intervala ρ_{min} in ρ_{max} .

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{0,26}{50} \right) = 0,26\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,38\% + \frac{0,0018}{5,99 \cdot 0,00217} \cdot \frac{1,67}{43,47} = 0,92\%$$

$$\rho' = \frac{A_s^{sp}}{b \cdot d} = \frac{15,21}{60 \cdot 66} = 0,38\%$$

$$\epsilon_{sy,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{50}{1,15 \cdot 2000} = 0,00217$$

$$\rho = \frac{A_s^{zg}}{b \cdot d} = \frac{29,45}{60 \cdot 66} = 0,74\%$$

Tudi v krajšiču B je delež armature v natezni coni znotraj intervala ρ_{min} in ρ_{max} :

$$\rho_{min} = 0,26\% \leq \rho = 0,74\% \leq \rho_{max} = 0,92\%$$

7.2.2 Izbrana vzdolžna armatura v gredah (nosilcih) P1, P2 in P3

Pri računu vzdolžne armature v gredi P1 postopamo na enak način kot pri gredi P2, medtem ko vzdolžno armaturo v gredi P3 (konzolni nosilec) dimenzioniramo le na obremenitve iz

ovojnice kombinacij vplivov za stalna projektna stanja. Upogibno odpornost prečnih prereзов M_{Rd} pa določimo s pomočjo programa DIAS (UL FGG, 1999). Rezultate zberemo v preglednici 45.

Preglednica 45: Izbrana vzdolžna armatura v gredah P1, P2 in P3

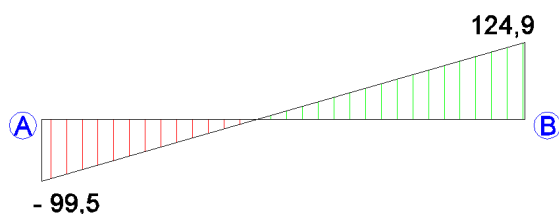
GREDA	Krajišče	Lega armature	M_{Ed} [kNm]	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$M_{Rd,max}$ [kNm]	Število in premer arm. palic
P1	A	Zgoraj	- 394,8	15,21	- 415,5	4Φ22
		Spodaj	74,6	8,51	234,0	3Φ19
	B	Zgoraj	- 391,6	15,21	- 415,5	4Φ22
		Spodaj	81,4	8,51	234,0	3Φ19
P2	A	Zgoraj	- 635,5	24,54	- 668,8	5Φ25
		Spodaj	434,9	19,01	517,5	5Φ22
	B	Zgoraj	- 742,5	29,45	- 796,3	6Φ25
		Spodaj	316,5	15,21	442,5	4Φ22
P3	A	Zgoraj	- 3,9	2,26	- 64	2Φ12
		Spodaj	0	2,26	64	2Φ12
	B	Zgoraj	- 108,3	4,52	-128	4Φ12
		Spodaj	0	2,26	64	2Φ12

7.3 Dimenzioniranje gred (nosilcev) na strižno obremenitev

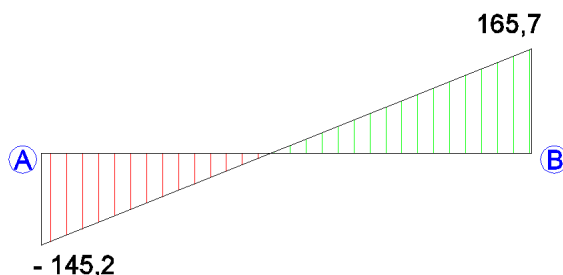
V diplomski nalogi prikazujemo podroben izračun prečne (strižne) armature le za gredo P2, medtem ko za gredi P1 in P3 navajamo le končne rezultate računa.

7.3.1 Greda P2

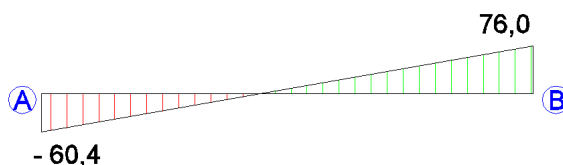
Na slikah 73, 74 in 75 prikazujemo projektne prečne sile v gredi P2 pri različnih kombinacijah vplivov.



Slika 73: Projektna prečna sila v gredi P2 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja [kN]



Slika 74: Projektna prečna sila v gredi P2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]



Slika 75: Projektna prečna sila v gredi P2 pri kombinacija vplivov $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ [kN]

Prečne sile v gredi moramo določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.2.2. Zagotoviti moramo, da se pri potresni obtežbi plastični členki (disipacija energije) tvorijo na krajiščih gred ali pa v navpičnih elementih, ki se stikajo v istih vozliščih kot grede.

V krajišču grede A oziroma B izračunamo največjo in najmanjšo prečno silo, $V_{Ed,max}$ in $V_{Ed,min}$, ki ustrezata največjim pozitivnim in negativnim momentom, ki se lahko pojavijo v krajiščih grede A oziroma B. Za i -to krajišče zapišemo to kot:

$$V_{Ed,max}^i = \frac{|M_{d,i,min}| + |M_{d,j,max}|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2}^j \cdot Q, \quad (7.11)$$

$$V_{Ed,min}^i = - \frac{|M_{d,i,max}| + |M_{d,j,min}|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2}^j \cdot Q. \quad (7.12)$$

Pri tem indeks i predstavlja obravnavano krajišče, indeks j pa krajišče na drugem koncu grede. l_{cl} je svetla razpetina grede.

Upogibne momente v krajiščih grede določimo skladno z določili standarda (SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.2.2(2b)), in sicer:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) = 1,0 \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{1,3 \cdot \sum M_{Rb}}{\sum M_{Rb}} \right) = M_{Rb,i}, \quad (7.13)$$

kjer je γ_{Rd} faktor s katerim upoštevamo morebitno večjo odpornost zaradi utrjevanja jekla (za DCM privzamemo $\gamma_{Rd} = 1,0$), $M_{Rb,i}$ pa je projektna vrednost upogibne odpornosti grede v i -tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva. Projektne vrednosti upogibne odpornosti grede P2 v krajišču A oziroma B povzamemo iz preglednice 45 in so enake:

$$M_{d,A,max} = M_{Rb,A,max} = 517,5 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{d,A,min} = M_{Rb,A,min} &= -668,8 && \text{kNm} \\ M_{d,B,max} = M_{Rb,B,max} &= 442,5 && \text{kNm} \\ M_{d,B,min} = M_{Rb,B,min} &= -796,3 && \text{kNm} \end{aligned}$$

Največje in najmanjše vrednosti prečne sile v krajiščih grede P2 pa so (glej enačbi (7.11) in (7.12)):

$$V_{Ed,max}^A = \frac{|M_{d,A,min}| + |M_{d,B,max}|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^A = \frac{|-668,8| + |442,5|}{7,25} + (-60,4) = 90,9 \text{ kN} \quad (7.14)$$

$$V_{Ed,min}^A = -\frac{|M_{d,A,max}| + |M_{d,B,min}|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^A = -\frac{|517,5| + |-796,3|}{7,25} + (-60,4) = -241,6 \text{ kN} \quad (7.15)$$

$$V_{Ed,max}^B = \frac{|M_{d,A,min}| + |M_{d,B,max}|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^B = \frac{|-668,8| + |442,5|}{7,25} + 76,0 = 229,2 \text{ kN} \quad (7.16)$$

$$V_{Ed,min}^B = -\frac{|M_{d,A,max}| + |M_{d,B,min}|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^B = -\frac{|517,5| + |-796,3|}{7,25} + 76,0 = -105,2 \text{ kN} \quad (7.17)$$

V preglednici 46 zberemo projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih obravnavane grede P2.

Preglednica 46: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede P2

Upoštevana kombinacija vplivov	Projektne vrednosti prečnih sil [kN]	
	Krajišče A	Krajišče B
Stalna projektna stanja	-99,5	124,9
Potresna projektna stanja	-145,2	165,7
Načrtovanje nosilnosti	90,9	229,2
	-241,6	-105,2

V nadaljevanju prečno (strižno) armaturo v krajišču A oziroma B grede P2 projektiramo na prečno silo, ki je v absolutnem smislu največja izmed vrednosti, navedenih v preglednici 46. Pri tem armaturo projektiramo v skladu z zahtevami standarda SIST EN 1992-1-1: 2004.

7.3.1.1 Strižna odpornost prečnega prereza grede v krajišču A

Najprej izračunamo projektno vrednost strižne odpornosti AB prereza brez strižne armature, in sicer s pomočjo enačbe (glej SIST EN 1992-1-1: 2004, točka 6.2.2):

$$V_{rd,c} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.18)$$

pri čemer najmanjšo vrednost $V_{rd,c}$ izračunamo kot:

$$V_{rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d. \quad (7.19)$$

V nadaljevanju določimo vrednosti parametrov v enačbah (7.18) in (7.19).

$$- k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{660}} = 1,55 < 2 \quad (7.20)$$

$$- f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$- \text{delež natezne armature } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{24,54}{60 \cdot 66} = 0,0062 \leq 0,02 \quad (7.21)$$

$$- \text{tlačna napetost v prečnem prerezu } \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (7.22)$$

$$- C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12 \quad (7.23)$$

$$- v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,55^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,338 \quad (7.24)$$

Projektna strižna odpornost prečnega prereza grede v krajišču A torej je:

$$V_{rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,0062 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 600 \cdot 660 = 183,6 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,min} = 0,338 \cdot 600 \cdot 660 = 133,5 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 183,6 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 133,5 \text{ kN} \quad (7.25)$$

Ugotovimo, da projektna prečna sila v krajišču A presega projektno strižno odpornost AB prereza grede brez strižne armature:

$$V_{rd,c} = 183,6 \text{ kN} < V_{ed}^A = 241,6 \text{ kN}. \quad (7.26)$$

To pomeni, da moramo v krajišču A celotno prečno silo prevzeti z ustrežno količino prečne (strižne) armature.

Potrebno količino strižne armature določimo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004, točka 6.2.3(3). Izberemo dvostrizna zaprta navpična stremena, pri čemer predpostavimo, da tlačna diagonala z vzdolžno osjo grede oklepa kot 45° . Strižno odpornost prečnega prereza s stremensko armaturo izračunamo z naslednjo enačbo:

$$V_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \\ V_{rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \end{array} \right. \quad (7.27)$$

V krajišču A izberemo 2-strižno streme $\Phi 8$ na medsebojni razdalji 10 cm. Vrednosti parametrov iz enačbe (7.27) so:

$$- A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} = 1,01 \text{ cm}^2 \quad (7.28)$$

$$- s = 10 \text{ cm}$$

$$- z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 66 = 59,4 \text{ cm} \quad (7.29)$$

$$- f_{ywd} = 43,47 \text{ kN/cm}^2$$

$$- \theta = 45^\circ$$

$$- a_{cw} = 1,0$$

$$\begin{aligned}
 & - b_w = 60 \text{ cm} \\
 & - v_f = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54 \\
 & - f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2
 \end{aligned} \tag{7.30}$$

Tako je strižna odpornost prečnega prereza grede v krajišču A sledeča:

$$V_{rd} = \min \begin{cases} V_{rd,s} = \frac{1,01}{10} \cdot 59,4 \cdot 43,47 \cdot \cot 45^\circ = 260,8 \text{ kN} \\ V_{rd,max} = \frac{1,0 \cdot 60 \cdot 59,4 \cdot 0,54 \cdot 1,67}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 1607,0 \text{ kN} \end{cases} = 260,8 \text{ kN.}$$

Ugotovimo, da je strižna odpornost večja od projektne prečne sile, torej izbrana stremenska armatura v krajišču A zadošča.

$$V_{rd} = 260,8 \text{ kN} \geq V_{ed}^A = 241,6 \text{ kN} \tag{7.31}$$

Za zagotovitev lokalne duktilnosti moramo izbrati stremensko armaturo, ki izpolnjuje naslednje pogoje (SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.1.2):

- v kritičnih območjih moramo uporabiti zaprta stremena,
- prvo streme ne sme biti oddaljeno več kot 50 mm od krajišča grede,
- premer stremen ne sme biti manjši od 6 mm in
- razmik med stremeni je omejen, in sicer:

$$s = 10 \text{ cm} \leq \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \\ 8 \cdot d_{bl} \end{cases} = \min \begin{cases} \frac{700}{4} = 175 \text{ mm} \\ 24 \cdot 8 = 192 \text{ mm} \\ 225 \text{ mm} \\ 8 \cdot 20 = 160 \text{ mm} \end{cases} = 16 \text{ cm.} \tag{7.32}$$

Ugotovimo, da izbrana stremenska armatura ustreza vsem navedenim zahtevam.

7.3.1.2 Strižna odpornost prečnega prereza grede v krajišču B

Najprej preverimo, če strižna odpornost AB prereza grede brez strižne armature zadošča.

$$\begin{aligned}
 & - k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{660}} = 1,55 < 2 \\
 & - f_{ck} = 25 \text{ MPa} \\
 & - \text{delež natezne armature } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{29,45}{60 \cdot 66} = 0,0074 \leq 0,02 \\
 & - \text{tlačna napetost v prečnem prerezu } \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} \\
 & - C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12 \\
 & - v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,55^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,338
 \end{aligned}$$

$$V_{rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,0074 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 600 \cdot 660 = 194,8 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,min} = 0,338 \cdot 600 \cdot 660 = 133,5 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 194,8 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 133,5 \text{ kN}$$

Ugotovimo, da tudi v krajišču B projektna prečna sila presega projektno strižno odpornost AB prereza grede brez strižne armature:

$$V_{rd,c} = 194,8 \text{ kN} < V_{ed}^A = 229,2 \text{ kN.}$$

Tudi v krajišču B moramo celotno projektno prečno silo prevzeti z ustrežno količino prečne (strižne) armature.

V krajišču B ravno tako izberemo 2-strižno streme $\Phi 8$ na medsebojni razdalji 10 cm. Ker so ostale geometrijske in mehanske karakteristike AB prereza v obeh krajiščih grede enake, je strižna odpornost prečnega prereza grede v krajišču B enaka kot v krajišču A. Tako ugotovimo, da je strižna odpornost večja od projektne prečne sile, torej izbrana stremenska armatura tudi v krajišču B zadošča.

$$V_{rd} = 260,8 \text{ kN} \geq V_{ed}^A = 229,2 \text{ kN}$$

Ker smo v krajišču B izbrali enako količino strižne armature kot v krajišču A, so s tem pogoji glede lokalne duktilnosti izpolnjeni.

7.3.1.3 Strižna odpornost prečnega prereza v polju grede

V polju grede P2 namestimo minimalno strižno armaturo, ki jo izračunamo z naslednjim izrazom:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 0,0008 \quad (7.33)$$

$$s \leq \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{1,01}{0,0008 \cdot 60} = 21 \text{ cm} \quad (7.34)$$

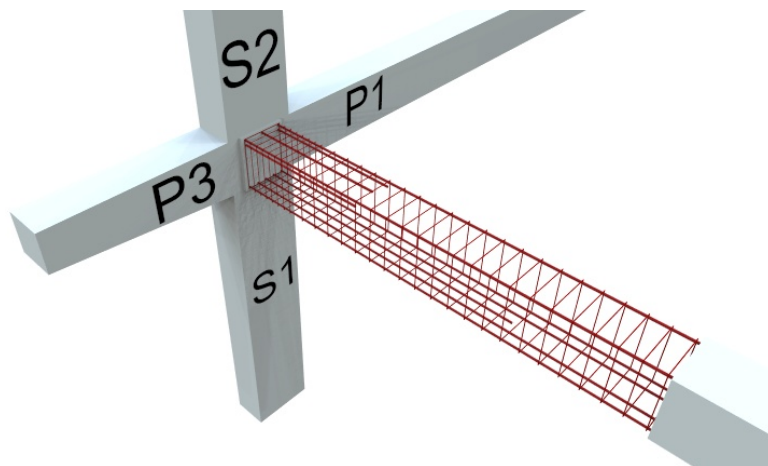
Izberemo strižno armaturo $\Phi 8$ na razdalji 20 cm.

Izbrano prečno (strižno) armaturo v gredi P2 prikazujemo v preglednici 47.

Preglednica 47: Izbrana prečna armatura v gredi P2

GREDA P2	Krajišče		Polje
	A	B	/
Izbrana stremenska armatura	$\Phi 8/10 \text{ cm}$	$\Phi 8/10 \text{ cm}$	$\Phi 8/20 \text{ cm}$
Število strižnih ravnin	2-strižno	2-strižno	2-strižno

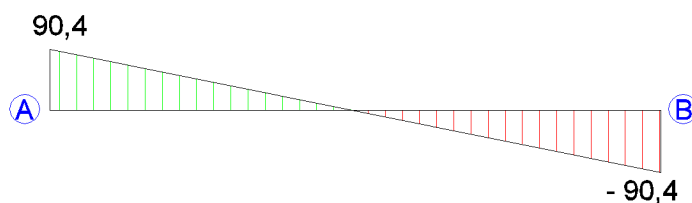
Na sliki 76 prikazujemo vzdolžno in stremensko armaturo v gredi P2. Podrobni načrti se nahajajo v prilogi k diplomski nalogi.



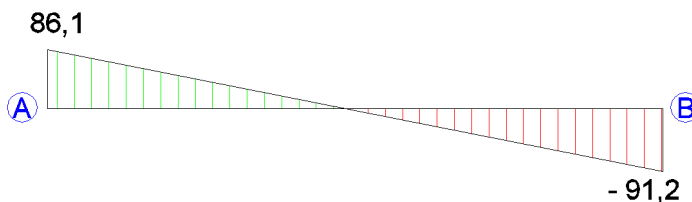
Slika 76: Shematski prikaz vzdolžne in stremenske armature v gredi P2

7.3.2 Greda P1

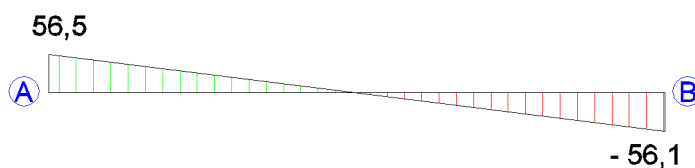
Na slikah 77, 78 in 79 prikazujemo projektne prečne sile v gredi P1 pri različnih kombinacijah vplivov.



Slika 77: Projektna prečna sila v gredi P1 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja [kN]



Slika 78: Projektna prečna sila v gredi P1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]



Slika 79: Projektna prečna sila v gredi P1 pri kombinaciji vplivov $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ [kN]

Tudi v gredi P1 moramo prečne sile določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti. Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede P1 prikazujemo v preglednici 48.

Preglednica 48: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede P1

Upoštevana kombinacija vplivov	Projektne vrednosti prečnih sil [kN]	
	Krajišče A	Krajišče B
Stalna projektna stanja	90,4	– 90,4
Potresna projektna stanja	86,1	– 91,2
Načrtovanje nosilnosti	136,2	23,6
	– 23,1	– 135,7

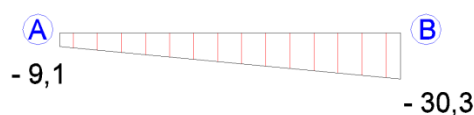
Izbrano prečno (strižno) armaturo v gredi P1 prikazujemo v preglednici 49.

Preglednica 49: Izbrana prečna armatura v gredi P1

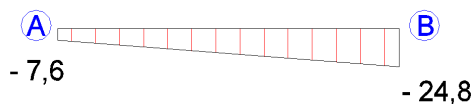
GREDA P1	Krajišče		Polje
	A	B	/
Izbrana stremenska armatura	Φ8/15 cm	Φ8/15 cm	Φ8/25 cm
Število strižnih ravnin	2-strižno	2-strižno	2-strižno

7.3.3 Greda P3

Na slikah 80 in 81 prikazujemo projektne prečne sile še v gredi (konzolni nosilec) P3 pri različnih kombinacijah vplivov.



Slika 80: Projektna prečna sila v gredi P3 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja [kN]



Slika 81: Projektna prečna sila v gredi P3 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]

V primeru konzolnega nosilca prečne sile ni potrebno določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti. V preglednici 50 podajamo izbrano prečno (strižno) armaturo še v gredi P3.

Preglednica 50: Izbrana prečna armatura v gredi P3

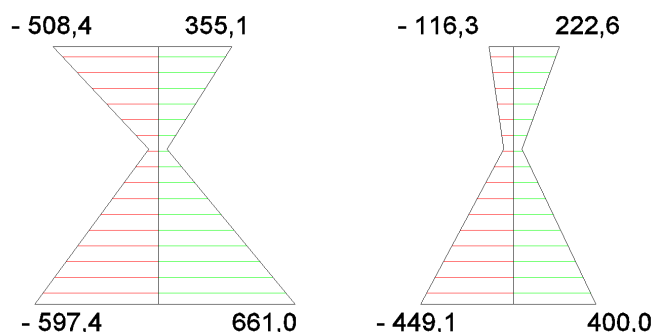
GREDA P3	Krajišče		Polje
	A	B	/
Izbrana stremenska armatura	Φ8/25 cm	Φ8/25 cm	Φ8/25 cm
Število strižnih ravnin	2-strižno	2-strižno	2-strižno

7.4 Dimenzioniranje stebrov na osno upogibno obremenitev

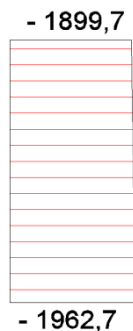
V diplomski nalogi izvajamo podroben izračun vzdolžne (navpične) armature le za stebra z oznakama S1 in S2.

7.4.1 Steber S1

Na slikah 82 in 83 prikazujemo ovojnice projektnih upogibnih momentov in pripadajočih osnih sil v stebru S1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.



Slika 82: Ovojnice projektnih upogibnih momentov M_z in M_y v stebru S1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kNm]



Slika 83: Pripadajoča osna sila v stebru S1 [kN]

Vzdolžno armaturo v stebru dimenzioniramo v skladu z načeli in pravili standarda SIST EN 1992-1-1: 2004. Poleg dvoosne upogibne obremenitve upoštevamo tudi pripadajočo osno silo iz analize za potresno projektno stanje. Dvoosno upogibno obremenitev upoštevamo na poenostavljen način tako, da preverimo vsako smer ločeno in pri tem upoštevamo 30% zmanjšano enoosno upogibno odpornost.

Najprej preverimo nivo normirane osne sile v_d v stebru, ki v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.2.1 (3)P ne sme preseči vrednosti 0,65:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1962,7}{90 \cdot 50 \cdot 1,67} = 0,26 \leq 0,65. \quad (7.35)$$

V kolikor pogoj ne bi bil izpolnjen, bi morali povečati dimenzije prečnega prereza stebra. Pri računu armature upoštevamo 5 cm oddaljenost težišča armaturnih palic od robov stebra v obeh smereh.

S pomočjo programa DIAS (UL FGG, 1999) ugotovimo, da vzdolžna armatura $20\Phi 22$ ($A_{s,dej} = 76,02 \text{ cm}^2$) zadostuje za prevzem osno-upogibne obremenitve v stebri. Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra S1 prikazujemo na sliki 84.



Slika 84: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v stebri S1

Dodatno moramo poskrbeti še za izpolnitev omejitev v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.2.2, in sicer:

- skupni delež vzdolžne upogibne armature ρ ne sme biti manjši od 1% in ne večji od 4%.

Izbrana vzdolžna armatura izpolnjuje omenjen pogoj:

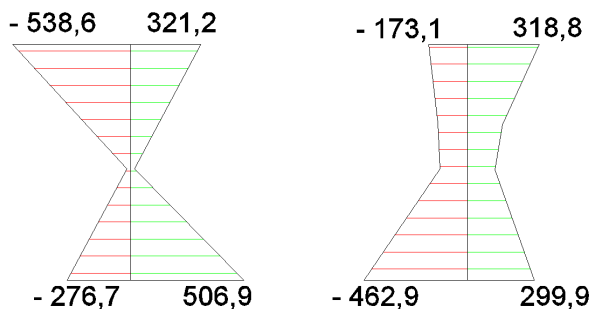
$$1\% \leq \rho = 1,77\% \leq 4\%. \quad (7.36)$$

- V simetričnih prerezih moramo armaturo razporediti simetrično.

- Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm. Pri izbrani razporeditvi vzdolžne armature v stebri S1 razdalja med sosednjima palicama ni nikjer večja od 200 mm.

7.4.2 Steber S2

Na slikah 85 in 86 prikazujemo ovojnico projektnih upogibnih momentov in pripadajočih osnih sil še za steber S2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.



Slika 85: Ovojnica projektnih upogibnih momentov M_z in M_y v stebri S2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kNm]



Slika 86: Pripadajoča osna sila v stebri S2 [kN]

Vzdolžno armaturo stebra S2 dimenzioniramo po enakem postopku kot za steber S1.

Nivo normirane osne sile tudi v stebri S2 ne prekorači mejne vrednosti:

$$V_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1345}{90 \cdot 50 \cdot 1,67} = 0,18 \leq 0,65$$

Tudi pri stebri S2 upoštevamo 5 cm oddaljenost težišča armaturnih palic od robov stebra v obeh smereh. Izberemo vzdolžno armaturo $16\Phi 22$ ($A_{s,dej} = 60,81 \text{ cm}^2$), ki zadošča za prevzem osno-upogibne obremenitve v stebri. Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra S2 pa prikazujemo na sliki 87.



Slika 87: Shematski prikaz razporeditve vzdolžne armature v stebri S2

Skupni delež vzdolžne upogibne armature ρ je večji od 1% in manjši od 4%:

$$1\% \leq \rho = 1,35\% \leq 4\%. \quad (7.37)$$

7.4.3 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti za stebra S1 in S2

Pogoj globalne in tudi lokalne duktilnosti moramo izpolniti v vseh vozliščih gred s stebri. Da preprečimo nastanek plastičnega mehanizma v mehki etaži, moramo v vseh vozliščih gred s stebri, ki tvorijo konstrukcijski sistem, ki prenaša potresne vplive, izpolniti naslednji pogoj (SIST EN 1998-1: 2004, točka 4.4.2.3(4)):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}. \quad (7.38)$$

Pri tem je $\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih odpornosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču, $\sum M_{Rb}$ pa je vsota projektnih upogibnih odpornosti gred, ki se stikajo v vozlišču. Kontrolo pogoja (7.38) preverimo v vozlišču, kjer se stikajo grede P1, P2 in P3 ter stebra S1 in S2 (Slika 67).

Pogoj (7.38) moramo izpolniti v dveh pravokotnih navpičnih ravninah upogiba. Ti sta pri stavbah z okvirji postavljeni v dveh pravokotnih smereh ter opredeljeni z ravninama okvirov. Pogoj (7.38) moramo izpolniti za pozitivno in negativno smer vpliva momentov okoli vozlišča v gredah, pri tem momenti stebra vedno delujejo v nasprotni smeri momentov iz gred.

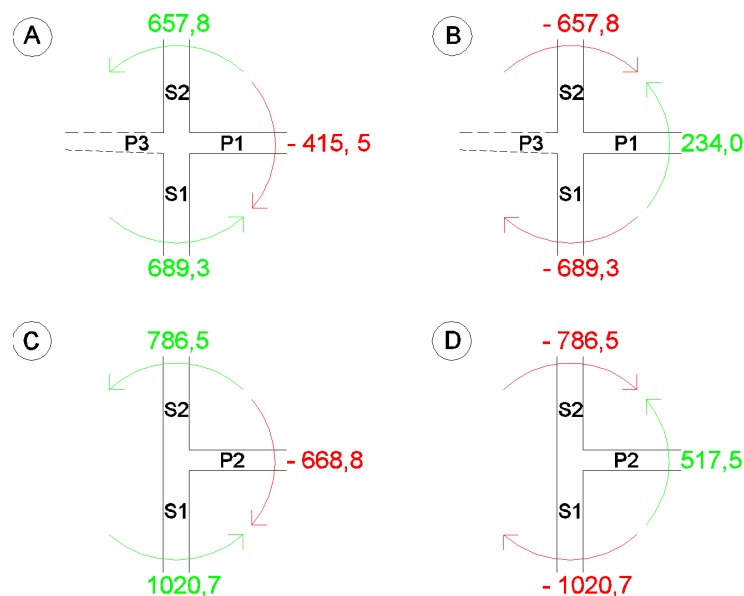
Vplive momentov iz grede P3 zanemarimo, ker je greda P3 konzolni nosilec, ki ni del konstrukcijskega sistema, ki prenaša potresne vplive.

Oсно-upogibno odpornost prečnega prereza stebra S1 oziroma S2 določimo s pomočjo iteracijskega diagrama mejne osno-upogibne nosilnosti v programu DIAS (UL FGG, 1999) in jo prikazujemo v preglednici 51.

Preglednica 51: Upogibna odpornost prečnega prereza stebrov S1 in S2

Sila/odpornost	Steber	
	S1	S2
Tlačna osna sila v stebru [kN]	1962,7	1345,0
Upogibna odpornost prečnega prereza v smeri osi yz M_{Rdz} [kNm]	689,3	657,8
Upogibna odpornost prečnega prereza v smeri osi zy M_{Rdy} [kNm]	1020,7	786,5

Na sliki 88 prikazujemo različne smeri delovanja upogibnih momentov v gredah in stebrih brez upoštevanja redukcije zaradi dvoosne upogibne obremenitve. Pri tem upogibne odpornostne momente v krajiščih gred odčitamo iz preglednice 45.



Slika 88: Različne smeri delovanja upogibnih momentov v gredah in stebrih [kNm]

Preverimo, ali je pogoj (7.38) izpolnjen. Pri tem pa upogibno odpornost stebra reduciramo za 30%.

- Smer – z:

$$M_{Rb}^A = M_{Rb}^{P1} \cdot 1,3 = 415,5 \cdot 1,3 = 540,2 \text{ kNm} \quad (7.39)$$

$$M_{Rd}^A = (M_{Rdz}^{S1} + M_{Rdz}^{S2}) \cdot 0,7 = (689,3 + 657,8) \cdot 0,7 = 943,0 \text{ kNm} \quad (7.40)$$

- Smer – y:

$$M_{Rb}^C = M_{Rb}^{P2} \cdot 1,3 = 668,8 \cdot 1,3 = 869,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^C = (M_{Rdy}^{S1} + M_{Rdy}^{S2}) \cdot 0,7 = (1020,7 + 786,5) \cdot 0,7 = 1265,0 \text{ kNm}$$

- Smer + z:

$$M_{Rb}^B = M_{Rb}^{P1} \cdot 1,3 = 234,0 \cdot 1,3 = 304,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^B = (M_{Rdz}^{S1} + M_{Rdz}^{S2}) \cdot 0,7 = (689,3 + 657,8) \cdot 0,7 = 943,0 \text{ kNm}$$

- Smer + y:

$$M_{Rb}^D = M_{Rb}^{P2} \cdot 1,3 = 517,5 \cdot 1,3 = 672,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^D = (M_{Rdy}^{S1} + M_{Rdy}^{S2}) \cdot 0,7 = (1020,7 + 786,5) \cdot 0,7 = 1265,0 \text{ kNm}$$

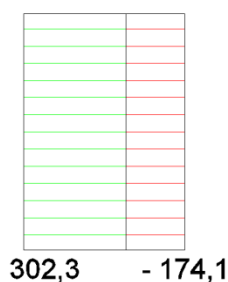
Na podlagi predstavljenih izračunov ugotovimo, da je pogoj (7.38) izpolnjen v obeh smereh delovanja upogibnih momentov.

7.5 Dimenzioniranje stebrov na strižno obremenitev

Na sliki 89 in 90 prikazujemo ovojnico projektnih prečnih sil v stebru S1 in S2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.



Slika 89: Ovojnica projektnih prečnih sil v stebru S1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]



Slika 90: Ovojnica projektnih prečnih sil v stebru S2 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja [kN]

Tako kot v gredah moramo tudi v stebrih prečne sile določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti skladno s standardom SIST EN 1998-1: 2004. Pri tem pa upogibne momente v zgornjem oziroma spodnjem krajišču stebra, ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki, določimo z naslednjim izrazom (glej SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.2.3):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right). \quad (7.40)$$

Pri tem je $M_{Rc,i}$ projektna vrednost upogibne odpornosti stebra v zgornjem oziroma spodnjem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva, $\sum M_{Rb}$ in $\sum M_{Rc}$ pa sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih odpornosti stebrov oziroma gred, ki se stikujejo v obravnavanem vozlišču. γ_{Rd} je faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona (privzamemo $\gamma_{Rd} = 1,1$). V nadaljevanju projektiramo strižno armaturo ločeno za steber S1 in steber S2.

7.5.1 Steber S1

S pomočjo izraza (7.40) izračunamo upogibni moment ob vpetju stebra (vozlišče spodaj) ter na stiku stebra z gredama (vozlišče zgoraj):

$$M_{1d} = 1,1 \cdot 714,5 \cdot \min\left(1, \frac{0}{714,5}\right) = 785,9 \text{ kNm} \quad (7.41)$$

$$M_{2,d} = 1,1 \cdot 714,5 \cdot \min\left(1, \frac{668,8}{1020,7 + 786,5}\right) = 290,9 \text{ kNm} \quad (7.42)$$

Največjo vrednost prečne sile v krajiščih stebra določimo po pravilih načrtovanja nosilnosti, in sicer:

$$V_{CD} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} = \frac{|785,4| + |290,9|}{3,8} = 283,2 \text{ kN}, \quad (7.43)$$

pri čemer je l_{cl} svetla višina stebra. Vrednost prečne sile primerjamo z ovojnico prečnih sil v stebri S1 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja (glej sliko 89) in ugotovimo, da je merodajna slednja.

V nadaljevanju najprej preverimo, če projektna strižna odpornost AB stebra brez strižne armature zadošča za prevzem strižne obremenitve. Strižno odpornost določimo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004 (glej točko 6.2.2.1.1), in sicer:

$$V_{rd,c} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

pri čemer najmanjšo vrednost $V_{rd,c}$ izračunamo z naslednjim izrazom:

$$V_{rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

Vrednosti parametrov v omenjenih enačbah so:

$$- k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,67 < 2$$

$$- f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$- \text{delež natezne armature } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38,01}{90 \cdot 45} = 0,0094 \leq 0,02$$

$$- \text{tlačna napetost v prečnem prerezu } \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{1962,7 \cdot 1000}{900 \cdot 450} = 4,36 \text{ MPa} \quad (7.44)$$

$$- C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$$

$$- v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,67^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,377$$

Projektna strižna odpornost prečnega prereza stebra brez strižne armature je:

$$V_{rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0094 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 4,36 \right] \cdot 900 \cdot 450 = 496,8 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,min} = (0,377 + 0,15 \cdot 4,36) \cdot 900 \cdot 450 = 99,9 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 496,8 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 99,9 \text{ kN}$$

Ugotovimo, da je strižna odpornost prečnega prereza stebra večja od obremenitve:

$$V_{rd,c} = 496,8 \text{ kN} \geq V_{ed}^A = 283,3 \text{ kN.}$$

V tem primeru moramo v stebri zagotoviti le minimalno količino strižne armature (glej SIST EN 1992-1: 2004, točka 9.5.3):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 0,0008, \quad (7.45)$$

$$s \leq \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{1,57}{0,0008 \cdot 90} = 21,8 \text{ cm}, \quad (7.46)$$

pri tem pa moramo dodatno izpolniti še naslednje pogoje iz standarda SIST EN 1992-1-1: 2005:

- minimalen dovoljen premer stremen je 6 mm,

- maksimalna razdalja med stremeni $s_{cl,max}$ je določena z naslednjim izrazom:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \cdot \text{najmanjši premer vzdolžne palice} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \cdot 22 = 440 \text{ mm} \\ 500 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. = 44 \text{ cm}. \quad (7.47)$$

Pred dokončno izbiro prečne (strižne) armature v stebri S1 preverimo še zahteve za zagotovitev lokalne duktilnosti stebra v skladu z določili standarda (SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.2.2). Te zahteve so sledeče:

- kritična območja, v katerih moramo zagotoviti lokalno duktilnost, so na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra. Razdaljo določimo z naslednjim izrazom:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c = 0,9 \\ \frac{l_{cl}}{6} = \frac{3,8}{6} = 0,64 \\ 0,45 \end{array} \right. = 90 \text{ cm}. \quad (7.48)$$

- Za povezovalno (podporna armatura vzdolžnim palicam) stremensko armaturo moramo v kritičnih območjih izbrati stremena s premerom vsaj $\Phi 6$.

- Razmik med stremeni s je omejen z naslednjim izrazom:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} = \frac{400}{2} = 200 \\ 175 \\ 8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 22 = 176 \end{array} \right. = 17,5 \text{ cm.} \quad (7.49)$$

- Pri razporeditvi vzdolžne in prečne armature moramo dodatno upoštevati, da razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ni večja od 200 mm.

Glede na navedene zahteve za minimalno količino strižne armature oziroma zahteve za zagotovitev lokalne duktilnosti stebra izberemo po celotni višini stebra enotno razporeditev prečne (strižne) armature. Prikazujemo jo na sliki 92.

- V kritičnih območjih primarnih potresnih gred moramo zagotoviti, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti (glej SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.2.2(6)P):

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1}, \quad \text{v primeru če je } T_1 < T_C: \quad (7.50)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (3,12 - 1) \cdot \frac{0,8}{0,68} = 5,99$$

- Če je za zahtevano vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ kjerkoli v prerezu potrebna tlačna deformacija betona, ki je večja od mejne tlačne deformacije $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, moramo izgubo nosilnosti zaradi odluščenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni.

- Standard predpostavi, da omenjenim zahtevam zadostimo, če izpolnimo naslednji pogoj (SIST EN 1998-1: 2004, točka 5.4.3.2.2(8)):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot V_d \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.51)$$

Pomen spremenljivk v enačbi (7.51) je sledeč:

- ω_{wd} je mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega prereza, in ga določimo kot:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{389,5}{54400} \cdot \frac{43,5}{1,67} = 0,19 \geq 0,08, \quad (7.52)$$

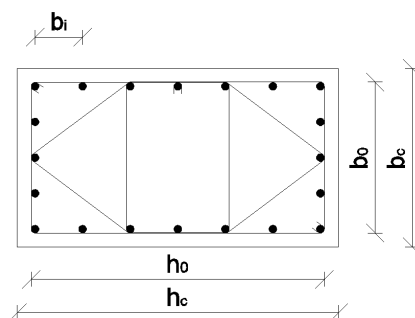
- α je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra in je:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,986 \cdot 0,66 = 0,65, \quad (7.53)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{13,3^2}{6 \cdot 80 \cdot 40} - \frac{10^2}{6 \cdot 80 \cdot 40} = 0,986, \quad (7.54)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{20}{2 \cdot 40}\right) \cdot \left(1 - \frac{20}{2 \cdot 80}\right) = 0,66, \quad (7.55)$$

- pomen spremenljivk b_i , h_0 , h_c , b_0 in b_c pa prikazujemo na sliki 91.



Slika 91: Pomen spremenljivk b_i , h_0 , h_c , b_0 in b_c

- $v_d = 0,26$ in je normirana projektna osna sila (glej enačbo (7.35)).

Ko vrednosti spremenljivk vstavimo v enačbo (7.51), dobimo:

$$0,65 \cdot 0,19 = 0,124 \geq 30 \cdot 5,99 \cdot 0,26 \cdot \frac{43,48}{20000} \cdot \frac{50}{40} - 0,035 = 0,092$$

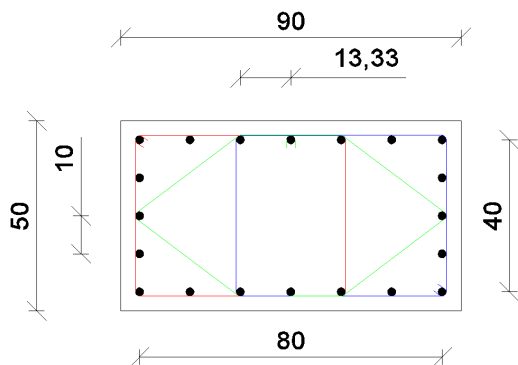
Ugotovimo, da je za steber S1 ob predpostavljeni razporeditvi vzdolžne in prečne armature pogoj (7.51) izpolnjen.

V preglednici 52 še enkrat prikazemo izbrano stremensko armaturo v stebru S1.

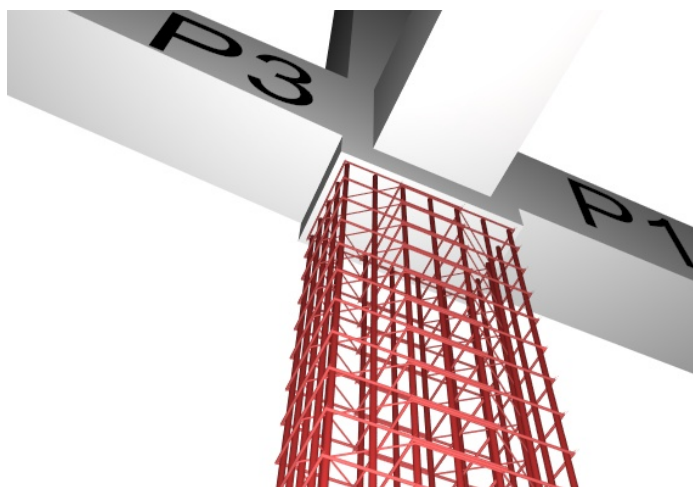
Preglednica 52: Izbrana strižna armatura v stebru S1

STEBER S1	Krajišče		Polje
	Spodaj	Zgoraj	/
Izbrana strižna armatura	Zaprta stremena $\Phi 10/17$ cm	Zaprta stremena $\Phi 10/17$ cm	Zaprta stremena $\Phi 10/17$ cm
Število strižnih ravnin	2-strižno	2-strižno	2-strižno

Na sliki 92 in 93 pa prikazujemo razporeditev stremen za zagotovitev ustreznega objetja betonskega jedra v stebru S1.



Slika 92: Razporeditev stremen v stebri S1



Slika 93: Shematski prikaz vzdolžne in prečne armature v stebri S1

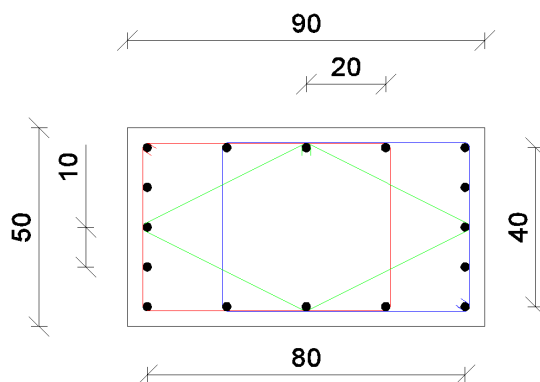
7.5.2 Steber S2

Opisan postopek dimenzioniranja prečne (strižne) armature izvedemo še za steber S2. Posameznih računskih kontrol ne prikazujemo, pač pa prikažemo izbrano strižno armaturo, ki zagotavlja ustrezno strižno odpornost stebra ter izpolnjuje zahteve glede zagotavljanja lokalne duktilnosti stebra (glej preglednico 53).

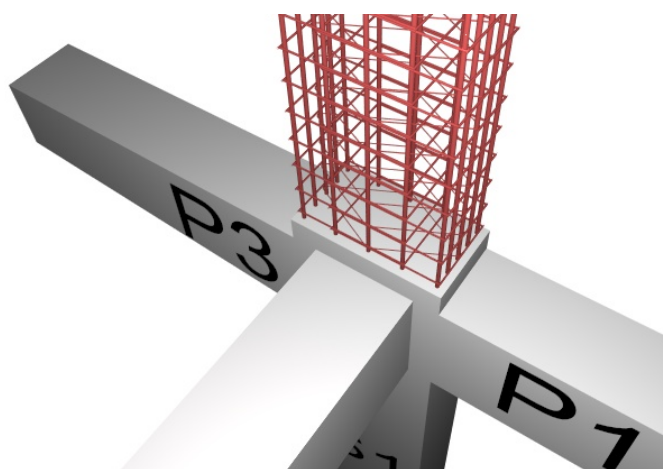
Preglednica 53: Izbrana strižna armatura v stebri S2

STEBER S2	Krajišče		Polje
	Spodaj	Zgoraj	/
Izbrana stremenska armatura	Zaprta stremena $\Phi 10/17$ cm	Zaprta stremena $\Phi 10/17$ cm	Zaprta stremena $\Phi 10/17$ cm
Število strižnih ravnin	2-strižno	2-strižno	2-strižno

Na sliki 94 in 95 prikazujemo še razporeditev stremen za zagotovitev ustreznega objeta betonskega jedra v stebri S2.



Slika 94: Razporeditev stremen v stebri S2



Slika 95: Shematski prikaz vzdolžne in prečne armature v stebri S2

Natančnejšo razporeditev vzdolžne in prečne armature v analiziranih stebrih in gredah prikazujemo na armaturnih načrtih kot prilogo k diplomski nalogi. Načrte izdelamo s pomočjo programa Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD.

7.6 Kontrola vodoravnih pomikov konstrukcije med potresom

7.6.1 Potresne razdelilnice (dilatacije)

Kot smo že večkrat omenili, je obravnavani objekt zgrajen iz treh neodvisnih enot, ki so med seboj ločene z dilatacijami širine d . Potrebno je preveriti pomike med sosednjima konstrukcijama, zato da med delovanjem potresnih sil ne pride do trka med njima. To formalno zapišemo kot:

$$d > d_s, \quad (7.56)$$

kjer je d_s pomik konstrukcije med delovanjem potresa.

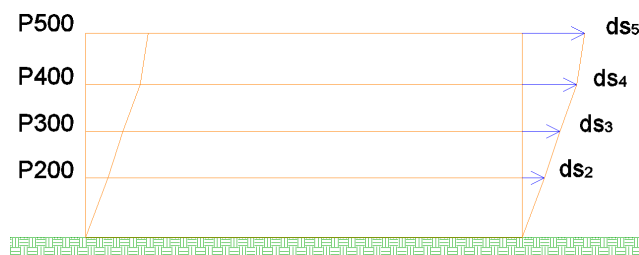
Pri linearni analizi vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije obravnavanega objekta, ki jo opravimo s pomočjo prostorskega računskega modela v programu SAP 2000 (model je podrobneje predstavljen v razdelku 4.2), pomike d_s , ki jih povzroči projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema d_e ob uporabi naslednje poenostavitve (SIST EN 1998-1: 2004, točka 4.3.4):

$$d_s = q_d \cdot d_e. \quad (7.57)$$

Pri tem je q_d faktor obnašanja za pomike. Predpostavimo, da je enak faktorju obnašanja q .

Obravnavana južna enota objekta je konstrukcijsko neodvisna od sosednjih enot. Enote imajo skupno kletno etažo, ker pa ima značilnosti toge kleti, jo v računskem modelu oziroma analizi ne upoštevamo. Najmanjšo razdaljo med dvema enotama določimo kot kvadratni koren vsote kvadratov največjih vodoravnih pomikov sosednjih enot na določeni višinski koti zaradi projektnega potresnega vpliva (glej enačbo (7.57)). Ker pa so nivoji etaž sosednjih enot na isti višinski koti, lahko vodoravne pomike zmanjšamo za 30%. Dodatno predpostavimo, da so vodoravni pomiki obeh sosednjih enot v posameznih etažah enaki.

Na sliki 96 shematsko prikazujemo vodoravne pomike posameznih etaž obravnavane enote objekta zaradi projektnega potresnega vpliva.



Slika 96: Shematski prikaz vodoravnih pomikov posamezne etaže objekta zaradi projektnega potresnega vpliva

Z linearno analizo in uporabo projektnega spektra določimo elastične vodoravne pomike konstrukcije v višini etaž. Vrednosti pomikov zberemo v preglednici 54.

Preglednica 54: Vodoravni pomiki etaž pri linearni analizi z uporabo projektnega spektra

Etaža	$d_{e,i}$ [cm]
P500	1,97
P400	1,72
P300	1,33
P200	0,73

Pomik najvišje etaže prve oziroma druge enote objekta zaradi projektnega potresnega vpliva, ki ga izračunamo s pomočjo enačbe (7.57), je:

$$d_{s,1} = d_{s,2} = 3,12 \cdot 1,97 = 6,15 \text{ cm},$$

kjer smo za faktor obnašanja upoštevali vrednost 3,12 (glej razdelek 3.5.2).

Največji pomik med konstrukcijama med potresom torej je:

$$d_s = 0,7 \cdot \sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} = 0,7 \cdot \sqrt{6,15^2 + 6,15^2} = 6,1 \text{ cm} \quad (7.58)$$

Ugotovimo, da je pomik med sosednjima enotama manjši od projektirane širine dilatacije, ki je 11 cm, torej smo pogoju (7.56) zadostili.

7.6.2 Omejitev etažnih pomikov

Pri stavbah, kjer so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, upoštevamo naslednjo omejitev etažnih pomikov (SIST EN 1998-1: 2004, točka 4.4.3.2):

$$d_r \cdot v \leq 0,01 \cdot h. \quad (7.59)$$

Pri tem je d_r projektni etažni pomik, ki ga izračunamo kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in dnu obravnavane etaže, v je redukcijski faktor, s katerim upoštevamo manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb, h pa je etažna višina. Za redukcijski faktor upoštevamo priporočeno vrednost, ki za kategorijo pomembnosti II znaša 0,5. V preglednici 55 zberemo vodoravne pomike konstrukcije v višini vseh etaž zaradi projektnega potresnega vpliva.

Preglednica 55: Pomiki konstrukcije v višini posamezne etaže zaradi projektnega potresnega vpliva

Etaža	$d_{s,i}$ [cm]
P500	6,15
P400	5,37
P300	4,15
P200	2,27
P100	0

Izračun projektnih etažnih pomikov predstavimo v preglednici 56. Hitro lahko ugotovimo, da etažni pomiki v nobeni etaži ne prekoračijo dovoljene vrednosti, ki je $0,01 h$ (glej enačbo (7.59)).

Preglednica 56: Kontrola etažnih pomikov konstrukcije

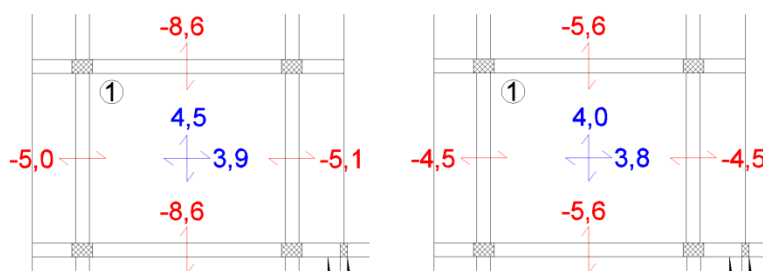
Etaža	Etažna višina h [m]	$d_{r,i}$ [cm]	$d_{r,i} \cdot v$ [cm]
P500-P400	3,8	0,78	0,39
P400-P300	3,5	1,22	0,61
P300-P200	3,5	1,88	0,94
P200-P100	4,15	2,27	1,14

8 PRIMERJAVA KOLIČIN ARMATURE V OBRAVNAVANIH NOSILNIH ELEMENTIH

V tem poglavju primerjamo potrebne količine armature v analiziranih nosilnih elementih obravnavanega objekta. Primerjamo količine armature, ki jih dobimo s predstavljenimi analizami, ter količine, ki jih odčitamo iz obstoječe projektne dokumentacije.

8.1 Stropna konstrukcija P400

Na levi sliki 97 prikazujemo potrebne količine spodnje in zgornje armature v polju 1 (glej sliko 64) plošče P400 kot rezultat analize s programom SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009), na desni sliki pa prikazujemo količine potrebne armature, pridobljene iz projektne dokumentacije.



Slika 97: Potrebne količine armature v stropni konstrukciji P400 kot rezultat analize s programom SAP2000 (slika levo) in iz projektne dokumentacije (slika desno) (cm^2/m)

Razlika je deloma posledica različnih oddaljenosti težišča vzdolžne armature od zunanega roba (predstavljena analiza: 4 cm, projektna dokumentacija: 3 cm), delno pa posledica razlik v uporabljenih računskih modelih (togost nosilcev pod ploščo).

8.2 Prečke in stebra AB okvira

Primerjamo količine potrebne vzdolžne armature v obravnavanih stebrih in gredah. Podatki o strižni armaturi niso razvidni iz projektne dokumentacije, zato teh količin ne primerjamo. V tabelah 57 in 58 predstavimo potrebne količine armature v obravnavanih stebrih oziroma gredah.

Preglednica 57: Primerjava potrebne količine upogibne armature v stebrih

STEBER	Krajišče	$A_{s, \text{SAP2000}} [\text{cm}^2]$	$A_{s, \text{PROJ. DOKUMENTACIJA}} [\text{cm}^2]$
S1	Zgoraj	76,0	56,8
	Spodaj	76,0	56,8
S2	Zgoraj	60,8	35,1
	Spodaj	60,8	35,1

Preglednica 58: Primerjava potrebne količine upogibne armature v gredah

GREDA	Krajišče	Legra armature	$A_{s, SAP2000} [cm^2]$	$A_{s, PROJ. DOKUMENTACIJA} [cm^2]$
P1	A	Zgoraj	15,21	19,2
		Spodaj	8,51	7,8
	B	Zgoraj	15,21	27,8
		Spodaj	8,51	8,2
P2	A	Zgoraj	24,54	28,1
		Spodaj	19,01	7,6
	B	Zgoraj	29,45	31,6
		Spodaj	15,21	8,0
P3	A	Zgoraj	2,26	/
		Spodaj	2,26	/
	B	Zgoraj	4,52	5,8
		Spodaj	2,26	3,9

Ugotovimo, da so potrebne količine vzdolžne armature v obravnavanih stebrih iz predstavljene analize večje od potrebnih količin, odčitanih iz obstoječe projektne dokumentacije. Razlika je najverjetneje posledica dejstva, da smo stebre projektirali skladno z zahtevami načrtovanja nosilnosti. Sklepamo, da je tudi v prečkah razlika v količini armature posledica metode projektiranja.

9 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in dimenzionirali značilne elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovno trgovskega objekta Imparo Vič v Ljubljani. Pri tem smo upoštevali zahteve in določila iz standardov Evrokod.

Geometrijske podatke o konstrukciji smo pridobili iz obstoječih arhitekturnih načrtov in načrta gradbenih konstrukcij. Iz projektne dokumentacije smo razbrali tudi podatke o uporabljenih materialih. Pri določitvi razporeda in velikosti stalne in koristne obtežbe smo se prav tako oprli na podatke iz projektne dokumentacije, medtem ko smo obtežbo snega in vetra določili neodvisno glede na lokacijo objekta. Pri določitvi potresnega vpliva na konstrukcijo smo glede na lokacijo objekta določili projektni pospešek tal a_g . Iz dokumentacije smo razbrali tip tal, na katerih stoji objekt, z analizo lastnega nihanja konstrukcije smo določili tip konstrukcije ter faktor obnašanja q v nadaljevanju pa še projektni spekter za potresni vpliv. Analizo lastnega nihanja objekta smo opravili na prostorskem računskem modelu nosilne konstrukcije, ki smo ga izdelali v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Pri tem smo mase v modelu preverili tudi s peš izračunom. Prostorski računski model smo uporabili tudi za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavanega objekta. V modelu smo grede, ki potekajo pod ploščami, predstavili kar v osi plošč.

Za analizo značilne stropne konstrukcije smo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) izdelali še ustrezen ravninski računski model plošče. Pri tem smo ploščo razdelili na ploskovne končne elemente približne velikosti 1 x 1 m in jo podprli z gredami in stebri. Pri tem smo morali zagotoviti sodelovanje med ploščo in nosilci pod ploščo.

Izbrane nosilne elemente obravnavanega objekta smo projektirali po metodi mejnih stanj. Za mejna stanja nosilnosti smo določili kombinacije vplivov za stalna in potresna projektna stanja. Slednje smo uporabili pri analizi vertikalnih nosilnih elementov.

Kot značilno stropno konstrukcijo obravnavane stavbe smo analizirali in dimenzionirali ploščo na poziciji P400. Obremenitve v plošči, ki smo jih določili s pomočjo računskega modela plošče v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009), smo preverili še s pomočjo Hahnovih tabel in ugotovili dobro ujemanje rezultatov. Spodnjo in zgornjo armaturo v plošči smo tudi izračunali s pomočjo programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) ter jo preverili s tabelami za dimenzioniranje AB prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Ugotovili smo, da je izračunana armatura iz programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) nekoliko večja kot armatura, ki smo jo izračunali s pomočjo tabel. Ker je bilo dejansko razmerje med razpetino in statično višino plošče manjše od mejnega razmerja, nam povosov ni bilo potrebno preverjati. Ugotovili smo, da je izbrana debelina plošče, 21 cm ustrezna.

V nadaljevanju smo analizirali in dimenzionirali še del AB prostorskega okvira. Dimenzionirali smo tri grede in dva stebra, ki se stikajo v istem vozlišču. Obremenitve v elementih smo odčitali iz prostorskega računskega modela za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavanega objekta iz programa SAP 2000. Dvoosno upogibno obremenjene grede in stebra smo dimenzionirali s pomočjo programa DIAS (UL FGG, 1999) ter pri tem upoštevali

zahteve iz standarda Evrokod. Strižno armaturo v gredah in stebrih smo tudi določili skladno z zahtevami standarda Evrokod. Ugotovili smo, da je v stebrih velika rezerva nosilnosti, zato bi lahko dimenzije stebrov ustrezno zmanjšali. Na koncu smo preverili še potresne razdelilnice (dilatacije) in etažne pomike. Ugotovili smo, da so predvideni horizontalni pomiki objekta znotraj projektirane širine dilatacije, pomiki posameznih etaž pa niso prekoračeni.

VIRI IN LITERATURA

Računalniški programi:

Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, UL FGG.

Google, Inc 2009. Google SketchUp 8: programski paket za oblikovanje in vizualizacijo. California.

Graphisoft, Inc 2012. ArchiCAD 15: programska oprema za projektiranje v arhitekturi in gradbeništvu. Budapest.

Standardi:

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

Viri:

Karta potresne nevarnosti. 2001. Ljubljana, ARSO.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 5.4.2013).

Konstrukcijski sklopi:

<http://www.fibran.si/frontend/articles.php?cid=153&view=0&t=ACAD> (Pridobljeno 1.4.2013).

Podatki o konstrukciji:

<http://www.imparo.si> (Pridobljeno 30.3.2013).

<http://www.abiro.net/office-building-Imparo> (Pridobljeno 30.3.2013).

Literatura:

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

Blenkuš – Florjančič d.o.o. arhitekturno projektiranje, Ljubljana. Načrt gradbenih konstrukcij – št. projekta A-74, št. načrta 38/2008.

Bratina, S. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 69 str.

Fajfar, P. 1990. Osnove potresnega inženirstva, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

Hahn, J. 1970. Durchlaufräger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung: 20 str.

Lopatič, J. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 99 str.

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

SEZNAM PRILOG

Priloga A: Specifikacija armature

Priloga A1: Specifikacija armature za AB medetažno ploščo pozicija P400

Priloga A2: Specifikacija armature za AB okvir v osi I.

Priloga B: Zasnova dimenzioniranih elementov

Priloga B1: Zasnova AB medetažne plošče pozicija P400

Priloga B2: Zasnova AB okvira v osi I.

Priloga C: Armaturni načrt

Priloga C1: Armaturni načrt AB medetažne plošče pozicija P400 – spodnja armatura

Priloga C2: Armaturni načrt AB medetažne plošče pozicija P400 – zgornja armatura

Priloga C3: Armaturni načrt AB okvira v osi I.


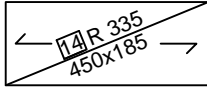
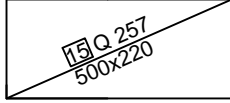
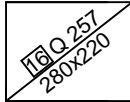
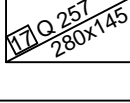
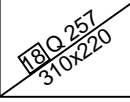
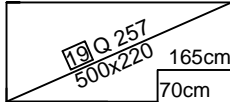
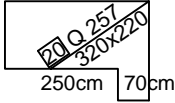


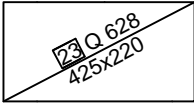

Specifikacija armaturnih mrež za AB medetažno ploščo pozicija P400

Št. lista: A1

Št. pozicije	Tip mreže	Kosov	Celih mrež	Teža na kos [kg]	Skupna teža [kg]	Skica - zunanje dimenzije v [cm]	Ostanek za poz.	Ostanek od poz.
1	Q 509	8	8	106,6	852,8			
2	Q 524	16	16	109,8	1756,8			
3	Q 335	2	2	70,3	140,6			
4	Q 385	2	2	79,7	159,4			
5	Q 509	8	8	62,9	503,2			
6	Q 524	16	16	60,4	966,5			
7	Q 355	2	2	38,7	77,4			
8	Q 335	1	1	44,7	44,7			
9	Q 335	1	1	24,6	24,6			
10	Q 385	2	2	42,5	85,0			
11	Q 385	1	1	47,5	47,1			
12	Q 385	1	1	25,1	25,1			

Specifikacija armaturnih mrež za AB medetažno ploščo pozicija P400

Št. lista: A1

Št. pozicije	Tip mreže	Kosov	Celih mrež	Teža na kos [kg]	Skupna teža [kg]	Skica - zunanje dimenzije v [cm]	Ostanek za poz.	Ostanek od poz.
13	R 335	1	1	32,8	32,8			
14	R 355	1	1	27,6	27,6			
15	Q 257	14	14	45,2	632,8			
16	Q 257	12	12	25,3	303,8			
17	Q 257	2	2	16,7	33,4			
18	Q 257	10	10	28,0	280,0			
19	Q 257	2	2	40,5	81,0			
20	Q 257	2	2	21,7	43,4			
21	R 257	2	1	6,8	13,6		22	
22	R 257	2	0	2,8	5,6			21
23	Q 628	12	12	93,3	1119,6			
24	R 628	16	16	55,5	888,0			






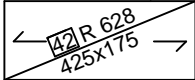

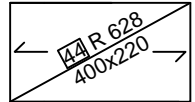

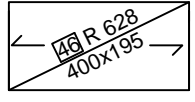

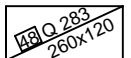

Specifikacija armaturnih mrež za AB medetažno ploščo pozicija P400


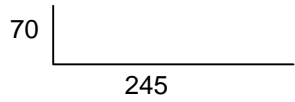
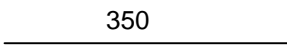
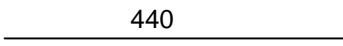
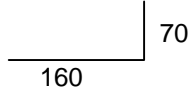
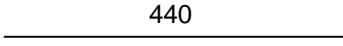
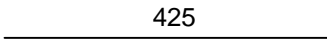
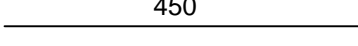
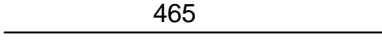
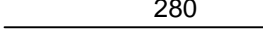
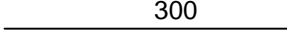
Št. lista: A1

Št. pozicije	Tip mreže	Kosov	Celih mrež	Teža na kos [kg]	Skupna teža [kg]	Skica - zunanje dimenzije v [cm]	Ostanek za poz.	Ostanek od poz.
25	Q 509	4	4	81,0	324,0			
26	R 509	4	4	46,5	186,0			
27	Q 503	4	4	73,9	295,6			
28	R 636	4	4	54,9	219,9			
29	Q 503	2	2	73,9	147,7			
30	R 503	2	2	42,7	85,5		38	
31	Q 628	4	4	71,4	285,4			
32	R 283	2	1	15,2	30,4			
33	R 283	2	1	12,0	24,0			
34	Q 402	1	1	59,7	59,7			
35	R 402	1	1	36,0	36,0			
36	Q 424	1	1	62,9	62,9			

Specifikacija armaturnih mrež za AB medetažno ploščo pozicija P400

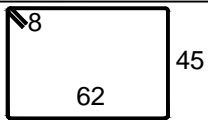
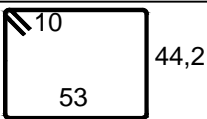
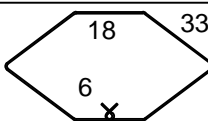
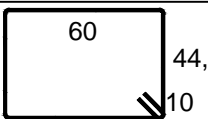
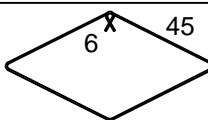
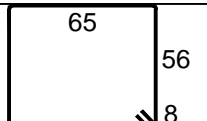
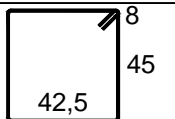
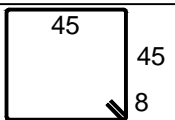
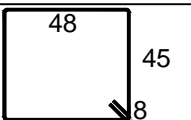
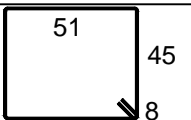
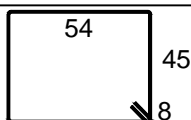
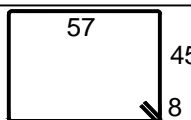
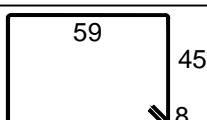
Št. lista: A1

Št. pozicije	Tip mreže	Kosov	Celih mrež	Teža na kos [kg]	Skupna teža [kg]	Skica - zunanje dimenzije v [cm]	Ostanek za poz.	Ostanek od poz.
37	R 424	1	1	40,1	40,1			
38	R 503	2	0	17,1	34,2			30
39	R 503	1	1	12,0	12,0			
40	R 503	2	1	19,0	38,0		41	
41	R 524	1	0	16,9	16,9			40
42	R 628	2	2	44,2	88,4			
43	R 628	2	2	42,5	85,0			
44	R 628	8	8	52,3	418,2			
45	R 628	2	2	41,6	83,2			
46	R 628	2	2	46,3	92,6			
47	R 424	6	6	34,0	204,0			
48	Q 283	1	1	13,9	13,9			
49	Q 509	2	2	35,5	71,0			

Št. pozicije	Φ mm	Št. posam. kosov	Skupno št. kosov	Oblika - zunanje dimenzije v [cm]	Posam. dolžina [cm]	Skupna dolžina [m]
50	8	1	83		103,0	85,5
51	12	1	4		315,0	12,6
52	12	1	2		350,0	7,0
53	12	1	2		440,0	8,8
54	12	1	4		230,0	9,2
55	10	1	33		440,0	145,2
56	10	1	175		425,0	599,3
57	10	1	33		450,0	148,5
58	10	1	66		465,0	306,9
59	8	1	80		280,0	263,2
60	8	1	152		300,0	606,0

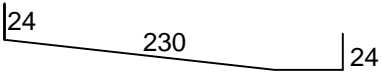
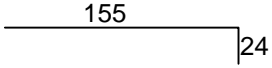
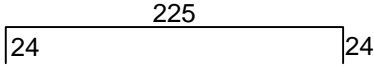
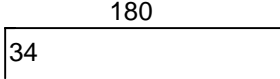
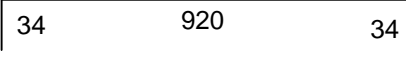
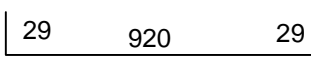
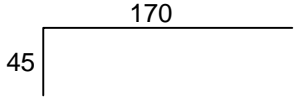
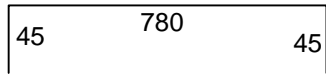
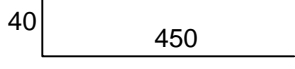
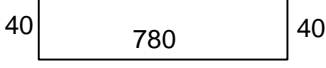
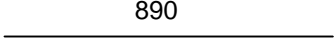
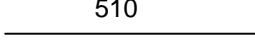
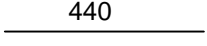
Specifikacija armaturnih palic in stremen za AB okvir v osi I.

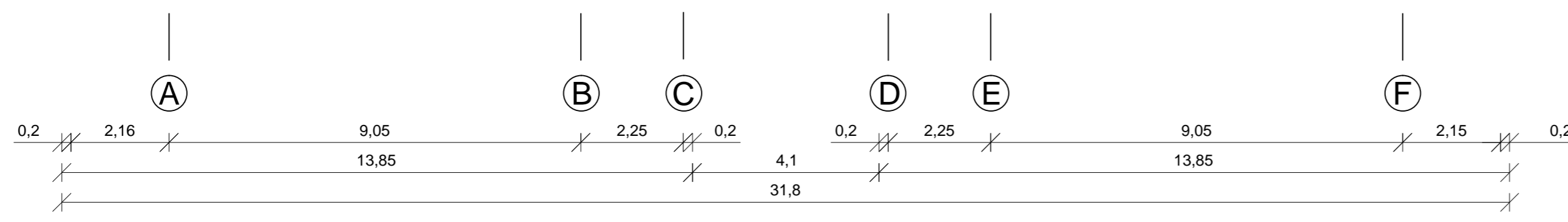
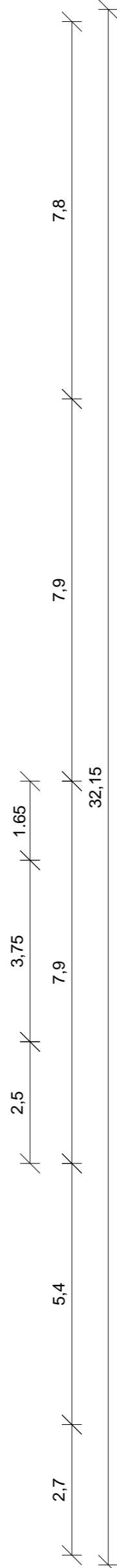
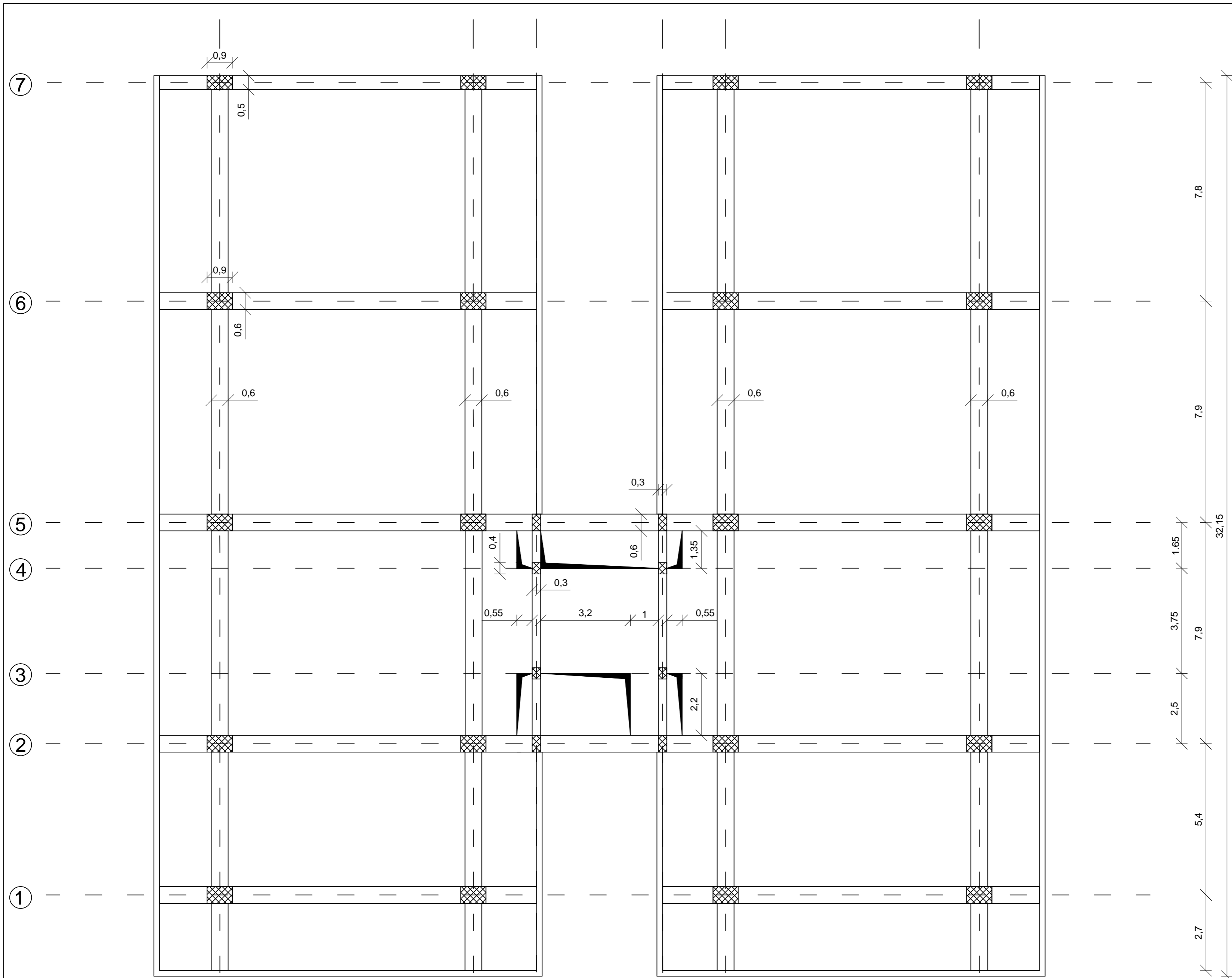
Št. lista: A2

Št. pozicije	Φ mm	Št. posam. kosov	Skupno št. kosov	Oblika - zunanje dimenzije v [cm]	Posam. dolžina [cm]	Skupna dolžina [m]
61	8	1	37		230,0	85,1
62a	10	2	50		214,4	107,2
62b	6	1	25		180,0	45,0
63a	10	2	42		228,4	95,9
63b	6	1	21		192,0	40,3
64	8	1	44		258,0	113,5
65	8	1	1		191,0	1,9
66	8	1	1		196,0	2,0
67	8	1	1		202,0	2,0
68	8	1	1		208,0	2,1
69	8	1	1		214,0	2,1
70	8	1	1		220,0	2,2
71	8	1	1		244,0	2,2

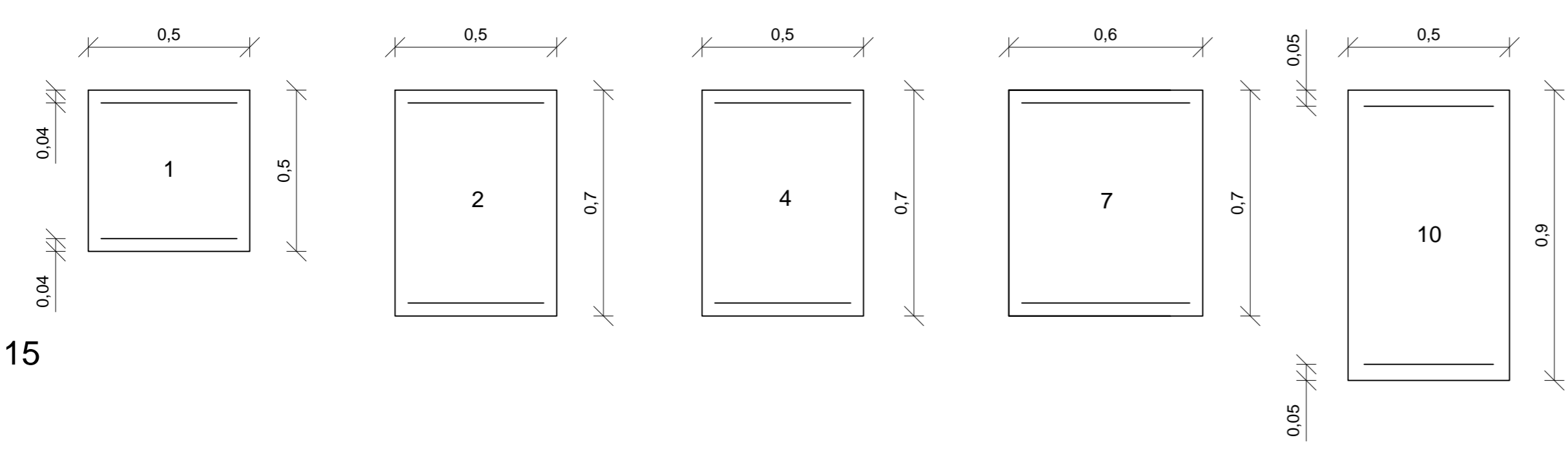
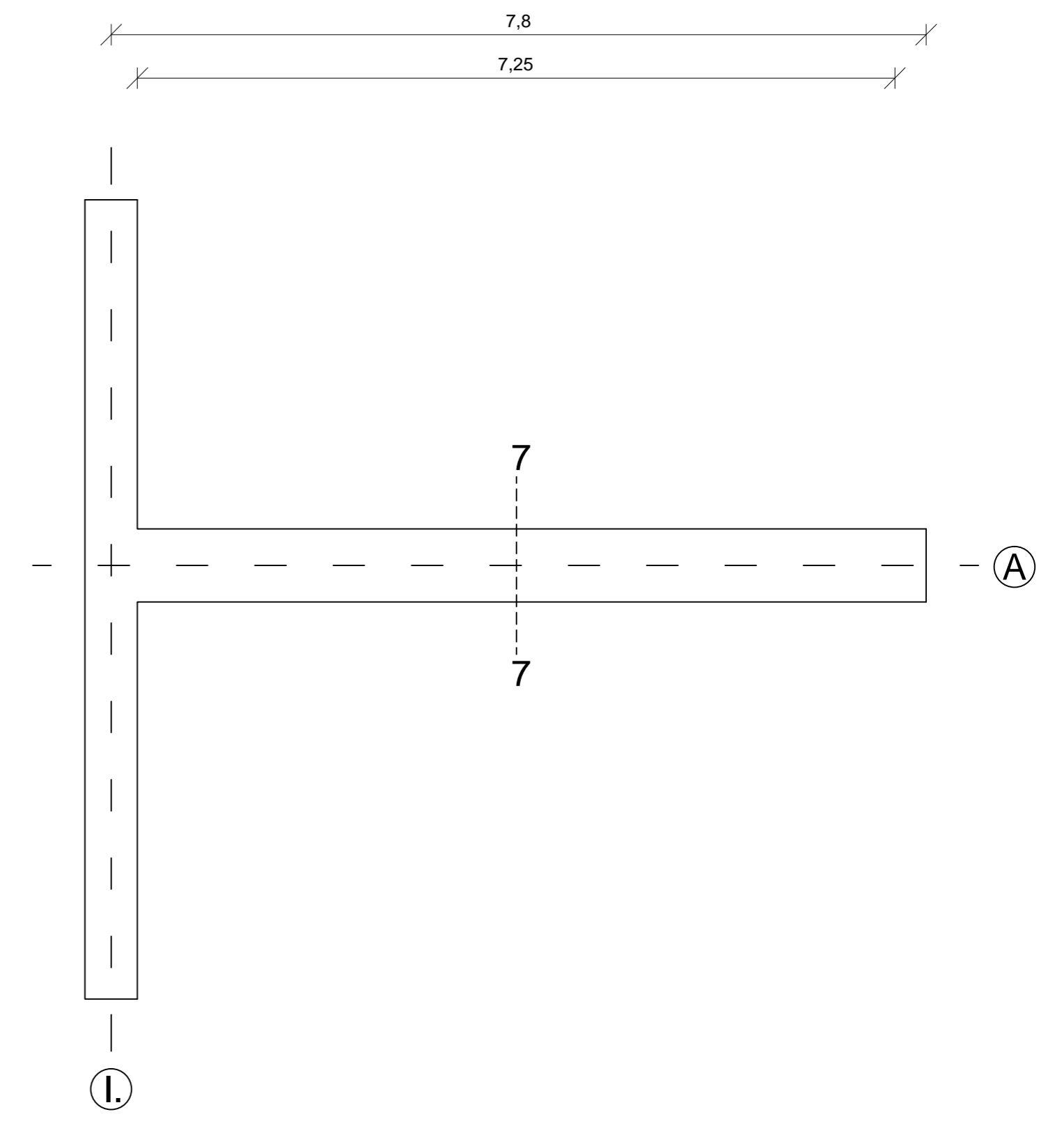
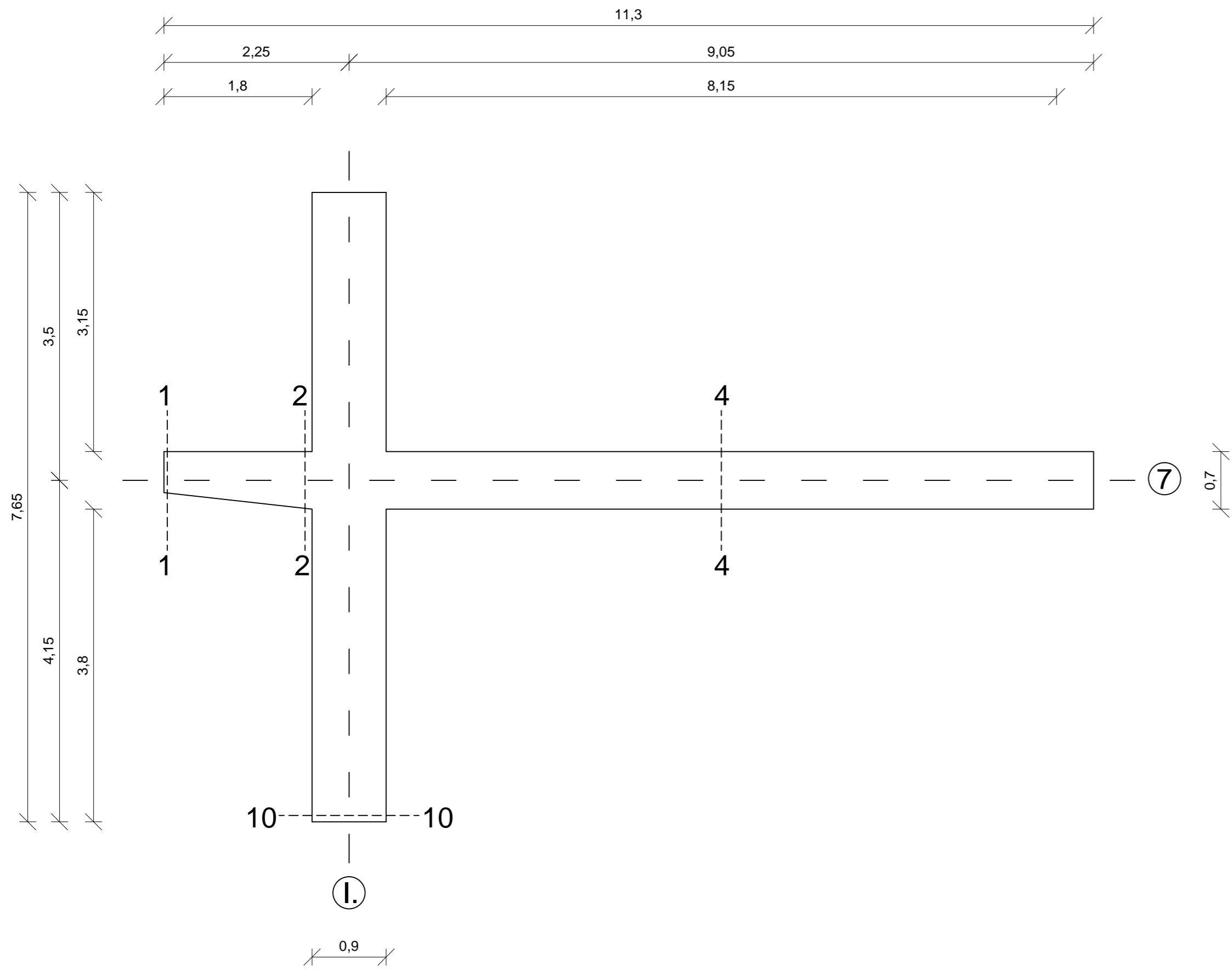
Specifikacija armaturnih palic in stremen za AB okvir v osi I.

Št. lista: A2

Št. pozicije	Φ mm	Št. posam. kosov	Skupno št. kosov	Oblika - zunanje dimenzije v [cm]	Posam. dolžina [cm]	Skupna dolžina [m]
72	12	1	2		278,0	5,6
73	12	1	2		179,0	3,6
74	12	1	2		273,0	5,5
75	22	1	4		214,0	8,5
76	22	1	2		988,0	19,8
77	19	1	3		978,0	29,3
78	25	1	7		215,0	15,1
79	25	1	2		870,0	17,4
80	22	1	1		490,0	4,9
81	22	1	4		860,0	34,4
82	22	1	12		890,0	106,8
83	22	1	8		510,0	40,8
84	22	1	4		440,0	17,6



NASLOV: Analiza in dimenzioniranje AB nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani		VSEBINA: Zasnova AB medetažne plošče P400	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad	Faza: PZI	Merilo: 1 : 100	
Avtor: Dejan Semič	Št. projekta: A-74	Datum: Avgust 2013	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo		Št. lista: B1	



M = 1 : 15

NASLOV: Analiza in dimenzioniranje AB nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani		VSEBINA: Zasnova AB okvira v osi I.	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad	Faza: PZI	Merilo: 1 : 50	
Avtor: Dejan Semič	Št. projekta: A-74	Datum: Avgust 2013	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo		Št. lista: B2	

7

6

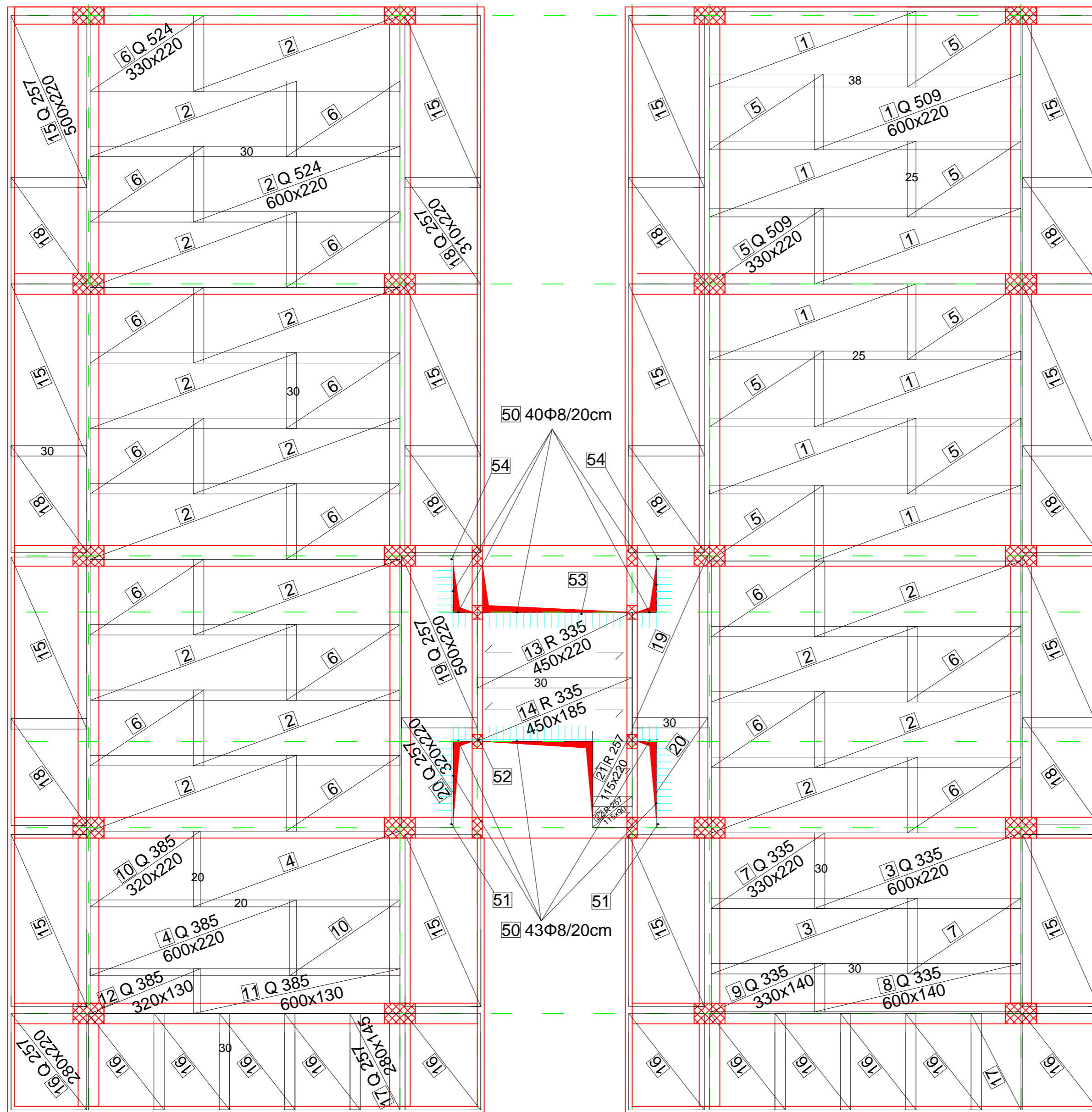
5

4

3

2

1



A

B

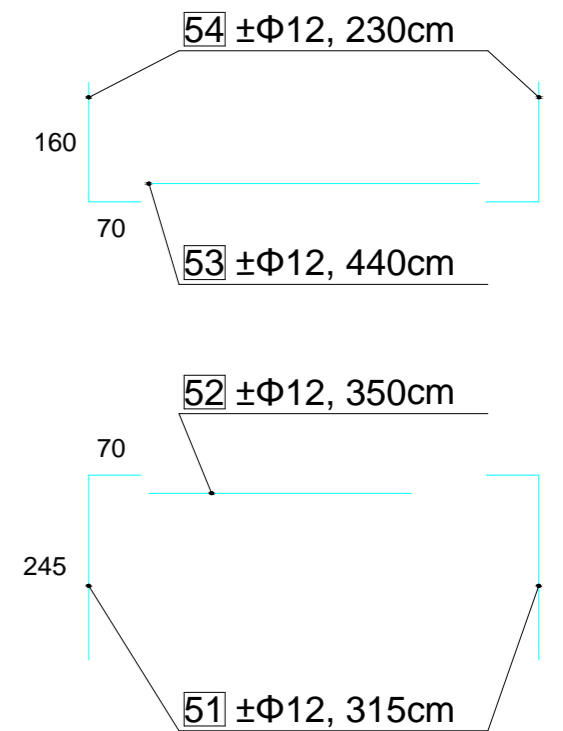
C

D

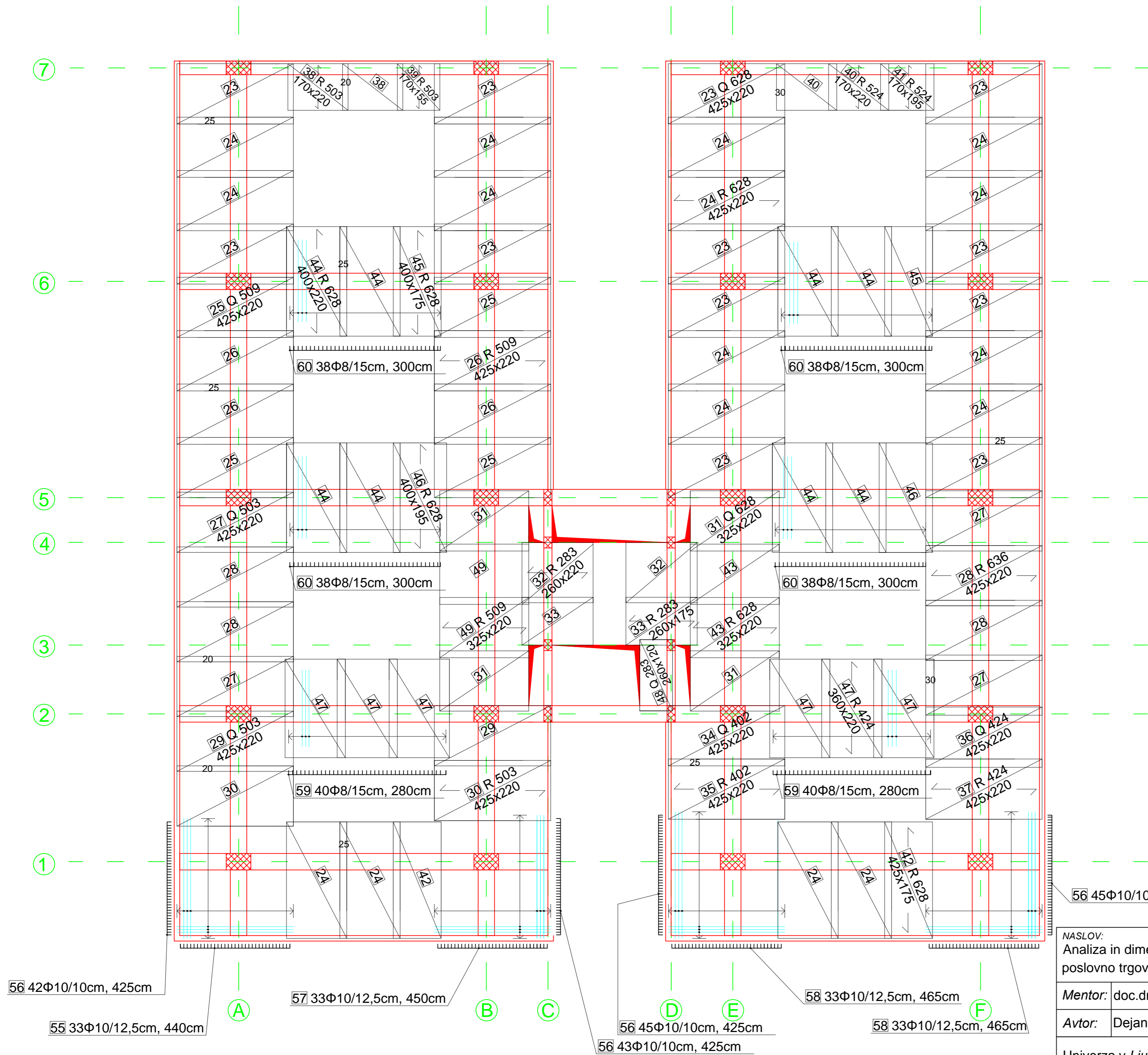
E

F

13 ⁴⁵/₄₅ 50 83Φ8, 103cm



NASLOV: Analiza in dimenzioniranje AB nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani		VSEBINA: Armaturni načrt AB plošče P400 - spodnja armatura	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad	Faza: PZI	Merilo: 1 : 100	
Avtor: Dejan Semič	Št. projekta: A-74	Datum: Avgust 2013	Št. lista: C1
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			



56 42Φ10/10cm, 425cm

55 33Φ10/12,5cm, 440cm

57 33Φ10/12,5cm, 450cm

56 45Φ10/10cm, 425cm

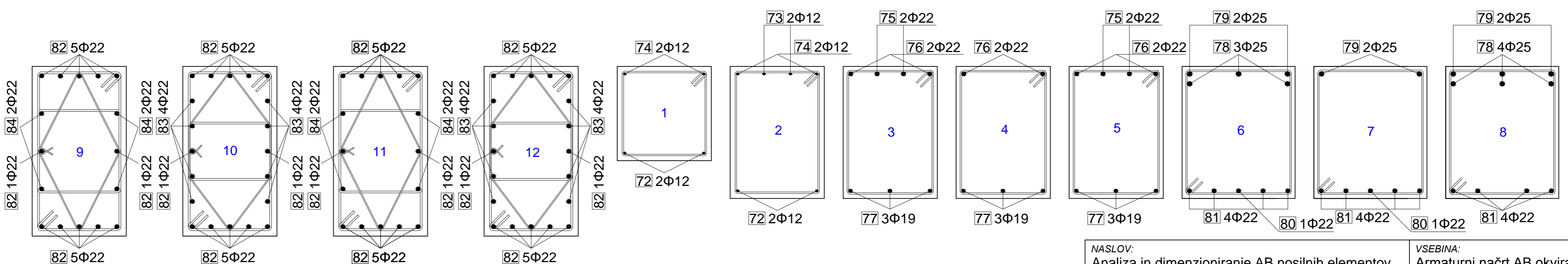
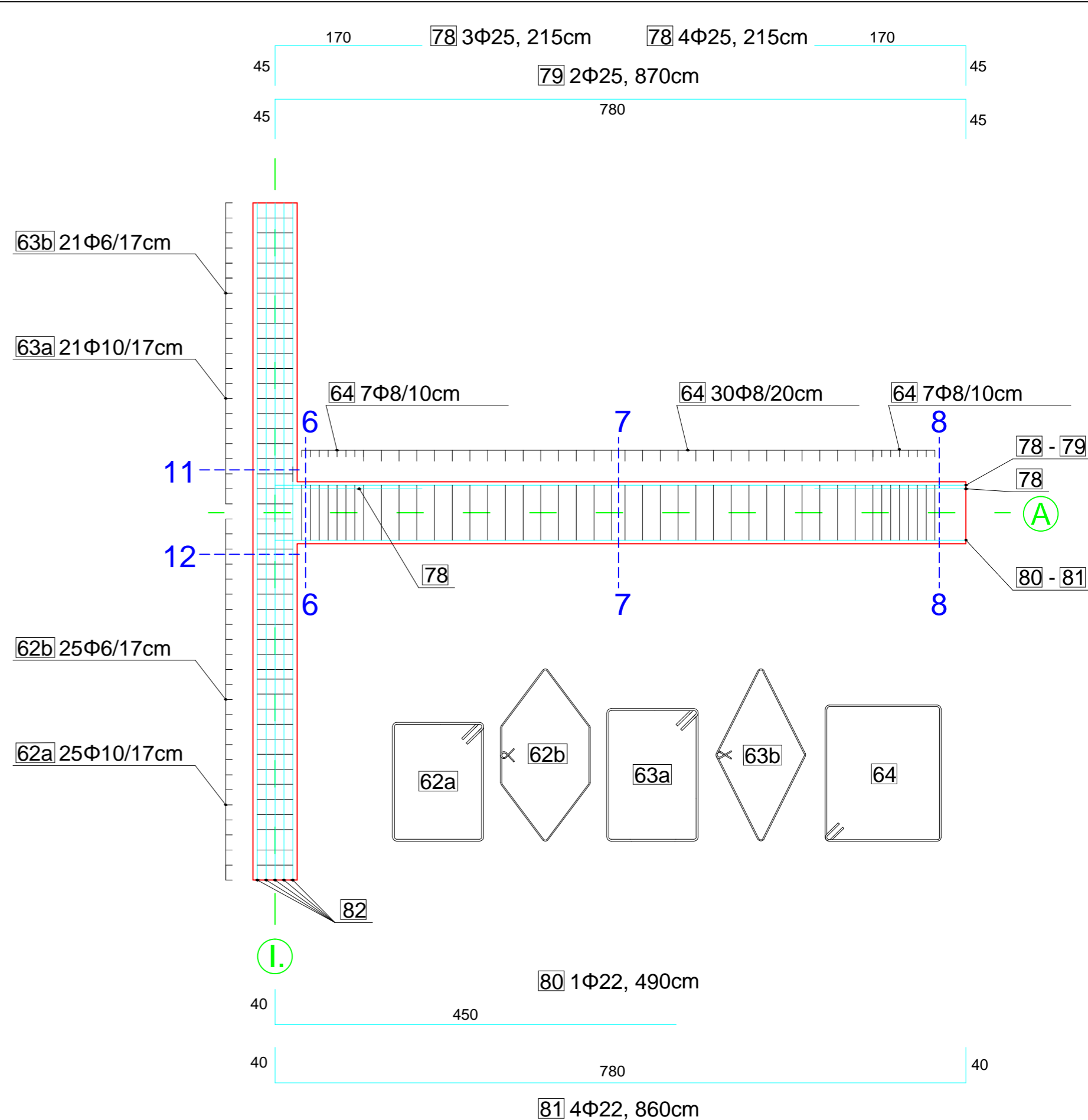
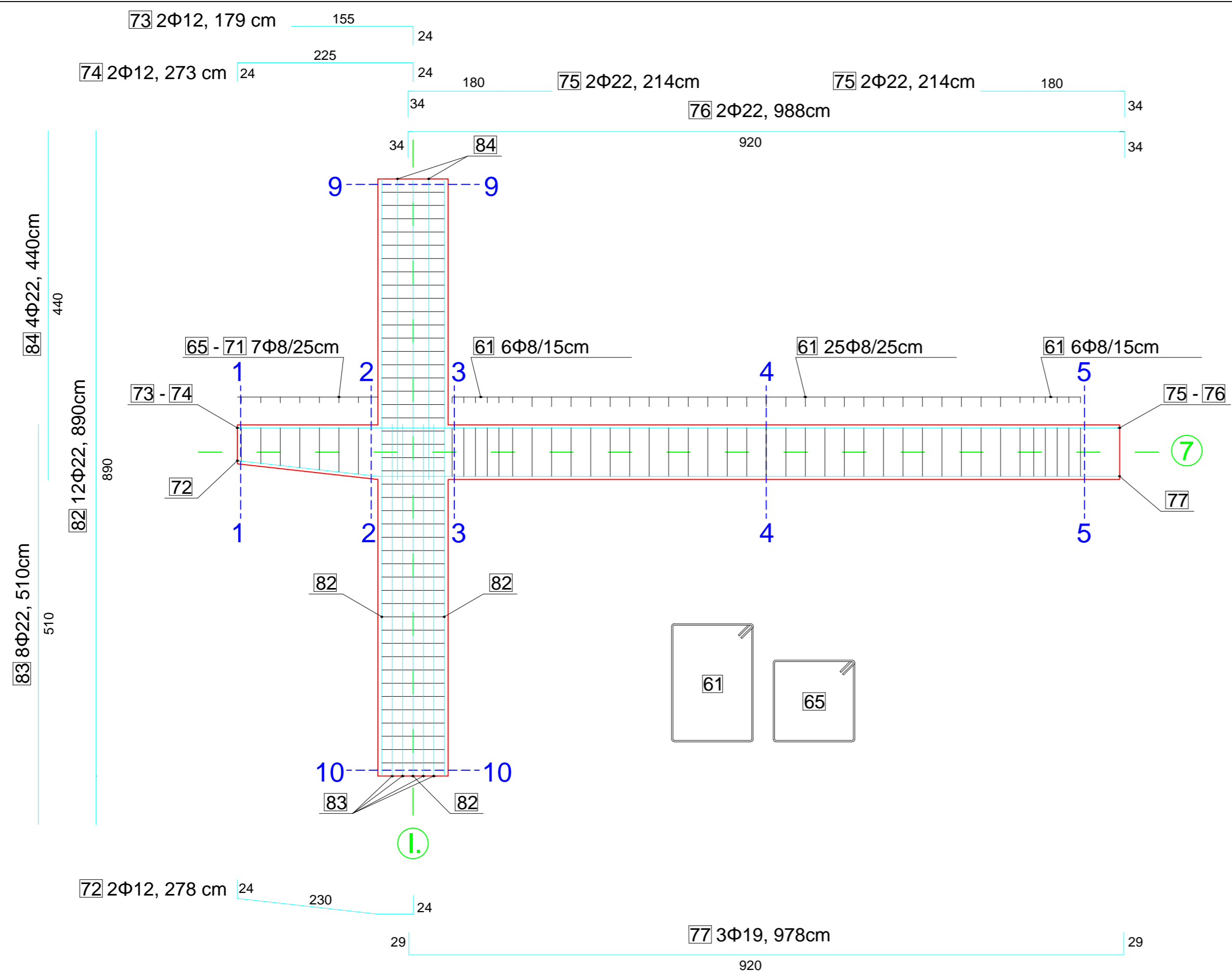
56 43Φ10/10cm, 425cm

58 33Φ10/12,5cm, 465cm

58 33Φ10/12,5cm, 465cm

56 45Φ10/10cm, 425cm

NASLOV: Analiza in dimenzioniranje AB nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani		VSEBINA: Armaturni načrt AB plošče P400 - zgornja armatura	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad	Faza: PZI	Merilo: 1 : 100	
Avtor: Dejan Semič	Št. projekta: A-74	Datum: Avgust 2013	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>		Št. lista: C2	



M = 1 : 15

NASLOV: Analiza in dimenzioniranje AB nosilnih elementov poslovno trgovskega objekta v Ljubljani		VSEBINA: Armaturni načrt AB okvira v osi I.	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad	Faza: PZI	Merilo: 1 : 50	
Avtor: Dejan Semič	Št. projekta: A-74	Datum: Avgust 2013	
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>		Št. lista:	C3