

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Visokošolski strokovni študij
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidat:

Ožbolt Seničar

Dimenzioniranje konstrukcije enodružinske hiše

Diplomska naloga št.: 362

Mentor:
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

OŽBOLT SENIČAR izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE ENODRUŽINSKE HIŠE«.

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

Ljubljana, 11. 2. 2010.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.04(043.2)
Avtor:	Ožbolt Seničar
Mentor:	doc. dr. Jože Lopatič, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Dimenzioniranje konstrukcije enodružinske hiše
Obseg:	143 str.
Ključne besede:	enodružinska hiša, konstrukcija, dimenzioniranje

Izvleček

Delo predstavlja statični izračun enodružinske hiše po veljavnih standardih iz družine Evrokod. Objekt je tlorisnih dimenzij 14 x 14 m in zajema klet, pritličje in mansardo. Temeljeno je na armiranobetonskih pasovnih temeljih, stene so zidane in z vertikalnimi vezmi predstavljajo povezano zidovje, medetažna konstrukcija med kletjo in pritličjem je armiranobetonska plošča, med pritličjem in mansardo pa je rebričasti strop nosilen v eni smeri. Strešna konstrukcija je izvedena z dvema kapnima in dvema vmesnima legama oziroma z dvema kapnima in slemensko lego na delu, ki je pravokoten na glavno os strehe. Špirovci so med seboj povezani s škarjami, na koncih slemen so izvedeni čopi, naklon strešine je 38°. Objekt stoji na Notranjskem, na nadmorski višini 300 metrov. Največji del naloge je posvečen poteku sil po konstrukciji ter izbiri računskih modelov posameznih sklopov.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.04(043.2)
Author: Ožbolt Seničar
Supervisor: assist. prof. dr. Jože Lopatič, univ. dipl. inž. grad.
Title: Design of a Load Carrying Structure of a Dwelling-House
Notes: 143 p.
Key words: Design, load carrying structure, dwelling-house

Abstract

The following work presents static calculation of a dwelling-house in accordance with the applicable standards from the Eurocode family. The structure has the following plan view dimensions: 14 x 14m, and it comprises basement, ground floor, and attic. It has reinforced-concrete strip foundations, the walls are made out of bricks, and together with vertical beams represent confined masonry. The floor structure between the basement and the ground floor is a reinforced-concrete plate, and one way concrete hollow-clay-tile floor system is located between the ground floor and the attic. Roof construction consists of two inferior and two middle purlins, and two inferior purlins and a ridge beam on the part, which is perpendicular to the main axis of the roof. Rafters are inter-connected with collar ties, ridge ends are concluded with “čopi”, and the roof angle is 38°. The house is located in the Notranjska region, 300 meters above the sea-level. The majority of the thesis studies the course of forces along the construction and the selection of calculation models of individual sets.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD.....	1
2 OBTEŽBA IN DELNI VARNOSTNI FAKTORJI	2
2.1 Splošno o obtežbi na konstrukcijo.....	2
2.2 Stalna obtežba G_k	2
2.3 Spremenljiva obtežba Q_k	3
2.4 Obtežba snega	3
2.5 Obtežba vetra	5
2.6 Varnostni faktorji in obtežne kombinacije.....	7
3 DIMENZIONIRANJE STREŠNE LESENE KONSTRUKCIJE.....	10
3.1 POZ 401 - špirovec.....	11
3.1.1 Zasnova	11
3.1.2 Material.....	11
3.1.3 Obtežba	11
3.1.4 Obtežne kombinacije	12
3.1.5 Notranje statične količine v mejnem stanju nosilnosti.....	14
3.1.6 Dimenzioniranje.....	15
3.1.7 Izbira prereza	20
3.2 POZ 402 - špirovec.....	20
3.2.1 Zasnova	20
3.2.2 Material.....	20
3.2.3 Obtežba	21
3.2.4 Notranje statične količine.....	21
3.2.5 Dimenzioniranje.....	22
3.2.6 Izbira prereza	24
3.3 POZ 403 - lega	24
3.3.1 Zasnova	24
3.3.2 Material.....	25
3.3.3 Obtežba	25
3.3.4 Notranje statične količine.....	26
3.3.5 Dimenzioniranje.....	27

3.3.6	Izbira prereza	29
3.4	POZ 404 - škarje	29
3.4.1	Zasnova	29
3.4.2	Material.....	30
3.4.3	Obtežba	30
3.4.4	Dimenzioniranje.....	30
3.4.5	Izbira prereza	31
3.5	POZ 405 lega	31
3.5.1	Zasnova	31
3.5.2	Material.....	31
3.5.3	Obtežba	31
3.5.4	Dimenzioniranje.....	32
3.5.5	Izbira prereza	33
3.6	POZ 406 - lega	34
3.6.1	Zasnova	34
3.6.2	Material.....	34
3.6.3	Obtežba	34
3.6.4	Notranje statične količine.....	34
3.6.5	Dimenzioniranje.....	35
3.6.6	Izbira prereza	37
3.7	POZ 407 soha	37
3.7.1	Zasnova	37
3.7.2	Material.....	37
3.7.3	Obtežba	37
3.7.4	Dimenzioniranje.....	38
3.7.5	Izbira prereza	39
3.8	POZ 408 - žlotnik	39
3.8.1	Zasnova	39
3.8.2	Material.....	39
3.8.3	Obtežba	39
3.8.4	Notranje statične količine.....	40
3.8.5	Dimenzioniranje.....	41

3.8.6	Izbira prereza	42
3.9	POZ 409 - lega	42
3.9.1	Zasnova	42
3.9.2	Material.....	42
3.9.3	Obtežba	42
3.9.4	Notranje statične količine.....	43
3.9.5	Dimenzioniranje.....	44
3.9.6	Izbira prereza.....	45
	DIMENZIONIRANJE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE – REBRIČASTI STROP... 46	
3.10	Dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov po SIST EN 1992-1-1.....	47
3.10.1	Tlačna trdnost betona.....	47
3.10.2	Sovisnost med napetostjo in deformacijo za dimenzioniranje prečnih prerezov	47
3.10.3	Jeklo za armiranje	49
3.10.4	Kontrola povosov	52
3.10.5	Minimalna armatura	53
3.11	Pozicija 301 – rebričasti strop.....	56
3.11.1	Zasnova	56
3.11.2	Material.....	57
3.11.3	Obtežba	58
3.11.4	Notranje statične količine.....	59
3.11.5	Dimenzioniranje.....	59
3.12	POZ 302 – rebričasti strop.....	60
3.12.1	Zasnova	60
3.12.2	Material.....	61
3.12.3	Obtežba	61
3.12.4	Notranje statične količine.....	62
3.12.5	Dimenzioniranje.....	63
3.13	POZ 303 – rebričasti strop.....	63
3.13.1	Zasnova	63
3.13.2	Material.....	63
3.13.3	Obtežba	64

3.13.4	Notranje statične količine.....	65
3.13.5	Dimenzioniranje.....	65
3.14	POZ 304 – rebričasti strop.....	65
3.14.1	Zasnova.....	65
3.14.2	Material.....	66
3.14.3	Obtežba.....	66
3.14.4	Notranje statične količine.....	67
3.14.5	Dimenzioniranje.....	68
3.15	POZ 305 – rebričasti strop.....	68
3.15.1	Zasnova.....	68
3.15.2	Material.....	68
3.15.3	Obtežba.....	69
3.15.4	Notranje statične količine.....	70
3.15.5	Dimenzioniranje.....	70
3.16	POZ 306 – rebričasti strop.....	71
3.16.1	Zasnova.....	71
3.16.2	Material.....	71
3.16.3	Obtežba.....	71
3.16.4	Notranje statične količine.....	72
3.16.5	Dimenzioniranje.....	73
3.17	POZ 307 - balkon prečno na rebra.....	73
3.17.1	Zasnova.....	73
3.17.2	Material.....	73
3.17.3	Obtežba.....	73
3.17.4	Dimenzioniranje.....	75
3.18	POZ 308 a in b - stopnišče.....	76
3.18.1	Zasnova.....	76
3.18.2	Material.....	76
3.18.3	Obtežba.....	76
3.18.4	Notranje statične količine.....	77
3.18.5	Dimenzioniranje.....	78
3.19	POZ 309 – AB nosilec v višini stropa.....	78

3.19.1	Zasnova	78
3.19.2	Material.....	78
3.19.3	Obtežba	78
3.19.4	Notranje statične količine.....	79
3.19.5	Dimenzioniranje.....	80
3.20	POZ 310 - AB nosilec.....	80
3.20.1	Zasnova	80
3.20.2	Material.....	80
3.20.3	Obtežba	80
3.20.4	Notranje statične količine.....	82
3.20.5	Dimenzioniranje.....	82
3.21	POZ 311 – AB nosilec	83
3.21.1	Zasnova	83
3.21.2	Material.....	83
3.21.3	Obtežba	83
3.21.4	Notranje statične količine.....	84
3.21.5	Dimenzioniranje.....	84
3.22	POZ 312 - AB nosilec.....	85
3.22.1	Zasnova	85
3.22.2	Material.....	85
3.22.3	Obtežba	85
3.22.4	Notranje statične količine.....	87
3.22.5	Dimenzioniranje.....	87
3.23	POZ 313 - AB nosilec.....	88
3.23.1	Zasnova	88
3.23.2	Material.....	88
3.23.3	Obtežba	88
3.23.4	Notranje statične količine.....	89
3.23.5	Dimenzioniranje.....	89
3.24	POZ 314 - AB okvir	90
3.24.1	Zasnova	90
3.24.2	Material.....	90

3.24.3	Obtežba	91
3.24.4	Notranje statične količine.....	92
3.24.5	Dimenzioniranje nosilca	92
3.24.6	Dimenzioniranje stebra	93
3.25	Kontrola povosov	93
3.25.1	Pozicija 306.....	93
3.25.2	Pozicija 309.....	94
3.25.3	Pozicija 311.....	96
3.25.4	Pozicija 312.....	97
4	DIMENZIONIRANJE MONOLITNE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE	98
4.1	POZ 201 a in b - AB stopnice.....	99
4.1.1	Zasnova	99
4.1.2	Material.....	99
4.1.3	Obtežba	99
4.1.4	Notranje statične količine.....	100
4.1.5	Dimenzioniranje.....	100
4.2	POZ 202 - AB plošča.....	101
4.2.1	Zasnova	101
4.2.2	Material.....	101
4.2.3	Obtežba	101
4.2.4	Notranje statične količine.....	104
4.2.5	Dimenzioniranje.....	108
4.3	POZ 203 - AB nosilec.....	110
4.3.1	Zasnova	110
4.3.2	Material.....	110
4.3.3	Obtežba	110
4.3.4	Notranje statične količine.....	111
4.3.5	Dimenzioniranje.....	111
4.4	POZ 204 razpon horizontalne vezi	111
4.4.1	Zasnova	111
4.4.2	Material.....	111
4.4.3	Obtežba	112

4.4.4	Notranje statične količine.....	113
4.4.5	Dimenzioniranje.....	113
4.5	POZ 205 - AB nosilec.....	114
4.5.1	Zasnova.....	114
4.5.2	Material.....	115
4.5.3	Obtežba.....	115
4.5.4	Notranje statične količine.....	115
4.5.5	Dimenzioniranje.....	116
4.6	Kontrola povosov.....	116
4.6.1	Pozicija 202 polje 5.....	116
4.6.2	Pozicija 202 polje 8.....	116
4.6.3	Pozicija 205.....	117
5	DIMENZIONIRANJE TEMELJEV IN KLETNIH STEN.....	119
5.1	POZ 101 - točkovni temelj.....	120
5.1.1	Zasnova.....	120
5.1.2	Material.....	120
5.1.3	Obtežba.....	120
5.1.4	Notranje statične količine.....	120
5.1.5	Dimenzioniranje.....	120
5.2	POZ 102 - pasovni temelj.....	121
5.2.1	Zasnova.....	121
5.2.2	Material.....	122
5.2.3	Obtežba.....	122
5.2.4	Notranje statične količine.....	124
5.2.5	Dimenzioniranje.....	124
5.3	POZ 103 - temeljna greda.....	125
5.3.1	Zasnova.....	125
5.3.2	Material.....	125
5.3.3	Obtežba.....	125
5.3.4	Dimenzioniranje.....	126
5.4	POZ 104 - temeljna greda.....	126
5.4.1	Zasnova.....	126

5.4.2	Material.....	126
5.4.3	Obtežba	127
5.4.4	Dimenzioniranje.....	127
5.5	POZ 105 - temeljna greda	128
5.5.1	Zasnova	128
5.5.2	Material.....	128
5.5.3	Obtežba	128
5.5.4	Dimenzioniranje.....	129
5.6	POZ 106 - notranji zid debeline 24 cm	129
5.6.1	Material.....	129
5.6.2	Obtežba	130
5.6.3	Izračun	130
5.7	POZ 107 - zunanji zid debeline 30 cm v kleti	132
5.7.1	Material.....	132
5.7.2	Obtežba	132
5.7.3	Izračun	134
6	KONTROLA ODPORNOSTI OBJEKTA NA POTRESNO OBTEŽBO.....	135
6.1	Splošna pravila izvedbe in izbire materiala zidanih stavb na potresnih območjih	135
6.1.1	Uvod	135
6.1.2	Lastnosti materialov in način izvedbe.....	135
6.1.3	Kriterij za projektiranje in pravila za konstruiranje.....	136
6.1.4	Pravila za enostavne zidane stavbe	137
6.1.5	Kontrola pravil za enostavne zidane objekte	138
7	ZAKLJUČEK.....	141
VIRI	143

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Specifične teže materialov.	3
Preglednica 2.2: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe. Povzeto po SIST EN 1991-1-1, preg. 6.2, str. 15)	3
Preglednica 2.3: Koeficienti c_{pe} za različne dele strehe, $\alpha = 38^\circ$	7
Preglednica 2.4: Pritisk na streho w_e [kN/m ²], $\alpha = 38^\circ$	7
Preglednica 2.5: Varnostni faktorji obtežb.	8
Preglednica 2.6: Kombinacijski faktorji obtežb.	8
Preglednica 2.7: Obtežne kombinacije v mejnem stanju nosilnosti.	8
Preglednica 2.8: Obtežne kombinacije v mejnem stanju uporabnosti.	9
Preglednica 3.1: Preostala stalna obtežba strešne konstrukcije.	11
Preglednica 3.2: Največji pomiki konstrukcije pri stalni in spremenljivi obtežbi. [cm].	15
Preglednica 3.3: Preglednica rezultatov izračuna pomožnih vrednosti.	18
Preglednica 3.4: Preglednica rezultatov izračuna na upogibni moment ter pripadajočo osno silo.	18
Preglednica 3.5: Preglednica rezultatov izračuna kontrole striga zaradi prečne sile.	18
Preglednica 3.6: Preglednica rezultatov kontrole povosov.	19
Preglednica 3.7: Rezultati kontrole povosov.	20
Preglednica 3.8: Največji pomiki konstrukcije [cm].	22
Preglednica 3.9: Preglednica rezultatov pomožnih vrednosti.	23
Preglednica 3.10: Preglednica rezultatov kontrol na maksimalni moment.	23
Preglednica 3.11: Preglednica rezultatov kontrol striga zaradi prečne sile.	24
Preglednica 3.12: Preglednica rezultatov kontrole povosov.	24
Preglednica 3.13: Največji pomiki konstrukcije [cm].	27
Preglednica 3.14: Rezultati izračuna geometrijskih karakteristik prečnega prereza.	28
Preglednica 3.15: Rezultati izračuna dimenzioniranja na maksimalen upogibni moment.	29
Preglednica 3.16: Rezultati izračuna dimenzioniranja na strig.	29
Preglednica 3.17: Kontrola dovoljenih povosov.	29
Preglednica 3.18: Rezultati izračuna kontrole prereza na natezno osno silo.	30
Preglednica 3.19: Notranje statične količine v mejnem stanju nosilnosti.	32
Preglednica 3.20: Geometrijske karakteristike prečnega prereza.	32

Preglednica 3.21: Kontrole dimenzioniranja na maksimalen upogibni moment.....	33
Preglednica 3.22: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile.	33
Preglednica 3.23: Kontrole povosov.	33
Preglednica 3.24: Največji pomiki konstrukcije [cm].	35
Preglednica 3.25: Geometrijske karakteristike prečnega prereza	36
Preglednica 3.26: Kontrole dimenzioniranja na upogibni moment.	36
Preglednica 3.27: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile.	36
Preglednica 3.28: Kontrole povosov.	36
Preglednica 3.29: Geometrijske karakteristike prečnega prereza.	38
Preglednica 3.30: Geometrijske karakteristike prečnega prereza.	41
Preglednica 3.31: Kontrole dimenzioniranja na upogibni moment ter pripadajočo osno silo.	41
Preglednica 3.32: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile	41
Preglednica 3.33: Največji pomiki konstrukcije [cm].	43
Preglednica 3.34: Pomožne vrednosti.....	44
Preglednica 3.35: Kontrole dimenzioniranja na maksimalen upogibni moment ter pripadajočo osno silo.	44
Preglednica 3.36: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile.	44
Preglednica 3.37: Kontrole povosov v mejnem stanju uporabnosti.....	45
Preglednica 4.1: Preostala stalna obtežba	58
Preglednica 4.2: Preostala stalna obtežba.	61
Preglednica 4.3: Preostala stalna obtežba.	64
Preglednica 4.4: Preostala stalna obtežba.	66
Preglednica 4.5: Preostala stalna obtežba.	69
Preglednica 4.6: Preostala stalna obtežba.	71
Preglednica 4.7: Preostala stalna obtežba.	76
Preglednica 4.8: Lastna teža posameznih sklopov zidu.....	81
Preglednica 4.9: Lastna teža posameznih sklopov zidu.....	83
Preglednica 4.10: Lastna teža posameznih delov zidu.....	86
Preglednica 4.11: Obtežba posameznih sklopov zidu.	88
Preglednica 2.1: Preostala stalna obtežba.	99
Preglednica 2.2: Preostala stalna obtežba [kN/m]	102
Preglednica 2.3: Lastna teža zidu v nadstropju [kN/m].....	102

Preglednica 2.4: Obtežba zidu [kN/m]	110
Preglednica 7.1: Priporočeno dopustno število etaž nad nivojem terena in minimalna površina strižnih sten [%] za "enostavne zidane stavbe". (EN 1998-1 preg. 9.3)	137
Preglednica 7.2: Površina strižnih sten po smereh [m ²] ter delež strižnih sten.....	138

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapnici (SIST EN 1991-1-3, sl.: 5.3, str.: 16).....	4
Slika 2.2: Tlorisna razdelitev strehe v območju z različno obtežbo vetra	6
Slika 3.1: Pozicijska skica ostrešja	10
Slika 3.2: Računski model špirovcev	11
Slika 3.3: Lastna teža konstrukcije [kN/m]	12
Slika 3.4: Različen nanos obtežbe vetra [kN/m].....	12
Slika 3.5: Različen nanos obtežbe snega [kN/m]	12
Slika 3.6: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	14
Slika 3.7: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	14
Slika 3.8: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil razdeljenih zaradi preglednosti[kN] in upogibnih momentov [kNm]	14
Slika 3.9: Vrednosti kdef za različne razrede uporabe ter trajanje obtežb.....	17
Slika 3.10: Model 401a in 401b.....	19
Slika 3.11: Prikaz stalne obtežbe [kN/m]	19
Slika 3.12: Prikaz obtežbe snega [kN/m].....	19
Slika 3.13: Prikaz obtežb vetra [kN/m].....	19
Slika 3.14: Računski model špirovca pozicije 402	20
Slika 3.15: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	21
Slika 3.16: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	21
Slika 3.17: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	22
Slika 3.18: Računski model obravnavanega elementa.....	24
Slika 3.19: Stalna obtežba [kN/m]	25
Slika 3.20: Obtežba vetra [kN/m]	25
Slika 3.21: Obtežba snega [kN/m].....	25
Slika 3.22: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	26
Slika 3.23: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	26
Slika 3.24: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm].	27
Slika 3.25: Računski model obravnavnega primera,	29
Slika 3.26: Računski model obravnavanega elementa.....	31
Slika 3.27: Stalna obtežba [kN/m]	31

Slika 3.28: Obtežba snega [kN/m]	31
Slika 3.29: Obtežba vetra [kN/m]	32
Slika 3.30: Računski model obravnavanega primera.....	34
Slika 3.31: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	34
Slika 3.32: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	35
Slika 3.33: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	35
Slika 3.34: Ovojnice osnih sil za dolgotrajno, srednje dolgo ter kratkotrajno obtežbo [kN/m]	37
Slika 3.35: Kontrole dimenzioniranja na maksimalni tlak	38
Slika 3.36: Računski model obravnavanega elementa.....	39
Slika 3.37: Računski model obravnavanega elementa.....	39
Slika 3.38: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	40
Slika 3.39: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	40
Slika 3.40: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	40
Slika 3.41: Računski model obravnavanega elementa.....	42
Slika 3.42: Prikaz stalne obtežbe [kN], obtežbe snega [kN] in obtežbe vetra v dveh pravokotnih smereh [kN]	42
Slika 3.43: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	43
Slika 3.44: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	43
Slika 3.45: Ovojnice prečnih sil v smeri z in y [kN] in upogibnih momentov okoli osi y in z [kNm].....	43
Slika 4.1: Pozicijska skica obravnavane etaže.....	46
Slika 4.2: Delovni diagram tlačenege betona podan s parabolo in premico	48
Slika 4.3: Bilinearna sovisnost med napetostjo in deformacijo.....	48
Slika 4.4: Konstantna porazdelitev napetosti. (SIST EN 1992-1-1 str. 39).....	49
Slika 4.5: Odpornost armiranobetonskega elementa na prečno silo	50
Slika 4.6: Določitev l_0 , za račun učinkovite širine pasu ter parametri učinkovite širine pasu (SIST EN 1992-1-1).....	56
Slika 4.7: Računski model obravnavanega stropa POZ 302.....	57
Slika 4.8: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m].....	58
Slika 4.9: Koristna obtežba v polju K1, K2 in K3. [kN/m]	58
Slika 4.10: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	59

Slika 4.11: Potrebna vzdolžna armatura stropa [cm^2] na zgornji in spodnji strani ter prečna armatura [cm^2/cm]	59
Slika 4.12: Armaturni načrt montažnega stropa pozicije 301	60
Slika 4.13: Računski model obravnavanega stropa POZ 302.....	60
Slika 4.14: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m].....	61
Slika 4.15: Koristna obtežba v poljih 1 K1, K2, K3, K4 v [kN/m] ter obtežba ograje O v [kNm].....	62
Slika 4.16: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	62
Slika 4.17: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm^2] ter prečna armatura v [cm^2/cm]	63
Slika 4.18: Računski model stropa	63
Slika 4.19: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m].....	64
Slika 4.20: Prikaz koristne obtežbe v polju K1 v [kN/m].....	64
Slika 4.21: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	65
Slika 4.22: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm^2] in prečna armatura v [cm^2/cm]	65
Slika 4.23: Računski primer stropa POZ 304	65
Slika 4.24: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m].....	66
Slika 4.25: Koristna obtežba v polju K1, K2, K3 v [kN/m] ter obtežba na ograjo O [kNm] ..	67
Slika 4.26: Ovojnica prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	67
Slika 4.27: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani [cm^2] ter prečna armatura [cm^2/cm]	68
Slika 4.28: Računski model obravnavanega stropa	68
Slika 4.29: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m].....	69
Slika 4.30: Koristna obtežba v polju K1, K2, K3, K4 [kN/m] ter obtežba ograje O [kNm] ..	69
Slika 4.31: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	70
Slika 4.32: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm^2] in prečna armatura v [cm^2/cm]	70
Slika 4.33: Računski model stropa	71
Slika 4.34: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m].....	71
Slika 4.35: Koristna obtežba v polju K1, K2 in K3 v [kN/m]	72
Slika 4.36: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]	72

Slika 4.37: Potreba vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm ²] ter prečna armatura v [cm ² /cm]	73
Slika 4.38: Računski model balkona.....	73
Slika 4.39: Računska modela pozicije 308 a in b	76
Slika 4.40: Prikaz lastne in preostale stalne obtežbe [kN/m]	76
Slika 4.41: Prikaz koristne obtežbe [kN/m].....	77
Slika 4.42: Upogibni momenti v [kNm] in prečne sile v [kN]	77
Slika 4.43: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm ²].....	78
Slika 4.44: Računski model obravnavanega primera.....	78
Slika 4.45: Prikaz lastne in stalne obtežbe na obravnavani element v [kN/m].....	79
Slika 4.46: Koristna obtežba v [kN/m]	79
Slika 4.47: Projektna obtežba stopnišča ST v [kN/m]	79
Slika 4.48: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]	80
Slika 4.49: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm ²] ter prečna armatura v [cm ² /cm]	80
Slika 4.50: Računski model obravnavanega primera.....	80
Slika 4.51: Prikaz stalnih obtežb: lastna teža ostrejša [kN/m], obtežbe zidu v [kN/m], prenos obtežbe iz stropa POZ 301, 302 in 303 [kN/m] in prenos obtežbe z nosilca POZ 309 [kN].....	81
Slika 4.52: Prenos obtežbe snega [kN/m], vetra [kN/m], stropa POZ 301, 302, 303 [kN/m] ter nosilca POZ 309 [kN]	81
Slika 4.53: Prečne sile V [kN] in upogibnih momentov M [kNm].....	82
Slika 4.54: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm ²].....	82
Slika 4.55: Računski model obravnavanega elementa.....	83
Slika 4.56: Prikaz prenosa stalnih obtežb iz strehe [kN/m] ter obtežba zidu [kN/m].....	83
Slika 4.57: Prikaz prenosa obtežbe vetra V [kN/m] in snega S [kN/m] iz strehe.....	84
Slika 4.58: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]	84
Slika 4.59: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm ²].....	84
Slika 4.60: Računski model obravnavanega primera.....	85
Slika 4.61: Prikaz obtežbe zidu [kN/m], prenosa stalne obtežbe iz strehe [kN/m], prenos stalne obtežbe z nosilca pozicije 311 [kN] ter prenos stalne obtežbe iz stropa pozicija 304 [kN/m].....	86

Slika 4.62: Prenos obtežbe vetra z nosilca pozicija 311 [kN] ter s strehe [kN/m], prenos obtežbe snega z nosilca pozicija 311 [kN] ter s strehe [kN/m] in prenos koristne obtežbe s stropa pozicije 304 [kN/m]	86
Slika 4.63: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]	87
Slika 4.64: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm ²].....	87
Slika 4.65: Računski model obravnavanega primera.....	88
Slika 4.66: Prikaz prenosa lastne teže strehe [kN/m], obtežbe zidu [kN/m] ter prenosa lastne teže stropa pozicije 301 [kN/m].....	88
Slika 4.67: Prenos obtežbe vetra V s strehe [kN/m], obtežbe snega S [kN/m] ter prenos koristne obtežbe stropa K [kN/m].....	89
Slika 4.68: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]	89
Slika 4.69: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm ²].....	89
Slika 4.70: Računski model obravnavanega primera.....	90
Slika 4.71: Prikaz stalne obtežbe, kot prenos iz stropa pozicije 305 [kN/m] ter prenos stalne obtežbe s strehe [kN]	91
Slika 4.72: V polju K1, K2, K3 [kN/m], obtežba vetra V [kN] ter obtežba snega V [kN/m]	91
Slika 4.73: Osne sile [kN], prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm].....	92
Slika 4.74: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm ²] ter prečna armatura [cm ² /cm].....	92
Slika 4.75: Izračunani pomiki konstrukcije na razpokanem prerezu v končnem času [mm] .	94
Slika 4.76: Izračunani pomiki konstrukcije na razpokanem prerezu v končnem času [mm] .	95
Slika 4.77: Dovoljen pomik je 1/250 razpetine, kar znaša 1,5cm. Pomik zadostuje pogojem	96
Slika 5.1: Pozicijska skica obravnavane etaže.....	98
Slika 5.2: Računski model obravnavanega primera	99
Slika 5.3: Prikaz nanosa stalne obtežbe [kN/m].....	99
Slika 5.4: Prikaz nanosa koristne obtežbe [kN/m].....	100
Slika 5.5: Prikaz upogibnih momentov [kNm] in prečnih sil [kN]	100
Slika 5.6: Potrebna vzdolžna armatura [cm ²]	100
Slika 5.7: Zasnova obravnavanega elementa. Detajlno glej pozicijsko risbo 5.1.....	101
Slika 5.8: Prikaz prenosa stalnih obtežb prirejenih velikosti končnih elementov [kN].....	102
Slika 5.9: Prikaz prenosa koristnih obtežb prirejenih na velikost končnih elementov v polje 3, 4 in 5 [kN].....	103

Slika 5.10: Shematski prikaz različnih upoštevanih razporeditev koristne obtežbe na ploščo	103
Slika 5.11: Maksimalni upogibni momenti M11 [kNm/m]	104
Slika 5.12: Minimalni upogibni momenti M11 [kNm/m]	104
Slika 5.13: Maksimalni upogibni momenti M22 [kNm/m]	105
Slika 5.14: Minimalni upogibni momenti M22 [kNm/m]	105
Slika 5.15: Maksimalna prečna sila V13 [kN/m]	106
Slika 5.16: Minimalna prečna sila V13 [kN/m].....	106
Slika 5.17: Maksimalna prečna sila V23 [kN/m]	107
Slika 5.18: Minimalna prečna sila V23 [kN/m].....	107
Slika 5.19: Zveza med upogibnim momentom in potrebnim prerezom vzdolžne armature.	108
Slika 5.20: Armaturni načrt spodnje cone plošče	109
Slika 5.21: Računski model nosilca	110
Slika 5.22: Prikaz nanosa obtežbe zidu [kN/m].....	110
Slika 5.23: Prikaz projektne obtežbe stropa na nosilec [kN]	110
Slika 5.24: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kN].....	111
Slika 5.25: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm ²] in prečna armatura [cm ² /cm].....	111
Slika 5.26: Računski model vezi.....	111
Slika 5.27: Prikaz stalne obtežbe strehe [kN/m], lastne teže zidu v mansardi [kN/m], prenos stalne obtežbe pozicije 312 [kN/m], prenos stalne obtežbe pozicije 302 [kN/m], lastna teža zidu v nadstropju [kN/m] ter prenos stalne obtežbe s stropa pozicije 202 [kN] ..	112
Slika 5.28: Prikaz obtežbe vetra [kN/m], snega [kN/m], prenos koristne obtežbe stropa 302 [kN/m], prenos koristne obtežbe s pozicije 312 [kN/m], prenos vetra s pozicije 312 [kN/m], prenos snega s pozicije 312 [kN/m] ter prenos koristne obtežbe s stropa pozicije 202 [kN]	113
Slika 5.29: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]	113
Slika 5.30: Potrebna vzdolžna armatura [cm ²]	113
Slika 5.31: Računski model nosilca	114
Slika 5.32: Prikaz prenosa stalne obtežbe stropa 202 [kN], obtežba predelne stene [kN/m] ter prenos koristne obtežbe stropa 302 [kN]	115
Slika 5.33: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]	115

Slika 5.34: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm^2]	116
Slika 5.35: Izračunani pomiki konstrukcije na razpokanem prerezu v končnem času [mm].	118
Slika 6.1: Pozicijski načrt temeljev	119
Slika 6.2: Zasnova temelja	120
Slika 6.3: Zasnova temelja	121
Slika 6.4: Nearnirani posamični temelj; oznake (SIST EN 1992-1-1, slika 12.2)	122
Slika 6.5: Računski model obravnavane temeljne grede	125
Slika 6.6: Prikaz nanosa projektne obtežbe [kN/m]	125
Slika 6.7: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]	125
Slika 6.8: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm^2]	126
Slika 6.9: Računski model obravnavane temeljne grede	126
Slika 6.10: Prikaz nanosa projektne obtežbe [kN/m]	127
Slika 6.11: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]	127
Slika 6.12: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm^2] ter prečna armatura [cm^2/m]	127
Slika 6.13: Računski model temeljne grede	128
Slika 6.14: Prikaz nanosa projektne obtežbe [kN/m]	129
Slika 6.15: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]	129
Slika 6.16: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm^2] ter prečna armatura [cm^2/m]	129
Slika 6.17: Prikaz momenta ekscentričnosti M_{id} [kNm]	131
Slika 6.18: Prikaz obremenitve stene	132
Slika 6.19: Prikaz upogibnih momentov	132
Slika 7.1: Strižne stene obravnavanega objekta	139

1 UVOD

Diplomsko delo zajema dimenzioniranje konstrukcije enodružinske hiše. Arhitektura objekta je bila izbrana naključno, prav tako parametri okolja, ki določajo vplive na konstrukcijo. Objekt je tlorisnih dimenzij 14 x 14 m in obsega klet, pritličje in mansardo. Temeljen je na armiranobetonskih pasovnih temeljih, stene so zidane in z vertikalnimi vezmi predstavljajo povezano zidovje, medetažna konstrukcija med kletjo in pritličjem je armiranobetonska plošča, med pritličjem in mansardo pa je rebričasti strop nosilen v eni smeri. Strešna konstrukcija je izvedena z dvema kapnima in dvema vmesnima legama oziroma z dvema kapnima in slemensko lego na delu, ki je pravokoten na glavno os strehe. Špirovci so med seboj povezani s škarjami, na koncih slemen so izvedeni čopi, naklon strešine je 38°. Objekt stoji na Notranjskem, na nadmorski višini 300 metrov.

Objekt je dimenzioniram po Evrokodih, ki so trenutno veljavni standard v Republiki Sloveniji in so produkt harmonizacije standardov na področju Evropske unije. Vsebujejo skupna pravila za vsakdanjo rabo pri projektiranju običajnih in inovativnih konstrukcij kot celote ali posameznih konstrukcijskih delov. Sestavljeni so iz 10 delov oštevilčenih od 0 do 9. Pri delu sem se opiral na naslednje dele: EC0-osnove projektiranja konstrukcij, EC1-vplivi na konstrukcije, EC2-projektiranje betonskih konstrukcij, EC5-projektiranje lesenih konstrukcij, EC6-projektiranje zidanih konstrukcij, EC7-geotehnično projektiranje in EC8-projektiranje potresnoodpornih konstrukcij.

V diplomskem delu sem se najbolj posvečal poteku sil po konstrukciji, to sem poizkušal kar se da nazorno predstaviti v obliki slik posameznih obtežnih primerov in sprotnih razlag. Prav tako je večji del namenjen oblikovanju matematičnih modelov elementov. Poizkušal jih bom čimbolj približati realnemu stanju ob pogoju, da notranje statične količine ostanejo na varni strani. Pri zahtevnejših, predvsem pri statično nedoločenih sistemih, si bom pomagal s programom SAP2000. To je program za določanje notranjih statičnih količin linijskih in ploskovnih konstrukcij v tridimenzionalnem prostoru. Uporabljal sem tudi modul za dimenzioniranje armiranobetonskih elementov in ga na primeru tudi preveril. Poizkušal sem nazorno prikazati pozicijske risbe in skice, ki so izvedene s programom AutoCad, ter armaturne načrte tipskih delov posameznih sklopov, narejenih s programom Allplan.

2 OBTEŽBA IN DELNI VARNOSTNI FAKTORJI

2.1 Splošno o obtežbi na konstrukcijo

Obtežba (F) je lahko neposreden vpliv, ki deluje na konstrukcijo v obliki sile ali pritiska ali posreden vpliv, ki lahko povzroči vsiljene deformacije ali pospeške. Te se lahko pojavijo zaradi temperaturnega delovanja, nihanja vlažnosti, reoloških pojavov in drugih.

Glede na dolžino trajanja poznamo stalno obtežbo G, ki zajema lastno težo konstrukcije in pritrjeno opremo, spremenljivo obtežbo Q, ki zajema koristno obtežbo, obtežba snega, obtežbo vetra in druge obtežbe, ter nezgodno obtežbo A. Slednja deluje relativno hipno glede na življenjsko dobo objekta. Zajema eksplozije, trke vozil in druge hipne obtežbe. Kot posebno nezgodno obtežbo na območju Slovenije obravnavamo tudi obtežbo potresa.

Obtežba je lahko fiksna in deluje vedno na istem mestu, kot lastna teža, ali prosta oziroma premikajoča, kot veter, sneg, splošno takšna, da njena razporeditev ni vedno enaka.

Po naravi obtežbe oziroma odzivu konstrukcije poznamo statično obtežbo, ki ne vnaša pomembnih pospeškov v konstrukcijo, ter dinamično obtežbo, pri kateri vnos pospeška vpliva na velikost obtežbe. Mnogokrat dinamični vpliv nadomestimo s kvazidinamičnim. To pomeni, da dinamični vpliv modeliramo kot statično obtežbo neke fiktivne vrednosti, ki je v splošnem večja kot obtežba sama. Povzeto SIST EN 1990.

2.2 Stalna obtežba G_k

Stalna obtežba, je obtežba, za katero je verjetno, da deluje ves čas v nekem referenčnem obdobju. Sprememba njene velikosti s časom je zanemarljiva ali monotona, dokler ne doseže določene mejne vrednosti (SIST EN 1990, str. 13).

Stalna obtežba je sestavljena iz lastne teže nosilne konstrukcije objekta ter teže delov objekta in naprav, ki stalno oziroma daljše časovno obdobje vplivajo na objekt. Dobimo jo, če njihov volumen pomnožimo z njihovo specifično težo. Za naš primer bomo uporabili specifične teže iz razpredelnice 2.1.

Preglednica 2.1: Specifične teže materialov

Material	Specifična teža [kN/m ³]
Nearmirani beton	24
Armirani beton	25
Cementna malta	19-23
Modularna opeka	14
Betonski votlak	16
Les C30	4,2

2.3 Spremenljiva obtežba Q_k

Spremenljiva obtežba je tista, katere sprememba velikosti s časom ni niti zanemarljiva niti monotona (SIST EN 1990, str. 13).

Evrokod podaja karakteristične vrednosti spremenljive obtežbe glede na namembnost objekta ter kategorije površine. Za kategorijo rabe A, to so sobe v stanovanjih in hišah, spalnice v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije, veljajo naslednje količine:

Preglednica 2.2: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe. Povzeto po SIST EN 1991-1-1, preg. 6.2, str. 15.

Kategorija površine:	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
splošno	2	2
stopnice	3	2
balkoni	4	2

2.4 Obtežba snega

Obtežba snega je lahko razporejena na različne načine. Odvisno od mikroklimatskih pogojev, oblike strehe, termalne prepustnosti strehe, strešne kritine, bližnjih zgradb ter okoliškega terena. Prav tako je razporejenost obtežbe lahko odvisna od smeri nanosa snega ob enkratnem ali večkratnem sneženju. Obtežba je v veliki meri odvisna tudi od vrste snega.

Deluje v smeri sile teže in se smatra, da se distribuira na projekcijo strehe, ki je pravokotna na smer obtežbe. Evrokod za določanje obtežbe snega podaja naslednjo enačbo

$$s = \mu_i C_e C_t s_k, \quad (2.1)$$

pri čemer so:

μ_i koeficient, odvisen od oblike strehe,

s_k karakteristična obtežba snega na tleh, odvisna od položaja objekta [kN/m^2],

C_e koeficient izpostavljenost, ki je običajno enak 1 ter

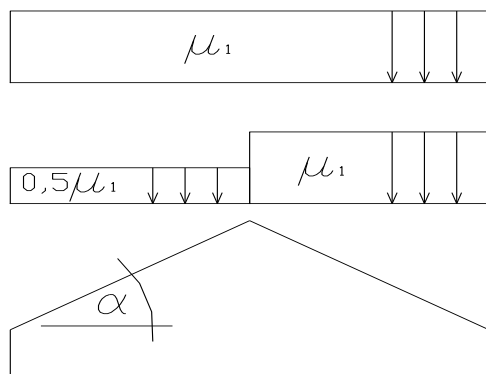
C_t termalni koeficient, ki je običajno enak 1.

Evrokod podaja dva modela obtežbe. Prvi predstavlja enakomerno nenakopičeno porazdelitev, drugi pa neenakomerno nakopičeno porazdelitev, ki je lahko posledica vetrovnih pogojev.

Naš primer je dvokapna streha z enakim naklonom obeh strešin $\alpha = 38^\circ$. Objekt je načrtovan v coni A2 na nadmorski višini 300 m. Karakteristična obtežba snega s_k in oblikovni koeficient μ_1 sta glede na podatke podana z naslednjima izrazoma:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ter} \quad (2.2)$$

$$\mu_1 = 0,8(60 - \alpha) / 30 = 0,59 \quad (2.3)$$



Slika 2.1: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapnici (SIST EN 1991-1-3, sl.: 5.3, str.: 16)

Poglavje v celoti povzeto po SIST EN 1991-1-3.

2.5 Obtežba vetra

Veter v naravi nastane zaradi razlike tlakov, ki premikajo zračne mase iz območij z večjim v območja z manjšim tlakom. Vplivi vetra se spreminjajo s časom in delujejo neposredno kot tlak na zunanje površine ploskev konstrukcije. Zaradi prepustnosti ovoja delujejo neposredno tudi na notranje površine. Tlak deluje na površine ploskev kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev ali posamezni del ovoja. Če veter piha preko velikih površin konstrukcije, je lahko pomembna tudi trenjska sila, ki deluje tangencialno na ploskev.

Obtežba ni konstantna. Po svoji naravi je dinamična, modeliramo pa jo, razen v posebnih primerih, kvazistatično. Evrokod jo opredeljuje z naslednjimi parametri:

$q_p(Z_e)$ in $q_p(Z_i)$	največji zunanji in notranji tlak pri sunkih vetra,
Z_e	referenčna višina objekta ter
c_{pe} in c_{pi}	koeficient zunanjega in notranjega tlaka.

Izraz za zunanji pritisk vetra je

$$W_e = q_p \cdot c_{pe} \quad (2.4)$$

za notranji pa:

$$W_i = q_p \cdot c_{pi} \quad (2.5)$$

Šteti je potrebno, da notranji in zunanji tlaki delujejo sočasno. Upoštevati je treba najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov, glede na kombinacijo možnih odprtih in drugih vrst prepuščanja. Kjer ni mogoče ali ni smiselno določiti c_{pi} za posamezen primer, se za c_{pi} privzame neugodnejša vrednost med +0,2 in -0,3.

Glede na kategorijo terena II, ki predstavlja področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesa, stavbe) na razdalji najmanj 20 višinskih ovir, ter na referenčno višino, ki v našem primeru predstavlja višino objekta 8,92m, je faktor izpostavljenosti $c_e(Z)$ enak 2,2. (SIST EN 1991-1-4, sl.:4.2, str.:20).

Največji zunanji tlak vetra podajta naslednja izraza:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(25 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}. \quad (2.6)$$

$$q_p \curvearrowright = c_e(z) \cdot q_b = 2,2 \cdot 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}. \quad (2.7)$$

Referenčna hitrost vetra V_b je definirana kot osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije. Podana je z izrazom:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}, \quad (2.8)$$

V enačbah sem uporabil:

ρ gostota zraka $1,25 \text{ kg/m}^3$.

$V_{b,0}$ referenčna hitrost vetra podana za posamezno področje. Objekt stoji v coni 2 pod 1600m nadmorske višine, kjer je 25 m/s ,

c_{dir} koeficient smeri vetra v Sloveniji je enak 1,

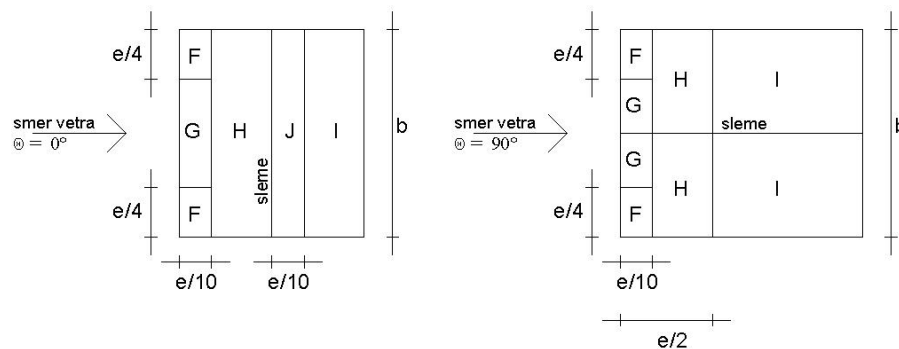
c_{season} koeficient začasnosti, ker objekt ni začasen, je enak 1.

V našem primeru sta višina objekta in koeficient izpostavljenosti sledeča:

$z = 8,92 \text{ m}$ in

$c_e(z) = 2,2$.

Za dvokapno streho so zunanji koeficienti pritiska porazdeljeni na sledeč način.



Slika 2.2: Tlorisna razdelitev strehe v območju z različno obtežbo vetra

Koeficient e je manjši izmed b ali $2h$.

Preglednica 2.3: Koeficienti c_{pe} za različne dele strehe, $\alpha = 38^\circ$

Smer vetra	F	G	H	I	J
0° (min)	-0,23	-0,23	-0,09	-0,29	-0,39
0° (maks)	0,70	0,70	0,51	0,00	0,00
90°	-1,10	-1,40	-0,90	-0,50	-

Preglednica 2.4: Pritisk na streho w_e [kN/m²], $\alpha = 38^\circ$

Smer vetra	F	G	H	I	J
0° (min)	-0,20	-0,20	-0,08	-0,26	-0,34
0° (maks)	0,61	0,61	0,44	0,00	0,00
90°	-0,96	-1,22	-0,78	-0,44	-

Notranja pritiska sta:

$$W_i = 0,17 \text{ kN/m}^2 \text{ oziroma } W_i = -0,26 \text{ kN/m}^2.$$

Ker imamo pri vetru, ki piha pod kotom 0°, dve možni jakosti obtežbe, je potrebno kombinirati največje in najmanjše vrednosti posameznih strešin. Tako dobimo za to smer vetra 4 obtežne kombinacije.

2.6 Varnostni faktorji in obtežne kombinacije

Zgoraj navedene vrednosti so karakteristične, to so s statističnimi metodami določene reprezentativne vrednosti, ki so statistično gledane najvišje za neko periodo, ki je ponavadi življenjska doba objekta ali dolžina trajanja obtežbe. Za razred zgradbe 3 je načrtovana življenjska doba 50 let. Projektne vrednosti posameznih obtežb dobimo, če karakteristične vrednosti pomnožimo z delnimi varnostnimi faktorji:

$$F_d = F_k * \gamma_F. \tag{2.9}$$

Preglednica 2.5: Varnostni faktorji obtežb

Vpliv	Mejno stanje nosilnosti		Mejno stanje uporabnosti	
	Stalni vpliv g_G	Spremenljivi vpliv g_Q	Stalni vpliv g_G	Spremenljivi vpliv g_Q
Ugoden	1	0	1	0
Neugoden	1,35	1,5	1	1

Interakcijo posameznih obtežb zajamemo z obtežnimi kombinacijami tako, da seštevamo s kombinacijskimi faktorji zmanjšane vrednosti posameznih vplivov. To so: ψ_0 -faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva, ψ_1 -faktor za pogosto vrednost kombinacijskega vpliva ter ψ_2 -faktor navidezno stalne vrednosti kombinacijskega vpliva. Za uporabljene vplive so faktorji podani v preglednici 2.6.

Preglednica 2.6: Kombinacijski faktorji obtežb

Vrsta obtežbe	γ_0	γ_1	γ_2
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Sneg	0,5	0,2	0
Veter	0,6	0,2	0

Projektne kombinacije v mejnem stanju nosilnosti se kombinirajo po sledeči preglednici:

Preglednica 2.7: Obtežne kombinacije v mejnem stanju nosilnosti

projektna situacija	Stalna obtežba	posamezna spremenljiva obtežba		nezgodna ali potresna
		prevladujoča	ostale	
osnovna	$g_G G_k$	$g_{Q1} Q_k$	$g_{Qi} \gamma_{0i} Q_{ki}$	
potresna	G_k		$\gamma_{2i} Q_{ki}$	A_{gD}

Izraz za obremenitev konstrukcije za normalno projektno situacijo se glasi:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.10)$$

V mejnem stanju uporabnosti uporabimo naslednje kombinacijske primere:

Preglednica 2.8: Obtežne kombinacije v mejnem stanju uporabnosti

Kombinacija	Stalna obtežba G_d	Spremenljiva obtežba	
		prevladujoči vpliv	ostali vplivi
karakteristična	G_k	Q_{k1}	$\gamma_{0i} Q_{ki}$
pogosta	G_k	$\gamma_{11} Q_{k1}$	$\gamma_{2i} Q_{ki}$
navidezno stalna	G_k	$\gamma_{21} Q_{k1}$	$\gamma_{2i} Q_{ki}$

Imamo tri obtežne kombinacije, ki opisujejo projektno stanje pri mejnem stanju uporabnosti.

Karakteristična obtežbena kombinacija zajame vplive, ki se redko zgodijo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (2.11)$$

Pogosto obtežno situacijo opisuje naslednja enačba:

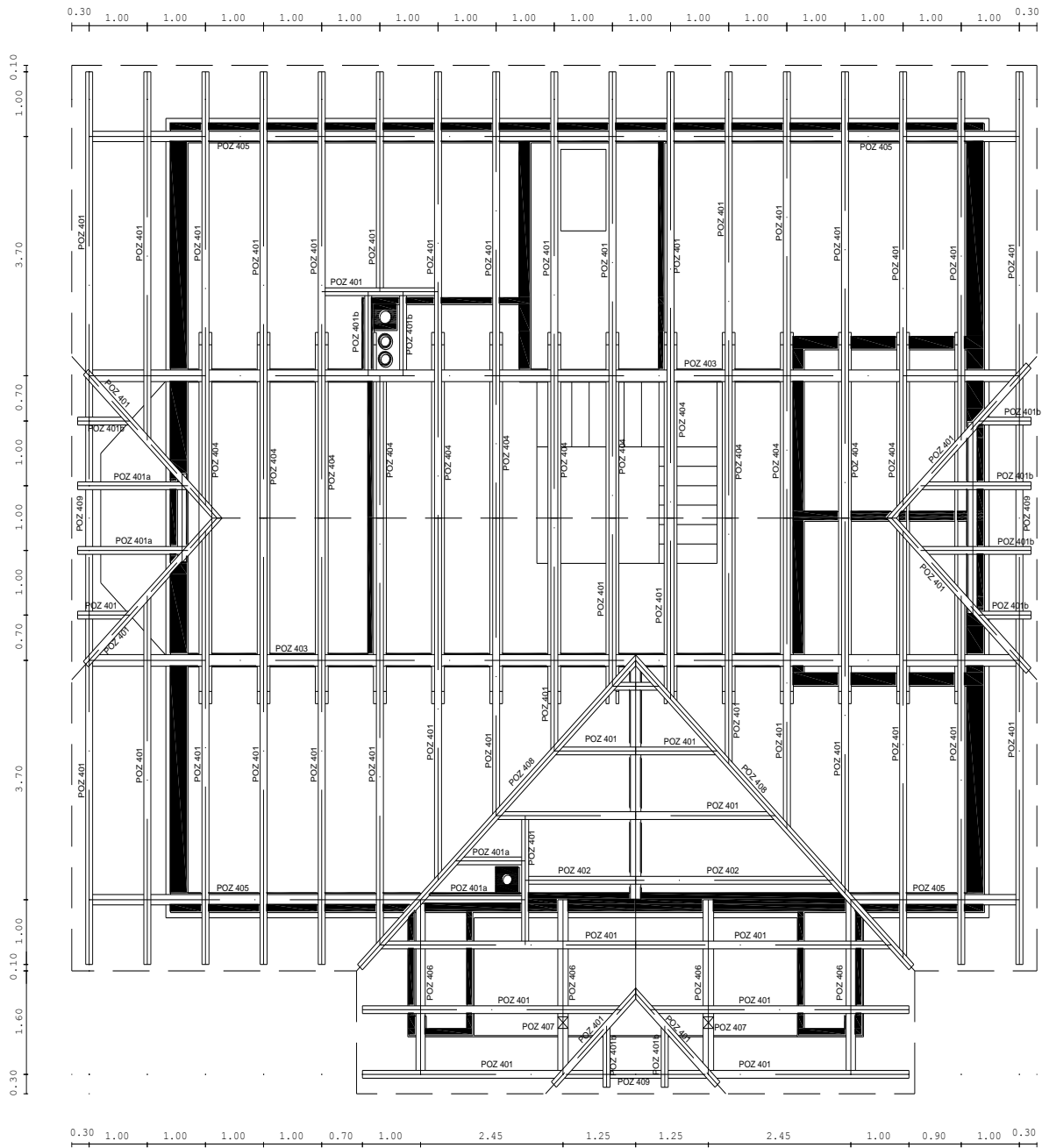
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.12)$$

Navidezno stalna kombinacija, ki se formulira na sledeč način:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.13)$$

Poglavje je povzeto po SIST EN 1990.

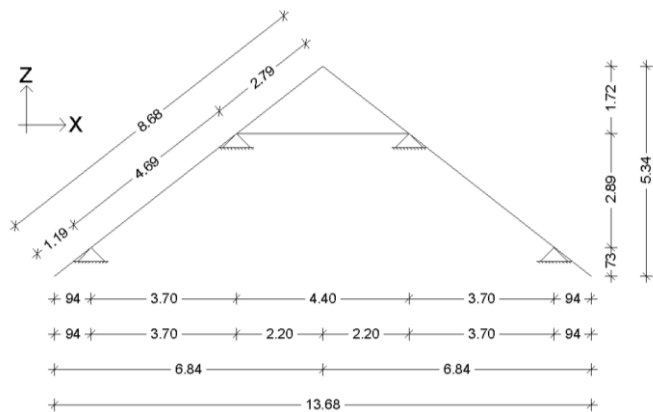
3 DIMENZIONIRANJE STREŠNE LESENE KONSTRUKCIJE



Slika 3.1: Pozicijska skica ostrešja

3.1 POZ 401 - špirovec

3.1.1 Zasnova



Osna razdalja med špirovci je 1m.

Slika 3.2: Računski model špirovcev

3.1.2 Material

Za izdelavo strešne konstrukcije izberemo material les C 30.

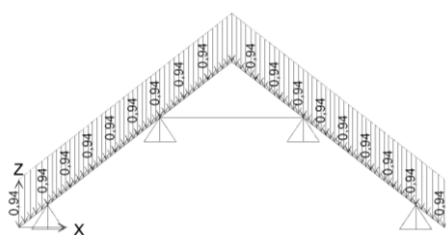
3.1.3 Obtežba

3.1.3.1 Stalna obtežba

Lastno težo lesenega elementa zajame program

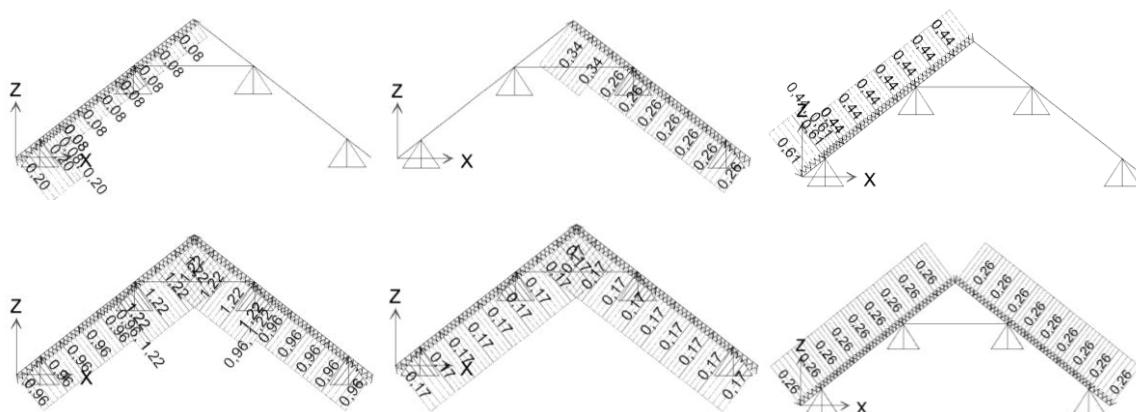
Preglednica 3.1: Preostala stalna obtežba strešne konstrukcije

Opeka	0,65 kN/m ²
Letve	0,11 kN/m ²
Toplotna izolacija	0,03 kN/m ²
Notranji opaz	0,15 kN/m ²
Skupaj	0,94 kN/m ²



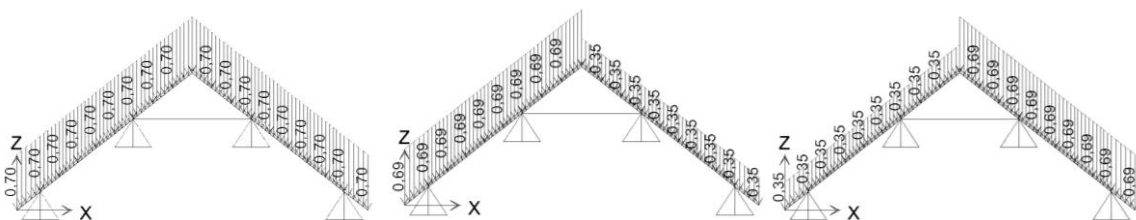
Slika 3.3: Lastna teža konstrukcije [kN/m]

3.1.3.2 Veter



Slika 3.4: Različni nanosi obtežbe vetra [kN/m]

3.1.3.3 Sneg



Slika 3.5: Različni nanosi obtežbe snega [kN/m]

3.1.4 Obtežne kombinacije

Obtežbo vetra kombiniramo glede na predznak obtežbe posamezne strešine ter na notranji pritisk vetra, ki lahko deluje v dveh nasprotujočih si smereh. Ker imamo veliko obtežnih primerov in bi bilo neracionalno vsakega posebej upoštevati v obtežnih kombinacijah, bom naredil manjšo poenostavitev. Namesto več primerov vetra bom naredil ovojnico notranji sil V in ovojnico notranjih statičnih obremenitev zaradi snega S . Te bom vzel kot obtežne

primere in jih kombiniral med seboj. Z okrajšavo smo na varni strani izračuna. Na področju, kjer nameravamo zgraditi objekt, spada sneg v srednje dolgo obtežbo, veter pa v kratkotrajno. Za obtežne kombinacije bom uporabil enačbe iz poglavja 1.

3.1.4.1 Mejna stanja nosilnosti

Obtežna kombinacija za trajno obtežbo je

$$1,35 (L+S).$$

Obtežna situacija za srednje dolgo obtežbo je:

$$1,35 (L+S) + 1,5 (S).$$

Obtežni kombinaciji za kratkotrajno obtežbo sta:

$$1,35 (L+S) + 1,5 (V) + 1,5 * 0,5 (S) \text{ in}$$

$$1,35 (L+S) + 1,5 (S) + 1,5 * 0,6 (V).$$

3.1.4.2 Mejna stanja uporabnosti

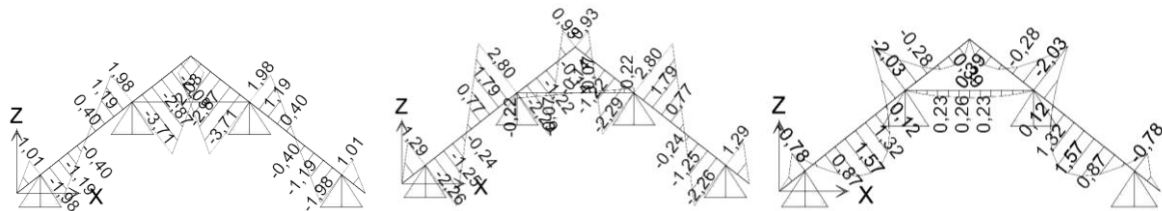
Za določitev povesov konstrukcije v začetnem času potrebujemo naslednje primere:

$$(L+S) + (S) + 0,6 * (V) \text{ in}$$

$$(L+S) + (V) + 0,5 * (S).$$

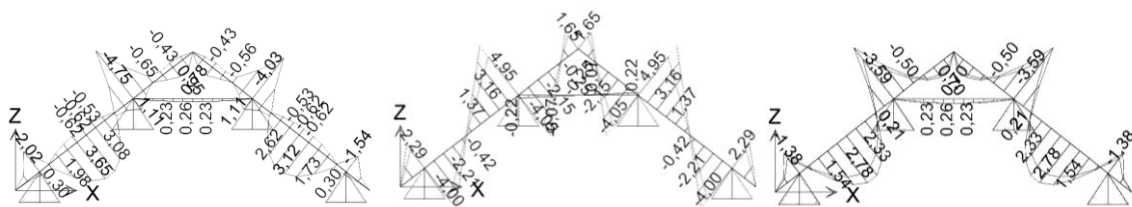
3.1.5 Notranje statične količine v mejnem stanju nosilnosti

3.1.5.1 Ovojnice notranjih statičnih količin pri stalni obtežbi



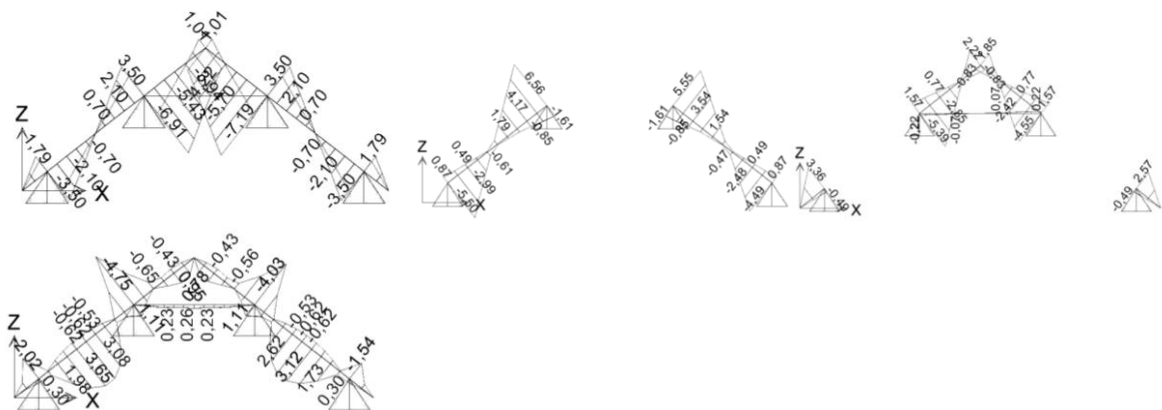
Slika 3.6: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.1.5.2 Ovojnice notranjih statičnih količin pri srednje dolgi obtežbi



Slika 3.7: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.1.5.3 Ovojnice notranjih statičnih količin pri kratkotrajni obtežbi



Slika 3.8: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil razdeljenih zaradi preglednosti [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.1.5.4 Pomiki v mejnem stanju uporabnosti

V preglednici 2.2 so pomiki v globalnem koordinatnem sistemu in hipni pomiki v lokalnem koordinatnem sistemu, čigar os x poteka po liniji elementa v najbolj neugodni točki konstrukcije.

Preglednica 3.2: Največji pomiki konstrukcije pri stalni in spremenljivi obtežbi. [cm]

	U1	U3	U _{inst}
Stalna	0,33	-0,43	0,54
Veter	0,28	-0,35	0,45
Sneg	0,23	-0,15	0,26

3.1.6 Dimenzioniranje

3.1.6.1 Kombinacija upogiba in osne sile pri enoosnem upogibu

3.1.6.1.1 Splošnen pogoj

$$\frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}f_{m,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (3.1)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \quad \text{projektne napetosti zaradi osne sile} \quad (3.2)$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{I_y} \cdot \frac{h}{2} \quad \text{projektne napetost zaradi upogibnega momenta} \quad (3.3)$$

3.1.6.1.2 Spremljajoče enačbe ter izračun uklonskega koeficienta kc

$$A = b \cdot h \quad \text{površina prereza} \quad (3.4)$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{vztrajnostni moment okoli osi y} \quad (3.5)$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} \quad \text{vztrajnostni moment okoli osi z} \quad (3.6)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{vztrajnostni radij okoli osi y} \quad (3.7)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad \text{vztrajnostni radij okoli osi z} \quad (3.8)$$

$$l_u \quad \text{uklonska dolžina} \quad (3.9)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{u,yz}}{i_y} \quad \text{vitkost okoli osi y} \quad (3.10)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{u,yz}}{i_z} \quad \text{vitkost okoli osi z} \quad (3.11)$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2} \quad \text{kritična uklonska napetost za smer okoli osi y} \quad (3.12)$$

$$\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2} \quad \text{kritična uklonska napetost za smer okoli osi z} \quad (3.13)$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} \quad \text{relativna vitkost okoli osi y} \quad (3.14)$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,z}}} \quad \text{relativna vitkost okoli osi z} \quad (3.15)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad \text{pomožni koeficient} \quad (3.16)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) \quad \text{pomožni koeficient} \quad (3.17)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{uklonski koeficient okoli osi y} \quad (3.18)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad \text{uklonski koeficient okoli osi z} \quad (3.19)$$

3.1.6.2 Kontrola strižnih napetosti

3.1.6.2.1 Splošni pogoj

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (3.20)$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{A^*} \quad (3.21)$$

3.1.6.2 Spremljajoče enačbe

$$A^* = \frac{2}{3} \cdot A \quad (3.22)$$

3.1.6.3 Kontrola povosov v mejnem stanju uporabnosti

3.1.6.3.1 Splošni pogoj

$$w_{inst} \leq w_{inst,lim} \quad (3.23)$$

$$w_{net,fin} \leq w_{net,fin,lim} \quad (3.24)$$

3.1.6.3.2 Spremljajoče enačbe

Zaradi reologije lesa je pomik konstrukcije sestavljen iz hipnega pomika v času nanosa obtežbe ter pomika, ki nastane v času trajanja obtežbe.

$$w_{net,fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + w_{fin,Qi} \quad (3.25)$$

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) \quad \text{končni pomik zaradi stalnega vpliva} \quad (3.26)$$

$$w_{fin,Q} = w_{inst,Q} \cdot (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{končni pomik zaradi prevladujočega spremenljivega vpliva} \quad (3.27)$$

$$w_{fin,Q,i} = w_{inst,Q,i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad \text{končni pomik zaradi ostalih spremenljivih vplivov} \quad (3.28)$$

$$w_{inst} < \frac{1}{300} \cdot l \quad \text{dovoljeni pomik v začetnem času} \quad (3.29)$$

$$w_{net,fin} < \frac{1}{250} \cdot l \quad \text{dovoljeni pomik v končnem času} \quad (3.30)$$

Slika 3.9: Vrednosti kdef za različne razrede uporabe ter trajanje obtežb

Material	Razred uporabe		
	1	2	3
Masivni les	0,60	0,80	2,00

Naša konstrukcija je v drugem razredu uporabe. Temperatura okolice je 20°, relativna vlaga v okolici pa preseže 85% v samo nekaj tednih na leto.

3.1.6.4 Rezultati izračuna

Preglednica 3.3: Preglednica rezultatov izračuna pomožnih vrednosti

b=	10 cm
h=	16 cm
$h_{\text{oslabljen}}$ =	10,7 cm
A=	160 cm ²
$A_{\text{oslabljen}}$ =	107 cm ²

Okoli osi	Polni prez	Oslabljeni pr.	Razpon		
	I	I	l_u	$s_{c,crit}$	k_c
Y	3413 cm ⁴	1011 cm ⁴	4,20 m	0,95 kN/cm ²	0,36
Z	1333 cm ⁴	889 cm ⁴	4,20 m	0,37 kN/cm ²	0,15

Preglednica 3.4: Preglednica rezultatov izračuna na upogibni moment ter pripadajočo osno silo

	Polni prez			O.p.
	P	M	S	S
$M_{y,d}$ [kNm]	2,03	3,59	4,75	1,12
N_d [kN]	3,17	6,57	7,19	7,19
$s_{m,y,d}$ [kN/cm ²]	0,48	0,84	1,11	0,89
$s_{c,0,d}$ [kN/cm ²]	0,02	0,04	0,04	0,07
$f_{m,d}$ [kN/cm ²]	1,38	1,85	2,08	1,59
$f_{c,0,d}$ [kN/cm ²]	1,06	1,42	1,59	2,08
$\frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}f_{m,d}} \right)^2 =$	0,24	0,40	0,48	0,46

Preglednica 3.5: Preglednica rezultatov izračuna kontrole striga zaradi prečne sile

	P	M	S
V_d [kN]	2,8	4,95	6,65
τ_d [kN/cm ²]	0,03	0,05	0,06
$f_{v,d}$ [kN/cm ²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0,19	0,25	0,30

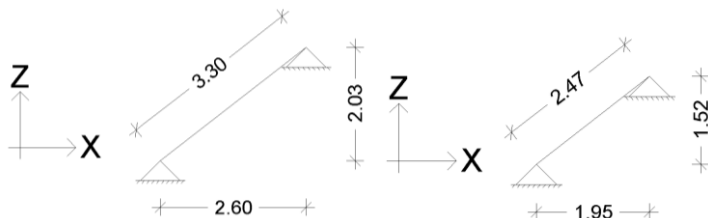
Preglednica 3.6: Preglednica rezultatov kontrole povosov

	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		$W_{lim.}$
$w_{inst.x} [cm]$	0,33	0,28	0,23			
$w_{inst.y} [cm]$	0,43	0,35	0,15			
$w_{inst.} [cm]$	0,54	0,45	0,26	1,12	<	1,56
$w_{net,fin.} [cm]$	0,98	0,45	0,26	1,55	<	1,87

3.1.6.5 Kontrola krajših elementov

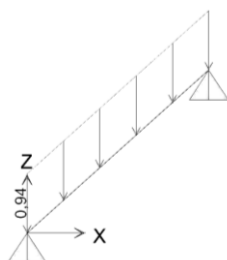
Kontrola špirovcev, ki ne nalegajo kot model 401.

3.1.6.5.1 Model špirovcev pozicij 401a in 401b

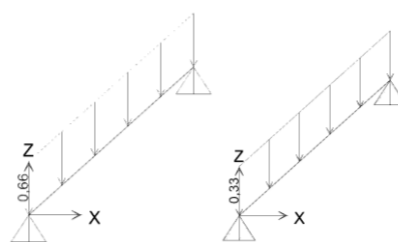


Slika 3.10: Model 401a in 401b

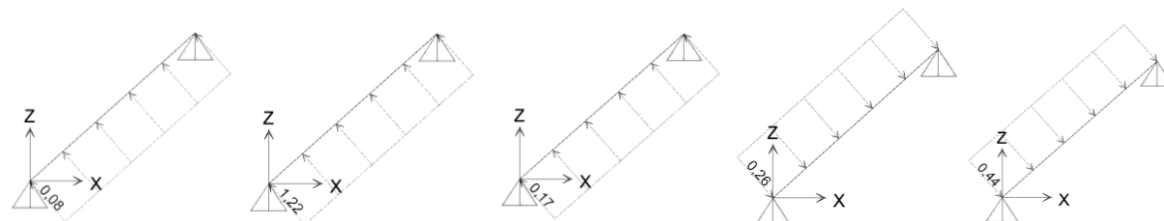
3.1.6.5.2 Obtežba



Slika 3.11: Prikaz stalne obtežbe [kN/m]



Slika 3.12: Prikaz obtežbe snega [kN/m]



Slika 3.13: Prikaz obtežb vetra [kN/m]

Obtežne kombinacije so enake kot pri špirovcu pozicija 401.

Preglednica 3.7: Rezultati kontrole povesov

	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		$w_{lim.}$
$w_{inst.x}[cm]$	0,24	0,22	0,16			
$w_{inst.y}[cm]$	0,67	0,25	0,01			
$w_{inst.l}[cm]$	0,68	0,33	0,11	1,07	<	1,56
$w_{net,fin.}[cm]$	1,22	0,33	0,11	1,61	<	1,87

Ostale količine so manjše kot pri modelu 401.

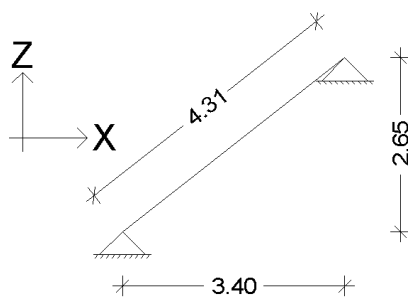
Na podlagi modela 401a in 401b, ki sta izbrana kot najbolj neugodna med krajšimi elementi, lahko sklepamo, da tudi ostali krajši elementi istega prečnega prereza izpolnjujejo pogoje mejnih stanj.

3.1.7 Izbira prereza

Izberem prerez 10/16 cm kvaliteta lesa C30

3.2 POZ 402 - špirovec

3.2.1 Zasnova



Slika 3.14: Računski model špirovca pozicije 402

3.2.2 Material

Za omenjeni element uporabimo material les C 30.

3.2.3 Obtežba

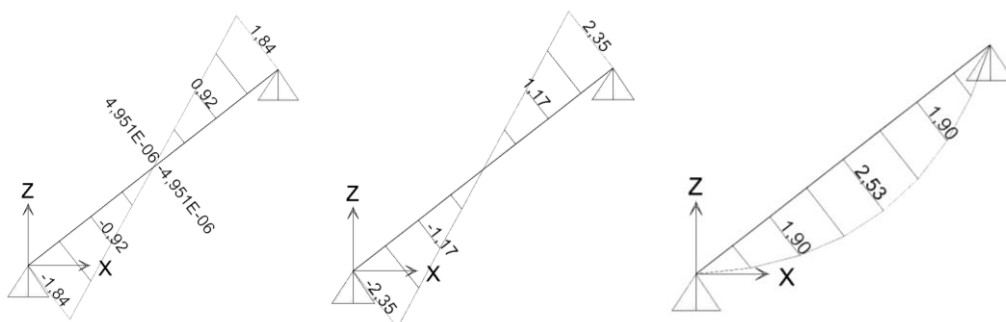
Obtežba je enaka kot pri špirovcu pozicija 401a.

3.2.3.1 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so enake kot pri špirovcu 401.

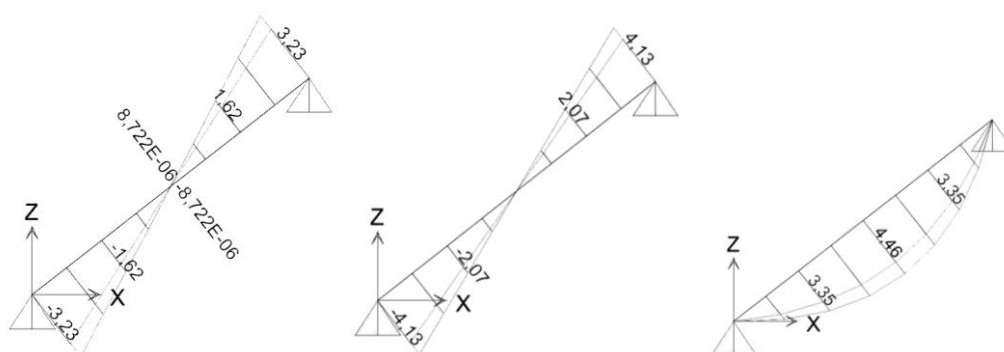
3.2.4 Notranje statične količine

3.2.4.1 Ovojnice notranjih statičnih količin pri stalni obtežbi



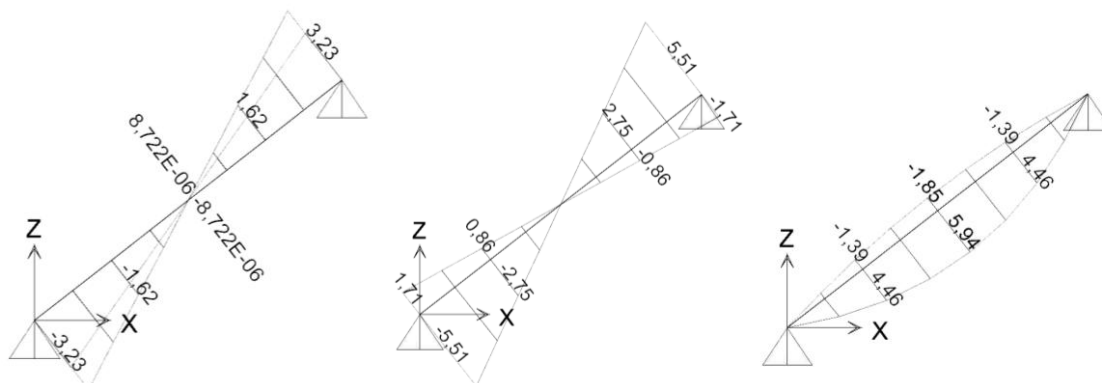
Slika 3.15: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.2.4.2 Ovojnice notranjih statičnih količin pri srednje dolgih obtežbi.



Slika 3.16: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.2.4.3 Ovojnice notranjih statičnih količin pri kratkotrajnih obtežbah.



Slika 3.17: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.2.4.4 Pomiki v mejnem stanju uporabnosti

Preglednica 3.8: Največji pomiki konstrukcije [cm]

	w_1	w_3	w_{inst}
Stalna obtežba	0,33	0,43	0,54
Veter	0,29	0,37	0,47
Sneg	0,23	0,29	0,37

3.2.5 Dimenzioniranje

3.2.5.1 Enosni upogib

Ker element predstavlja prosto ležeči nosilec in se maksimalni momenti pojavljajo na mestu, kjer ni prisotnih osnih napetosti, ki so relativno majhne, lahko osne sile zanemarimo.

3.2.5.1.1 Splošni pogoji

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.31)$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{I_y} \cdot \frac{h}{2} \quad \text{napetosti zaradi momenta} \quad (3.32)$$

3.2.5.2 Kontrola strižnih napetosti

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (3.33)$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{A^*} \quad (3.34)$$

3.2.5.3 Kontrola povosov v mejnem stanju uporabnosti

$$w_{inst} \leq w_{inst,lim} \quad (3.35)$$

$$w_{net,fin} \leq w_{net,fin,lim} \quad (3.36)$$

3.2.5.4 Rezultati izračuna

Preglednica 3.9: Preglednica rezultatov pomožnih vrednosti.

b=	12 cm
h=	18 cm
A=	216 cm ²
I _y =	5832 cm ⁴

Preglednica 3.10: Preglednica rezultatov kontrol na maksimalni moment.

	P	M	S
M_{y,d} [kNm]	2,53	4,46	5,91
s_{m,y,d} [kN/cm²]	0,39	0,69	0,91
f_{m,d} [kN/cm²]	1,38	1,85	2,08
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} =$	0,28	0,37	0,44

Preglednica 3.11: Preglednica rezultatov kontrol striga zaradi prečne sile

	P	M	S
V_d [kN]	2,35	4,13	5,15
τ_d [kN/cm ²]	0,02	0,03	0,04
$f_{v,d}$ [kN/cm ²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0,14	0,16	0,17

Preglednica 3.12: Preglednica rezultatov kontrole povosov

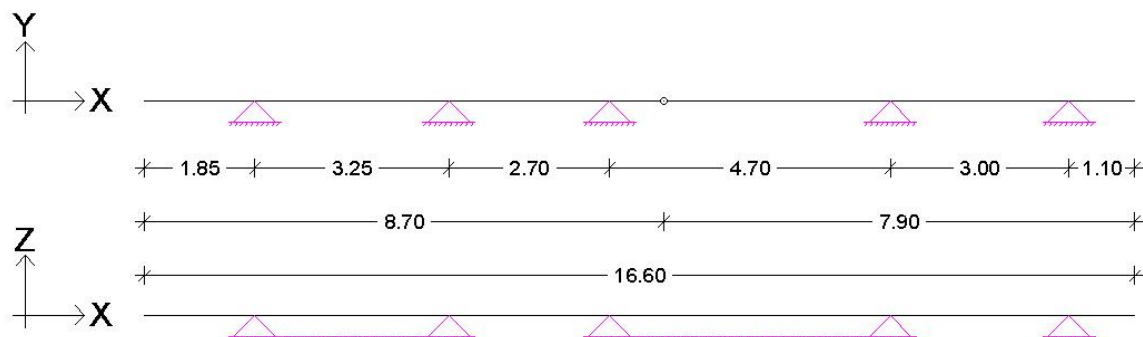
	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		$W_{dov.}$
$w_{inst,x}$ [cm]	0,33	0,29	0,23			
$w_{inst,y}$ [cm]	0,43	0,37	0,29			
$w_{inst.}$ [cm]	0,54	0,47	0,37	1,2	<	1,56
$w_{net,fin.}$ [cm]	0,98	0,47	0,37	1,63	<	1,87

3.2.6 Izbira prereza

Izberem prerez 12/18 cm kvaliteta lesa C30

3.3 POZ 403 - lega

3.3.1 Zasnova



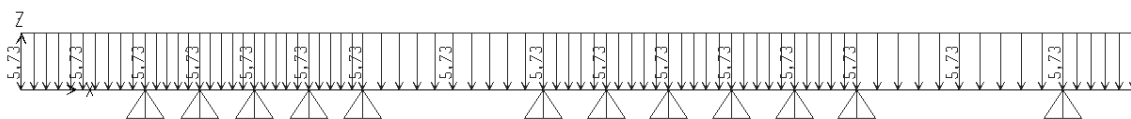
Slika 3.18: Računski model obravnavanega elementa

3.3.2 Material

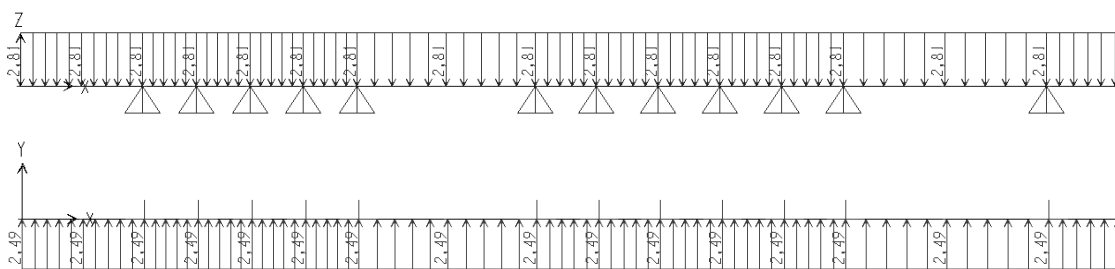
Za obravnavani element izberemo material les C30.

3.3.3 Obtežba

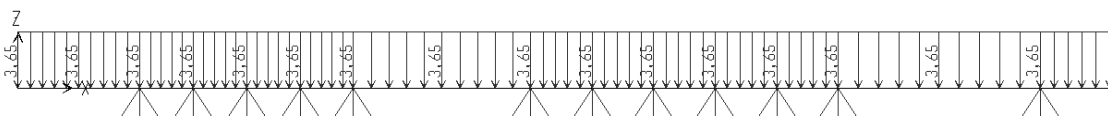
Horizontalna obtežba se preko stika špirovec lega prenaša samo tlačno, natezna sila pa se preko škarij prenese na nasprotno stran, kjer deluje tlačno na sosednjo lego. Pri stalni obtežbi in obtežbi snega se ujame v škarijah, pri vetru pa je merodajna najbolj neugodna dvojica reakcij dveh sosednjih podpor.



Slika 3.19: Stalna obtežba [kN/m]



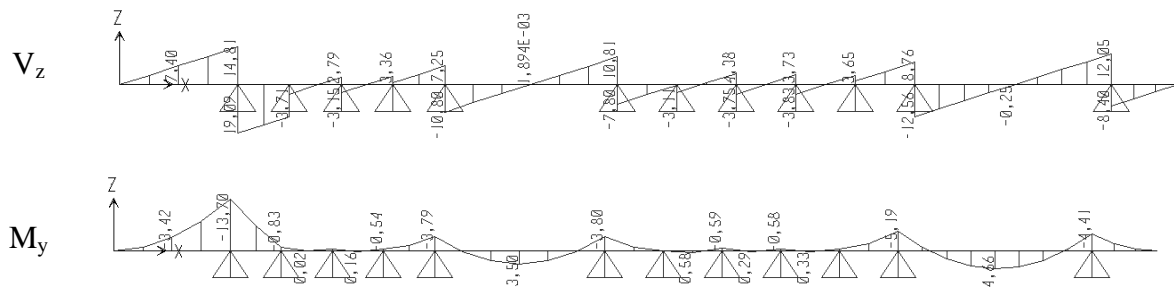
Slika 3.20: Obtežba vetra [kN/m]



Slika 3.21: Obtežba snega [kN/m]

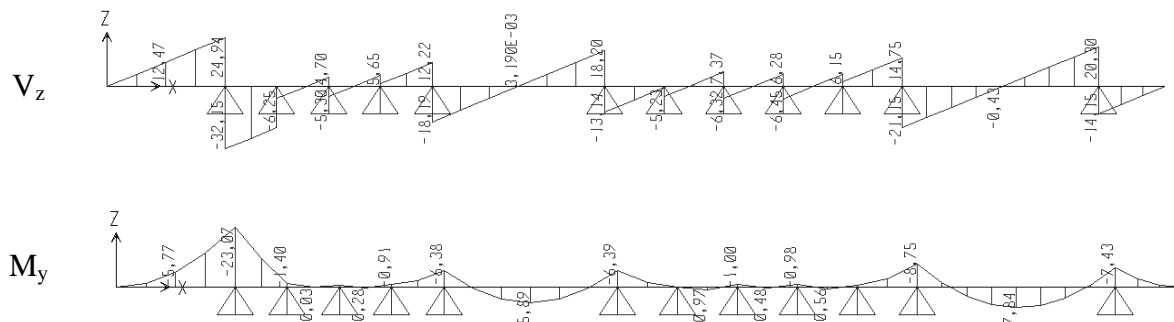
3.3.4 Notranje statične količine

3.3.4.1 Ovojnice notranjih statičnih količin stalne obtežbe



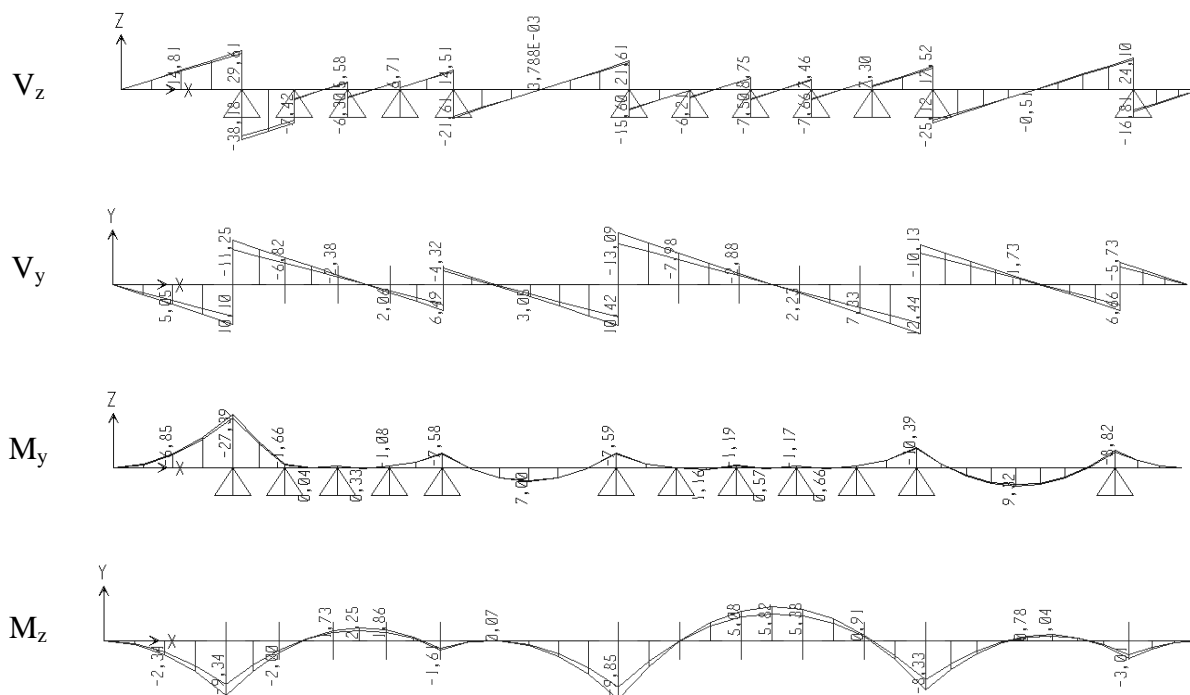
Slika 3.22: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.3.4.2 Ovojnice notranjih statičnih količin srednje dolgih obtežb



Slika 3.23: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.3.4.3 Ovojnica notranjih statičnih količin kratkotrajnih obtežb



Slika 3.24: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm].

3.3.4.3.1 Pomiki v mejnem stanju uporabnosti

Preglednica 3.13: Največji pomiki konstrukcije [cm]

	$w_{inst.}$
Stalna obtežba	0,5
Sneg	0,31
Veter	0,24

3.3.5 Dimenzioniranje

3.3.5.1 Dvoosni upogib

3.3.5.1.1 Splošni pogoj

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.37)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.38)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} \quad \text{napetosti zaradi momenta okoli osi y} \quad (3.39)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot \frac{b}{2} \quad \text{napetosti zaradi momenta okoli osi z} \quad (3.40)$$

3.3.5.2 Kontrola strižnih napetosti

3.3.5.2.1 Splošni pogoj

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (3.41)$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{A^*} \quad \text{strižna napetost} \quad (3.42)$$

$$V_d = \sqrt{V_y^2 + V_z^2} \quad \text{prečna sila} \quad (3.43)$$

3.3.5.3 Kontrola povosov v mejnem stanju uporabnosti

$$w_{inst} \leq w_{inst,lim} \quad (3.44)$$

$$w_{net,fin} \leq w_{net,fin,lim} \quad (3.45)$$

3.3.5.4 Rezultati izračuna

3.3.5.4.1 Geometrijske karakteristike prečnega prereza

Preglednica 3.14: Rezultati izračuna geometrijskih karakteristik prečnega prereza

b	18 cm
h	24 cm
A	432 cm ²
I_y	20736 cm ⁴
I_z	11664 cm ⁴

Preglednica 3.15: Rezultati izračuna dimenzioniranja na maksimalen upogibni moment

	P	M	S
$M_{y,d}$ [kNm]	13,7	19,09	27,39
$M_{z,d}$ [kNm]	0	0	9,34
$s_{m,y,d}$ [kN/cm ²]	0,79	1,10	1,59
$s_{m,z,d}$ [kN/cm ²]	0,00	0,00	0,72
$f_{m,d}$ [kN/cm ²]	1,38	1,85	2,08
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}}$	0,33	0,36	0,58

Preglednica 3.16: Rezultati izračuna dimenzioniranja na strig

	P	M	S
V_d [kN]	19,09	32,15	39,77
τ_d [kN/cm ²]	0,07	0,11	0,14
$f_{v,d}$ [kN/cm ²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	0,48	0,60	0,66

Preglednica 3.17: Kontrola dovoljenih povosov

	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		w_{fin.}
w_{inst.} [cm]	0,50	0,24	0,31	0,96	<	1,23
w_{net,fin.} [cm]	0,90	0,24	0,31	1,36	<	1,48

3.3.6 Izbira prereza

Izberem prerez 18/24cm kvaliteta lesa C30

3.4 POZ 404 - škarje

3.4.1 Zasnova



Slika 3.25: Računski model obravnavnega primera,

3.4.2 Material

Za obravnavani element sem izbral les C30

3.4.3 Obtežba

Element je natezno obremenjen zaradi horizontalne reakcije špirovcev. Lastno težo elementa zanemarim.

3.4.4 Dimenzioniranje

3.4.4.1 Natezno obremenjeni element

3.4.4.1.1 Splošni pogoj

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (3.46)$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_{t,d}}{A} \quad \text{napetosti zaradi natezne sile} \quad (3.47)$$

3.4.4.1.2 Spremljajoče enačbe

$$A = b \cdot h \cdot 0,8 \quad \text{površina oslabljenega prereza zaradi žebljanja} \quad (3.48)$$

3.4.4.2 Rezultati izračuna

Preglednica 3.18: Rezultati izračuna kontrole prereza na natezno osno silo

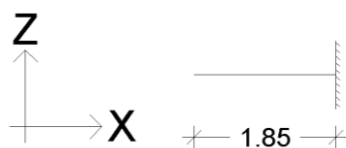
	P	M	S
N_{t,d} [kN]	2,7	6,32	8,51
s_{t,0,d} [kN/cm²]	0,14	0,33	0,44
f_{t,0,d} [kN/cm²]	0,83	1,11	1,25
$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} =$	0,17	0,30	0,36

3.4.5 Izbira prereza

Izberem 2 deski 2,4/10 cm, kvaliteta lesa C30

3.5 POZ 405 lega

3.5.1 Zasnova



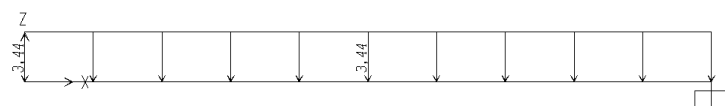
Slika 3.26: Računski model obravnavanega elementa

3.5.2 Material

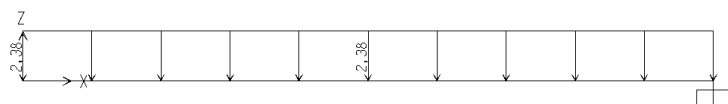
Les C 30

3.5.3 Obtežba

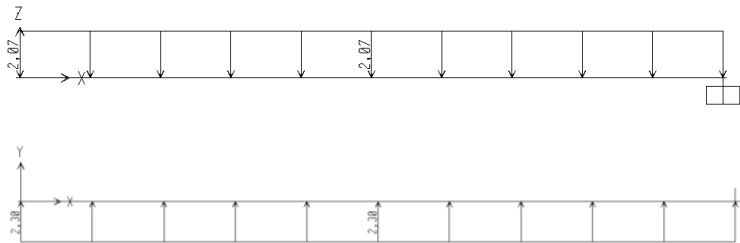
Obtežbo elementa predstavlja lastna teža elementa, ki ga zajame program ter reakcije špirovcev.



Slika 3.27: Stalna obtežba [kN/m]



Slika 3.28: Obtežba snega [kN/m]



Slika 3.29: Obtežba vetra [kN/m]

Preglednica 3.19: Notranje statične količine v mejnem stanju nosilnosti

	P	M	S
M_y[kNm]	8,28	14,4	17,58
M_z[kNm]	0	0	5,9
V_z[kN]	8,95	15,56	19,01
V_y[kN]	0,00	0,00	6,38

3.5.4 Dimenzioniranje

Enačbe za kontrolo dvoosnega upogiba, striga ter povosov glej 3.3.5.3.

3.5.4.1 Rezultati izračuna

Preglednica 3.20: Geometrijske karakteristike prečnega prereza

b	18 cm
h	20 cm
A	360 cm ²
I_y	12000 cm ⁴
I_z	9720 cm ⁴

Preglednica 3.21: Kontrole dimenzioniranja na maksimalen upogibni moment

	P	M	S
M_{y,d} [kNm]	8,28	14,4	17,58
M_{z,d} [kNm]	0	0	5,9
s_{m,y,d} [kN/cm²]	0,69	1,20	1,47
s_{m,z,d} [kN/cm²]	0,00	0,00	0,55
f_{m,d} [kN/cm²]	1,38	1,85	2,08
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	0,50	0,65	0,89

Preglednica 3.22: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile

	P	M	S
V_d [kN]	8,95	15,56	20,05
τ_d [kN/cm²]	0,04	0,06	0,08
f_{v,d} [kN/cm²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0,27	0,35	0,40

Preglednica 3.23: Kontrole povosov

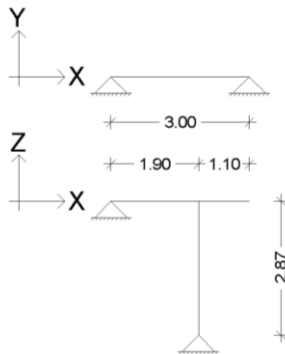
	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		W_{lim.}
w_{inst.} [cm]	0,32	0,19	0,21	0,64	<	1,23
w_{net,fin.} [cm]	0,58	0,19	0,21	0,89	<	1,48

3.5.5 Izbira prereza

Izberem prerez 18/20 cm, kvaliteta lesa C30

3.6 POZ 406 - lega

3.6.1 Zasnova



Slika 3.30: Računski model obravnavanega primera

3.6.2 Material

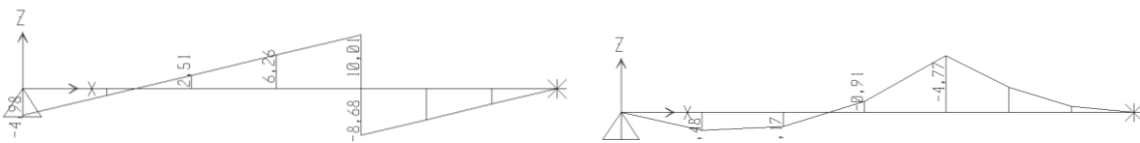
Za obravnavani element sem izbral les C30.

3.6.3 Obtežba

Enako kot pri dimenzioniranju lege, pozicija 403.

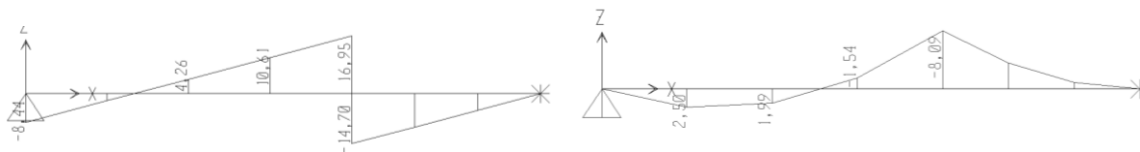
3.6.4 Notranje statične količine

3.6.4.1 Ovojnice notranjih statičnih količin za stalno obtežbo



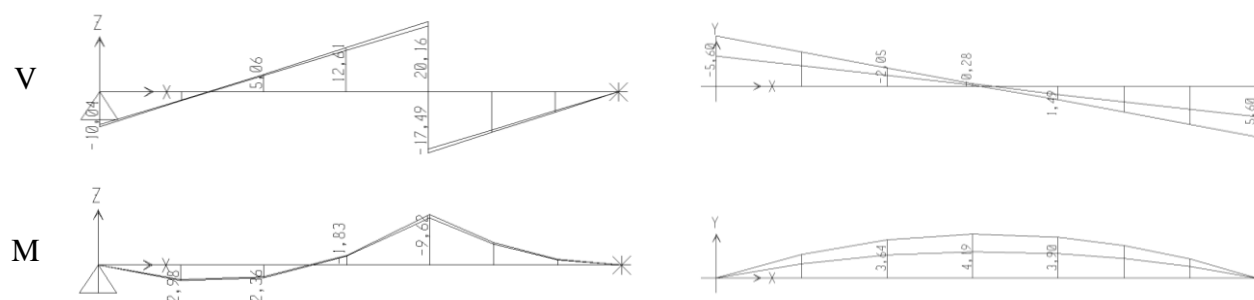
Slika 3.31: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.6.4.2 Ovojnice notranjih statičnih količin za srednje dolgo obtežbo



Slika 3.32: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.6.4.3 Ovojnice notranjih statičnih količin za kratkotrajno obtežbo



Slika 3.33: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.6.4.4 Pomiki v mejnem stanju uporabnosti

Preglednica 3.24: Največji pomiki konstrukcije [cm]

	w_{inst}
Stalna obtežba	0,2
Sneg	0,13
Veter	0,1

3.6.5 Dimenzioniranje

Enačbe za kontrolo dvoosnega upogiba, striga ter povesov - glej lego pozicija 403.

3.6.5.1 Rezultati izračuna

Preglednica 3.25: Geometrijske karakteristike prečnega prereza

b=	14 cm
h=	18 cm
A=	252 cm ²
I _y =	6804 cm ⁴
I _z =	4116 cm ⁵

Preglednica 3.26: Kontrole dimenzioniranja na upogibni moment.

	P	M	S
M_{y,d} [kNm]	4,77	8,09	9,62
M_{z,d} [kNm]	0	0	4,19
s_{m,y,d} [kN/cm²]	0,63	1,07	1,27
s_{m,z,d} [kN/cm²]	0,00	0,00	0,71
f_{m,d} [kN/cm²]	1,38	1,85	2,08
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	0,46	0,58	0,85

Preglednica 3.27: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile

	P	M	S
V_d [kN]	10,01	16,95	20,16
τ_d [kN/cm²]	0,06	0,10	0,12
f_{v,d} [kN/cm²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0,43	0,55	0,58

Preglednica 3.28: Kontrole povosov

	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		w _{lim.}
w_{inst.} [cm]	0,20	0,13	0,10	0,38	<	0,73
w_{net,fin.} [cm]	0,36	0,13	0,10	0,51	<	0,88

3.6.6 Izbira prereza

Izberem prerez 14/18cm, kvaliteta lesa C30.

3.7 POZ 407 soha

3.7.1 Zasnova

Glej dimenzioniranje lege, poz 406.

3.7.2 Material

Za izbran element sem izbral les C30.

3.7.3 Obtežba

3.7.3.1 Lastna teža

Lastno težo lesenega elementa zajame program

3.7.3.2 Koristna obtežba

Prenos obtežbe iz lege poz 406 v steber.

3.7.3.2.1 Notranje statične količine v mejnem stanju nosilnosti



Slika 3.34: Ovojnice osnih sil za dolgotrajno, srednje dolgo ter kratkotrajno obtežbo [kN/m]

3.7.4 Dimenzioniranje

3.7.4.1 Kontrola prereza zaradi tlačne osne sile

3.7.4.1.1 Splošni pogoj

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.49)$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \quad \text{napetosti zaradi osne sile} \quad (3.50)$$

3.7.4.1.2 Spremljajoče enačbe ter izračun uklonskega koeficienta k_c

Glej 3.1.6.1.2

3.7.4.2 Rezultati izračuna

Preglednica 3.29: Geometrijske karakteristike prečnega prereza

b= 12 cm
 h= 12 cm
 A= 144 cm²

os	I	I _u	S _{c,crit}	k _c
Y	1728 cm ⁴	2,87 m	1,15 kN/cm ²	0,43
Z	1728 cm ⁴	2,87 m	1,15 kN/cm ²	0,43

Slika 3.35: Kontrole dimenzioniranja na maksimalni tlak

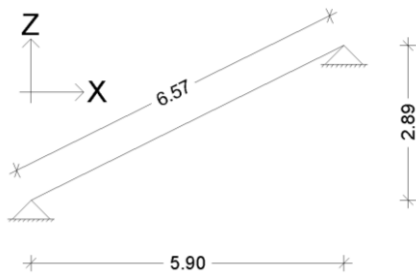
	P	M	S
N _d [kN]	19,03	37,38	40,46
s _{c,0,d} [kN/cm ²]	0,13	0,26	0,28
f _{c,0,d} [kN/cm ²]	1,06	1,42	1,59
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} =$	0,30	0,44	0,42

3.7.5 Izbira prereza

Izberem prerez 12/12 cm, kvaliteta lesa C30

3.8 POZ 408 - žlotnik

3.8.1 Zasnova



Slika 3.36: Računski model obravnavanega elementa

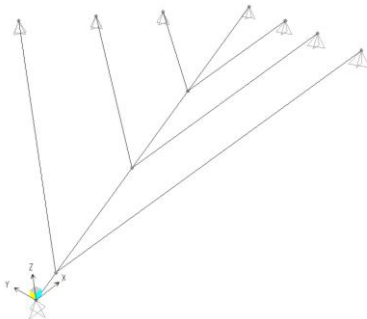
3.8.2 Material

Za izbran element sem izbral les C30.

3.8.3 Obtežba

Lastno težo elementa samega zajame program. Obtežba se preko špirovcev prenaša na žlotnik. Ker, kot se vidi na ovojnicah notranjih statičnih količin, špirovci sami delujejo nanj

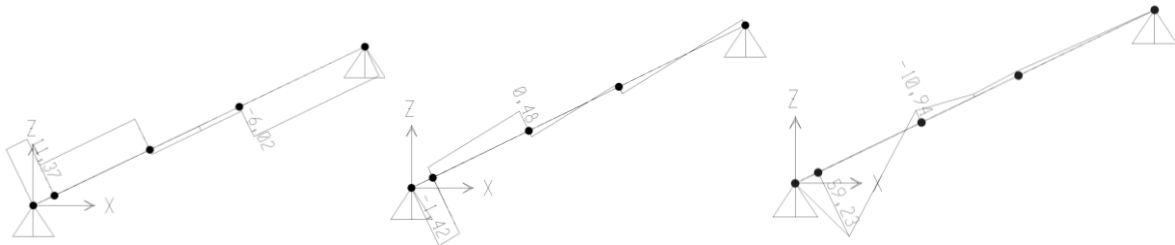
tudi kot obešala, bi bilo neracionalno vse akcije neposredno prenesti na žlotnik. Naredil sem 3D model, ki vključuje tudi špirovce. Obtežbo sem nanesel na vsak posamezen špirovec kot pri poziciji 401a.



Slika 3.37: Računski model obravnavanega elementa

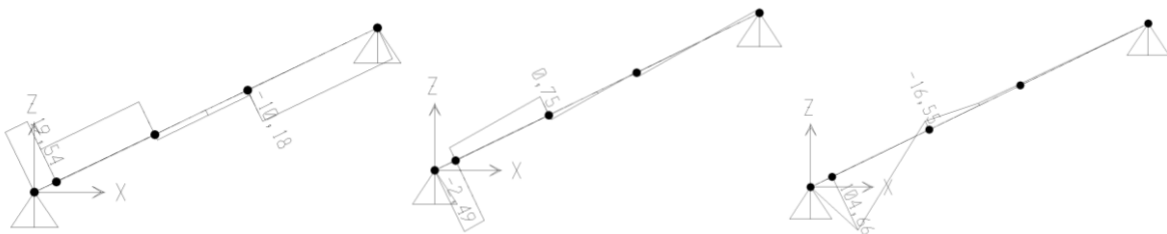
3.8.4 Notranje statične količine

3.8.4.1 Ovojnice notranjih statičnih količin pri stalni obtežbi



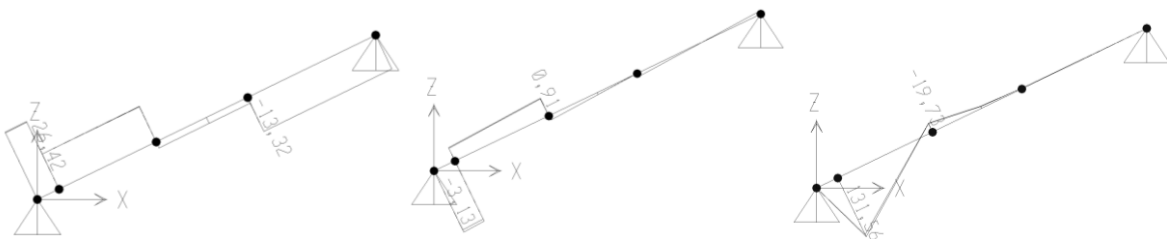
Slika 3.38: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.8.4.2 Ovojnice notranjih statičnih količin pri srednje dolgih obtežbah



Slika 3.39: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.8.4.3 Ovojnice notranjih statičnih količin pri kratkotrajnih obtežbah



Slika 3.40: Ovojnice osnih sil [kN], prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.8.4.4 Pomiki v mejnem stanju uporabnosti

Maksimalni pomik je pri stalni obtežbi in znaša 0,001cm, zato kontrolo pomikov izpustimo.

3.8.5 Dimenzioniranje

Enačbe kontrole kombinacije enoosnega upogiba in tlačne osne sile, striga in kontrolo povosov glej špirovec pozicija 401.

3.8.5.1 Rezultati izračuna

Preglednica 3.30: Geometrijske karakteristike prečnega prereza

b=	10 cm
h=	12 cm
A=	120 cm ²

	I	I _u	s _{c,crit}	k _c
Y	1440 cm ⁴	1,60 m	3,70 kN/cm ²	0,83
Z	1000 cm ⁴	1,60 m	2,57 kN/cm ²	0,73

Preglednica 3.31: Kontrole dimenzioniranja na upogibni moment ter pripadajočo osno silo

	P	M	S
M_{y,d} [kNm]	0,59	1,05	1,32
N_d [kN]	11,07	19,54	26,42
s_{m,y,d} [kN/cm²]	0,25	0,44	0,55
s_{c,0,d} [kN/cm²]	0,09	0,16	0,22
f_{m,d} [kN/cm²]	1,38	1,85	2,08
f_{c,0,d} [kN/cm²]	1,06	1,42	1,59
$\frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}f_{m,d}} \right)^2 =$	0,15	0,21	0,26

Preglednica 3.32: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile

	P	M	S
V_d [kN]	1,42	2,49	3,13
τ_d [kN/cm²]	0,02	0,03	0,04
f_{v,d} [kN/cm²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0,13	0,22	0,28

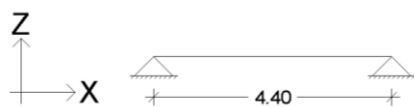
3.8.6 Izbira prereza

Čeprav je izkoriščenost prereza nizka, sem konstruktivno izbral večji element.

Izberem prerez 10/12 cm, kvaliteta lesa C30

3.9 POZ 409 - lega

3.9.1 Zasnova



Slika 3.41: Računski model obravnavanega elementa

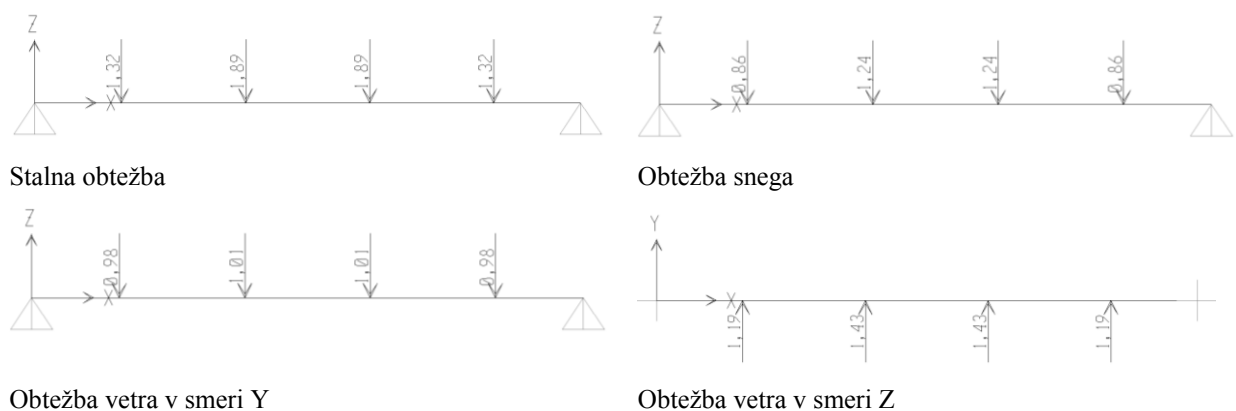
3.9.2 Material

Za obravnavani element sem izbral les C30.

3.9.3 Obtežba

Izbrana obtežba so reakcije špirovcev, pozicije 401a in 401b. Lastno težo lesenega elementa zajame program.

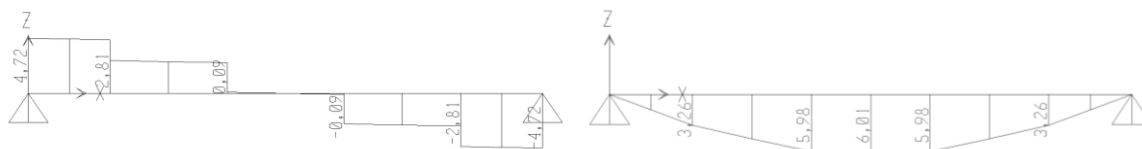
3.9.3.1 Obtežba



Slika 3.42: Prikaz stalne obtežbe [kN], obtežbe snega [kN] in obtežbe vetra v dveh pravokotnih smereh [kN]

3.9.4 Notranje statične količine

3.9.4.1 Ovojnice notranjih statičnih količin stalnih obtežb



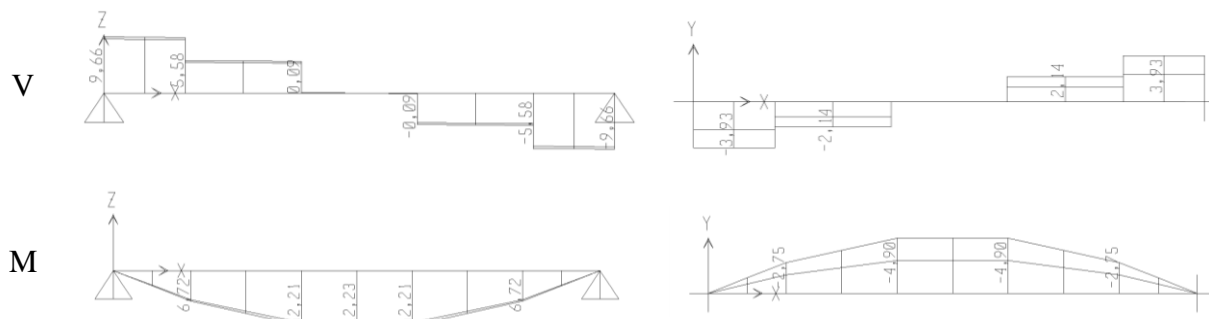
Slika 3.43: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.9.4.2 Ovojnice notranjih statičnih količin srednje dolгих obtežb



Slika 3.44: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.9.4.3 Ovojnice notranjih statičnih količin kratkotrajnih obtežb



Slika 3.45: Ovojnice prečnih sil v smeri z in y [kN] in upogibnih momentov okoli osi y in z [kNm]

3.9.4.4 Pomiki v mejnem stanju uporabnosti

Preglednica 3.33: Največji pomiki konstrukcije [cm]

	w_{inst}
Stalna obtežba	0,59
Veter	0,32
Sneg	0,36

3.9.5 Dimenzioniranje

Enačbe kontrole upogiba in tlačne osne sile, striga in kontrolo povosov, glej zgoraj.

3.9.5.1 Rezultati izračuna

Preglednica 3.34: Pomožne vrednosti

b=	14 cm
h=	20 cm
A=	280 cm ²
I_y=	9333 cm ⁴
I_z=	4573 cm ⁴

Preglednica 3.35: Kontrole dimenzioniranja na maksimalni upogibni moment ter pripadajočo osno silo

	P	M	S
M_{y,d} [kNm]	6,01	10,07	12,23
M_{z,d} [kNm]	0	0	4,9
s_{m,y,d} [kN/cm²]	0,64	1,08	1,31
s_{m,z,d} [kN/cm²]	0,00	0,00	0,75
f_{m,d} [kN/cm²]	1,38	1,85	2,08
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} =$	0,47	0,58	0,88

Preglednica 3.36: Kontrole dimenzioniranja na strig zaradi prečne sile

	P	M	S
V_d [kN]	4,72	7,87	10,43
τ_d [kN/cm²]	0,03	0,04	0,06
f_{v,d} [kN/cm²]	0,14	0,18	0,21
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} =$	0,18	0,30	0,40

Preglednica 3.37: Kontrole povosov v mejnem stanju uporabnosti

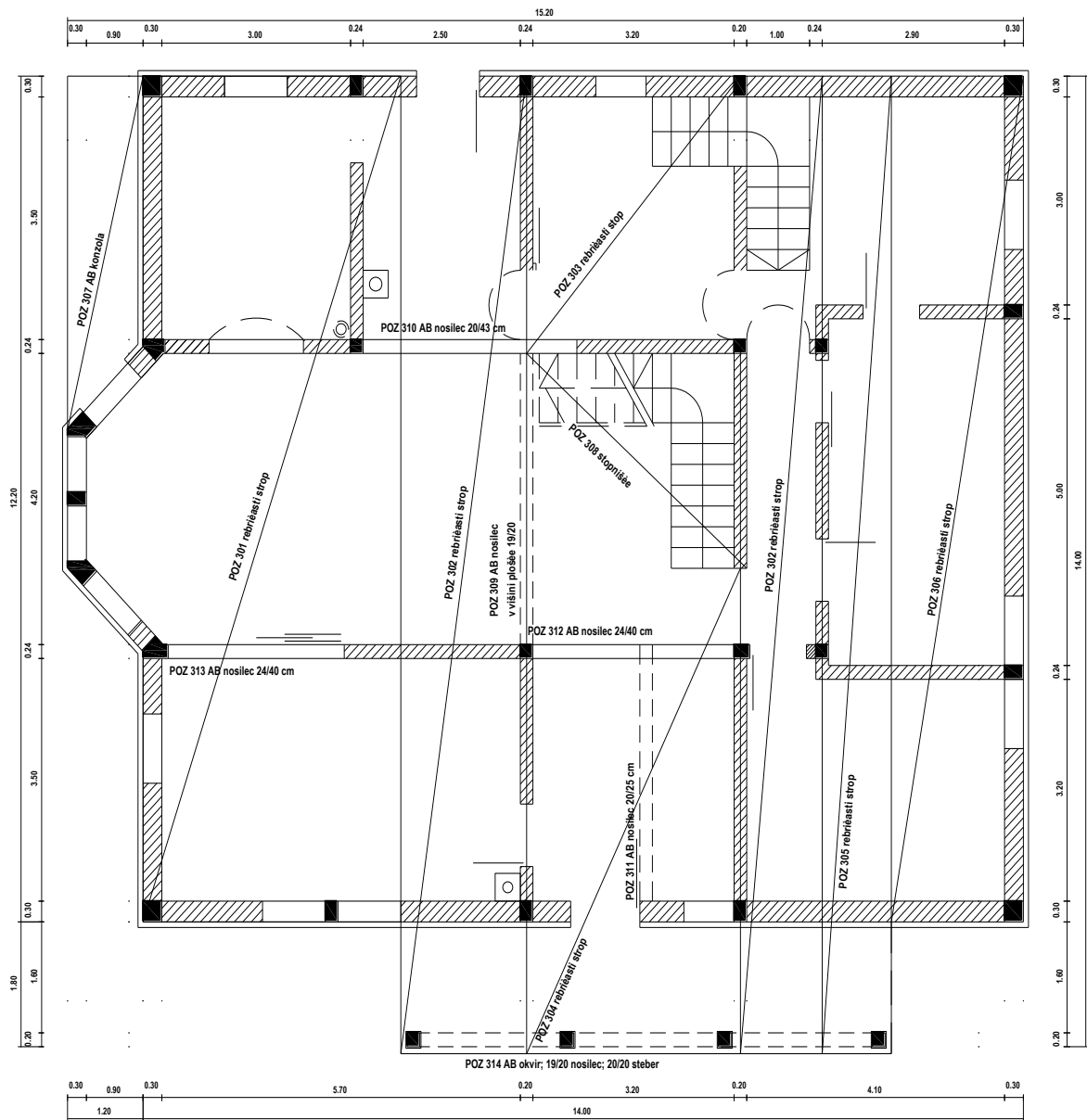
	Stalna obtežba	Veter	Sneg	Skupaj		$w_{lim.}$
$w_{inst.}$ [cm]	0,59	0,32	0,36	1,14	<	1,56
$w_{net,fin.}$ [cm]	1,06	0,32	0,36	1,62	<	1,87

3.9.6 Izbira prereza.

Izberem prerez 14/20 cm, kvaliteta lesa C30.

Pod to pozicijo se pojavljajo elementi, ki imajo drugačne računske modele, so pa ugodnejši.

DIMENZIONIRANJE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE – REBRIČASTI STROP



Slika 4.1: Pozicijska skica obravnavane etaže

3.10 Dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov po SIST EN 1992-1-1

3.10.1 Tlačna trdnost betona

SIST EN 1992-1-1 podaja tlačno trdnost, ki se nanaša na karakteristično trdnost valja f_{ck} ter kocke $f_{c,cube}$. V splošnem z oznako C ($f_{ck}/f_{c,cube}$). Nanaša se na trdnost pri starosti 28 dni. V kolikor se uporablja mlajši beton, je potrebno karakteristično trdnost omejiti.

Projektna tlačna trdnost betona je definirana kot:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.1)$$

γ_c je delni varnostni faktor za beton. Za stalno in občasno obtežbo v mejnem stanju nosilnosti je 1,5, pri nezgodni obtežbi pa 1,2. α_{cc} je koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost. V Sloveniji se za stanovanjsko gradnjo uporablja vrednost $\alpha_{cc} = 1$. Program, ki ga uporabljam za izračun betonskih elementov stavbe, pa uporablja privzeto vrednost 0,8. Ker pri objektu ni potrebna prevelika natančnost, sem uporabljal slednjo, bolj konzervativnejšo vrednost.

3.10.2 Sovisnost med napetostjo in deformacijo za dimenzioniranje prečnih prerezov

Za dimenzioniranje prečnih prerezov lahko uporabljamo sovisnost med napetostjo in deformacijo, ki je podana z naslednjima izrazoma. Tlačne napetosti so pozitivne.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{za} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (4.2)$$

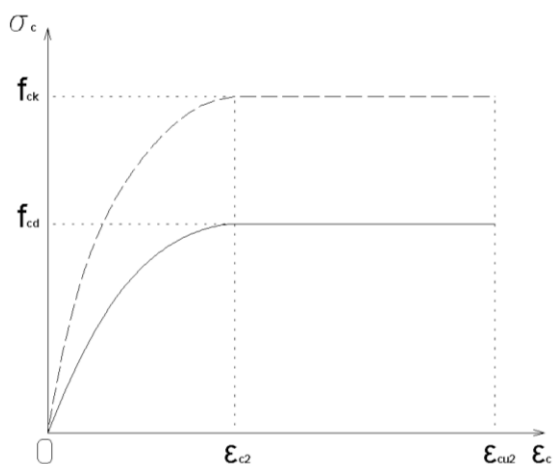
$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{za} \quad \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (4.3)$$

Uporabili smo naslednje izraze za:

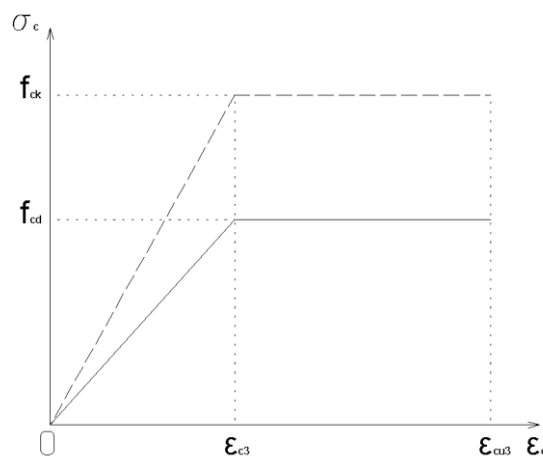
- n Lastnost betona. Za razrede betona do 50MPa karakteristične tlačne trdnosti f_{ck} je vrednosti 2,

ε_{c2} deformacija pri doseženi največji napetosti. Za razrede betona do 50MPa karakteristične tlačne trdnosti f_{ck} je vrednost 2‰ in

ε_{cu2} mejna deformacija betona. Za trdnostne razrede betona do 50 MPa karakteristične tlačne trdnosti f_{ck} je vrednost 3,5‰.



Slika 4.2: Delovni diagram tlačnega betona podan s parabolo in premico. (SIST EN 1992-1-1)



Slika 4.3: Bilinearna sovisnost med napetostjo in deformacijo (SIST EN 1992-1-1)

Pravilnik dovoli uporabo tudi druge poenostavljene sovisnosti, če so enakovredne ali bolj konzervativne. Prva je bilinearna sovisnost z vrednostma deformacij na mejnih območjih ε_{c3} in ε_{cu3} . Glej sliko 3.3.

Lahko pa privzamemo tudi konstantno porazdelitev napetosti. S faktorjem λ določimo učinkovito višino tlačene cone s faktorjem h pa učinkovito tlačno trdnost betona. Podana je z naslednjimi enačbami:

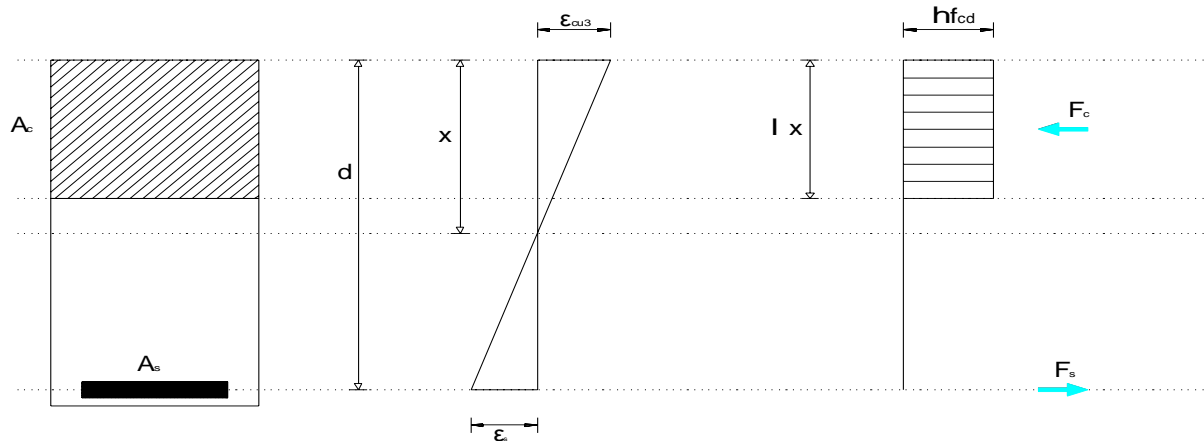
$$\lambda = 0,8 \quad \text{za} \quad f_{ck} \leq 50 \text{MPa}, \quad (4.4)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 \quad \text{za} \quad 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{MPa}, \quad (4.5)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{za} \quad f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \text{ ter} \quad (4.6)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200 \quad \text{za} \quad 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{MPa}. \quad (4.7)$$

Če se širina tlačene cone pri najbolj obremenjenem delu zmanjšuje moramo vrednost hf_{cd} zmanjšati za 10%.



Slika 4.4: Konstantna porazdelitev napetosti. (SIST EN 1992-1-1 str. 39)

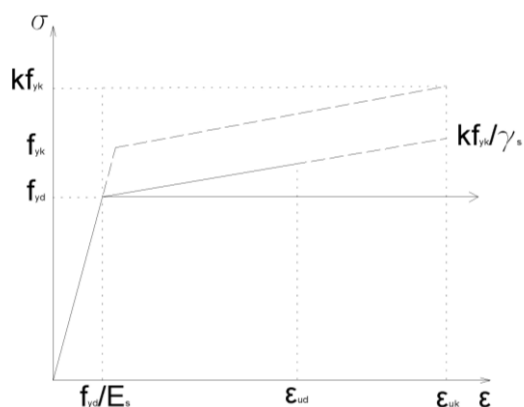
Program, ki ga uporabljam za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov, uporablja slednjo poenostavljeno metodo dimenzioniranja prečnih prerezov. Pri čemer uporablja koeficiente, podane za f_{ck} do 50 MPa, pri uporabi betona višjih tlačnih trdnosti, pa program ne deluje v skladu s predpisi.

3.10.3 Jeklo za armiranje

Če material nima izrazite meje elastičnosti f_{yk} , se ta določi kot napetost pri 0,2% trajnih deformacij $f_{0,2k}$, natezna trdnost f_{tk} pa kot največja napetost pri osnem nategu. Zahtevana duktilnost se podaja kot raztezek pri največji sili e_{uk} in z razmerjem med natezno trdnostjo ter napetostjo na meji elastičnosti $(f_t/f_y)_k$.

Pri dimenzioniranju lahko uporabimo naslednji dve predpostavki:

- Z nagnjeno vejo v elastičnem območju do deformacije e_{ud} in največjo napetostjo kf_{yk}/g_s , pri čemer je $k=(f_t/f_y)_k$.
- Vodoravno zgornjo vejo brez omejitve deformacij.



Slika 4.5: Odpornost armiranobetonskega elementa na prečno silo

Prečna sila $V_{rd,c}$, ki jo element konstrukcije lahko prevzame brez prečne armature je odvisna od napetosti $\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$, pri čemer je N_{sd} osna sila v prerezu in A_c prerez betonskega elementa. Izrazimo jo z naslednjo enačbo:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad (4.8)$$

z najmanjšo vrednostjo

$$V_{Rd,c} = \nu_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d. \quad (4.9)$$

Posamezni deli enačbe so:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (4.10)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (4.11)$$

$$k_1 = 0,15, \quad (4.12)$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}. \quad (4.13)$$

Z b_w je označena najmanjša širina, z d pa statična višina prereza, ki jo moramo upoštevati v izrazu za koeficient k v milimetrih. r_L predstavlja razmerje med prerezom vzdolžne armature A_{sL} in najmanjšim strižnim prerezom $b_w d$ in se vzame največ 0,02.

$$\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} \leq 0,02. \quad (4.14)$$

Če je mejna prečna sila V_{sd} večja od vrednosti $V_{Rd,c}$ je za prevzem obremenitve prečnih sil potrebna prečna armatura. Dimenzioniranje elementov s strižno armaturo temelji na modelu paličja.

Največja prečna sila, ki jo betonski prerez lahko prenese $V_{Rd,max}$, je omejena z največjo silo, ki jo lahko prenese tlačna diagonala. Z enačbo zapišemo:

$$V_{Rd,max} > V_{sd}. \text{ Pri tem velja:} \quad (4.15)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \Theta} \quad (4.16)$$

ν_1 je redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokan beton, ki je podan:

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (4.17)$$

α_{cw} koeficient, ko upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu. Za konstrukcije brez prednapetja je enak 1.

Ob predpostavki, da uporabljamo navpična stremena, se enačba (3.16) glasi:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta}. \quad (4.18)$$

Ko prečna sila preseže $V_{Rd,c}$ in je manša od $V_{Rd,max}$, moramo prečno silo prevzeti s stremeni.

Odpornost armiranobetonskega prereza s strižno armaturo je podana z izrazom:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha. \quad (4.19)$$

Če uporabimo navpična stremena se enačba poenostavi:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta. \quad (4.20)$$

Naklon tlačne diagonale je omejen:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 . \quad (4.21)$$

Dodatna sila, ki nastane v vzdolžni armaturi, pa je:

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \Theta - \cot \alpha) . \quad (4.22)$$

3.10.3.1 Redukcija prečnih sil

Zaradi ugodnega učinka prenosa sile, ki deluje na nosilec tik ob podpori, na podporo, lahko na tem mestu napravimo redukcijo prečnih sil. Slednje velja za koncentrirano silo, ki leži na razdalji od podpore, ki je maksimalno 2,5 kratna višina nosilca, ter linijski obtežbi, ki leži maksimalno za višino nosilca od podpore.

3.10.4 Kontrola povesov

Deformacije elementa konstrukcije ne smejo biti takšne, da neugodno vplivajo na njeno uporabo oziroma izgled. Izgled in splošna uporabnost konstrukcije sta lahko poslabšana, če računski poves grede, stropa ali konzole, pod vplivom navidezno stalne obtežbe, preseže 1/250 razpona. Poves je določen relativno na podpore. Nadvišanje lahko uporabimo za izravnavo dela ali celotnega povesa, toda nadvišanje opaža ne sme prekoračiti 1/250 razpona.

V splošnem povesov ni potrebno računati, če so izpolnjena enostavna pravila, omejitve razmerja razpona in višine prereza, ki bo ustrezala izognitvi problema povesa v običajnih okoliščinah. Zahtevnejše kontrole so nujne za elemente, ki se nahajajo izven takšnih omejitev oziroma, kadar so ustrezne drugačne omejitve povesov od tistih, ki so zajete v poenostavljeni metodi.

Če zagotavljamo, da so armiranobetonske grede oziroma stropi zgradb dimenzionirani tako, da ustrezajo omejitvam razmerij med razpetino in statično višino, ki je podana s spodnjimi izrazi, lahko sklepamo, da povesi ne presegajo omejitev, ki so podane zgoraj.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{pri } \rho \leq \rho_0 \text{ ter} \quad (4.23)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] \quad \text{če } \rho \geq \rho_0. \quad (4.24)$$

V enačbah smo uporabili:

- l/d meja razmerja med razponom in statično višino elementa,
 K faktor, ki upošteva vpliv različnih konstrukcijskih sistemov,
 ρ_0 referenčno razmerje armiranja določeno z enačbo: $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$.
 ρ zahtevana stopnja armiranja v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem momenta, ki ustreza računskim obtežbam,
 ρ' zahtevana stopnja tlačne armature v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem momenta, ki ustreza računskim obtežbam ter
 f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v MPa.

Izraza sta bila razvita na podlagi predpostavke, da napetost jekla pod vplivom ustrezne računske obtežbe v mejnem stanju uporabnosti z upoštevanjem razpokanega prereza v sredini razpona grede oziroma nad podporo konzole znašata 310 MPa pri uporabi jekla z $f_{yk}=500$ MPa.

Za prereze s pasnicami, pri katerih razmerje med širino pasnice in širino reber preseže 3, moramo podano vrednost l/d pomnožiti z 0,8.

Odstavek z enačbami je povzet po SIST EN 1992-1-1.

3.10.5 Minimalna armatura

Najmanjša potrebna armatura je potrebna zaradi preprečitve krhke porušitve, širokih razpok in zaradi sil, ki nastanejo zaradi vplivov vpetja.

V gredah je po SIST EN 1992-1-1 delež vzdolžne armature omejen z $A_{s,\min}$ in $A_{s,\max}$.

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \text{ ter} \quad (4.25)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c. \quad (4.26)$$

Kjer sta:

b_t širina natezne cone ter

d statična višina prereza.

Prerez spodnje armature ob podpori, kjer se v izračunu ne pojavljajo momenti mora biti vsaj 0,25 krat prerez armature v polju.

Pri monolitnih konstrukcijah moramo prereze ob podporah, tudi v primeru, ko v računu privzamemo prosto ležečo konstrukcijo, dimenzionirati na negativni moment v velikosti najmanj $\beta_1 = 0,15$ kratni največji upogibni moment v polju, ki izhaja iz delne vpetosti v podpore.

Celoten prerez natezne armature A_s na negativni strani prerezov T moramo razporediti po efektivni širini le del lahko koncentriramo nad stojino.

Stopnja armiranja s strižno armaturo je podana z izrazom:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha). \quad (4.27)$$

ρ_w je stopnja armiranja s strižno armaturo. Navzdol je omejena z:

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}. \quad (4.28)$$

V zgornjih enačbah smo uporabili:

A_{sw} prerez stremenske strižne armature na dolžini s ,

s medsebojna razdalja stremen,

b_w širina stojine elementa ter

α kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo elementa.

Predpis omejuje tudi največji razmak med stremeni $s_{1,max}$ ter največji prečni razmak med posameznimi kraki v isti skupini z enačbama:

$$s_{1,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad \text{ter} \quad (4.29)$$

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600mm. \quad (4.30)$$

Vzdolžna armatura v stebrih ne sme biti tanjša od 12mm, skupen prerez palic pa ne manjši od $A_{s,min}$ in večji od $A_{s,max}$.

$$A_{s,min} = \frac{0,15N_{ed}}{f_{yd}} \geq 0,003A_c, \quad (4.31)$$

pri čemer je N_{Ed} projektna tlačna osna sila.

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad \text{oziroma} \quad A_{s,max} = 0,08A_c \quad (4.32)$$

izven območja prekrivanja ter v območju prekrivanja.

Pri stebrih poligonalnih oblik mora biti v vsakem vogalu vsaj ena palica v stebrih okroglega prereza pa vsaj 4.

Stremenska armatura ne sme imeti manjšega premera od 6 mm oziroma ene četrtine največjega premera vzdolžnih palic. Premer žic za varjene mreže ne sme biti manjši od 5mm. Medsebojna razdalja palic prečne armature ne sme prekoračiti $s_{cl,max}$ ki je podan kot najmanjša izmed naslednjih vrednosti:

- 20 krat premer najtanjše vzdolžne palice,
- manjša dimenzija stebra ter
- 400mm.

Največjo razdaljo med stremeni moramo zmanjšati s faktorjem 0,6 na razdalji, ki je enaka večji dimenziji stebra nad in pod gredo oziroma stropom ter v bližini stikovanja palic.

Vsaka vzdolžna palica ali skupina palic, ki so nameščene v vogalu, morajo biti pridržane s prečno armaturo. V tlačeni coni ne sme biti nobena armaturna palica od pridržane oddaljena za več kot 150 mm.

3.11 Pozicija 301 – rebričasti strop

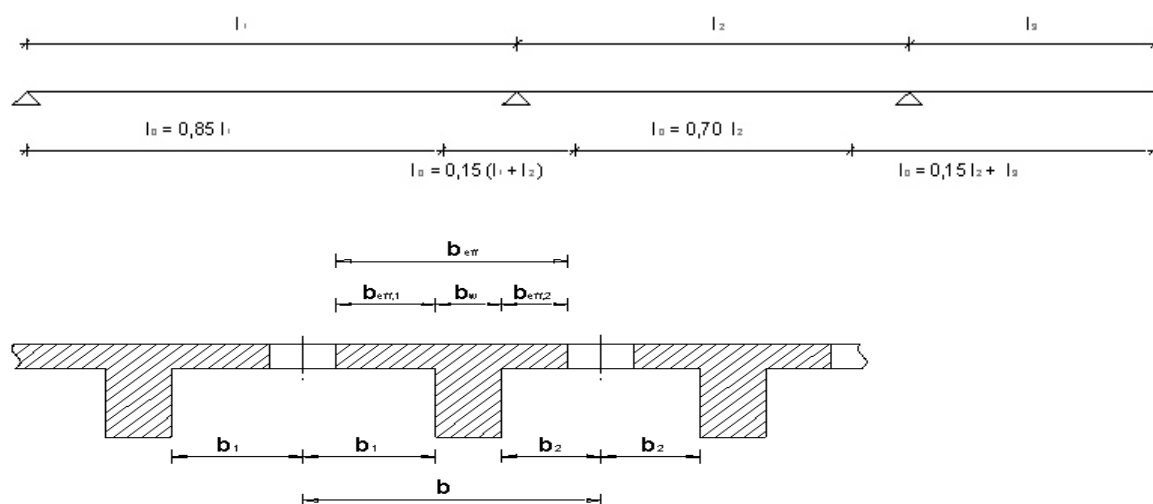
3.11.1 Zasnova

3.11.1.1 Učinkovita širina pasov

Učinkovita širina pasu nosilca T oblike, na kateri lahko predpostavimo konstantne pogoje napetosti, je odvisna od dimenzij stojine in pasu, od vrste obtežbe, razpetine, pogojev podpiranja in od prečne armature.

Učinkovita širina pasu temelji na medsebojni razdalji momentnih ničelnih točk l_0 . To je razdalja med točkama v sosednjih poljih v katerih je moment enak 0.

SIST EN 1992-1-1 podaja razdaljo na sledeč način:



Slika 4.6: Določitev l_0 , za račun učinkovite širine pasu ter parametri učinkovite širine pasu (SIST EN 1992-1-1)

Če uporabljamo poenostavljen način določanja ničelnih točk, morajo veljati naslednje predpostavke:

- dolžina konzole l_3 mora biti manjša od polovice priležnega polja ter
- razmerje razponov dveh sosednjih polj mora biti v razmerju od 2/3 do 3/2.

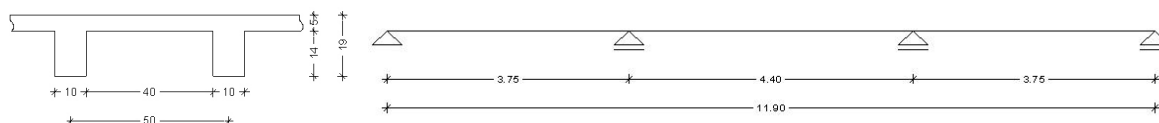
Učinkovita širina pasu se določa po naslednjih enačbah:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad \text{učinkovita širina pasu ter} \quad (4.33)$$

$$b_{eff,i} = \min \{ 0,2b_i + 0,1l_0; 0,2l_0; b_i \} \quad (4.34)$$

Kadar ni zahtevana posebno velika natančnost, lahko pri analizi konstrukcije po celi dolžini razpetine predpostavimo konstantno širino pasu. Vrednost učinkovite širine pa moramo prirediti najbolj kritičnemu odseku razpetine.

3.11.1.1 Izračun učinkovite širine pasu



Slika 4.7: Računski model obravnavanega stropa POZ 302

Izračun učinkovite širine pasu:

$$b = 50\text{cm}$$

$$b_w = 10\text{cm}$$

$$b_1 = b_2 = 20\text{cm}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot 3,75 = 3,19\text{m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 20 + 0,1 \cdot 3,19 = 35,9\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 20 + 10 = 50\text{cm}$$

3.11.2 Material

V našem primeru bomo uporabili naslednje materiale:

- beton C25/30,
- opečna polnila ter
- armaturo S500.

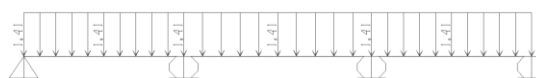
3.11.3 Obtežba

3.11.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program

Preglednica 4.1: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,6	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,5	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
polnila	0,34	kN/m ²
omet	0,36	kN/m ²
skupaj $g_2 =$	2,81	kN/m ²



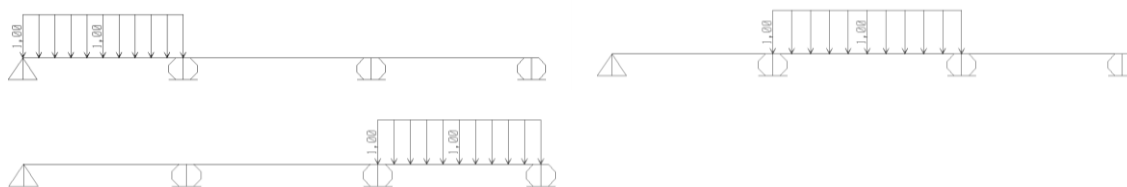
Slika 4.8: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m]

$$g'_2 = g_2 \cdot b = 2,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1,405 \text{ kN/m}$$

3.11.3.2 Koristna obtežba

$$q' = q \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$$

Porazdelitev koristne obtežbe poteka na sledeč način.



Slika 4.9: Koristna obtežba v polju K1, K2 in K3. [kN/m]

3.11.3.3 Obtežne kombinacije

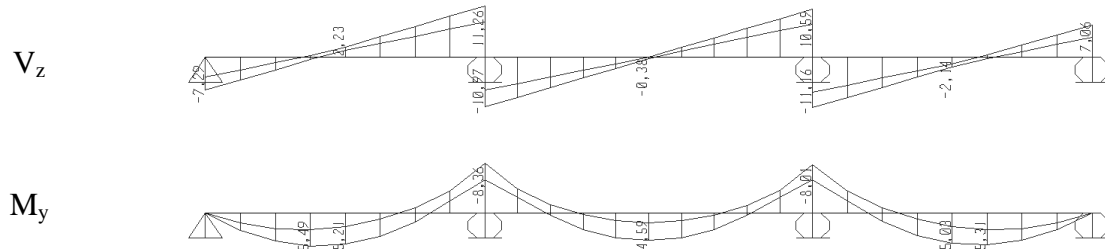
1,35 (L+S),

1,35 (L+S) + 1,5 K1 + 1,5K3,

1,35 (L+S) + 1,5 K2 ter

1,35 (L+S) + 1,5 K1 + 1,5K2.

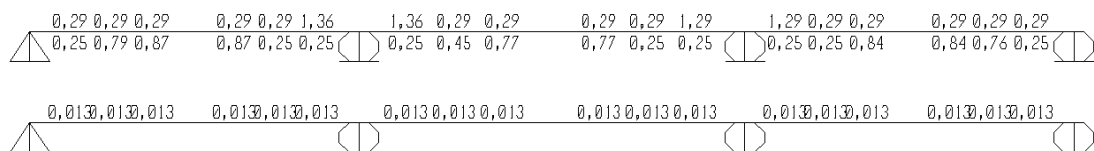
3.11.4 Notranje statične količine



Slika 4.10: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.11.5 Dimenzioniranje

3.11.5.1 Potrebna armatura



Slika 4.11: Potrebna vzdolžna armatura stropa [cm^2] na zgornji in spodnji strani ter prečna armatura [cm^2/cm]

Računalniški program določi minimalno armaturo z enačbo $A_{s,\min} = 0,0018b_f d$, ki je bolj konzervativna od enačbe 3.33. Glede na velikost naših nosilcev, bo dejansko položena minimalna armatura večja od te, ki jo določi program. Zato je določitev slednje vseeno primerno.

3.11.5.2 Kontrola računa

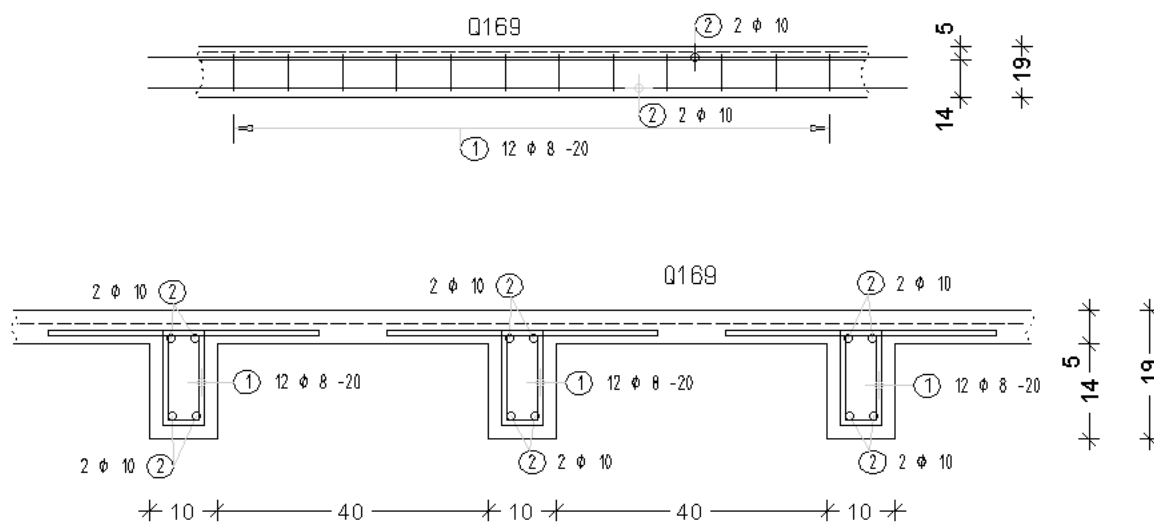
Naredil bom kontrolo izračuna vzdolžne armature nad drugo podporo.

$$M_{us} = 8,36 \text{ kNm}, \quad b/h = 10/16 \text{ cm}, \quad f_{cd} = 1,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}, \quad f_{sd} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_h = \frac{M_{us}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{8,36 \text{ kNm}}{1,33 \text{ kN/cm}^2 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm}^2} = 0,246 \Rightarrow k_s = 1,17$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot h} = 1,17 \cdot \frac{8,36 \text{ kNm}}{43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16 \text{ cm}} = 1,4 \text{ cm}^2 \approx 1,36 \text{ cm}^2$$

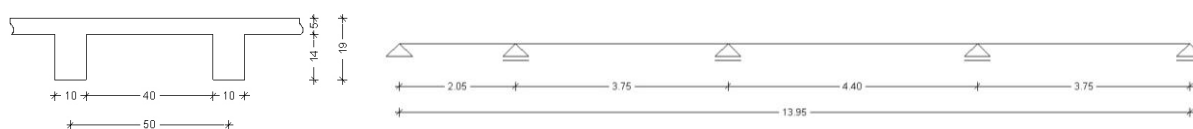
Za α_{cc} sem uporabil 0,8.



Slika 4.12: Armaturni načrt montažnega stropa pozicije 301

3.12 POZ 302 – rebričasti strop

3.12.1 Zasnova



Slika 4.13: Računski model obravnavanega stropa POZ 302

3.12.1.1 Izračun učinkovite širine pasu

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 = b_2 = 20 \text{ cm}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot 2,05 = 1,74 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 20 + 0,1 \cdot 1,74 = 21,4 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 20 + 10 = 50 \text{ cm}$$

3.12.2 Material

Za obravnavani element sem uporabil:

Beton C25/30,
opečna polnila ter
Armatura S500.

3.12.3 Obtežba

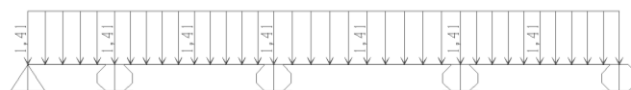
Obtežba strehe, se preko lesenih soh, vertikalna obtežba ograje, pa preko robnega nosilca prenese neposredno na AB stebre v pritličju. Horizontalna obtežba ograje O pa se kot moment prenese na obravnavani strop.

3.12.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program

Preglednica 4.2: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,6	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,5	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
polnila	0,34	kN/m ²
omet	0,36	kN/m ²
skupaj	2,81	kN/m ²



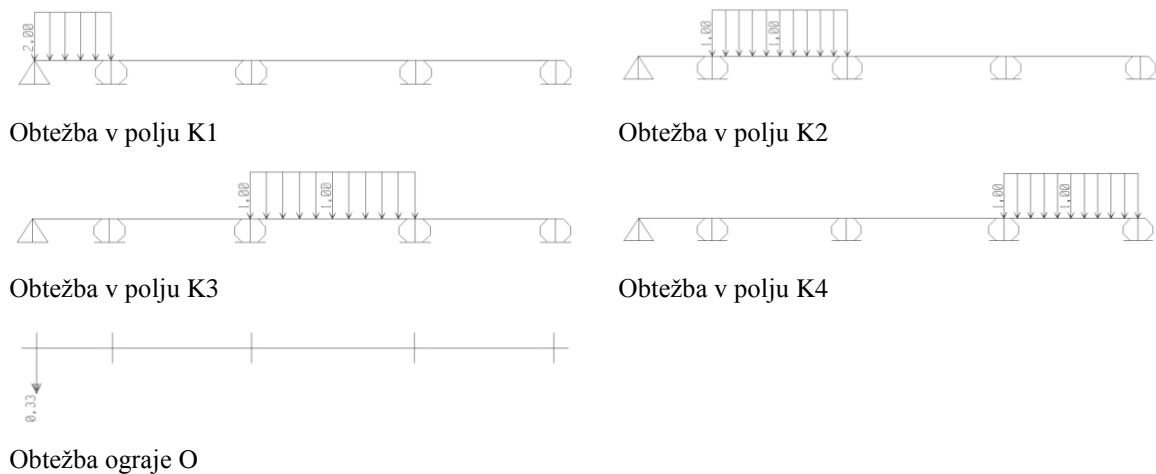
Slika 4.14: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m]

$$g_2' = g_2 \cdot b = 2,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1,405 \text{ kN/m}$$

3.12.3.2 Koristna obtežba

$$q_1' = q \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m za ploščo in}$$

$$q_2' = q \cdot b = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m za balkon.}$$



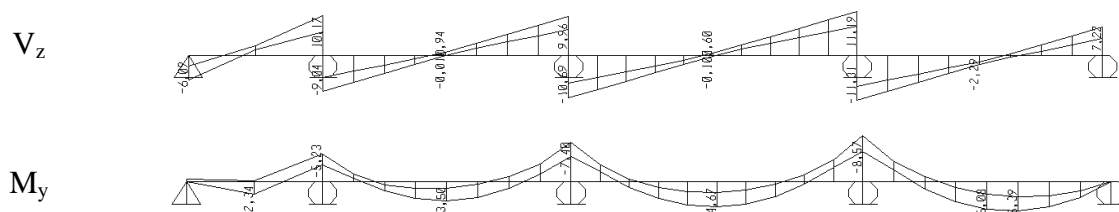
Slika 4.15: Koristna obtežba v poljih 1 K1, K2, K3, K4 v [kN/m] ter obtežba ograje O v [kNm]

3.12.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so:

- 1,35 (L+S),
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K3,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K2+1,5 K4+1,5 O,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K2+1,5 K4,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K2+1,5 K3+1,5 O,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K3+1,5 K4 ter

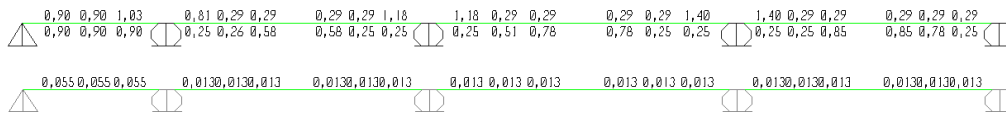
3.12.4 Notranje statične količine



Slika 4.16: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.12.5 Dimenzioniranje

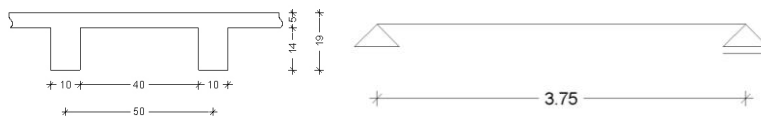
3.12.5.1 Potrebna armatura



Slika 4.17: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm²] ter prečna armatura v [cm²/cm]

3.13 POZ 303 – rebričasti strop

3.13.1 Zasnova



Slika 4.18: Računski model stropa

3.13.1.1 Izračun učinkovite širine pasu

$$b = 50\text{cm}$$

$$b_w = 10\text{cm}$$

$$b_1 = b_2 = 20\text{cm}$$

$$l_0 = 3,75 = 3,75\text{m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 20 + 0,1 \cdot 3,75 = 41,5\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 20 + 10 = 50\text{cm}$$

3.13.2 Material

Za obravnavani element sem uporabil:

beton C25/30,

opečna polnila ter

armaturo S500.

3.13.3 Obtežba

3.13.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.3: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,6	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,5	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
polnila	0,34	kN/m ²
omet	0,36	kN/m ²
skupaj $g_2 =$	2,81	kN/m ²



Slika 4.19: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m]

$$g'_2 = g_2 \cdot b = 2,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1,405 \text{ kN/m}$$

3.13.3.2 Koristna obtežba

$$q' = q \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$$



Slika 4.20: Prikaz koristne obtežbe v polju K1 v [kN/m]

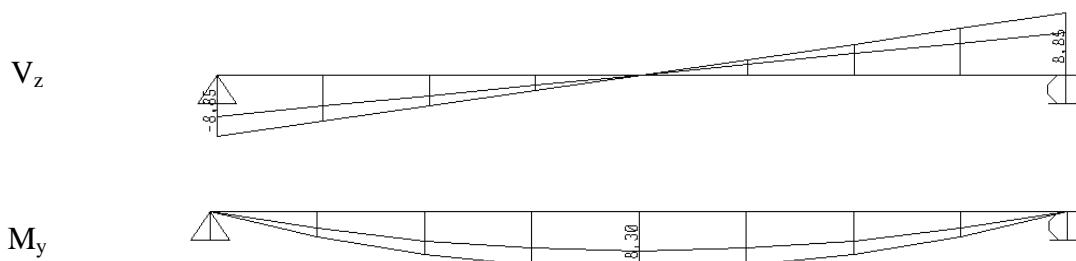
3.13.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežni kombinaciji sta:

1,35 (L+S) ter

1,35 (L+S) + 1,5 K1.

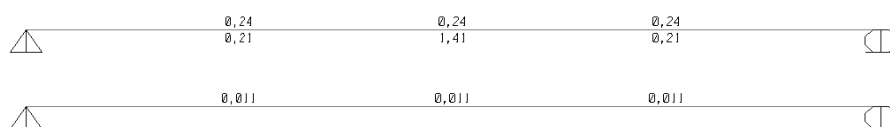
3.13.4 Notranje statične količine



Slika 4.21: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.13.5 Dimenzioniranje

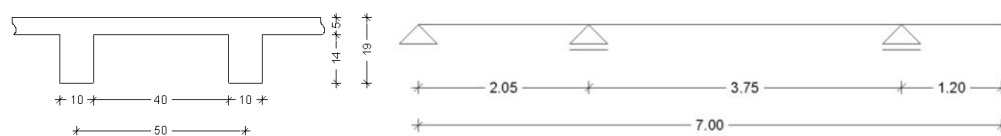
3.13.5.1 Potrebna vzdolžna armatura [cm²]



Slika 4.22: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm²] in prečna armatura v [cm²/cm]

3.14 POZ 304 – rebričasti strop

3.14.1 Zasnova



Slika 4.23: Računski primer stropa POZ 304

3.14.1.1 Izračun učinkovite širine pasu

$$b = 50\text{cm}$$

$$b_w = 10\text{cm}$$

$$b_1 = b_2 = 20\text{cm}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot 2,05 = 1,74\text{m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot 20 + 0,1 \cdot 1,74 = 21,4\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 20 + 10 = 50\text{cm}$$

3.14.2 Material

Za obravnavani primer sem uporabil:

beton C25/30,

opečna polnila ter

armaturo S500

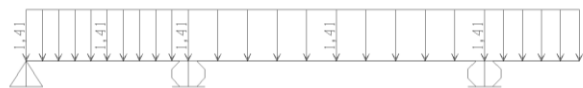
3.14.3 Obtežba

3.14.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.4: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,6	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,5	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
polnila	0,34	kN/m ²
omet	0,36	kN/m ²
skupaj $g_2 =$	2,81	kN/m ²



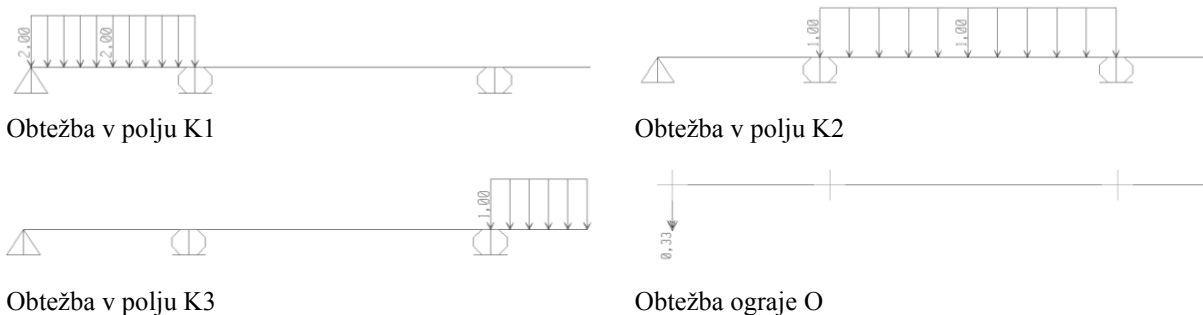
Slika 4.24: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m]

$$g'_2 = g_2 \cdot b = 2,81\text{kN/m}^2 \cdot 0,5\text{m} = 1,405\text{kN/m}$$

3.14.3.2 Koristna obtežba

$q' = q \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$ za ploščo in

$q' = q \cdot b = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$ za balkon.



Slika 4.25: Koristna obtežba v polju K1, K2, K3 v [kN/m] ter obtežba na ograjo O [kNm]

3.14.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so:

1,35 (L+S),

1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K3,

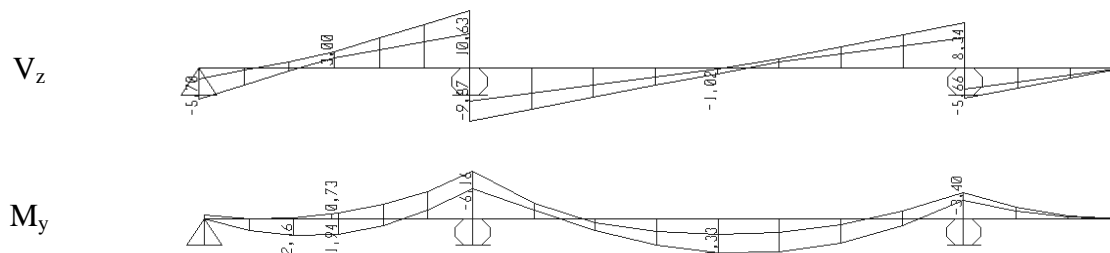
1,35 (L+S) + 1,5 K2+1,5O,

1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K2,

1,35 (L+S) + 1,5 K2+1,5 K3+1,5O ter

1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K2+1,5 K3+1,5O.

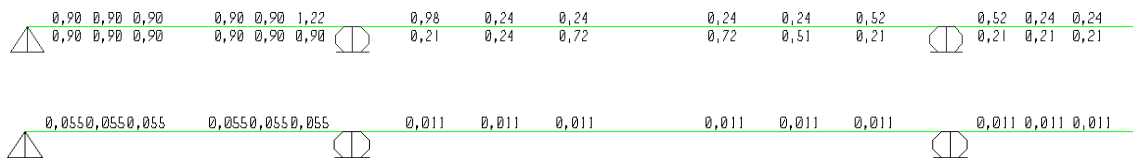
3.14.4 Notranje statične količine



Slika 4.26: Ovojnica prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.14.5 Dimenzioniranje

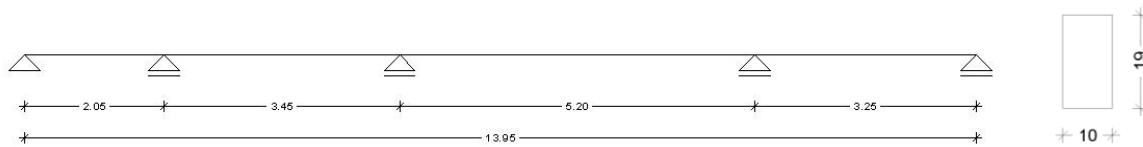
3.14.5.1 Potrebna armatura



Slika 4.27: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani [cm^2] ter prečna armatura [cm^2/cm]

3.15 POZ 305 – rebričasti strop

3.15.1 Zasnova



Slika 4.28: Računski model obravnavanega stropa

Ker razmerje dolžine polj ni med $2/3$ in $3/2$, izračuna učinkovite širine pasu ne moramo izračunati več po poenostavljeni obliki, ampak bi morali iskati l_0 za vsak posamezen obtežnih primer posebej. Ker je postopek relativno dolg, bom predpostavil najkonzervativnejšo rešitev. Vzel bom nosilec pravokotne oblike dimenzij 10/14cm, del pasnice, pa bom dodal stalni obtežbi.

3.15.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

- beton C25/30,
- opečna polnila in
- armaturo S500

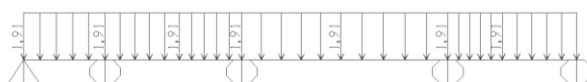
3.15.3 Obtežba

3.15.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.5: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,6	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,5	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
polnila	0,34	kN/m ²
omet	0,36	kN/m ²
beton	1	kN/m ²
skupaj $g_2 =$	3,81	kN/m ²



Slika 4.29: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m]

$$g'_2 = g_2 \cdot b = 2,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1,405 \text{ kN/m}$$

3.15.3.2 Koristna obtežba

$$q^{\wedge} = q \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m} \text{ za ploščo in}$$

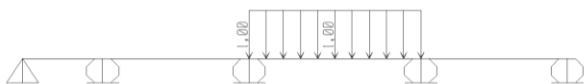
$$q^{\wedge} = q \cdot b = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m} \text{ za balkon.}$$



Obtežba v polju K1



Obtežba v polju K2



Obtežba v polju K3



Obtežba v polju K4



Obtežba ograje O

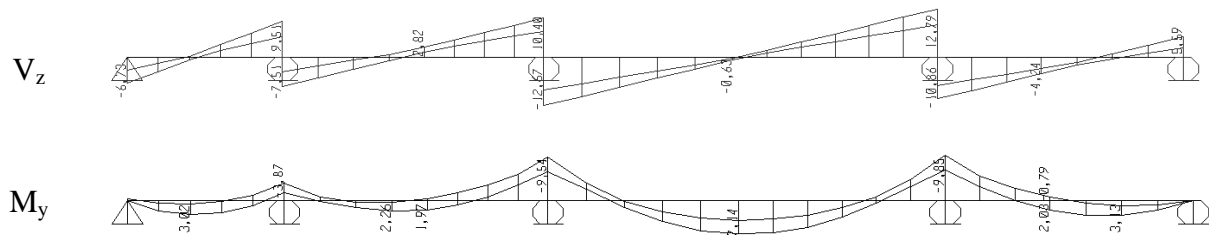
Slika 4.30: Koristna obtežba v polju K1, K2, K3, K4 [kN/m] ter obtežba ograje O [kNm]

3.15.3 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so:

- 1,35 (L+S),
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K3,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K2+1,5 K4+1,5O,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K2+1,5 K4,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K2+1,5 K3+1,5O in
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5 K3+1,5 K4.

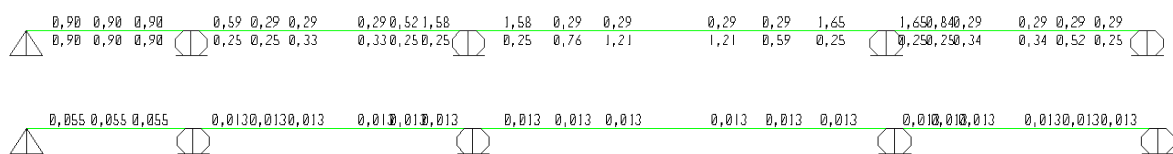
3.15.4 Notranje statične količine



Slika 4.31: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.15.5 Dimenzioniranje

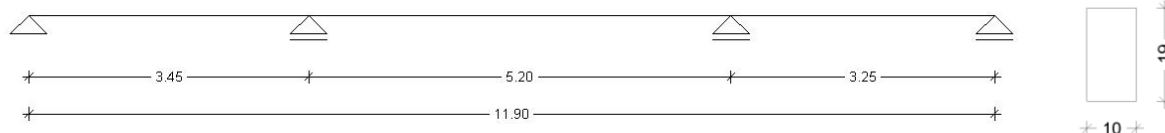
3.15.5.1 Potrebna armatura



Slika 4.32: Potrebna vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v [cm²] in prečna armatura v [cm²/cm]

3.16 POZ 306 – rebričasti strop

3.16.1 Zasnova



Slika 4.33: Računski model stropa

3.16.2 Material

Za obravnavani primer sem izbral:

beton C25/30,
 opečna polnila in
 armaturo S500.

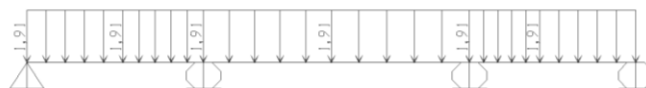
3.16.3 Obtežba

3.16.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program

Preglednica 4.6: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,6	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,5	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
polnila	0,34	kN/m ²
omet	0,36	kN/m ²
beton	1	kN/m ²
skupaj $g_2 =$	3,81	kN/m ²



Slika 4.34: Prikaz preostale stalne obtežbe v obravnavanem primeru [kN/m]

$$g'_2 = g_2 \cdot b = 2,81 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1,405 \text{ kN/m}$$

3.16.3.2 Koristna obtežba

$$q' = q \cdot b = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$$



Obtežba v polju K1

Obtežba v polju K2



Obtežba v polju K3

Slika 4.35: Koristna obtežba v polju K1, K2 in K3 v [kN/m]

3.16.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so:

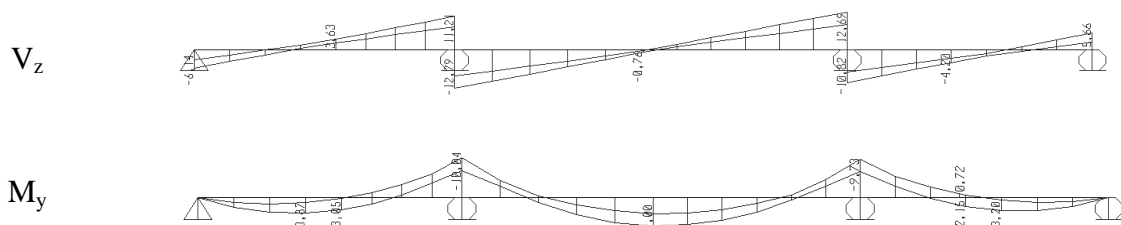
1,35 (L+S),

1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5K3,

1,35 (L+S) + 1,5 K2 in

1,35 (L+S) + 1,5 K1+1,5K2.

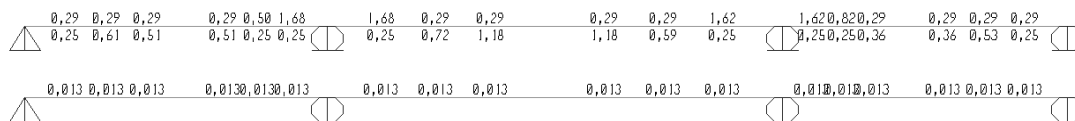
3.16.4 Notranje statične količine



Slika 4.36: Ovojnice prečnih sil [kN] in upogibnih momentov [kNm]

3.16.5 Dimenzioniranje

3.16.5.1 Potrebna armatura



Slika 4.37: Potreba vzdolžna armatura stropa na zgornji in spodnji strani v $[\text{cm}^2]$ ter prečna armatura v $[\text{cm}^2/\text{cm}]$

3.17 POZ 307 - balkon prečno na rebra

3.17.1 Zasnova

Balkon predstavlja konzola, ki je pripeta na rebra na razmaku 50 cm. Rebra so dimenzij 20/15 cm.



Slika 4.38: Računski model balkona

3.17.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in

armatura S500.

3.17.3 Obtežba

3.17.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastna teža betona:

$$0,15\text{m} \cdot 0,5\text{m} \cdot 25\text{kN}/\text{m}^3 = 1,88\text{kN}/\text{m} \Rightarrow M_l = 1,88\text{kN}/\text{m} \cdot (1,35\text{m})^2 / 2 = 1,71\text{kNm};$$

$$V_l = 1,88kN/m \cdot 1,35m = 2,53kN.$$

Preostala stalna obtežba:

$$1,14kN/m \Rightarrow M_s = 1,14kN/m \cdot (1,35m)^2 / 2 = 1,04kNm;$$

$$V_s = 1,14kN/m \cdot 1,35m = 1,54kN.$$

Lastna teža ograje.

$$3kN \Rightarrow M_o = 3kN \cdot 1,35m = 4,05kNm; V_o = 3kN.$$

Upogibni moment in prečna sila, ki ju povzročajo stalne obtežbe sta:

$$M_G = M_l + M_s + M_o = 6,8kNm;$$

$$V_G = V_l + V_s + V_o = 7,07kN.$$

3.17.3.2 Koristna obtežba

$$q^k = q \cdot b = 4kN/m^2 \cdot 0,5m = 2kN/m$$

Površinska koristna obtežba balkona je:

$$2kN/m \Rightarrow M_k = 2kN/m \cdot (1,35m)^2 / 2 = 1,82kNm; V_k = 2kN/m \cdot 1,35m = 2,7kN.$$

Koristna obtežba vertikalno in horizontalno na ograjo je:

$$0,5kN \Rightarrow M_{ok} = 0,5kN \cdot 1,35m + 0,5kN \cdot 1,1m = 1,23kNm; V_{ok} = 0,5kN; N_{ok} = -0,5kN.$$

Notranje statične količine, ki jih povzročajo koristne obtežbe so:

$$M_Q = M_k + M_{ok} = 3,05kNm;$$

$$V_Q = V_k + V_{ok} = 3,2kN;$$

$$N_{ok} = -0,5kN.$$

3.17.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija se glasi:

$$1,35 (L+S) + 1,5K$$

Projektni moment in prečna sila sta:

$$M_d = 1,35 \cdot 6,8 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 3,05 \text{ kNm} = 13,76 \text{ kNm};$$

$$V_d = 1,35 \cdot 7,07 \text{ kN} + 1,5 \cdot 3,2 \text{ kN} = 14,34 \text{ kN};$$

$$N_d = 1,5 \cdot -0,5 \text{ kN} = -0,75 \text{ kN}.$$

3.17.4 Dimenzioniranje

3.17.4.1 Potrebna armatura za prevzem upogibnega momenta

$$M_{us} = 13,76 \text{ kNm} + 0,75 \text{ kN} \cdot 0,12 \text{ m} = 13,85, \quad b/h = 20/15 \text{ cm}, \quad f_{cd} = 1,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$f_{sd} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_h = \frac{M_{us}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{13,85 \text{ kNm}}{1,66 \text{ kN/cm}^2 \cdot 20 \text{ cm} \cdot (13 \text{ cm})^2} = 0,184 \Rightarrow k_s = 1,12$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot h} = 1,12 \cdot \frac{13,85 \text{ kNm}}{43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 13 \text{ cm}} + \frac{0,75 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 2,5 \text{ cm}^2$$

3.17.4.2 Potrebna armatura za prevzem prečne sile

$$V_{Ed} = 14,34 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$k = 2,29 \leq 2$$

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = 0,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$s_{cp} = 0,00 \text{ kN/cm}^2$$

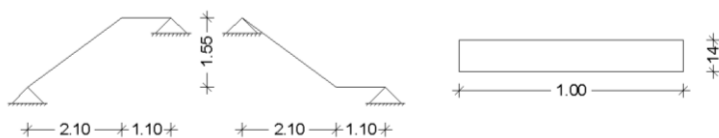
$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$V_{Rd,c} = 21,08 \text{ kN}$$

Za prevzem prečnih sil ni potrebna računaska prečna armatura.

3.18 POZ 308 a in b - stopnišče

3.18.1 Zasnova



Slika 4.39: Računska modela pozicije 308 a in b

3.18.2 Material

Za obravnavana modela sem izbral:

beton C25/30 in
armaturo S500.

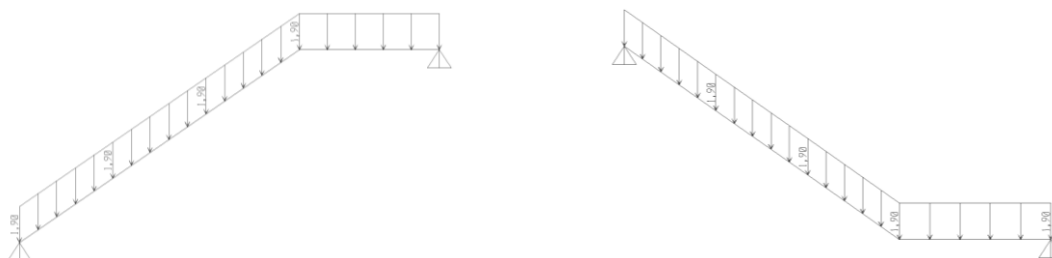
3.18.3 Obtežba

3.18.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S [kN/m]

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.7: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,4 kN/m
nastopne ploskve	1,3 kN/m
omet	0,2 kN/m
skupaj	1,9 kN/m



Slika 4.40: Prikaz lastne in preostale stalne obtežbe [kN/m]

3.18.3.2 Koristna obtežba



Slika 4.41: Prikaz koristne obtežbe [kN/m]

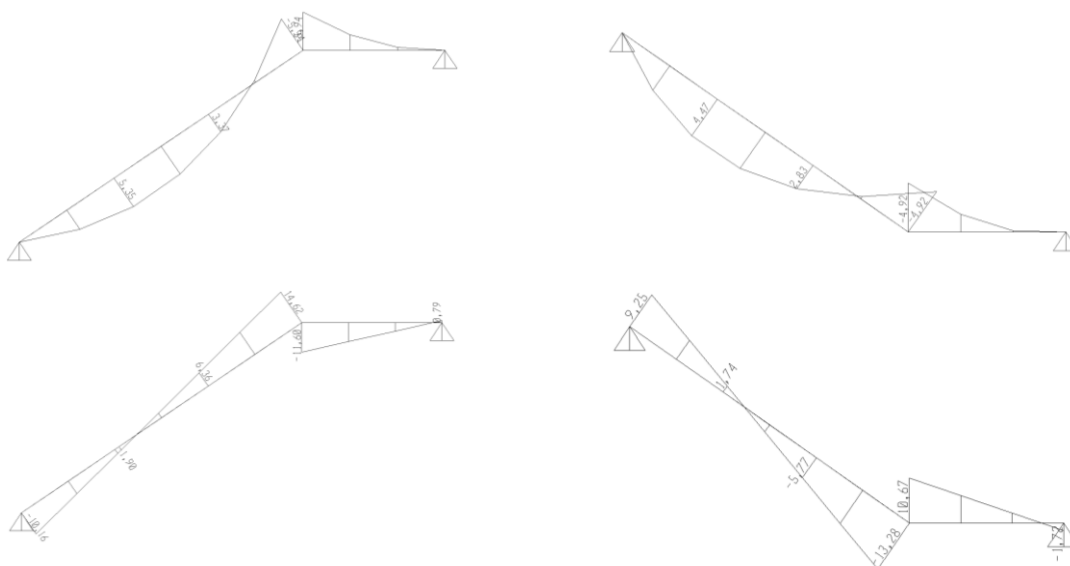
3.18.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežni kombinaciji sta:

1,35 (L+S) in

1,35 (L+S) + 1,5 K1.

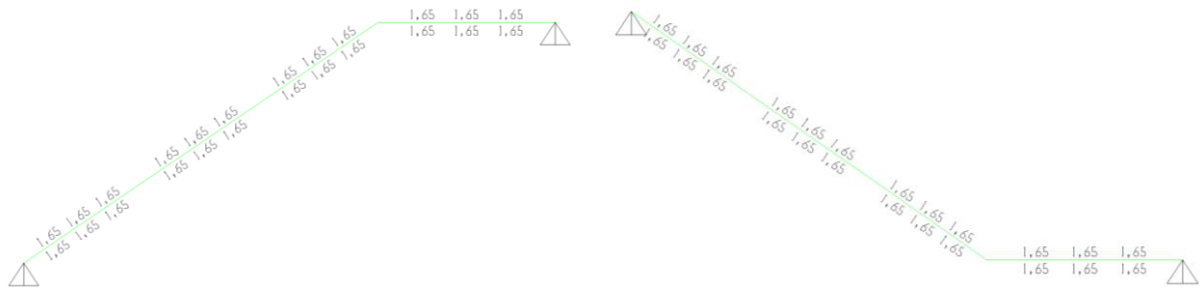
3.18.4 Notranje statične količine



Slika 4.42: Upogibni momenti v [kNm] in prečne sile v [kN]

3.18.5 Dimenzioniranje

3.18.5.1 Potrebna vzdolžna armatura

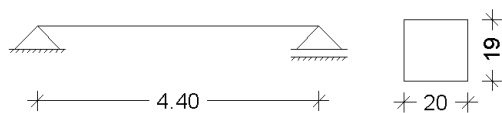


Slika 4.43: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm²]

Program je izbral minimalno armaturo za upogibni moment prečna armatura ni potrebna.

3.19 POZ 309 – AB nosilec v višini stropa.

3.19.1 Zasnova



Slika 4.44: Računski model obravnavanega primera

3.19.2 Material

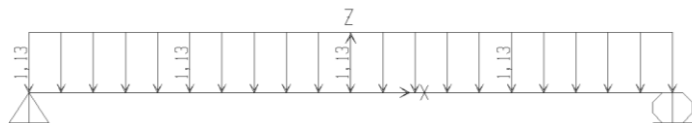
Za izbran element sem izbral:

beton C25/30 in
armaturo S500.

3.19.3 Obtežba

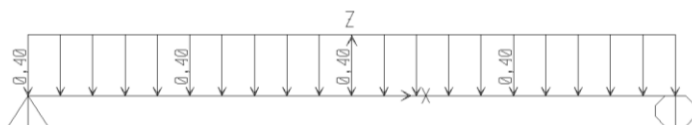
3.19.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.



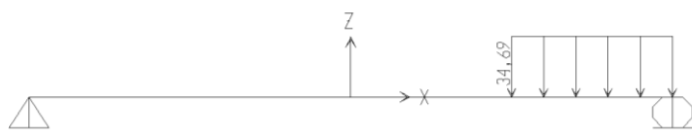
Slika 4.45: Prikaz lastne in stalne obtežbe na obravnavani element v [kN/m]

3.19.3.2 Koristna obtežba K



Slika 4.46: Koristna obtežba v [kN/m]

3.19.3.3 Obtežba stopnic ST



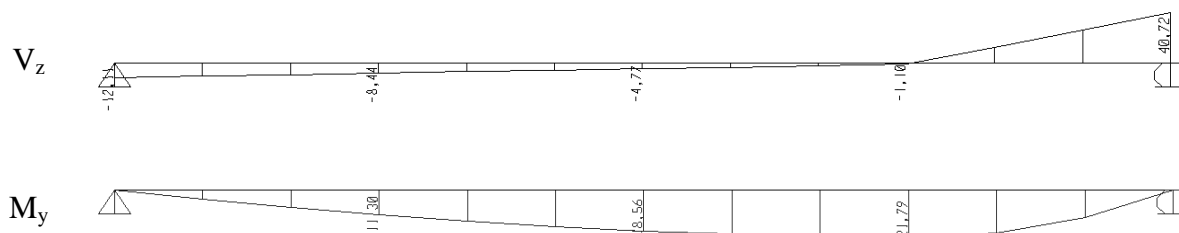
Slika 4.47: Projektna obtežba stopnišča ST v [kN/m]

3.19.3.4 Obtežne kombinacije

Obtežba kombinacija je:

$$1,35 (L+S) + 1,5 K + ST.$$

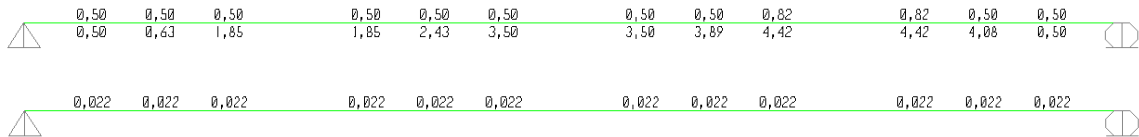
3.19.4 Notranje statične količine



Slika 4.48: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]

3.19.5 Dimenzioniranje

3.19.5.1 Potrebna armatura



Slika 4.49: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm²] ter prečna armatura v [cm²/cm]

3.20 POZ 310 - AB nosilec

3.20.1 Zasnova



Slika 4.50: Računski model obravnavanega primera

3.20.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in

armaturo S500

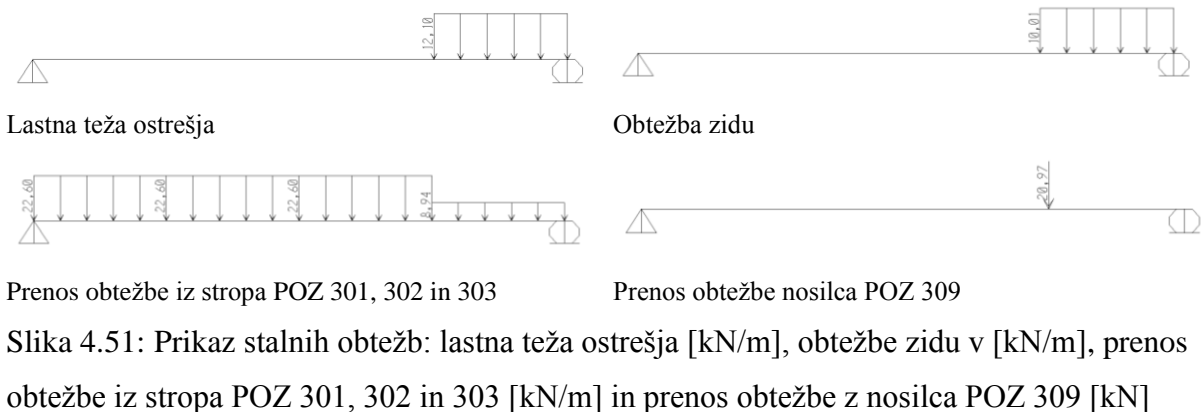
3.20.3 Obtežba

3.20.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.8: Lastna teža posameznih sklopov zidu

Omet 2 cm	2,31	kN/m
Opečni zid z vezmi	7,7	kN/m
skupaj	10,01	kN/m

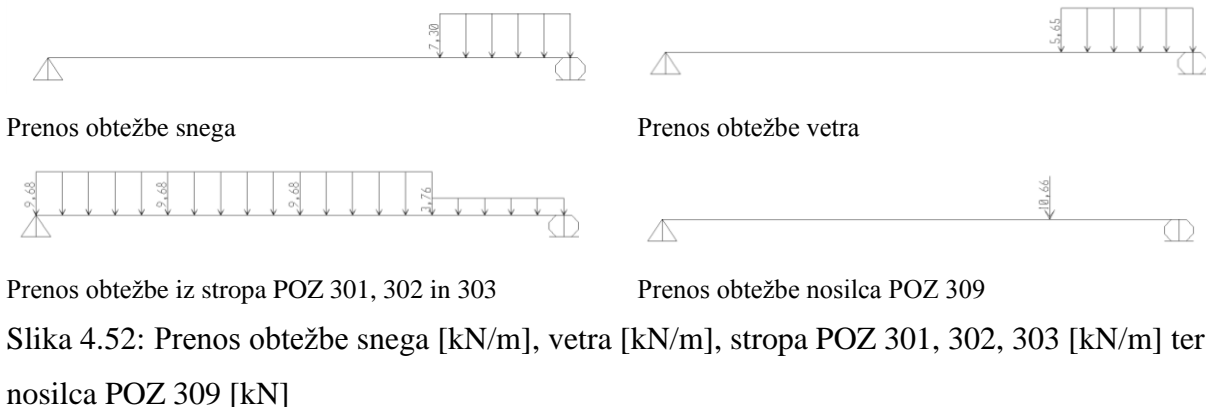


Prenos obtežbe iz stropa POZ 301, 302 in 303

Prenos obtežbe nosilca POZ 309

Slika 4.51: Prikaz stalnih obtežb: lastna teža ostrešja [kN/m], obtežbe zidu v [kN/m], prenos obtežbe iz stropa POZ 301, 302 in 303 [kN/m] in prenos obtežbe z nosilca POZ 309 [kN]

3.20.3.2 Koristna obtežba



Prenos obtežbe iz stropa POZ 301, 302 in 303

Prenos obtežbe nosilca POZ 309

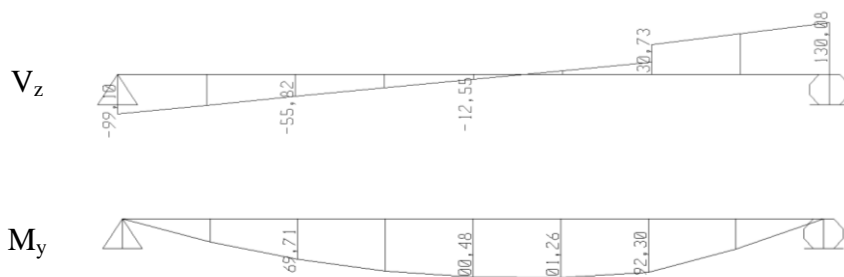
Slika 4.52: Prenos obtežbe snega [kN/m], vetra [kN/m], stropa POZ 301, 302, 303 [kN/m] ter nosilca POZ 309 [kN]

3.20.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

$$1,35 (L+S) + 1,5K + 0,75S + 0,9V.$$

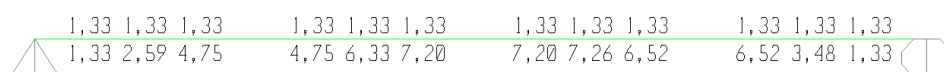
3.20.4 Notranje statične količine



Slika 4.53: Prečne sile V [kN] in upogibnih momentov M [kNm]

3.20.5 Dimenzioniranje

3.20.5.1 Potrebna vzdolžna armatura



Slika 4.54: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm²]

3.20.5.2 Potrebna prečna armatura [cm²/cm]

$V_{Ed} =$	130,08 kN	$a_{cv} =$	1
$f_{ywd} =$	45,45 kN/cm ²	$n_1 =$	0,54
$f_{yd} =$	45,45 kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,42 kN/cm ²
		$z =$	33,3 cm
$d =$	37 cm	$Q =$	45 °
$k =$	1,74 ≤ 2		
$f_{ck} =$	2,5 kN/cm ²	$V_{Rd,max} =$	255,34 kN
$n_{min} =$	0,08 kN/cm ²	$A_{sw}/s =$	0,09 cm²/cm
$k_1 =$	0,15	$DF_{td} =$	65,04 kN
$s_{cp} =$	0,00 kN/cm ²	$DA_s =$	1,43 cm²
$b_w =$	20 cm		
$V_{Rd,c} =$	59,13 kN		

3.21 POZ 311 – AB nosilec

3.21.1 Zasnova



Slika 4.55: Računski model obravnavanega elementa

3.21.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in
 armatura S500.

3.21.3 Obtežba

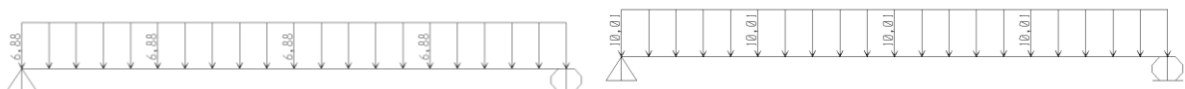
Glede na višino zidu in reakcije špirovcev, ki so enakomerno razporejeni in z relativno majhnim razmakom, bom obtežbo s strehe enakomerno prenesel na nosilec. To so reakcije pozicije 408, ki nastopijo z vsake strani.

3.21.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S [kN/m]

Lastno težo betona zajame program.

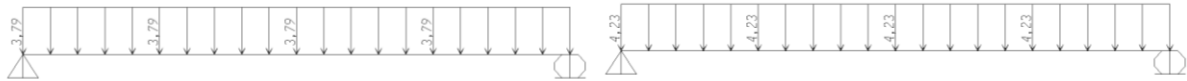
Preglednica 4.9: Lastna teža posameznih sklopov zidu

Omet 2 cm	2,31	kN/m
Opečni zid z vezmi	7,7	kN/m
skupaj	10,01	kN/m



Slika 4.56: Prikaz prenosa stalnih obtežb iz strehe [kN/m] ter obtežba zidu [kN/m]

3.21.3.2 Koristna obtežba



Slika 4.57: Prikaz prenosa obtežbe vetra V [kN/m] in snega S [kN/m] iz strehe

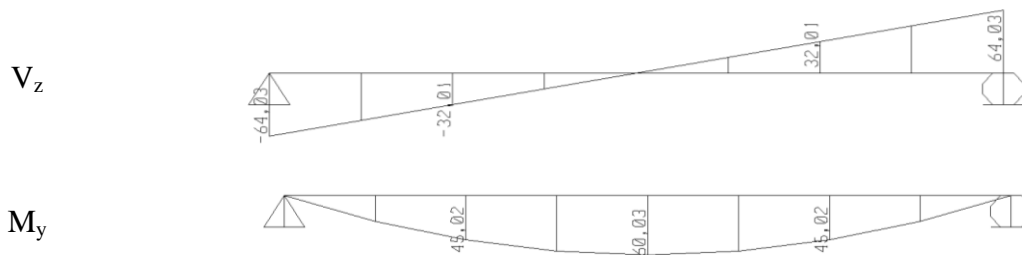
3.21.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežni kombinaciji sta:

$$1,35 (L+S) + 1,5V + 0,75S$$

$$1,35 (L+S) + 1,5S + 0,9V$$

3.21.4 Notranje statične količine



Slika 4.58: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]

3.21.5 Dimenzioniranje

3.21.5.1 Potrebna vzdolžna armatura



Slika 4.59: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm²]

3.21.5.2 Potrebna prečna armatura

Izračun potrebne prečne armature in dodatne vzdolžne armature zaradi striga prečne sile.

$V_{Ed} =$	64,03 kN	$a_{cv} =$	1
$f_{ywd} =$	45,45 kN/cm ²	$n_1 =$	0,54
$f_{yd} =$	45,45 kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,42 kN/cm ²
		$z =$	19,8 cm
$d =$	22 cm	$Q =$	45 °
$k =$	1,95 ≤ 2		
$f_{ck} =$	2,5 kN/cm ²	$V_{Rd,max} =$	151,83 kN
		$A_{sw}/s =$	0,07 cm ² /cm
$n_{min} =$	0,09 kN/cm ²	$DF_{td} =$	32,02 kN
$k_1 =$	0,15	$DA_s =$	0,70 cm ²
$s_{cp} =$	0,00 kN/cm ²		
$b_w =$	20 cm		
$V_{Rd,c} =$	38,05 kN		

3.22 POZ 312 - AB nosilec

3.22.1 Zasnova



Slika 4.60: Računski model obravnavanega primera

3.22.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in
 armaturo S500.

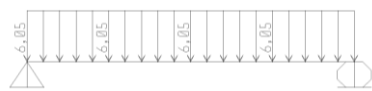
3.22.3 Obtežba

3.22.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.10: Lastna teža posameznih delov zidu

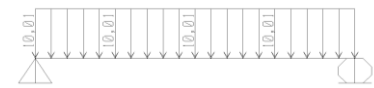
Omet 2 cm	2,31	kN/m
Opečni zid z vezmi	7,7	kN/m
skupaj	10,01	kN/m



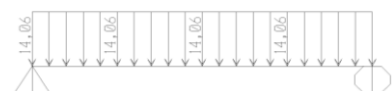
Stalna teža strehe



Stalna teža iz POZ 311



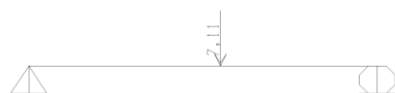
Obtežba zidu



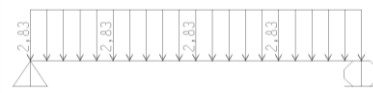
Stalna obtežba iz POZ 304

Slika 4.61: Prikaz obtežbe zidu [kN/m], prenosa stalne obtežbe iz strehe [kN/m], prenos stalne obtežbe z nosilca pozicije 311 [kN] ter prenos stalne obtežbe iz stropa pozicija 304 [kN/m]

3.22.3.2 Koristna obtežba



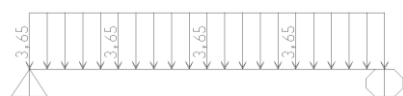
Prenos obtežbe vetra iz POZ 311



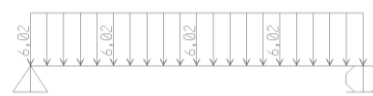
Prenos obtežbe vetra iz strehe



Prenos obtežbe snega iz POZ 311



Prenos obtežbe snega iz strehe



Prenos koristne obtežbe iz POZ 304

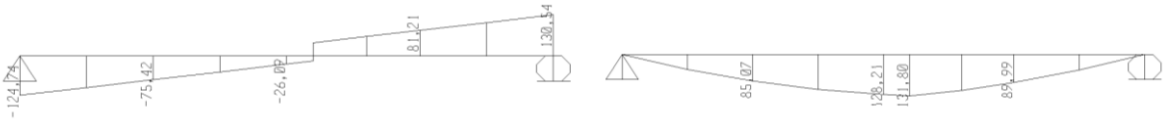
Slika 4.62: Prenos obtežbe vetra z nosilca pozicija 311 [kN] ter s strehe [kN/m], prenos obtežbe snega z nosilca pozicija 311 [kN] ter s strehe [kN/m] in prenos koristne obtežbe s stropa pozicije 304 [kN/m]

3.22.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

$$1,35 (L+S) + 1,5K + 0,75S + 0,9V.$$

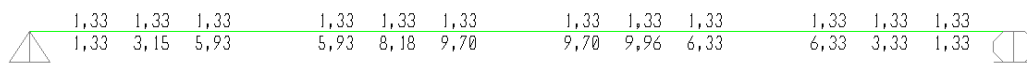
3.22.4 Notranje statične količine



Slika 4.63: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]

3.22.5 Dimenzioniranje

3.22.5.1 Potrebna vzdolžna armatura



Slika 4.64: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani v [cm²]

3.22.5.2 Potrebna prečna armatura

Izračun potrebne prečne armature in dodatne vzdolžne armature zaradi striga prečne sile.

$V_{Ed} =$	130,54 kN	$a_{cv} =$	1
$f_{ywd} =$	45,45 kN/cm ²	$n_1 =$	0,54
$f_{yd} =$	45,45 kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,42 kN/cm ²
		$z =$	33,3 cm
$d =$	37 cm	$Q =$	45 °
$k =$	1,74 ≤ 2		
$f_{ck} =$	2,5 kN/cm ²	$V_{Rd,max} =$	255,34 kN
$n_{min} =$	0,08 kN/cm ²	$A_{sw}/s =$	0,09 cm ² /cm
$k_1 =$	0,15	$DF_{td} =$	65,27 kN
$s_{cp} =$	0,00 kN/cm ²	$DA_s =$	1,44 cm ²
$b_w =$	20 cm		
$V_{Rd,c} =$	59,13 kN		

3.23 POZ 313 - AB nosilec

3.23.1 Zasnova



Slika 4.65: Računski model obravnavanega primera

3.23.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in
armaturo S500.

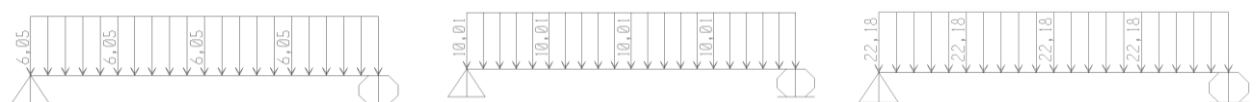
3.23.3 Obtežba

3.23.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 4.11: Obtežba posameznih sklopov zidu

Omet 2 cm	2,31	kN/m
Opečni zid z vezmi	7,7	kN/m
skupaj	10,01	kN/m



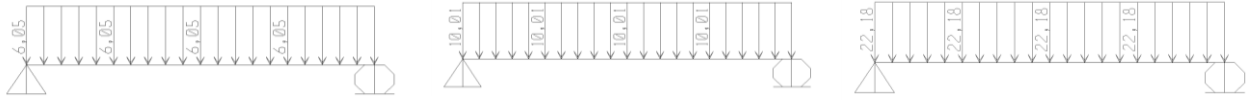
Prenos lastne teže strehe

Obtežba zidu

Lastna teža stropa POZ 301

Slika 4.66: Prikaz prenosa lastne teže strehe [kN/m], obtežbe zidu [kN/m] ter prenosa lastne teže stropa pozicije 301 [kN/m]

3.23.3.2 Koristna obtežba



Prenos obtežbe vetra

Prenos obtežbe snega

Prenos koristne obtežbe iz stropa

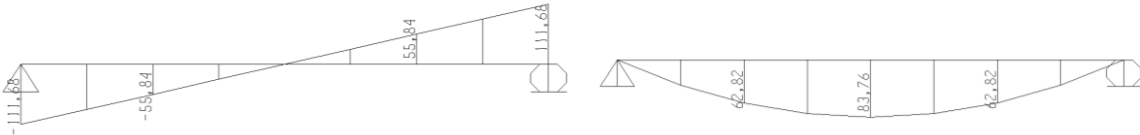
Slika 4.67: Prenos obtežbe vetra V s strehe [kN/m], obtežbe snega S [kN/m] ter prenos koristne obtežbe stropa K [kN/m]

3.23.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

$$1,35 (L+S) + 1,5K + 0,75S + 0,9V.$$

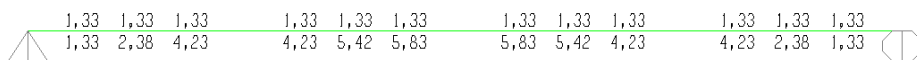
3.23.4 Notranje statične količine



Slika 4.68: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kNm]

3.23.5 Dimenzioniranje

3.23.5.1 Potrebna vzdolžna armatura [cm²]



Slika 4.69: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²]

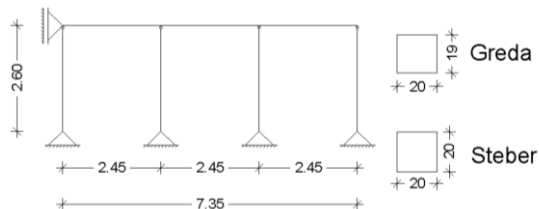
3.23.5.2 Potrebna prečna armatura

Izračun potrebne prečne armature in dodatne vzdolžne armature zaradi striga prečne sile

$V_{Ed} =$	111,68 kN	$a_{cv} =$	1
$f_{ywd} =$	45,45 kN/cm ²	$\eta_1 =$	0,54
$f_{yd} =$	45,45 kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,42 kN/cm ²
		$z =$	33,3 cm
$d =$	37 cm	$\alpha =$	45 °
$k =$	1,74 ≤ 2		
$f_{ck} =$	2,5 kN/cm ²	$V_{Rd,max} =$	255,34 kN
$\eta_{min} =$	0,08 kN/cm ²	$A_{sw}/s =$	0,07 cm²/cm
$k_1 =$	0,15	$DF_{td} =$	55,84 kN
$s_{cp} =$	0,00 kN/cm ²		
$b_w =$	20 cm	$DA_s =$	1,23 cm²
$V_{Rd,c} =$	59,13 kN		

3.24 POZ 314 - AB okvir

3.24.1 Zasnova



Slika 4.70: Računski model obravnavanega primera

3.24.2 Material

Za obravnavani primer sem izbral:

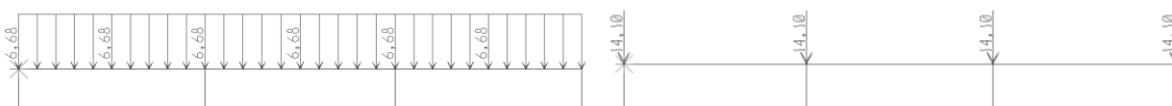
beton C25/30 in
armaturo S500.

3.24.3 Obtežba

3.24.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

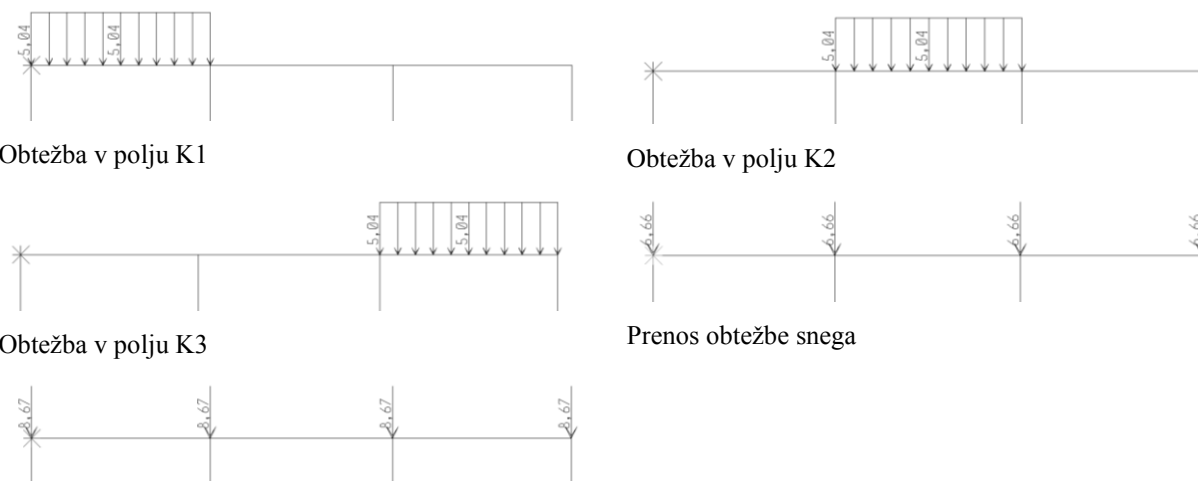
Preostala stalna obtežba je sestavljena iz lastne teže ograde, ki je $0,3\text{kN/m}$ ter stalne obtežbe stropa pozicije 305 $6,38\text{kN/m}$. Skupaj znaša $6,68\text{kN/m}$. To pozicijo sem izbral, ker med pozicijami 302, 304 ter 305 najbolj obremenjuje obravnavani del. Streha pa preko lesenih soh pozicije 407 deluje točkovno nad armiranobetonskimi stebri.



Slika 4.71: Prikaz stalne obtežbe, kot prenos iz stropa pozicije 305 [kN/m] ter prenos stalne obtežbe s strehe [kN]

3.24.3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v posameznih poljih je sestavljena iz koristne obtežbe ograde $0,5\text{kN/m}$ ter prenosa koristne obtežbe iz stropa pozicije 305 $4,54\text{kN/m}$, kar znese $5,04\text{kN/m}$.



Prenos obtežbe vetra

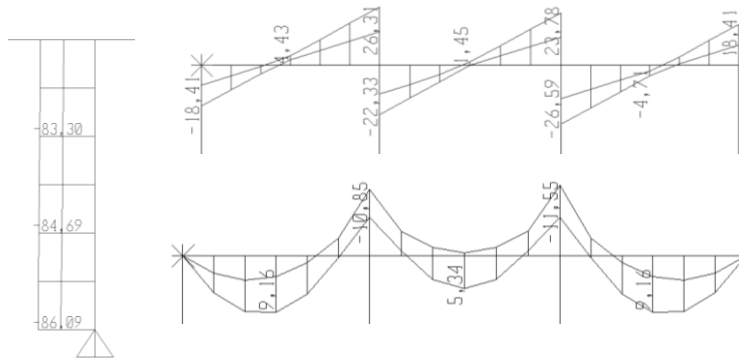
Slika 4.72: V polju K1, K2, K3 [kN/m], obtežba vetra V [kN] ter obtežba snega V [kN/m]

3.24.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so:

- 1,35 (L+S),
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1 + 1,5 K3 + 0,9V + 0,75S,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K2 + 0,9V + 0,75S,
- 1,35 (L+S) + 1,5 K2 + 1,5 K3 + 0,9V + 0,75S in
- 1,35 (L+S) + 1,5 K1 + 1,5 K2 + 1,5 K3 + 0,9V + 0,75S.

3.24.4 Notranje statične količine



Slika 4.73: Osne sile [kN], prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]

3.24.5 Dimenzioniranje nosilca

3.24.5.1 Potrebna armatura

* 0,48 0,48 0,48	0,48 0,48 1,71	1,83 0,48 0,48	0,48 0,48 0,48	1,83 0,48 0,48	0,48 0,48 0,48
0,48 0,91 1,42	1,42 0,94 0,48	0,48 0,48 1,42	1,42 1,41 0,48	0,48 0,48 1,42	1,42 1,41 0,48
* 0,0220,0220,022	0,0220,0220,022	0,0220,0220,022	0,0220,0220,022	0,0220,0220,022	0,0220,0220,022

Slika 4.74: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²] ter prečna armatura [cm²/cm]

3.24.6 Dimenzioniranje stebra

3.24.6.1 Določitev minimalne armature

$$A_{s,\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15N_{ed}}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot 86,09kN}{43,48kN/cm^2} = 0,37cm^2 \\ 0,003A_c = 0,003 \cdot 20cm \cdot 20cm = 1,2cm^2 \\ 4x\Phi 12 = 4,52cm^2 \end{array} \right\} = 4,52cm^2$$

Program omogoča za dimenzioniranje stebrov dve možnosti. Pri prvi izračuna potrebno armaturo za dvoosni upogib in osno silo, pri drugi pa preveri, če je vnaprej podana armatura dovolj za prevzem obtežbe. Izbral sem slednjo, z minimalno armaturo, prerez ustreza pogojem.

3.25 Kontrola povosov

Za kontrolo povosov sem izbral pozicije 306, 309, 311 in 312. Kot bomo videli, pri vseh teh pozicijah z enostavno metodo kontrole povosov ne moramo zagotoviti ustreznosti. Ker program, ki sem ga uporabljal doslej ne zmora izračuna povosov na razpokanem prerezu oziroma ima poenostavljeno metodo določanja alternativnih vztrajnostnih momentov, ki pa ni primerna, sem se odločil, da za primere določim povese z drugim programom, to je Tower.

3.25.1 Pozicija 306

$$l/d = 520/16 = 32,5$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = 1,18/(10 \cdot 19) = 0,006$$

$$\rho' = 0$$

$$K = 1,5 \quad \text{notranja razpetina grede}$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] =$$
$$= 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,006} \right] = 25,87 < 32,5$$

3.25.1.1 Obtežba in obtežne kombinacije

Obtežbo elementa glej zgoraj. Merodajna obtežna kombinacija za izračun povesov pa je:

$$(L+S) + 0,3K2.$$

3.25.1.2 Pomiki konstrukcije

Pri izračunu je bilo potrebno določiti pomožne vrednosti:

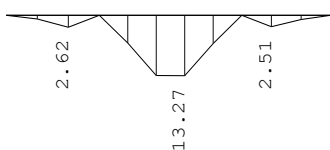
konstrukcija se nahaja v notranjih pogojih $RH = 50\%$;

uporaba cementa razreda R;

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 10\text{cm} \cdot 19\text{cm} / (2 \cdot 10\text{cm} + 2 \cdot 19\text{cm}) = 6,55\text{cm} \Rightarrow \varphi(t_0, t_\infty) = 2,4 ;$$

razopaženje se vrši pri doseženih 80% f_{ck} ;

podana armatura $1,57\text{cm}^2$ zgoraj in spodaj.



Slika 4.75: Izračunani pomiki konstrukcije na razpokanem prerezu v končnem času [mm]

Dovoljen pomik je $1/250$ razpetine, kar znaša $2,08\text{cm}$. Pomik zadostuje pogojem.

3.25.2 Pozicija 309

$$l/d = 440/16 = 27,5$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = 3,5 / (20 \cdot 19) = 0,009$$

$$\rho' = 0$$

$K = 1$ prostoležeči nosilec

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] =$$

$$= 1 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,009} \right] = 15,17 < 27,5$$

3.25.2.1 Obtežba in obtežne kombinacije

Obtežbo elementa glej zgoraj. Merodajna obtežna kombinacija za izračun povesov pa je:

$$(L+S) + 0,3K2.$$

Pri obtežbi stopnišča sem razdelil obtežbo na stalno 16,97 kN/m in spremenljivo 3,5 kN/m.

3.25.2.2 Pomiki konstrukcije

Pri izračunu je bilo potrebno določiti pomožne vrednosti:

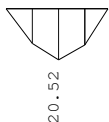
konstrukcija se nahaja v notranjih pogojih $RH = 50\%$;

uporaba cementa razreda R;

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 20\text{cm} \cdot 19\text{cm} / (2 \cdot 20\text{cm} + 2 \cdot 19\text{cm}) = 9,78\text{cm} \Rightarrow \varphi(t_0, t_\infty) = 2,1;$$

razopaženje se vrši pri doseženih 80% f_{ck} ;

podana armatura $1,57\text{cm}^2$ zgoraj in $4,02\text{cm}^2$ spodaj.



Slika 4.76: Izračunani pomiki konstrukcije na razpokanem prerezu v končnem času [mm]

Dovoljen pomik je $1/250$ razpetine, kar znaša 1,76cm. Pomik zadostuje pogojem pri nadvišanju za 1cm.

3.25.3 Pozicija 311

$$l/d = 375/23 = 16,3$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = (2,75 + 7,51)/(20 \cdot 25) = 0,021$$

$$\rho' = 2,75/(20 \cdot 25) = 0,006$$

$K = 1$ prostoležeči nosilec

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} &= K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] = \\ &= 1 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{(0,021 - 0,006)} + \frac{1}{12} \sqrt{25} \sqrt{\frac{0,006}{0,021}} \right] = 13,72 < 16,3 \end{aligned}$$

3.25.3.1 Obtežba in obtežne kombinacije

Obtežbo elementa glej zgoraj. Merodajna obtežna kombinacija za izračun povesov pa je:

(L+S).

3.25.3.2 Pomiki konstrukcije

Pri izračunu je bilo potrebno določiti pomožne vrednosti:

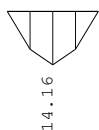
konstrukcija se nahaja v notranjih pogojih $RH = 50\%$;

uporaba cementa razreda R;

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 20\text{cm} \cdot 25\text{cm} / (2 \cdot 20\text{cm} + 2 \cdot 25\text{cm}) = 11,11\text{cm} \Rightarrow \varphi(t_0, t_\infty) = 1,9;$$

razpazetje se vrši pri doseženih 80% f_{ck} ;

podana armatura $1,57\text{ cm}^2$ zgoraj in $8,4\text{ cm}^2$ spodaj.



Slika 4.77: Dovoljen pomik je $1/250$ razpetine, kar znaša $1,5\text{cm}$. Pomik zadostuje pogojem

3.25.4 Pozicija 312

$$l/d = 320/35 = 9,14$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = (9,46 + 1,37)/(20 \cdot 40) = 0,014$$

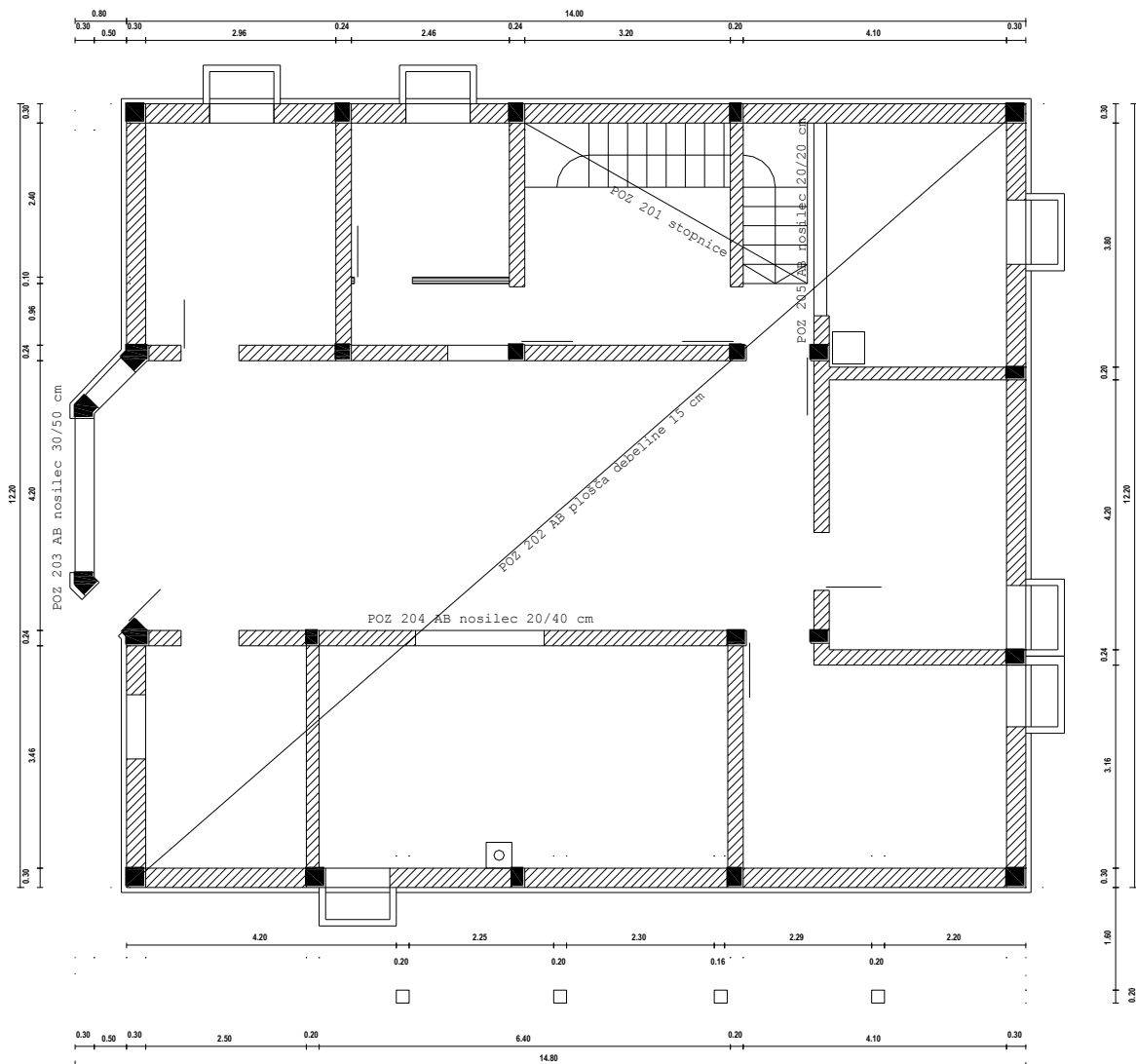
$$\rho' = 1,37/(20 \cdot 40) = 0,002$$

$K = 1$ prostoležeči nosilec

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} &= K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] = \\ &= 1 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{(0,014 - 0,002)} + \frac{1}{12} \sqrt{25} \sqrt{\frac{0,002}{0,014}} \right] = 14,42 > 9,14 \end{aligned}$$

Dovoljeno razmerje med razpetino in statično višino nosilca je večje od dejanskega zato lahko sklepamo, da so povesi nosilca v okviru dovoljenega.

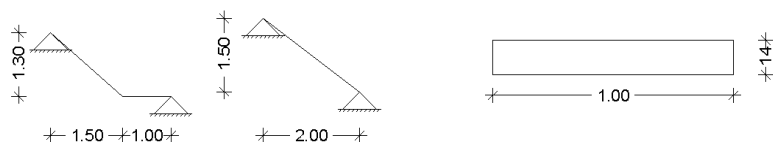
4 DIMENZIONIRANJE MONOLITNE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE



Slika 5.1: Pozicijska skica obravnane etaže

4.1 POZ 201 a in b - AB stopnice

4.1.1 Zasnova



Slika 5.2: Računski model obravnavanega primera

4.1.2 Material

Za obravnavani element sem uporabil:

beton C25/30 in
 armaturo S500.

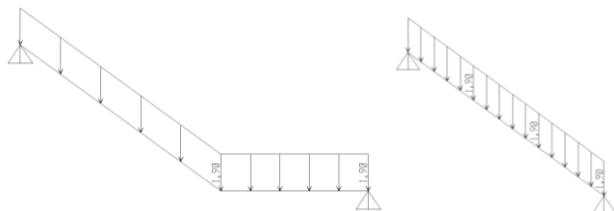
4.1.3 Obtežba

4.1.3.1 Lastna in stalna obtežba L+S [kN/m]

Lastno težo betona zajame program.

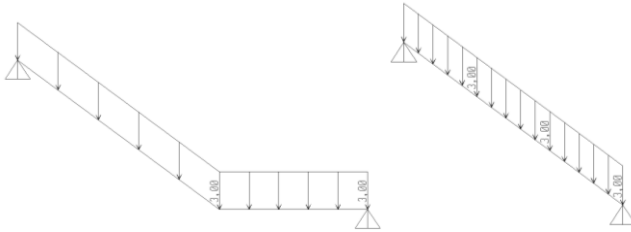
Preglednica 2.1: Preostala stalna obtežba

pohodni sklop	0,4	kN/m
nastopne ploskve	1,3	kN/m
omet	0,2	kN/m
skupaj	1,9	kN/m



Slika 5.3: Prikaz nanosa stalne obtežbe [kN/m]

4.1.3.2 Koristna obtežba



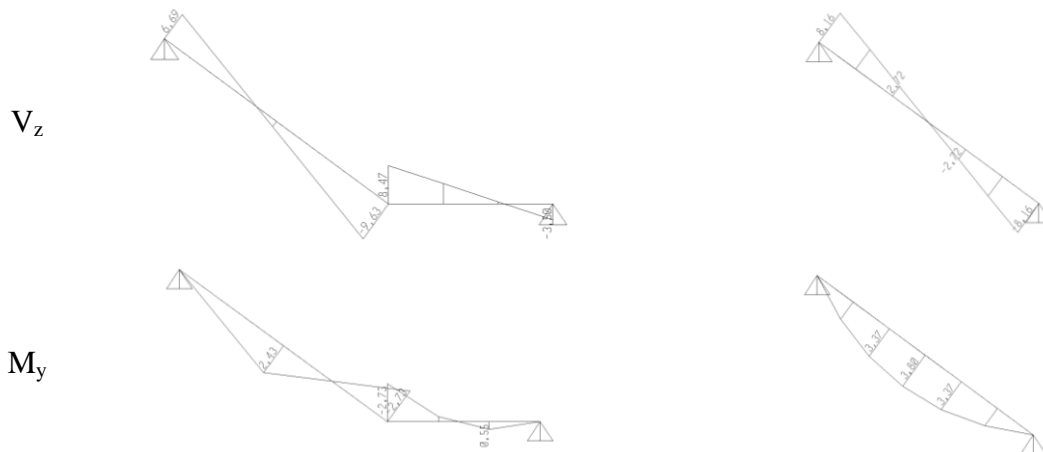
Slika 5.4: Prikaz nanosa koristne obtežbe [kN/m]

4.1.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

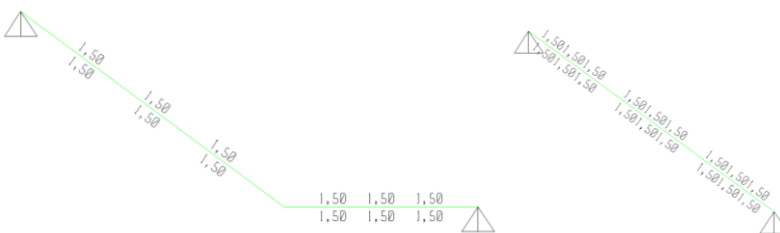
$$1,35 (L+S) + 1,5 K1.$$

4.1.4 Notranje statične količine



Slika 5.5: Prikaz upogibnih momentov [kNm] in prečnih sil [kN]

4.1.5 Dimenzioniranje

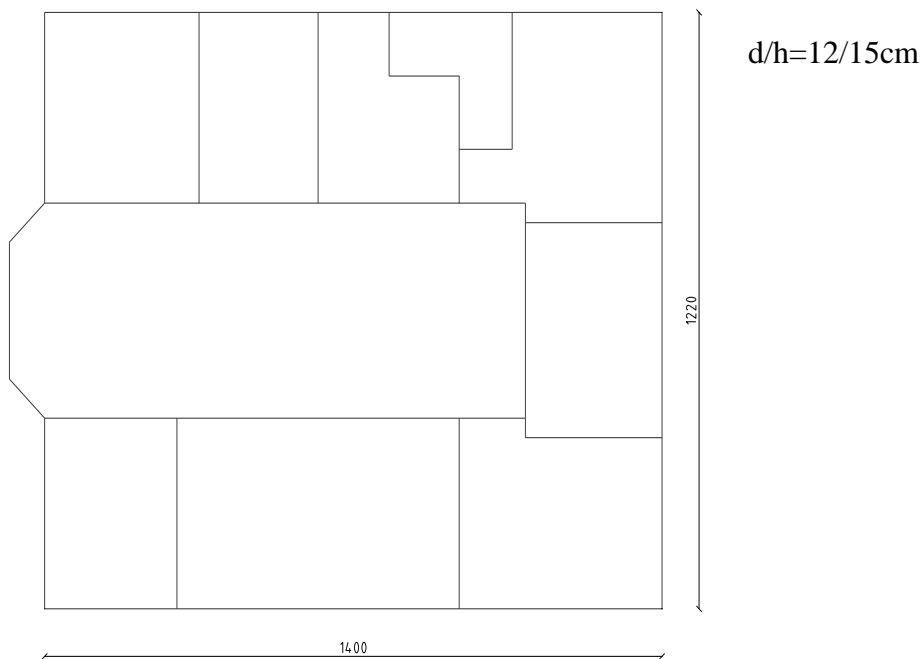


Slika 5.6: Potrebna vzdolžna armatura [cm²]

Za prevzem striga ni potrebna prečna armatura.

4.2 POZ 202 - AB plošča

4.2.1 Zasnova



Slika 5.7: Zasnova obravnavanega elementa. Detajlno glej pozicijsko risbo 5.1.

4.2.2 Material

Za sklop sem uporabil:

beton C25/30 ter
armaturo S500.

4.2.3 Obtežba

4.2.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba

Lastno težo betona zajame program.

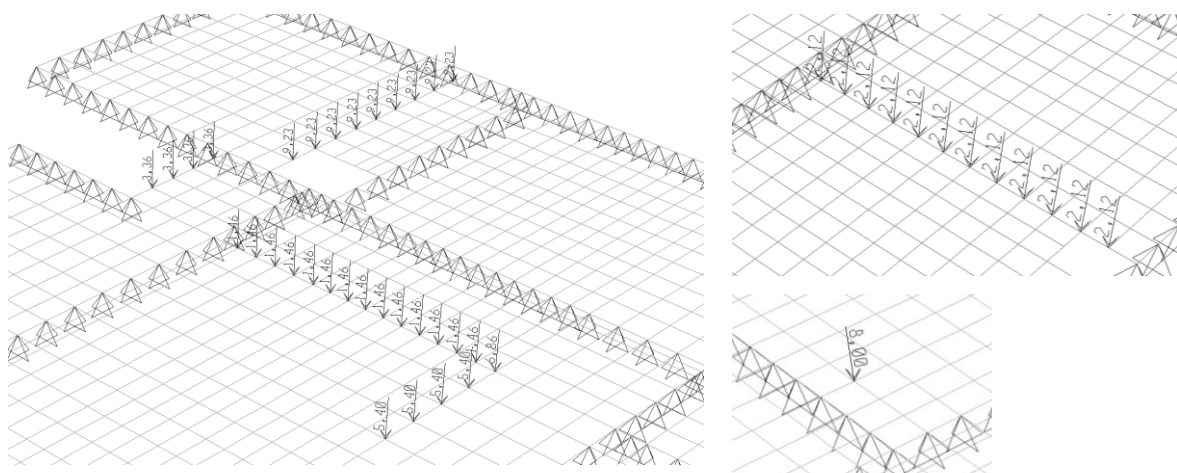
Preglednica 2.2: Preostala stalna obtežba [kN/m]

pohodni sklop	0,55	kN/m ²
cementni estrih 6cm	1,9	kN/m ²
zvočna izolacija	0,01	kN/m ²
omet	0,35	kN/m ²
skupaj	2,81	kN/m ²

Preglednica 2.3: Lastna teža zidu v nadstropju [kN/m]

Omet 2 cm	1,69	kN/m
Opečni zid z vezmi	5,62	kN/m
skupaj	7,31	kN/m

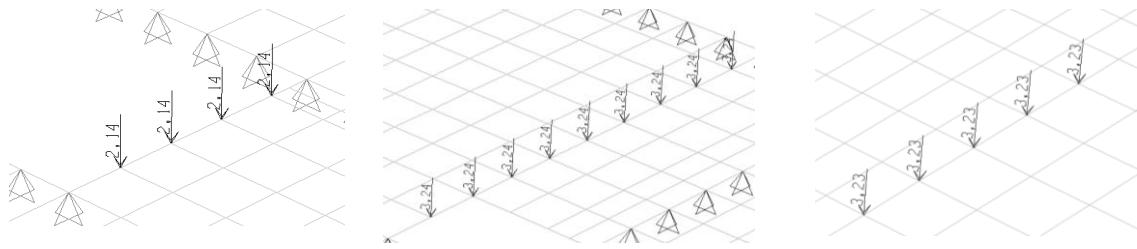
Stalne obtežbe, ki delujejo na ploščo, so: lastna teža stopnišč pozicije 201a, ki znaša 12,47 kN/m ter pozicije 301b, ki znaša 15,43 kN/m, prenos stalne obtežbe pozicij 305 in 306 preko sten v polje, ki znaša 23,64 kN/m, ter lastna teža dimnične tuljave, ki je 8 kN.



Slika 5.8: Prikaz prenosa stalnih obtežb prirejenih velikosti končnih elementov [kN]

4.2.3.2 Koristna obtežba v poljih

Upoštevana površinska koristna obtežba je 2 kN/m². Koristno obtežbo s stopnišča prenesemo kot akcijo iz pozicije 201a in znaša 7,91 kN/m ter iz pozicije 301b, ki znaša 9,24 kN/m. Prenos koristne obtežbe s pozicij 305 in 306 preko sten v polje plošče znaša 10,08 kN/m.



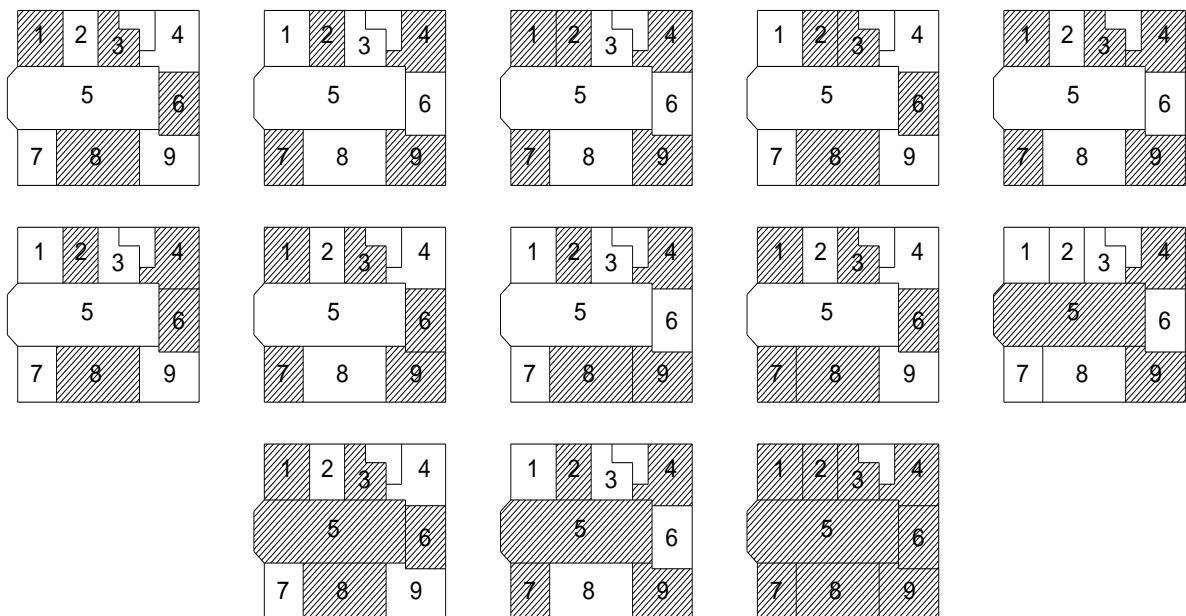
Slika 5.9: Prikaz prenosa koristnih obtežb prirejenih na velikost končnih elementov v polje 3, 4 in 5 [kN]

4.2.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so sestavljene:

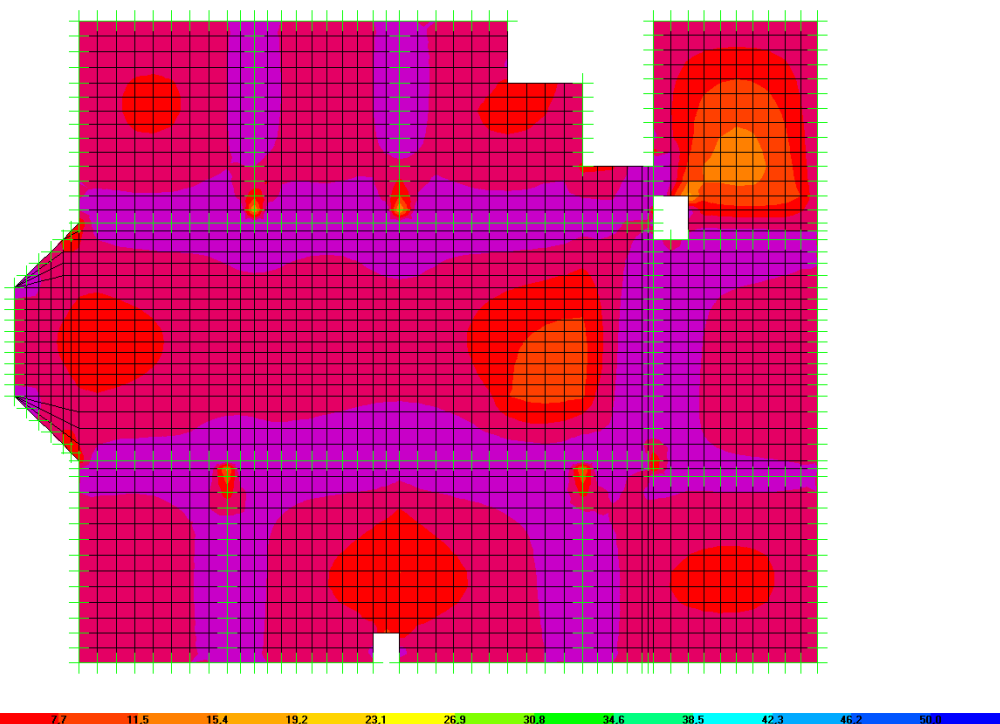
$$1,35 (L+S) + 1,5 K^*$$

4.2.3.4 Razporeditev koristne obtežbe po plošči K*

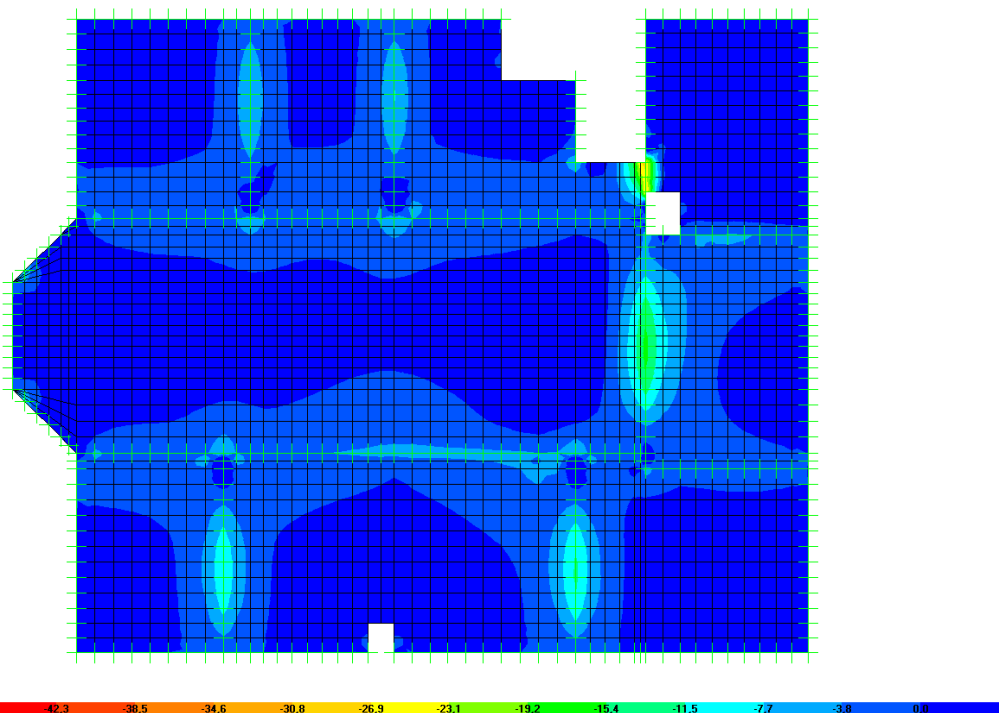


Slika 5.10: Shematski prikaz različnih upoštevanih razporeditev koristne obtežbe na ploščo K*

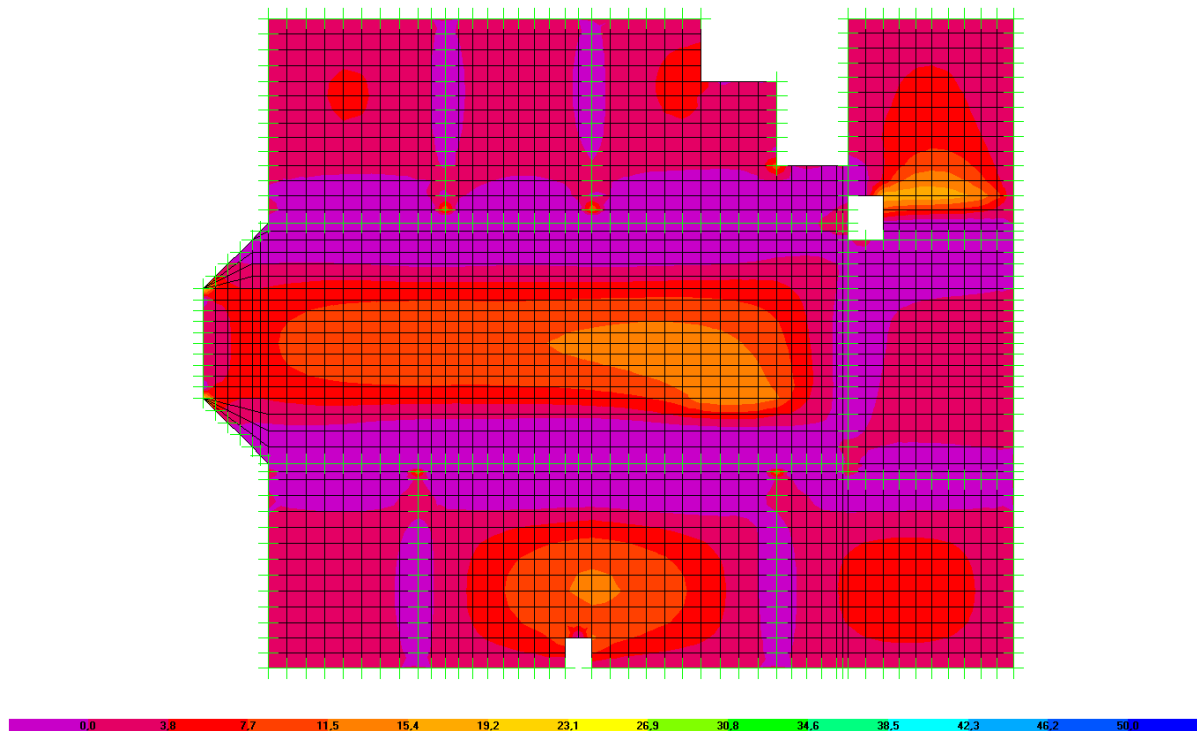
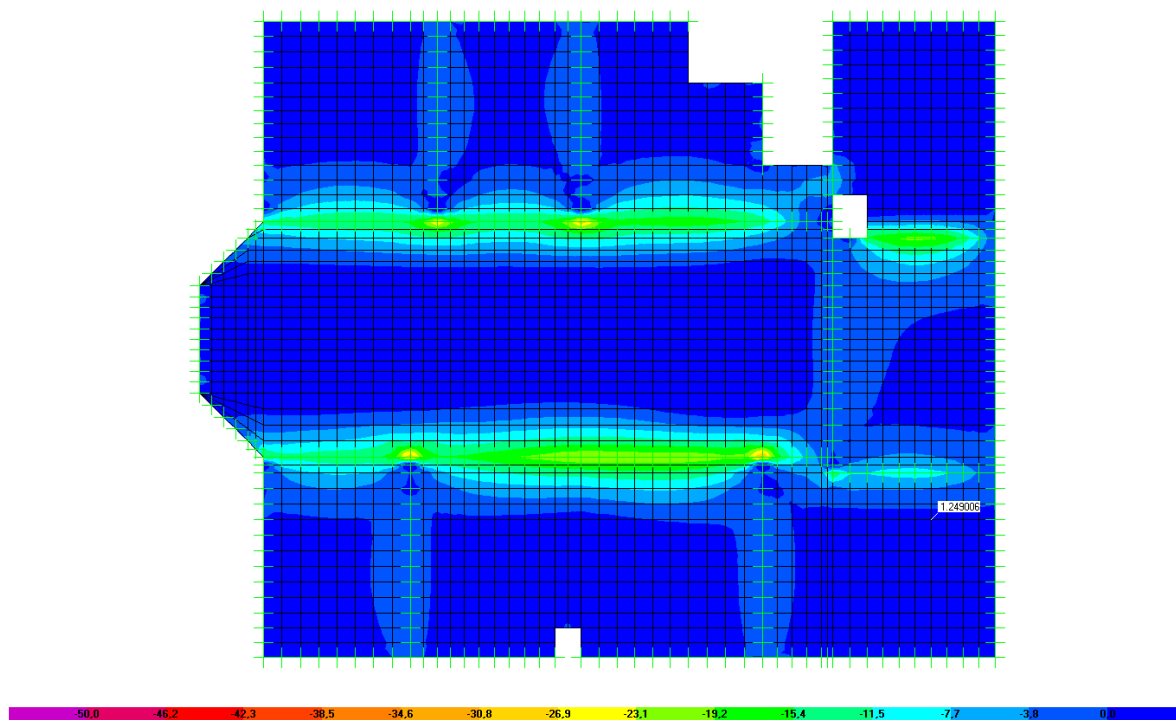
4.2.4 Notranje statične količine

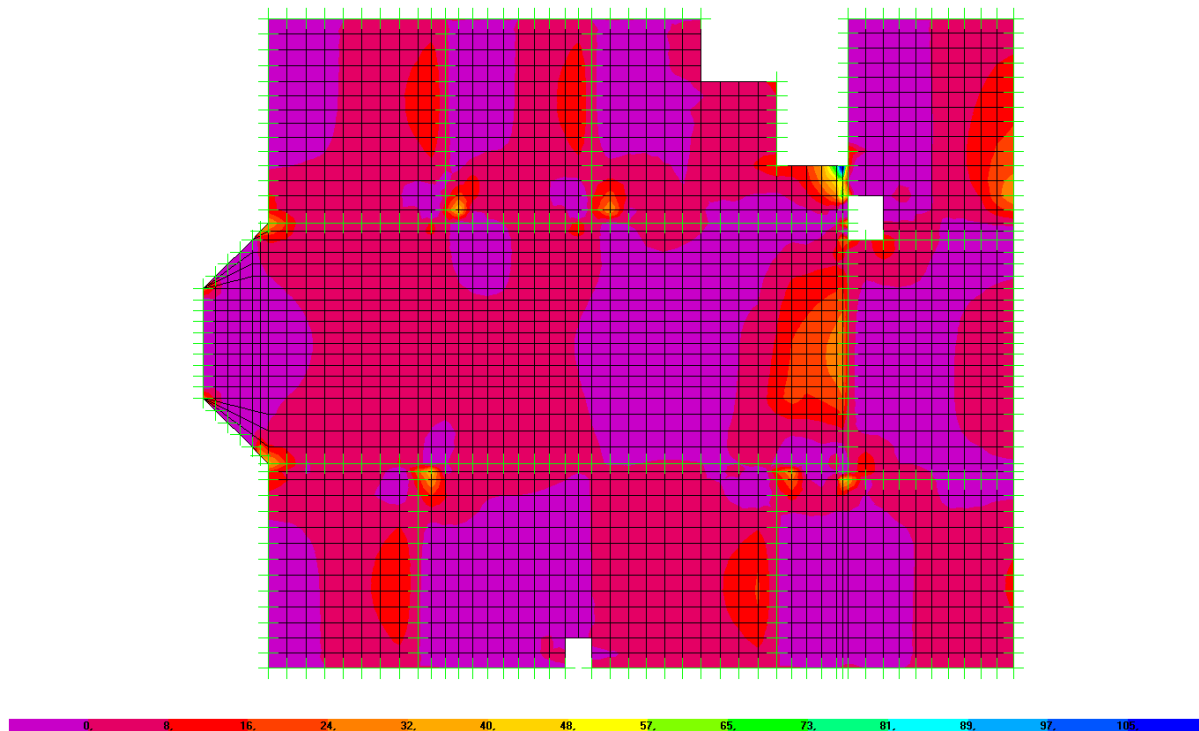


Slika 5.11: Maksimalni upogibni momenti M_{11} [kNm/m]

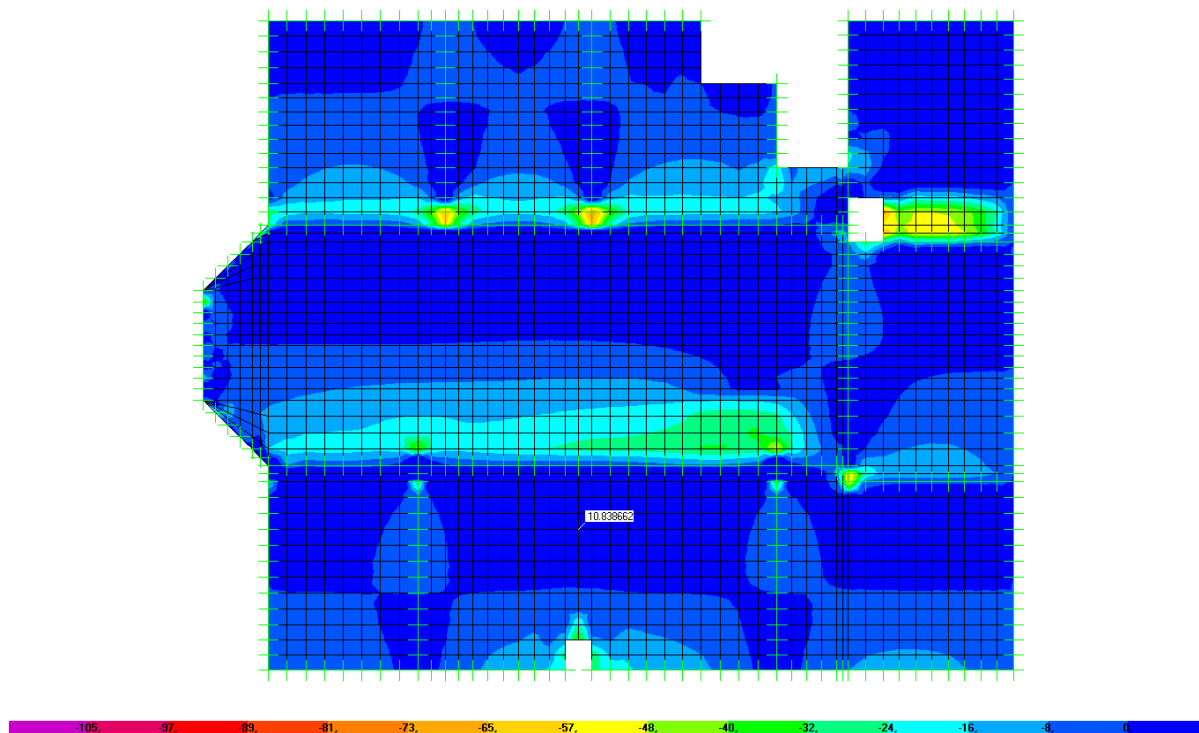


Slika 5.12: Minimalni upogibni momenti M_{11} [kNm/m]

Slika 5.13: Maksimalni upogibni momenti M_{22} [kNm/m]Slika 5.14: Minimalni upogibni momenti M_{22} [kNm/m]



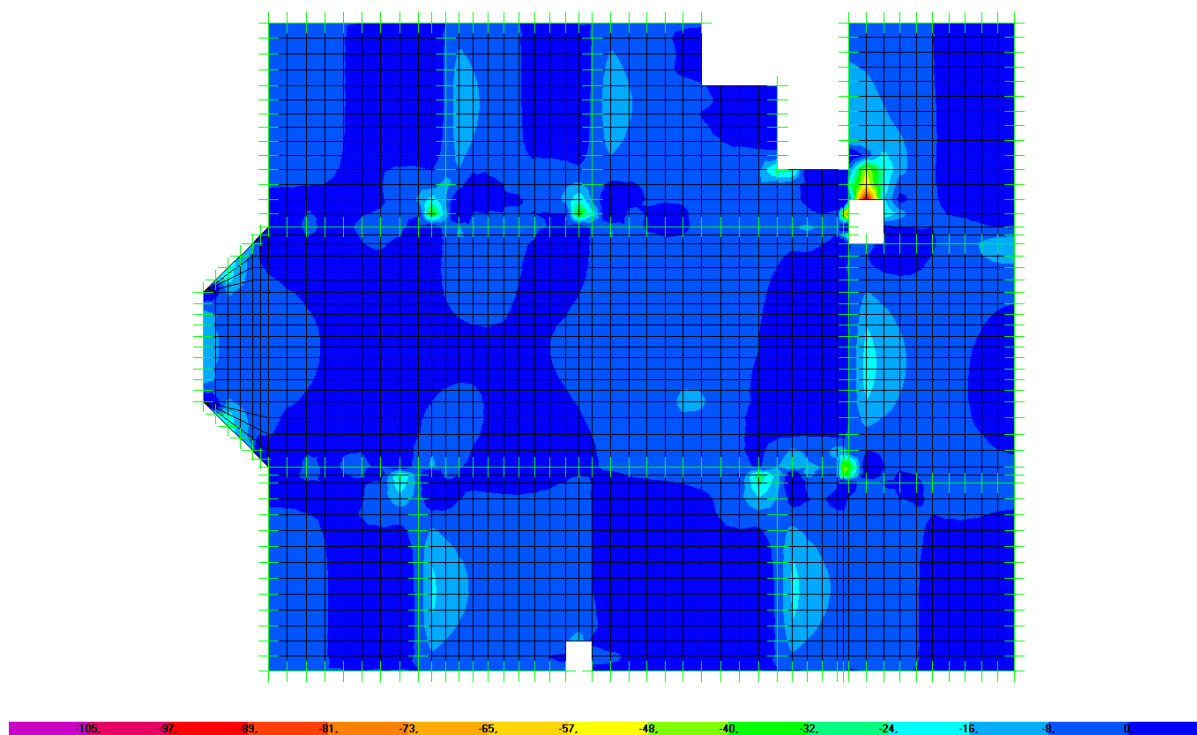
Slika 5.15: Maksimalna prečna sila V_{13} [kN/m]



Slika 5.16: Minimalna prečna sila V_{13} [kN/m]



Slika 5.17: Maksimalna prečna sila V_{23} [kN/m]



Slika 5.18: Minimalna prečna sila V_{23} [kN/m]

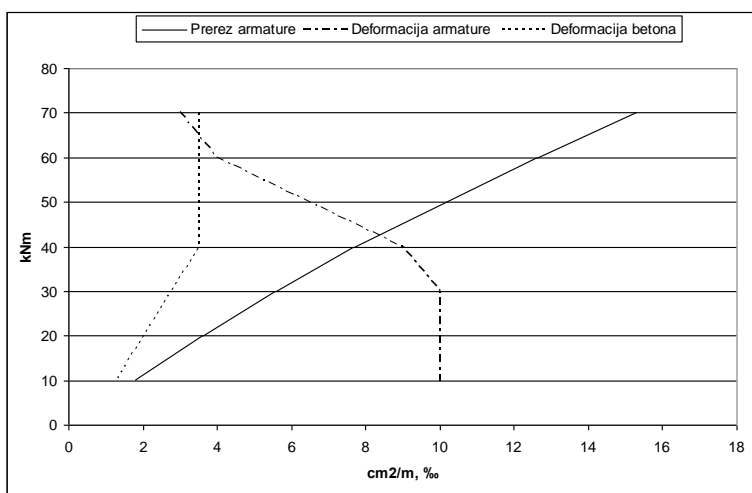
4.2.5 Dimenzioniranje

$$b/h/d = 100/15/12$$

$$f_{cd} = 1,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.5.1 Odpornost prereza na upogibno obremenitev



Slika 5.19: Zveza med upogibnim momentom in potrebnim prerezom vzdolžne armature

4.2.5.2 Kontrola striga

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$k = 2,29 \leq 2$$

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$n_{\min} = 0,09 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

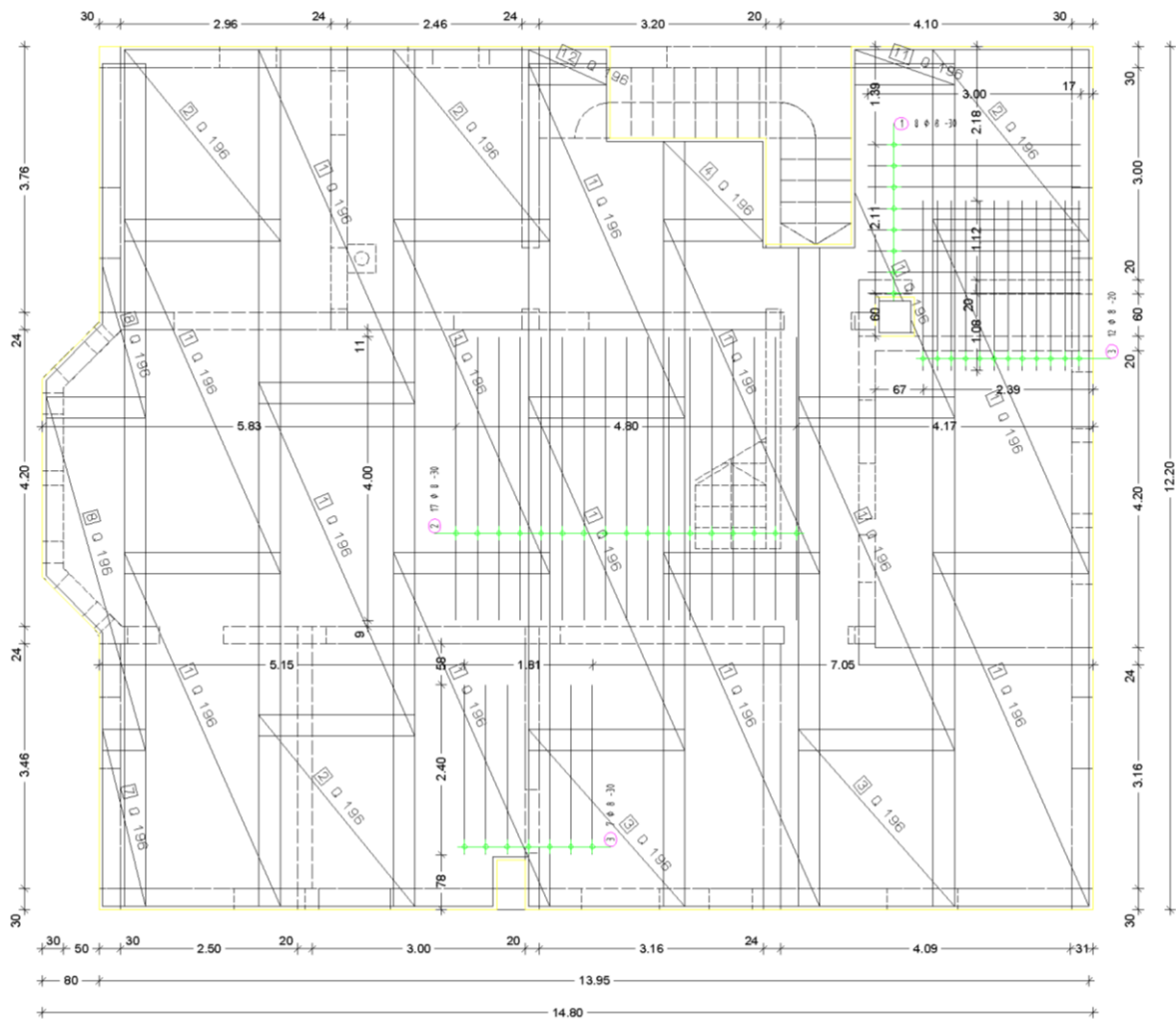
$$s_{cp} = 0,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$V_{Rd,c} = 105,42 \text{ kN}$$

Diagrami prečnih sil so nastavljeni na maksimalno vrednost $V_{rd,c} = 105 \text{ kN/m}$. Kot je mogoče videti, se na nekaterih lokalnih področjih pojavijo vrhovi, ki presežejo to vrednost. Ker so ta območja manjša od debeline podpore oziroma zidu, jih lahko reduciramo. Redukcija prečnih sil je opisana v 4.1.4.1.

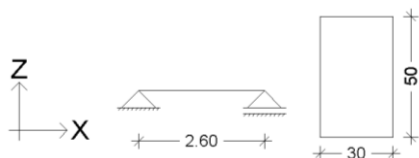
4.2.5.3 Primer armaturnega načrta



Slika 5.20: Armaturni načrt spodnje cone plošče

4.3 POZ 203 - AB nosilec

4.3.1 Zasnova



Slika 5.21: Računski model nosilca

4.3.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in
armaturo S500.

4.3.3 Obtežba

4.3.3.1 Lastna in preostala stalna obtežba L+S

Lastno težo betona zajame program.

Preglednica 2.4: Obtežba zidu [kN/m]

Omet 2 cm	2,31	kN/m
Opečni zid z vezmi	7,7	kN/m
skupaj	10,01	kN/m



Slika 5.22: Prikaz nanosa obtežbe zidu [kN/m]

4.3.3.2 Prenos obtežbe iz stropa pozicije 202



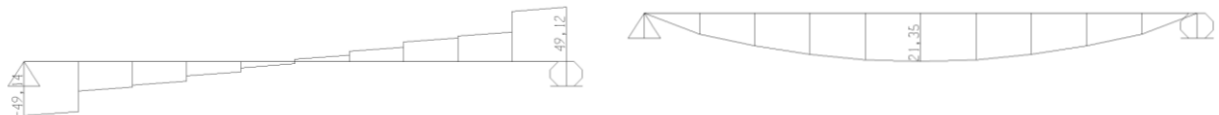
Slika 5.23: Prikaz projektne obtežbe stropa na nosilec [kN]

4.3.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

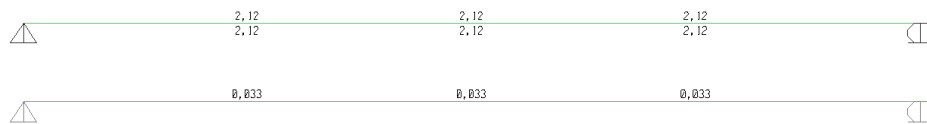
1,35 (L+S) + Strop.

4.3.4 Notranje statične količine



Slika 5.24: Prečne sile V [kN] in upogibni momenti M [kN]

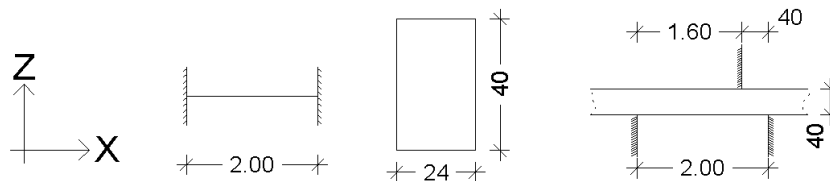
4.3.5 Dimenzioniranje



Slika 5.25: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²] in prečna armatura [cm²/cm]

4.4 POZ 204 razpon horizontalne vezi

4.4.1 Zasnova



Slika 5.26: Računski model vezi

4.4.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

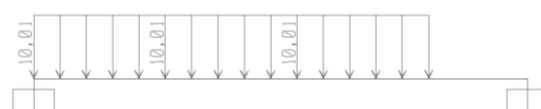
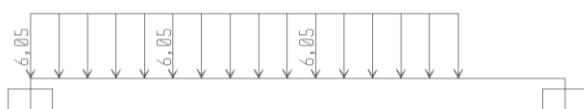
beton C25/30 ter
 armaturo S500.

4.4.3 Obtežba

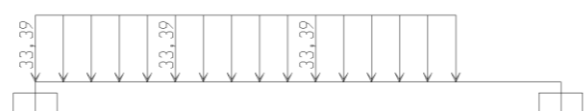
Prenos obtežbe s pozicije 312, sem pod kotom 60° prenesel na obravnavani nosilec. Pri etažni višini 280cm to znaša 160cm.

4.4.3.1 Lastna in stalna obtežba (L+S)

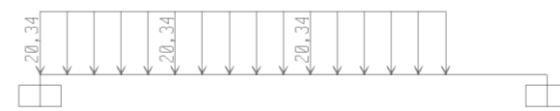
Lastno težo betona zajame program.



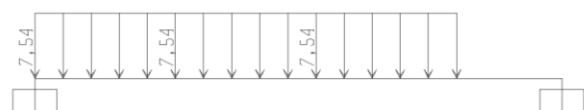
Stalna teža strehe



Lastna teža zidu v mansardi



Prenos stalne obtežbe iz POZ 312



Prenos stalne obtežbe iz POZ 302

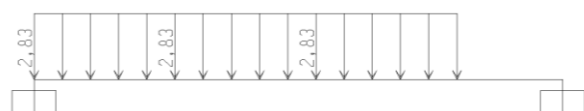


Lastna teža zidu v nadstropju

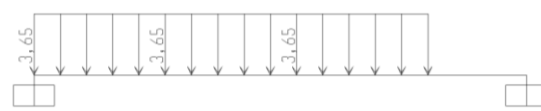
Prenos stalne obtežbe iz POZ 202

Slika 5.27: Prikaz stalne obtežbe strehe [kN/m], lastne teže zidu v mansardi [kN/m], prenos stalne obtežbe pozicije 312 [kN/m], prenos stalne obtežbe pozicije 302 [kN/m], lastna teža zidu v nadstropju [kN/m] ter prenos stalne obtežbe s stropa pozicije 202 [kN]

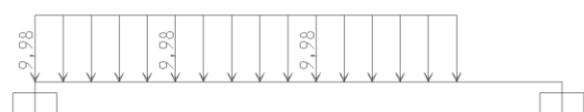
4.4.3.2 Spremenljive obtežbe



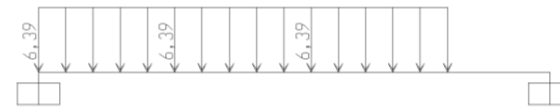
Obtežba vetra



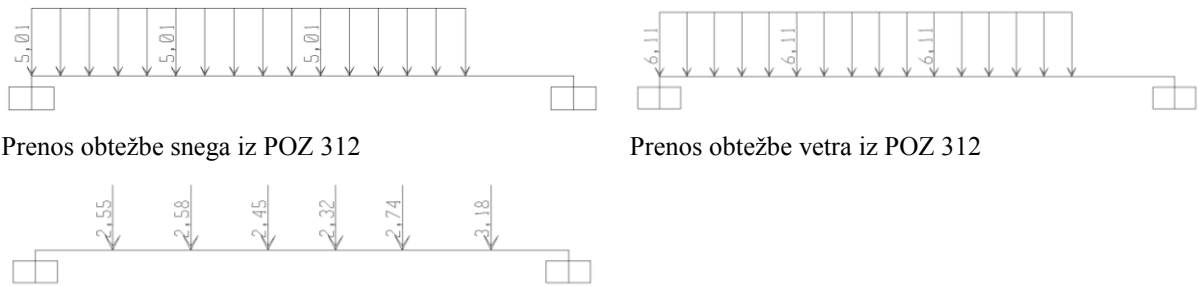
Obtežba snega



Prenos koristne obtežbe iz POZ 302



Prenos koristne obtežbe iz POZ 312



Prenos obtežbe snega iz POZ 312

Prenos obtežbe vetra iz POZ 312

Koristna obtežba stropa POZ 202

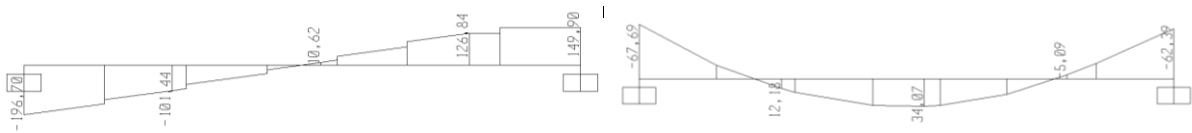
Slika 5.28: Prikaz obtežbe vetra [kN/m], snega [kN/m], prenos koristne obtežbe stropa 302 [kN/m], prenos koristne obtežbe s pozicije 312 [kN/m], prenos vetra s pozicije 312 [kN/m], prenos snega s pozicije 312 [kN/m] ter prenos koristne obtežbe s stropa pozicije 202 [kN]

4.4.3.3 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

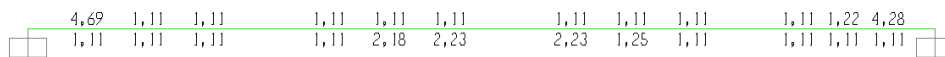
$$1,35 (L+S) + 1,5K + 0,75S + 0,9V.$$

4.4.4 Notranje statične količine



Slika 5.29: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]

4.4.5 Dimenzioniranje

Slika 5.30: Potrebna vzdolžna armatura [cm²]

4.4.5.1 Izračun potrebne prečne armature v najbolj obremenjenih prerezih

$V_{Ed} = 196,7 \text{ kN}$	$a_{cv} = 1$
$f_{ywd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$	$n_1 = 0,54$
$f_{yd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$	$f_{cd} = 1,42 \text{ kN/cm}^2$
	$z = 33,3 \text{ cm}$
$d = 37 \text{ cm}$	$Q = 45^\circ$
$k = 1,74 \leq 2$	
$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$	$V_{Rd,max} = 306,41 \text{ kN}$
$n_{min} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$	$A_{sw}/s = 0,13 \text{ cm}^2/\text{cm}$
$k_1 = 0,15$	$DF_{td} = 98,35 \text{ kN}$
$s_{cp} = 0,00 \text{ kN/cm}^2$	$DA_s = 2,16 \text{ cm}^2$
$b_w = 24 \text{ cm}$	

$V_{Rd,c} = 70,96 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 149,9 \text{ kN}$	$a_{cv} = 1$
$f_{ywd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$	$n_1 = 0,54$
$f_{yd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$	$f_{cd} = 1,42 \text{ kN/cm}^2$
	$z = 33,3 \text{ cm}$
$d = 37 \text{ cm}$	$Q = 45^\circ$
$k = 1,74 \leq 2$	
$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$	$V_{Rd,max} = 306,41 \text{ kN}$
$n_{min} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$	$A_{sw}/s = 0,10 \text{ cm}^2/\text{cm}$
$k_1 = 0,15$	$DF_{td} = 74,95 \text{ kN}$
$s_{cp} = 0,00 \text{ kN/cm}^2$	$DA_s = 1,65 \text{ cm}^2$
$b_w = 24 \text{ cm}$	

$V_{Rd,c} = 70,96 \text{ kN}$

4.5 POZ 205 - AB nosilec

4.5.1 Zasnova



Slika 5.31: Računski model nosilca

4.5.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

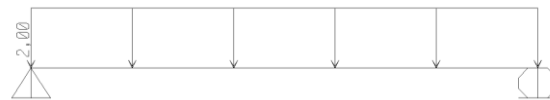
beton C25/30 ter

armaturo S500.

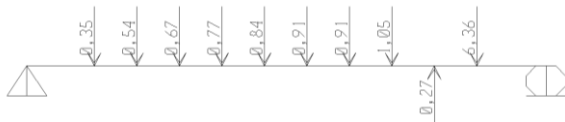
4.5.3 Obtežba



Prenos stalne obtežbe iz POZ 202



Obtežba predelne stene



Prenos koristne obtežbe stropa POZ 202

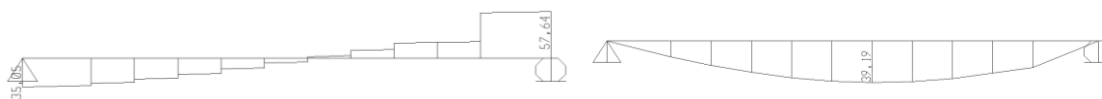
Slika 5.32: Prikaz prenosa stalne obtežbe stropa 202 [kN], obtežba predelne stene [kN/m] ter prenos koristne obtežbe stropa 302 [kN]

4.5.3.1 Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija je:

$$1,35 (L+S) + 1.5K.$$

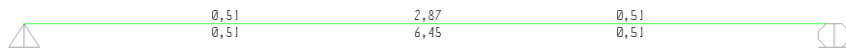
4.5.4 Notranje statične količine



Slika 5.33: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]

4.5.5 Dimenzioniranje

4.5.5.1 Dimenzioniranje na upogib



Slika 5.34: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²]

4.5.5.2 Dimenzioniranje na strig

$V_{Ed} =$	57,64 kN	$a_{cv} =$	1
$f_{ywd} =$	45,45 kN/cm ²	$n_1 =$	0,54
$f_{yd} =$	45,45 kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,42 kN/cm ²
		$z =$	15,3 cm
$d =$	17 cm	$Q =$	45 °
$k =$	2,08 ≤ 2		
$f_{ck} =$	2,5 kN/cm ²	$V_{Rd,max} =$	117,32 kN
$n_{min} =$	0,09 kN/cm ²	$A_{sw/s} =$	0,08 cm ² /cm
$k_1 =$	0,15	$D F_{td} =$	28,82 kN
$s_{cp} =$	0,00 kN/cm ²	$D A_s =$	0,63 cm ²
$b_w =$	20 cm		
$V_{Rd,c} =$	30,70 kN		

4.6 Kontrola povosov

4.6.1 Pozicija 202 polje 5

$$l/d = 440/12,5 = 35,2$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = 2,8/(15 \cdot 100) = 0,002$$

$$\rho' = 0$$

$$K = 1,5 \quad \text{notranja razpetina stropa}$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] = 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,002} \right] = 44,62 > 35,2$$

4.6.2 Pozicija 202 polje 8

$$l/d = 375/12,5 = 30$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = 2,8/(15 \cdot 100) = 0,002$$

$$\rho' = 0$$

$$K = 1,3 \quad \text{krajna razpetina stropa}$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] = 1,3 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,002} \right] = 38,67 > 30$$

4.6.3 Pozicija 205

$$l/d = 330/17 = 19,4$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

$$\rho = 6,45/(20 \cdot 20) = 0,016$$

$$\rho' = 0$$

$$K = 1 \quad \text{prostoležeči nosilec}$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] = 1 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,016} \right] = 13,34 < 19,4$$

4.6.3.1 Obtežba in obtežne kombinacije

Obtežbo elementa glej zgoraj. Merodajna obtežna kombinacija za izračun povesov je:

(L+S).

4.6.3.2 Pomiki konstrukcije

Pri izračunu je bilo potrebno določiti pomožne vrednosti:

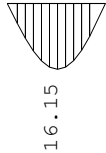
konstrukcija se nahaja v notranjih pogojih RH = 50%;

uporaba cementa razreda R;

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 20\text{cm} \cdot 20\text{cm} / (2 \cdot 20\text{cm} + 2 \cdot 20\text{cm}) = 10\text{cm} \Rightarrow \varphi(t_0, t_\infty) = 3,3;$$

razopazjenje se vrši pri doseženih 80% f_{ck} ;

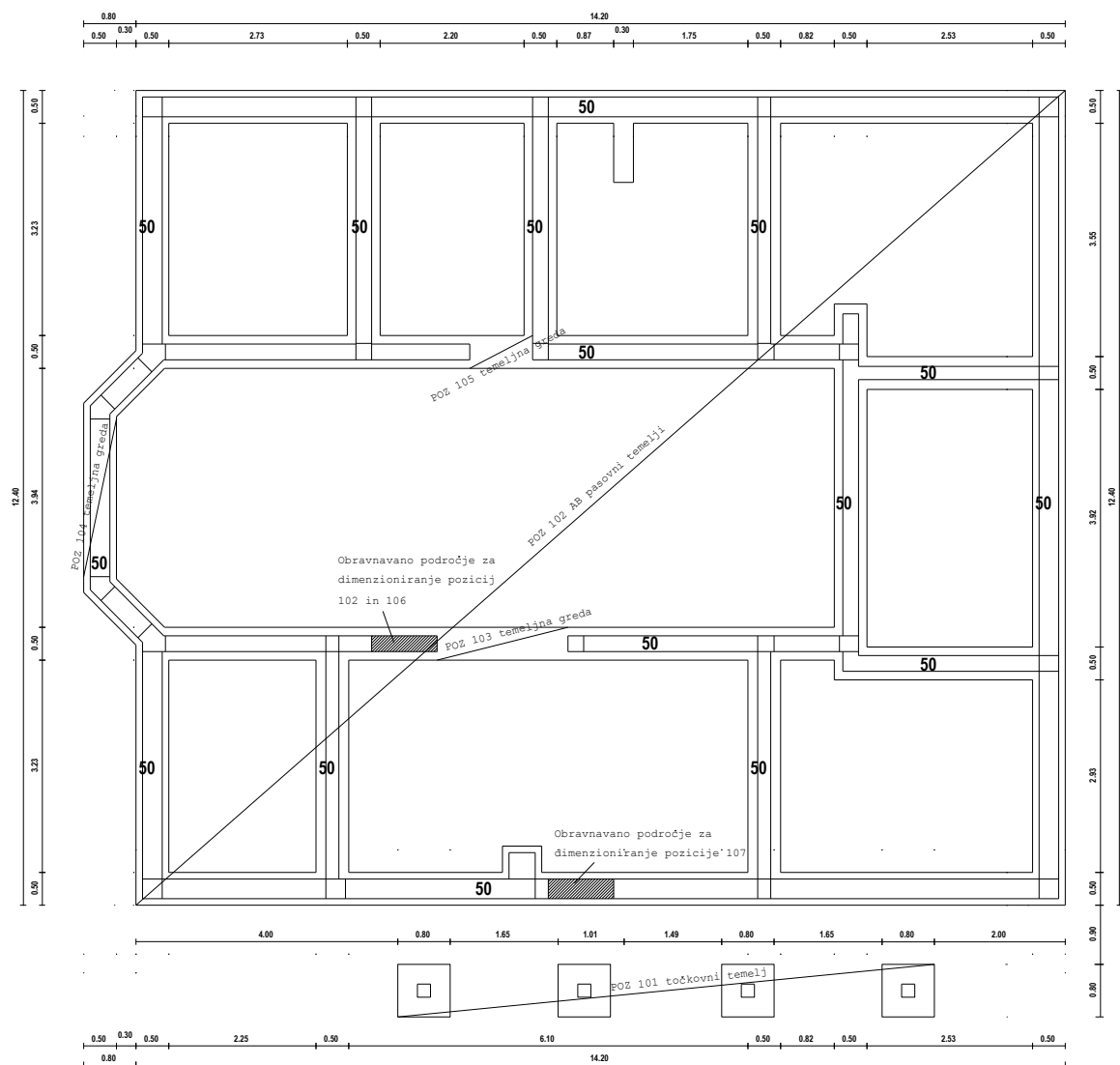
podana armatura 3,08 cm² zgoraj in 7,1 cm² spodaj.



Slika 5.35: Izračunani pomiki konstrukcije na razpokanem prerezu v končnem času [mm].

Dovoljen pomik je 1/250 razpetine, kar znaša 1,3cm. Pomik zadostuje pogojem pri nadvišanju za 1cm.

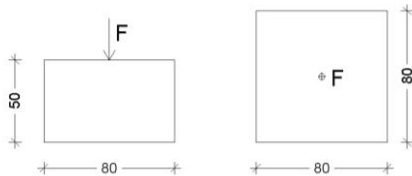
5 DIMENZIONIRANJE TEMELJEV IN KLETNIH STEN



Slika 6.1: Pozicijski načrt temeljev

5.1 POZ 101 - točkovni temelj

5.1.1 Zasnova



Slika 6.2: Zasnova temelja

5.1.2 Material

Za obravnavani element sem uporabil:

beton C25/30 in
armaturo S500.

5.1.3 Obtežba

Obtežba se preko AB stebra pri poziciji 314 prenaša na temelj. Akcija temelja N_d je 86,09kN in $N_{g,d}$ je 61,49kN.

5.1.4 Notranje statične količine

$$M_d = N_d \cdot \frac{b}{4} = 86,09kN \cdot \frac{0,8m}{4} = 8,61kNm$$

$$V_d = \frac{N_d}{2} = 43,05kN$$

5.1.5 Dimenzioniranje

5.1.5.1 Odpornost prereza na upogibno obremenitev

$$M_{us} = 8,61kNm, \quad b/h/d = 80/50/43cm, \quad f_{cd} = 1,66 \frac{kN}{cm^2}, \quad f_{sd} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k_h = \frac{M_{us}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,61kNm}{1,66kN/cm^2 \cdot 80cm \cdot (43cm)^2} = 0,0 \Rightarrow k_s = 1$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot d} = 1,0 \cdot \frac{8,61 \text{ kNm}}{43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 43 \text{ cm}} = 0,46 \text{ cm}^2$$

5.1.5.2 Kontrola striga zaradi prečne sile

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 43,05 \text{ kN} \\ f_{ywd} &= 45,45 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{yd} &= 45,45 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 43 \text{ cm} \\ k &= 1,68 \leq 2 \\ f_{ck} &= 2,5 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} k_1 &= 0,15 \\ s_{cp} &= 0,00 \text{ kN/cm}^2 \\ b_w &= 80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = 269,24 \text{ kN}$$

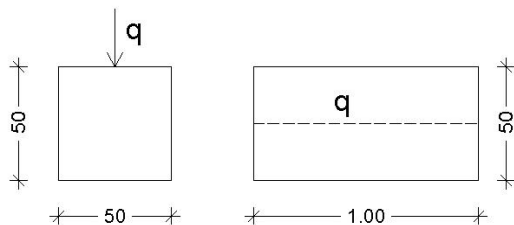
Za prevzem strižnih napetosti ni potrebna strižna armatura.

5.1.5.3 Napetosti v temeljnih tleh

$$\sigma_{g,d} = \frac{N_{g,d}}{b^2} = \frac{61,49 \text{ kN}}{(80 \text{ cm})^2} = 96 \text{ kN/m}^2$$

5.2 POZ 102 - pasovni temelj

5.2.1 Zasnova

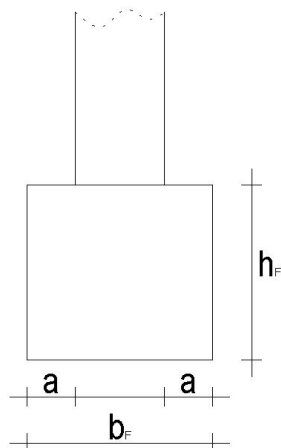


Slika 6.3: Zasnova temelja

5.2.2 Material

Za obravnavani element sem uporabil:

beton C25/30 in
armaturo S500.



Če nimamo natančnejših podatkov, osno obtežene pasovne in posamične temelje lahko dimenzioniramo in izvedemo kot nearmirane, če zagotovimo, da je:

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(9\sigma_{gD} / f_{ctd})} \quad (4.35)$$

Za naš primer:

$$\frac{0,85 \cdot 50}{13} \geq \sqrt{(9 \cdot 449,5 / 2600)} \Rightarrow 3,27 \geq 1,56.$$

Zaradi občutka sem spodaj vseeno dimenzioniral obravnavani element.

Slika 6.4: Nearmirani posamični temelj; oznake (SIST EN 1992-1-1, slika 12.2)

5.2.3 Obtežba

Ker je streha orientirana tako, da se obtežba prenaša na zidove v smeri x, ker je plošča nad nadstropjem orientirana tako, da prenaša obtežbo na iste zidove in ker je razporeditev sten v kleti takšna, da imajo prostori krajšo stranico v smeri y, se bo največja obtežba zagotovo pojavila na notranjih stenah v smeri x.

Največja obtežba se zaradi odprtine pod pozicijo 204 pojavlja ob njej zaradi akcij omenjenega elementa. Zaradi vertikalne vezi ob odprtini ne moramo z gotovostjo predvideti porazdelitve obtežbe pod kotom 60°, zato bom predvidel, da se porazdeli na razdalji enega metra oziroma po dolžini obravnavanega dela.

Lastna teža temelja

Lastna teža temelja	6,25 kN/m
Temelj skupaj	6,25 kN/m

Druge lastne in stalne obtežbe

Lastna teža strešne konstrukcije	6,05 kN/m
Lastna teža zidu v mansardi	10,01 kN/m
Lastna teža zidu v nadstropju	7,54 kN/m
Lastna teža zidu v kleti	7,54 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 301	22,18 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 202	26,46 kN/m
Akcija stalnih obtežb nosilca pozicije 204	108,84 kN/m
Lastna in stalna obtežba skupaj	188,62 kN/m

Koristne obtežbe v prostorih

Koristna obtežba stropa pozicije 301	9,66 kN/m
Koristna obtežba stropa 202	8,53 kN/m
Akcija koristne obtežbe nosilca pozicije 204	23,76 kN/m
koristna obtežba skupaj	41,95 kN/m

Obtežba snega

Obtežba snega	3,65 kN/m
Akcija obtežbe snega nosilca 204	9,56 kN/m
Sneg skupaj	13,21 kN/m

Obtežba vetra

Obtežba vetra	2,83 kN/m
Akcija obtežbe vetra nosilca 204	7,71 kN/m
Veter skupaj	10,54 kN/m

5.2.3.1 Obtežne kombinacije

Projektne vrednosti obremenitve sta:

$$\begin{aligned}
 n_d &= 1,35 \cdot (L + S) + 1,5 \cdot K + 0,75 \cdot S + 0,9 \cdot V = \\
 &= 1,35 \cdot 188,62 + 1,5 \cdot 41,95 + 0,75 \cdot 13,21 + 0,9 \cdot 10,54 = \\
 n_d &= 336,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow N_d = n_d \cdot 1\text{m} = 336,96 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n_{g,d} &= (L + S) + K + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot V = \\
 &= 188,62 + 6,25 + 41,95 + 0,5 \cdot 13,21 + 0,6 \cdot 10,54 = \\
 n_{g,d} &= 249,75 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.4 Notranje statične količine

$$M_d = N_d \cdot \frac{b}{4} = 336,96kN \cdot \frac{0,5m}{4} = 42,12kNm$$

$$V_d = \frac{N_d}{2} = 168,48kN$$

5.2.5 Dimenzioniranje

$$M_{us} = 42,12kNm, \quad b/h/d = 100/50/43cm, \quad f_{cd} = 1,66 \frac{kN}{cm^2}, \quad f_{sd} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k_h = \frac{M_{us}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{42,12kNm}{1,66kN/cm^2 \cdot 100cm \cdot (43cm)^2} = 0,00 \Rightarrow k_s = 1,0$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot d} = 1,0 \cdot \frac{42,12kNm}{43,48kN/cm^2 \cdot 43cm} = 2,25cm^2$$

5.2.5.1 Kontrola striga zaradi prečne sile

$$V_{Ed} = 168,48 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 45,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 43 \text{ cm}$$

$$k = 1,68 \leq 2$$

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$n_{min} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$s_{cp} = 0,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

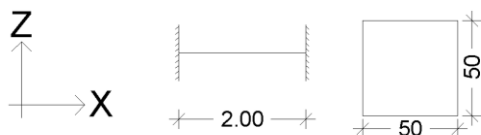
$$V_{Rd,c} = 336,56 \text{ kN}$$

5.2.5.2 Napetosti v temeljnih tleh

$$\sigma_{g,d} = \frac{n_{g,d}}{b_F} = \frac{249,75kN/m}{50cm} = 449,5kN/m^2$$

5.3 POZ 103 - temeljna greda

5.3.1 Zasnova



Slika 6.5: Računski model obravnavane temeljne grede

5.3.2 Material

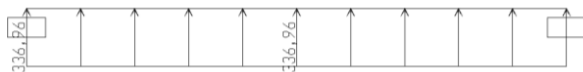
Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in

armaturo S500.

5.3.3 Obtežba

Posedki temeljnih tal pod vertikalno obtežbo zidu na obeh straneh grede vsilijo deformacije na gredi, ki se zaradi manjše vertikalne obtežbe posede manj. Zato nastanejo v njej natezne napetosti v sredini polja na zgornji strani in ob robovih na spodnji. Ker nimamo natančnejših podatkov o zemljini in naš računski model celotne stavbe ni takšen, da bi lahko določili dejansko obremenitev, sem se odločil, da naredim najkonzervativnejši primer. To je, da temeljno gredo obravnavam kot na obeh koncih vpet nosilec, obremenitev pa vzamem največjo možno vertikalno obtežbo. Ta obtežba je enaka kot pri poziciji 102.



Slika 6.6: Prikaz nanosa projektne obtežbe [kN/m]

5.3.3.1 Notranje statične količine



Slika 6.7: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]

5.3.4 Dimenzioniranje



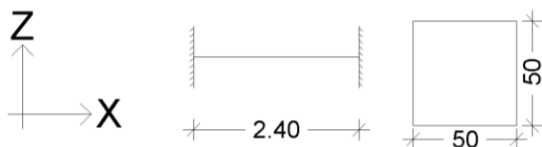
Slika 6.8: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²]

5.3.4.1 Dimenzioniranje na strig zaradi prečne sile

$V_{Ed} =$	336,96	kN	$a_{cv} =$	1
$f_{ywd} =$	45,45	kN/cm ²	$n_1 =$	0,56
$f_{yd} =$	45,45	kN/cm ²	$f_{cd} =$	1,42 kN/cm ²
$d =$	43	cm	$z =$	38,7 cm
$k =$	1,68	≤ 2	$Q =$	45 °
$f_{ck} =$	2,5	kN/cm ²		
$n_{min} =$	0,08	kN/cm ²	$V_{rd,max} =$	769,36 kN
$k_1 =$	0,15		$A_{sw}/s =$	0,19 cm ² /cm
$s_{cp} =$	0,00	kN/cm ²	$D F_{td} =$	168,48 kN
$b_w =$	50	cm	$D A_s =$	3,71 cm ²
$V_{Rd,c} =$	168,28	kN		

5.4 POZ 104 - temeljna greda

5.4.1 Zasnova



Slika 6.9: Računski model obravnavane temeljne grede

5.4.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in
armaturo S500.

5.4.3 Obtežba

Lastne in stalne obtežbe

Lastna teža zidu v mansardi	10,01 kN/m
Lastna teža zidu v nadstropju	7,54 kN/m
Lastna teža zidu v kleti	7,54 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 202	18,52 kN/m
Lastna in stalna obtežba skupaj	43,61 kN/m

Koristne obtežbe

Koristna obtežba stropa 202	8,53 kN/m
koristna obtežba skupaj	8,53 kN/m

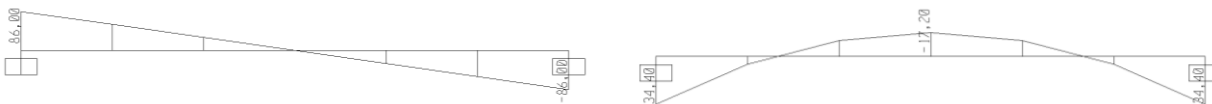
5.4.3.1 Projektna vrednost obtežbe

$$n_d = 1,35 \cdot 43,61 + 1,5 \cdot 8,53 = 71,67 \text{ kN/m}$$



Slika 6.10: Prikaz nanosa projektne obtežbe [kN/m]

5.4.3.2 Notranje statične količine



Slika 6.11: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]

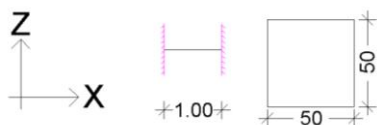
5.4.4 Dimenzioniranje



Slika 6.12: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²] ter prečna armatura [cm²/m]

5.5 POZ 105 - temeljna greda

5.5.1 Zasnova



Slika 6.13: Računski model temeljne grede

5.5.2 Material

Za obravnavani element sem izbral:

beton C25/30 in

armaturo S500.

5.5.3 Obtežba

Lastne in stalne obtežbe

Lastna teža strešne konstrukcije	6,05 kN/m
Lastna teža tida v mansardi	10,01 kN/m
Lastna teža zidu v nadstropju	7,54 kN/m
Lastna teža zidu v kleti	7,54 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 301	22,18 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 202	26,46 kN/m
Lastna in stalna obtežba skupaj	79,78 kN/m

Koristne obtežbe

Koristna obtežba stropa pozicije 301	9,66 kN/m
Koristna obtežba stropa 202	8,53 kN/m
koristna obtežba skupaj	18,19 kN/m

Obtežba snega

Obtežba snega	3,65 kN/m
Sneg skupaj	3,65 kN/m

Obtežba vetra

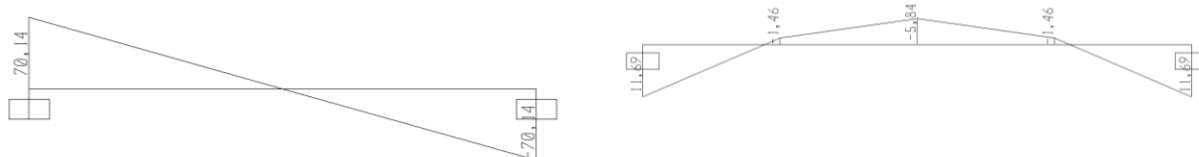
Obtežba vetra	2,83 kN/m
Veter skupaj	2,83 kN/m

5.5.3.1 Projektna vrednost obtežbe

$$\begin{aligned}
 n_d &= 1,35 \cdot (L + S) + 1,5 \cdot K + 0,75 \cdot S + 0,9V = \\
 &= 1,35 \cdot 79,78 + 1,5 \cdot 18,19 + 0,75 \cdot 3,65 + 0,9 \cdot 2,83 = \\
 n_d &= 140,27 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Slika 6.14: Prikaz nanosa projektne obtežbe [kN/m]

5.5.3.2 Notranje statične količine

Slika 6.15: Prečne sile [kN] in upogibni momenti [kNm]

5.5.4 DimenzioniranjeSlika 6.16: Potrebna vzdolžna armatura na zgornji in spodnji strani [cm²] ter prečna armatura [cm²/m]**5.6 POZ 106 - notranji zid debeline 24 cm****5.6.1 Material**

Zid je izdelan iz:

betonskega votlaka $f_b = 0,75 \text{ kN/cm}^2$ in

malte $f_m = 0,5 \text{ kN/cm}^2$.

5.6.2 Obtežba

Zid je obremenjen z vertikalno obtežbo. Obtežba je enaka kot pri dimenzioniranju temelja pozicije 102: $n_d = 336,96 \text{ kN/m}$.

5.6.3 Izračun

Karakteristična tlačna trdnost zidovja je določena z enačbo:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}. \quad (6.1)$$

K je koeficient odvisen od vrste malte, vrste zidakov in skupine zidakov. V našem primeru uporabljamo betonski votlak skupine 2 in malto za splošno uporabo. $K=0,45$.

$$f_k = 0,45 \cdot 0,75^{0,7} \cdot 0,5^{0,3} = 0,29 \text{ kN/cm}^2.$$

Projektno vrednost dobimo, če karakteristično delimo z materialnim varnostnim faktorjem;

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}. \quad (6.2)$$

Materialni varnostni faktor je odvisen od uporabe zidakov, malte in razreda nadzora izdelave.

V našem primeru imamo zidak kategorije II, katerokoli malto ter 3 razred nadzora kvalitete.

$$\gamma_m = 2,5.$$

$$f_d = \frac{0,29}{2,5} = 0,12. \quad (6.3)$$

Odpornost na vertikalno obtežbo zidu opisuje naslednja enačba:

$$N_{R,d} = \Phi_i \cdot t \cdot f_d. \quad (6.4)$$

Posamezni deli enačbe so:

Φ_i je faktor redukcije zaradi vitkosti in ekscentričnosti, podan je z enačbo:

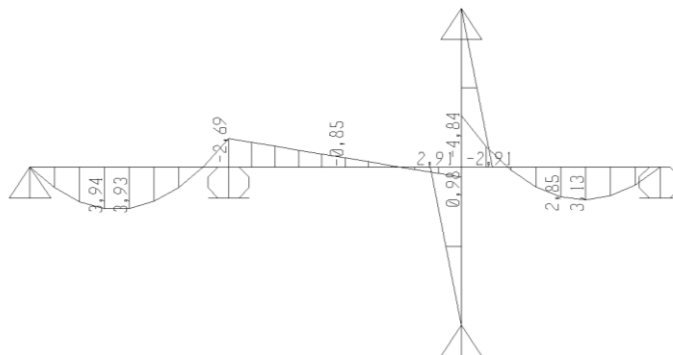
$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}; \quad (6.5)$$

t je debelina zidu;

e_i pa je ekscentričnost zidu na zgornjem in spodnjem robu. Nastane zaradi neenakomernega naleganja medetažnih konstrukcij na zid e_{he} , zaradi začetne ekscentričnosti e_{init} in zaradi momenta M_{id} , ki nastane zaradi ekscentričnosti obtežbe ob podpori. Določi se z enačbo:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \quad (6.6)$$

Določitev ekscentričnosti zaradi neenakomernega nanosa obtežbe sem naredil po sledečem modelu prikazanem na sliki 6.17.



Slika 6.17: Prikaz momenta ekscentričnosti M_{id} [kNm]

Začetna ekscentričnost, je določena kot $1/450$ efektivne višine zidu.

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 265 = 199 \text{ cm}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{init} = \frac{2,91 \text{ kNm}}{336,96 \text{ kN}} + \frac{199}{450} = 0,45 \text{ cm}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{0,45}{24} = 0,96$$

$$N_{R,d} = 0,96 \cdot 24 \cdot 0,12 = 2,76 \text{ kN/cm}$$

Kot vidimo, je projektna obtežba večja od odpornosti zidu. Možna rešitev je z debeljenjem stene. Če vzamemo steno debeline 30cm, je odpornost enaka:

$$N_{R,d} = 0,96 \cdot 30 \cdot 0,12 = 3,46 \text{ kN/cm}$$

Pri debelini zidu 30cm je odpornost večja od obremenitve.

5.7 POZ 107 - zunanji zid debeline 30 cm v kleti

5.7.1 Material

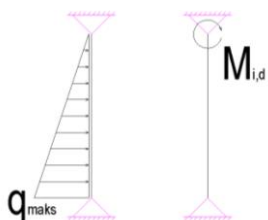
Zid je izdelan iz:

betonskega votlaka $f_b=0,75\text{kN/cm}^2$,

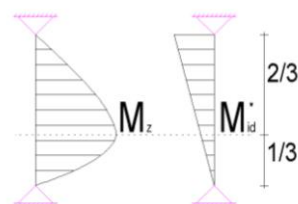
malte $f_m=0,5\text{kN/cm}^2$.

Projektna vrednost tlačne trdnosti zidovja je enaka kot pri poziciji 105 $f_d = 0,12$.

5.7.2 Obtežba



Slika 6.18: Prikaz obremenitve stene



Slika 6.19: Prikaz upogibnih momentov

Zid je obremenjen z vertikalno obtežbo, ki je prenesena iz zgornjih nadstropij in horizontalno obtežbo zemeljskih pritiskov.

5.7.2.1 Vertikalna obtežba

Lastne in stalne obtežbe

Lastna teža strešne konstrukcije	3,49 kN/m
Lastna teža tida v mansardi	1,75 kN/m
Lastna teža zidu v nadstropju	9,42 kN/m
Lastna teža zidu v kleti	9,42 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 301	17,4 kN/m
Stalna obtežba stropa pozicije 202	12,65 kN/m
Lastna in stalna obtežba skupaj	54,13 kN/m

Koristne obtežbe

Koristna obtežba stropa pozicije 302	9,85 kN/m
Koristna obtežba stropa 202	3,38 kN/m
koristna obtežba skupaj	13,23 kN/m

Obtežba snega

Obtežba snega	2,38 kN/m
Sneg skupaj	2,38 kN/m

Obtežba vetra

Obtežba vetra	1,39 kN/m
Veter skupaj	1,39 kN/m

$$\begin{aligned}
 N_d &= 1,35 \cdot (L + S) + 1,5 \cdot K + 0,75 \cdot S + 0,9 \cdot V = \\
 &= 1,35 \cdot 54,13 + 1,5 \cdot 13,23 + 0,75 \cdot 2,38 + 0,9 \cdot 1,39 = \\
 N_d &= 95,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.7.2.2 Vpetostni moment

Moment zaradi ekscentričnosti nanosa obtežbe medetažne konstrukcije pozicije 202 sem dobil tako, da sem pri omenjenem modelu spremenil robne pogoje iz vrtljivo podprtih v vpete in odčital moment. Ta moment znaša $M_d = 19,17 \text{ kNm/m}$. Ker se ga polovica prenese na zgornje, polovica pa na spodnje nadstropje, sledi:

$$M_{i,d} = \frac{M_d}{2} = \frac{19,17}{2} = 9,59 \text{ kNm/m}$$

Projektna vrednost vpetostnega momenta zaradi stalnih obtežb znaša $M_{(L+S),d} = 15,98 \text{ kNm/m}$ sledi, da je $M_{i,d}$ pri stalnih obtežbah enak:

$$M_{i,d} = \frac{15,98 \text{ kNm/m}}{2} = 7,99 \text{ kNm/m}$$

5.7.2.3 Horizontalna obtežba

Aproksimacija zemeljskih pritiskov je trikotna obtežba $q_{\text{maks}} = 20 \text{ kN/m}$. Moment, ki ga povzroča, pa je enak:

$$M_z = 0,064 \cdot q \cdot h^2 = 0,064 \cdot 20 \frac{\text{kN/m}}{\text{m}} \cdot (2,65 \text{ m})^2 = 8,3 \text{ kNm/m in}$$

$$M_{z,d} = 1,35 \cdot 8,3 = 11,21 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

5.7.3 Izračun

5.7.3.1 Prerez pod stropom

$$e_{init} = \frac{265}{450} = 0,66\text{cm}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} = \frac{9,59\text{kNm}/\text{m}}{95,96\text{kN}/\text{m}} + 0 + 0,66\text{cm} = 10,65\text{cm}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{10,65\text{cm}}{30\text{cm}} = 0,29$$

$$N_{R,d} = \Phi_i \cdot t \cdot f_d = 0,29 \cdot 30\text{cm} \cdot 0,12\text{kN}/\text{cm}^2 = 104\text{kN}/\text{m} \geq 95,96\text{kN}/\text{m}$$

Projektna odpornost je večja od projektne obtežbe.

5.7.3.2 Prerez v polju zidu

Faktor redukcije na sredini prereza je podan z enačbami:

$$\Phi_{mk} = e_m + e_k \leq 0,05t; \quad (6.7)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}; \quad (6.8)$$

$$e_{hm} = \frac{M_{z,d}}{N_{md}}. \quad (6.9)$$

V našem primeru je izračun:

$$e_{hm} = \frac{M_{z,d}}{N_{md}} = \frac{11,21\text{kNm}/\text{m}}{95,96\text{kN}/\text{m}} = 11,7\text{cm};$$

$$e_m = -\frac{M_{id}^*}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} = -\frac{7,99\text{kNm}/\text{m} \cdot 1/3}{95,96\text{kN}/\text{m}} + 11,7\text{cm} + 0,66\text{cm} = 9,58\text{cm};$$

$$\Phi_{mk} = 1 - 2 \cdot \frac{9,58}{30} = 0,36 \geq \Phi_i.$$

6 KONTROLA ODPORNOSTI OBJEKTA NA POTRESNO OBTEŽBO

6.1 Splošna pravila izvedbe in izbire materiala zidanih stavb na potresnih območjih

6.1.1 Uvod

V poglavju sem povzel vsebino EN 1998-1, ki se nanaša na izbrani objekt. Osnovne predpostavke so: konstrukcija je zidana in se opredeljuje kot povezano nearmirano zidovje. Tla, na katerih je objekt temeljen, so zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino. Predpis jo opredeljuje kot tip B (EN 1998-1, preg. 3.1). Kategorija stavbe je II, to so običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam (EN 1998-1, preg. 4.3). Objekt sodi v kategorijo tako imenovanih enostavnih zidanih zgradb.

6.1.2 Lastnosti materialov in način izvedbe

6.1.2.1 Zidaki

Zidaki morajo biti dovolj robustni, da se prepreči lokalna krhka porušitev. Kot ustrezni se štejejo vsi zidaki skupine 1 in zidaki skupine 2, pri katerih količina navpičnih lukenj ne presega 45% prostornine zidaka. Pri zidakah skupine 2, pri katerih prostornina lukenj presega 45%, pa projektna tlačna napetost ne sme presegati 15% karakteristične tlačne trdnosti zidovja. Normalizirana tlačna trdnost zidakov pravokotno na naležno površino $f_{b,\min}$ ne sme biti manjša od 10 MPa za zidake iz gline, 7,5 MPa za zidake iz betona ter 5 MPa za zidake iz drugih materialov. Normalizirana tlačna trdnost vzporedno z naležno površino, pa v nobenem primeru ne sme biti manjša od 5 MPa.

6.1.2.2 Malta

Minimalna trdnost malte $f_{m,\min}$ ne sme biti manjša od 5 MPa za nearmirano ter 10 MPa za armirano zidovje.

6.1.2.3 Spoji zidakov

Na območju Slovenije so dovoljene samo rege polno zapolnjene z malto.

6.1.3 Kriterij za projektiranje in pravila za konstruiranje

6.1.3.1 Splošno

Zidane stavbe morajo biti sestavljene iz stropov in zidov, ki so povezani v dveh pravokotnih vodoravnih in navpičnih smereh. Povezanost med stropi in zidovi mora biti zagotovljena z armiranobetonskimi vezmi. Izvedene morajo biti v ravnini zidu v višini vsakega stropa, vendar v nobenem primeru razmak med njimi ne sme biti večji od 4 m. Te vezi morajo oblikovati kontinuirne povezovalne elemente, ki so fizično povezani drug z drugim.

Vodoravne betonske vezi morajo biti armirane z vzdolžno armaturo s površino prereza vsaj 2 cm^2 . Če konstrukcija zagotavlja splošne zahteve za kontinuirnost in učinkovito delovanje kot diafragma, se lahko uporabljajo različne vrste stropov. Strižne stene morajo biti postavljene vsaj v dveh pravokotnih smereh in morajo ustrezati geometrijskim zahtevam: efektivna debelina t_{ef} ne sme biti manjša od $t_{ef, \min} = 240 \text{ mm}$. Razmerje med efektivno višino zidu in efektivno širino zidu h_{ef} / t_{ef} ne sme presegati maksimalne vrednosti, $h_{ef} / t_{ef} \leq 15$.

Razmerje med dolžino zidu (l) in večjo od vrednosti svetlih višin odprtín na obeh straneh zidu (h) ne sme biti manjše od minimalne vrednosti, $l / h \geq 0,3$ (vrednosti po: EN 1998-1, preg. 9.2).

6.1.3.2 Dodatna pravila za povezano zidovje

Vodoravni in navpični povezovalni elementi morajo biti med seboj povezani in sidrani v elemente glavnega sistema konstrukcije. Da bi se dosegel učinek povezovanja, se morajo zabetonirati po končanem zidanju. Dimenzije prereza tako vodoravnih, kot navpičnih povezovalnih elementov ne smejo biti manjše kot 15cm. Navpični povezovalni elementi morajo biti izvedeni ob prostih robovih vsakega konstrukcijskega zidanega elementa in na obeh straneh katerekoli odprtine, večje $1,5 \text{ m}^2$. Če je potrebno, jih izvedemo v samem

elementu, da ne presežemo razdalje 5 m med posameznimi povezovalnimi elementi ter na stičiščih konstrukcijskih zidov, kadar je medsebojna razdalja med posameznimi povezovalnimi elementi večja od 1,5 m.

Površina prereza vzdolžne armature povezovalnih elementov naj ne bo manjša od 3 cm^2 oziroma ne manj od 1% površine elementa. Okrog vzdolžne armature morajo biti stremena premera najmanj 5 mm na razdalji, ki ni manjša od 15 cm.

6.1.4 Pravila za enostavne zidane stavbe

Glede na produkt zemeljskega pospeška in faktorja tal $a_g \cdot S$ na dani lokaciji in vrsto gradnje, se omeji dopustno število nadstropij nad tlemi, n , in se v obeh smereh zagotovi minimalna skupna površina prereza zidov, $A_{s,min}$. Le-ta se izrazi z odstotkom površine zidov glede na celo površino etaže, $p_{A,min}$.

Preglednica 7.1: Priporočeno dopustno število etaž nad nivojem terena in minimalna površina strižnih sten [%] za "enostavne zidane stavbe" (EN 1998-1 preg. 9.3)

Pospešek na lokaciji $a_g S$		$\leq 0,07 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,10 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,15 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,20 \cdot k \cdot g$
Vrsta gradnje	Število etaž n	Minimalna vsota površin vodoravnih prerezov strižnih sten v vsaki smeri, kot odstotek celotne površine etaže $p_{A,min}$.			
Nearmirano zidovje	1	2	2	3,5	n/s
	2	2	2,5	5	n/s
	3	3	5	n/s	n/s
	4	5	n/s	n/s	n/s
Poveznano zidovje	2	2	2,5	3	3,5
	3	2	3	4	n/s
	4	4	5	n/s	n/s
Armirano zidovje	5	6	n/s	n/s	n/s
	2	2	2	2	3,5
	3	2	2	3	5
Armirano zidovje	4	3	4	5	n/s
	5	4	5	n/s	n/s

Zasnova stavbe v tlorisu mora izpolnjevati naslednje pogoje: Tloris mora biti približno pravokoten. Razmerje med dolžino manjše stranice in dolžino daljše stranice ne sme biti manjše od minimalne vrednosti, $\lambda_{\min} \leq 0,25$. Površina prizidkov in dozidkov iz pravokotne oblike ne sme biti večja od odstotka $p_{\max} = 15\%$ celotne stropne površine nad obravnavanim nivojem.

Strižne stene stavbe morajo zadostovati naslednjim pogojem: Strižne stene, ki prevzemajo potresno obtežbo, morajo biti razporejene skoraj simetrično v obeh pravokotnih smereh. V obeh pravokotnih smereh morata stati vsaj dve pravokotni steni, ki sta daljši od 30% dolžine stavbe v smeri, v kateri stojita obravnavana zidova. Vsaj pri zidovih v eni smeri mora biti razdalja med njimi več kot 75% dolžine stavbe v drugi smeri. Strižne stene morajo prevzemati vsaj 75% navpične obtežbe. Stene za prevzem potresne obtežbe, morajo potekati zvezno od vrha stavbe do tal. V obeh pravokotnih smereh mora biti razlika med masama in površinama vodoravnega prereza strižnih sten dveh sosednjih etaž omejen na maksimalno vrednost $\Delta_{m,\max} > 20\%$ in $\Delta_{A,\max} > 20\%$.

Pri nearmiranih zidanih stavbah morajo biti zidovi v eni smeri povezani z zidovi v drugi smeri na razdalji, ki ni večja od 7m.

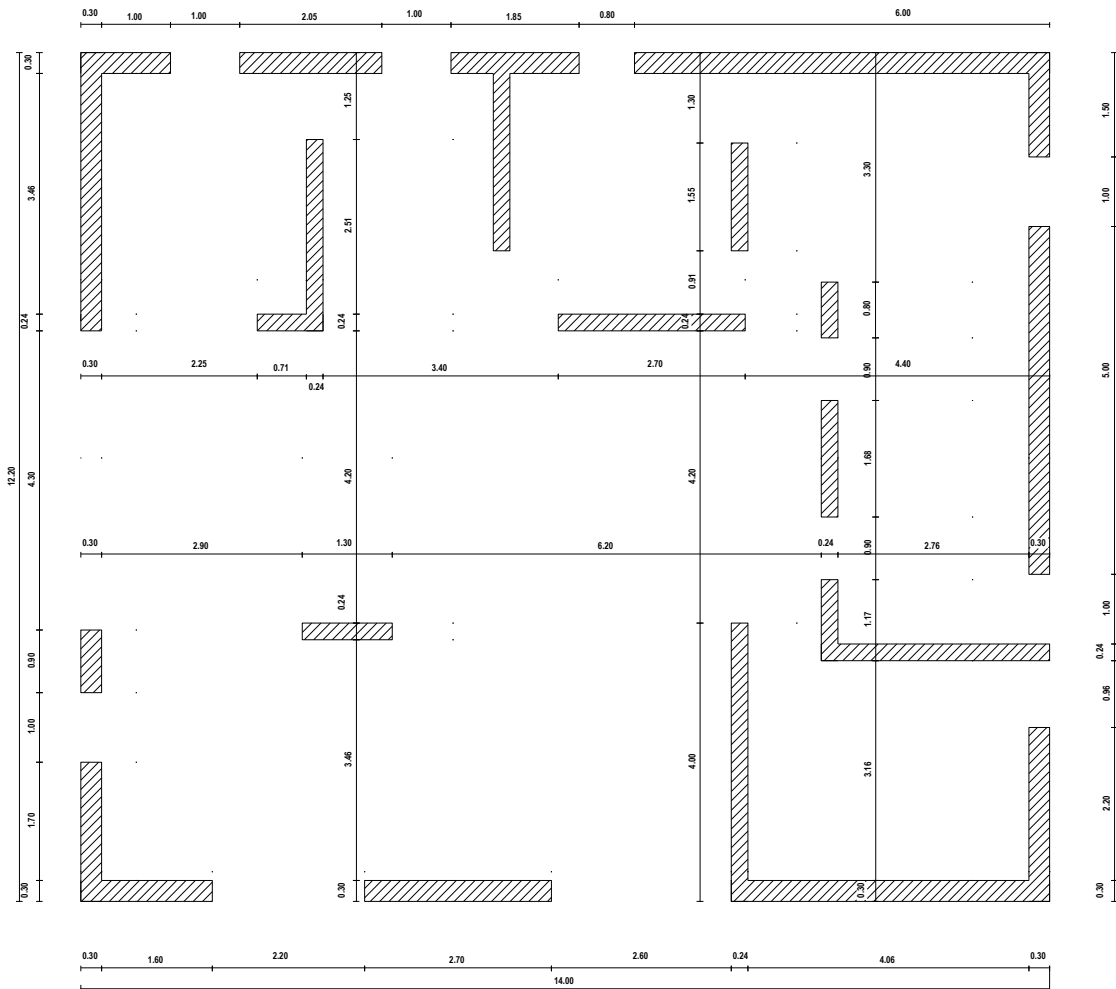
6.1.5 Kontrola pravil za enostavne zidane objekte

6.1.5.1 Kriterij višine objekta in potrebnega odstotka strižnih sten

Parametri, ki določajo odstotek sten v posamezni smeri, so: število polnih etaž je 2, faktor korekcije $k = 1$, faktor tal $S = 1,2$, projektni pospešek tal $a_{g,R} = 0,15 g$ in $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Iz tabele 6.1 je razvidno, da potrebujemo v vsaki smeri najmanj 3% strižnih sten.

Preglednica 7.2: Površina strižnih sten po smereh [m²] ter delež strižnih sten

	P sten	P etaže	p_A
Smer X	8,07	189,46	0,043
Smer Y	8,32	189,46	0,044



Slika 7.1: Strižne stene obravnavanega objekta

Iz preglednice 7.2 je razvidno, da je kriterij minimalnega deleža sten v posamezni etaži izpolnjen.

6.1.5.2 Kriterij zasnove stavbe

Tloris stavbe je pravokoten. Razmerje med dolžino in širino objekta je 0,87 kar je več od 0,25. Površina dozidkov ne presega 15%, kar znaša $1,68\text{m}^2$ v horizontalni smeri in 4m^2 v vertikalni smer.

6.1.5.3 Kriterij strižnih sten

Razporeditev sten ni simetrična. Predvsem v smeri y je desni notranji pas veliko bolj tog kot levi. Kljub omenjenemu, bi razporeditev še lahko vključili v omenjeno kategorijo.

V horizontalni smeri imamo dve steni dolžine, ki je večja od 30% dolžine objekta, kar je 4,2m. To sta steni dolžine 6 in 4,6m ki stojita na obodnih stenah zato je pogoj razmaka med njima tudi izpolnjen. V y smeri je minimalna dolžina dveh sten 3,6m. Imamo dve steni dolžine 4m in 5m, za kateri je tudi izpolnjen pogoj razdalje med njima.

Ker se debelina sten po posameznih etažah ne spreminja in ker je etažna višina posameznih etaž enaka, ni razlike v površini in masi sten med posameznimi etažami.

Zidovi so povezani z ostalimi zidovi na razdalji, ki ni večja od 7m.

Če primerjamo tloris strižnih sten s tlorisi posameznih etaž ugotovimo, da na notranjih pasovih v smeri x samo manjši del sten ustreza kriteriju strižnih sten. To je posledica odprtih, ki ne ležijo ena nad drugo v posameznih etažah. Ker sta ta dva pasova zaradi orientiranosti slemena, stropov in prostorov najbolj obremenjena, objekt ne izpolnjuje pogoja, da strižne stene prenašajo vsaj 70% navpične obtežbe.

7 ZAKLJUČEK

Pri izdelavi svojega diplomskega dela sem ugotovil, da je bilo kljub enostavnosti objekta, za dimenzioniranje potrebno multidisciplinarno znanje, saj objekt vključuje več tipov konstrukcij. Uporabljal sem les za strešno konstrukcijo, beton za medetažne elemente in nosilce, ki premoščajo obtežbe preko odprtih na zidane stene. Prav tako sem naletel na najrazličnejše matematične modele, in sicer: od najenostavnejših, prosto ležečih nosilcev in konzol do kompleksnih tridimenzionalnih modelov, npr. pri dimenzioniranju žlotnika in ploskovnih modelov pri AB plošči. Glede na vloženo delo in rezultate, ki sem jih dobil, sem ugotovil, da je izbira bolj kompleksnega računskega modela racionalna pri elementih, ki so večkrat zastopani na konstrukciji, kot špirovec pozicije 401, pri nekaterih pa pretirane natančnosti ne bi mogel upravičevati. Slednje se nanaša predvsem na rebričasti strop, ki sem ga skušal kar najbolj razčleniti, na koncu pa ugotovil, da so odstopanja rezultatov med posameznimi pozicijami manjša, kot jih lahko zajamemo pri armiranju. Pri takšnih primerih bi bilo smotrnejše na enem ali dveh kritičnih modelih določiti armaturo, za preostali del pa predpostaviti, da so notranje statične količine manjše, in uporabiti enako armaturo. Za podobno poenostavljeno metodo sem se odločil pri dimenzioniranju temeljev. Za določitev dejanskega napetostnega stanja bi bilo treba izdelati zahtevne modele celotnega objekta in izbrati obtežne primere, ki bi v vsaki točki vzdolž temeljev dajali največje vrednosti. Izdelava tako kompleksnega računskega modela pri takšni zgradbi ni smotrna, sploh ob dejstvu, da smo pri najbolj obremenjenem delu z dokaj konzervativnim prenosom obtežbe iz višjeležečih elementov na nižjeležeče zagotovili odpornost z minimalno potrebno armaturo v prerezu.

Izračun je pokazal, da konstrukcija v celoti ne ustreza pogojem dimenzioniranja. Najprej sem ugotovil, da je nosilnost stene pozicije 106 v kleti presežena. Možna izvedba bi bila z debeljenjem stene iz 24 cm na 30 cm ali pa z izvedbo armiranobetonskega stebra, ki bi prenesel obtežbo na temelje. Drugi zadržek sem opazil pri določanju potresne odpornosti. Ker odprtine v posameznih etažah v najbolj obremenjenih stenah ne ležijo ena nad drugo, nam zaradi pogoja strižnih sten ostane majhen del sten za prevzem seizmičnih obremenitev. Sicer je pogoj o minimalni površini strižnih sten, ki je v našem primeru 3 % površine etaže v vsaki smeri, zadoščeno, vendar te stene ne nosijo 70 % skupne vertikalne obtežbe. Za

zagotovitev potresne varnosti bi bilo treba izvesti natančnejši seizmični izračun ali pa, v kolikor je to mogoče, malo prestaviti odprtine.

VIRI

Ahlin, M., Bokal, L., Gložančev, A., e tal. 1998. Slovar slovenskega knjižnega jezika, Ljubljana, DZS: 1714 str.

Koler – Povh, T. 2005. Navodila za oblikovanje zaključnih študijev na FGG in navajanje virov., Univerza v Ljubljani, FGG: 24 str.

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, IZS: 1077 str.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M., 2005. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Univerza v Ljubljani, FGG: 361 str.

SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Desig of Structures, Concrete design manual, 2000, CSI California, USA. 142 str.

STANDARDI

SIST EN 1990	Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij
SIST EN 1991	Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije
SIST EN 1992	Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij
SIST EN 1995	Evrokod 5: Projektiranje Lesenih konstrukcij
SIST EN 1996	Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij
SIST EN 1997	Evrokod 7: Geotehnično projektiranje
SIST EN 1998	Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij.