

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Prašnikar, N., 2014. Projektiranje 13 nadstropne armiranobetonske poslovno - stanovanjske stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentorica Isaković, T., somentor Fischinger, M.): 147 str.

Datum arhiviranja:05-11-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Prašnikar, N., 2014. Projektiranje 13 nadstropne armiranobetonske poslovno - stanovanjske stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Isaković, T., co-supervisor Fishincer, M.): 147 pp.

Archiving Date: 05-11-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

NEJC PRAŠNIKAR

**PROJEKTIRANJE 13 NADSTROPNE
ARMIRANOBETONSKE POSLOVNO -
STANOVANJSKE STAVBE ZA SREDNJO STOPNJO
DUKTILNOSTI**

Diplomska naloga št.: 3407/KS

**DESIGN OF 13 - STORY REINFORCED CONCRETE
BUSINESS - RESIDENTIAL BUILDING FOR
DUCTILITY CLASS DCM**

Graduation thesis No.: 3407/KS

Mentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 24. 10. 2014

POPRAVKI

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVE

Podpisani Nejc Prašnikar izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom » Projektiranje 13 nadstropne poslovno-stanovanjske stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti«

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

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

Šentjernež, 5.10.2014

Nejc Prašnikar

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012-45_725:728.22(043.2)
Avtor:	Nejc Prašnikar
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isaković
Somentor:	prof. dr. Matej Fischinger
Naslov:	Projektiranje 13 nadstropne armiranobetonske poslovno-stanovanjske stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti
Obseg in oprema:	147 str., 129 pregl., 145 sl.
Ključne besede:	armiranobetonska stavba, plošča, T-prerez, stena, okvir, modalna analiza srednja stopnja duktilnosti

Izveček

V diplomski nalogi obravnavamo poslovno-stanovanjsko stavbo v Ljubljani. Stavba ima poleg kleti in pritličja še pet etaž namenjenih poslovnim prostorom in sedem etaž za stanovanjske namene. Streha je ravna in nepohodna. Nosilna konstrukcija je v celoti iz armiranega betona. Stropovi so izvedeni kot polne armiranobetonske plošče, ki jih podpirajo armiranobetonske stene brez odprtih in prostorski okvirji. Osredotočili smo se na analizo in dimenzioniranje tipičnih horizontalnih in vertikalnih nosilnih elementov. S pomočjo računskega modela, ki smo ga izdelali s programom SAP2000, smo najprej analizirali in dimenzionirali armiranobetonski strop v prvem nadstropju. Rezultate dimenzioniranja plošče smo na koncu prikazali na armaturnih načrtih.

Po dimenzioniranju plošče smo se lotili potresne analize konstrukcije za srednjo stopnjo duktilnosti. S programom SAP2000 smo izdelali dva ločena prostorska modela nosilne konstrukcije stavbe, in sicer linijskega in ploskovnega. Plošče in jedra ploskovnega modela smo modelirali s ploskovnimi elementi, medtem, ko smo pri linijskem modelu vse vertikalne nosilne elemente modelirali z linijskimi končnimi elementi, stropne plošče pa definirali kot toge diafragme. Po primerjavi rezultatov potresnih analiz med obema modeloma, smo se odločili, da za dimenzioniranje uporabimo rezultate ploskovnega modela. Sledi prikaz dimenzioniranja za okvir in jedro konstrukcije. Na koncu smo na podlagi analize in dimenzioniranja izdelali armaturne načrte za vse obravnavane konstrukcijske elemente.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALIST INFORMATION

UDC:	624.012-45_725:728.22(043.2)
Author:	Nejc Prašnikar
Supervisor:	prof. dr. Tatjana Isaković
Co-supervisor:	prof. dr. Matej Fischinger
Title:	Design of 13-storey reinforced concrete business-residential building for ductility class DCM
Notes:	147 p., 129 tab., 145 fig.
Key words	concrete building, plate, T-beam, walls, frame, ductility class medium, modal analysis

Abstract

This thesis discusses a business-residential building in Ljubljana. The building besides the basement and ground floor consists from six business type floors and seven residential floors. The roof is flat. Ceilings are made of solid reinforced concrete slabs supported by reinforced concrete walls without openings and surround reinforced concrete frames. We focus on the analysis and the design of typical horizontal and vertical elements of Eurocode standards. After modeling the structure with the program SAP2000 we analyze and design the concrete reinforced slab in the first floor. The design results are shown in the reinforcement plan.

The second part of the thesis focuses on seismic structural analysis for ductility class medium. In SAP2000 we create two separate spatial structure models, including a simplified linear model and a shell model. In the first model all load-bearing elements are modeled in a simplified manner using linear elements, whereas in the second model reinforced concrete slabs and walls are modeled as shell elements. After comparing the analysis results of both models, we choose the second one for further design analysis. In continuation we design quantity and distribution of concrete reinforcement in one core and one frame and display it in the reinforcement .

KAZALO VSEBINE

1	Uvod	1
2	KONSTRUKCIJA	2
2.1	Opis konstrukcije	2
2.2	Gradiva	5
2.2.1	Beton	5
2.2.2	Jeklo za armiranje	5
2.3	Krovni sloj betona	5
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	7
3.1	Lastna in stalna obtežba	7
3.1.1	Medetažna stropna konstrukcija stanovanjskega dela	7
3.1.2	Medetažna stropna konstrukcija pritličja in poslovnega dela	8
3.1.3	Plošča stopnišnega jedra in podest	8
3.1.4	Stopniščna rama	9
3.1.5	Strešna konstrukcija	10
3.2	Koristna obtežba	11
3.3	Obtežba snega	13
3.5	Potresna obtežba	14
3.5.1	Značilnosti tal	14
3.5.2	Potresni vpliv	14
3.5.3	Projektni spektri za elastično analizo z reduciranimi silami	15
3.5.4	Izračun mas po etažah	17
3.5.5	Faktor obnašanja	21
4	ANALIZA KONSTRUKCIJE	23
4.1	Računski model	23
4.1.1	Linijski model	32
4.1.2	Ploskovni model	35
4.1.3	Nihajni časi in nihajne oblike	38
4.1.4	Omejitev poškodb	42
4.1.5	Vpliv teorije drugega reda	44
4.2	Dimenzioniranje medetažne AB plošče	45
4.2.1	Kontrola celotne prečne sile	47
4.2.1	Krovni sloj betona	48
4.2.2	Vplivi na AB ploščo	49
4.2.4	Obtežne kombinacije	54

4.2.6	Analiza rezultatov in dimenzioniranje	55
4.3	Dimenzioniranje okvirja.....	69
4.3.2	Upogibna armatura	73
4.3.4	Strižna armatura	111
4.4	Dimenzioniranje jedra J1	131
5	Zaključek.....	146
VIRI	147

KAZALO SLIK

Slika 1: Tipičen tloris stanovanjskega dela	3
Slika 2: Tipičen tloris poslovnega dela	3
Slika 3: Tloris javnega pritličja	3
Slika 4: Prerez B-B.....	4
Slika 5: Prerez A-A.....	4
Slika 6: Karta potresne nevarnosti Slovenije	14
Slika 7: Spekter pospeškov	16
Slika 8: Ploskovni in linijski model	23
Slika 9: Značilen tloris etaže 0 in 1	24
Slika 10: Značilen tloris etaž 2-6	24
Slika 11: Značilen tloris etaž 7-12 in strehe	24
Slika 12: Vzdolžni prerez v osi 1	25
Slika 13: Prečni prerez v osi A	25
Slika 14: Tloris pritličja(označitev elementov).....	26
Slika 15: Jedro J1	26
Slika 16: Prerez J1, etaža -1 do 1 Prerez J1, etaža 1 do 6	27
Slika 17: Prerez J1, etaža 6 do strehe.....	27
Slika 18: Jedro J2	28
Slika 19: Prerez J2 Prerez J2, etaža 1 do strehe	28
Slika 20: Jedro J3	29
Slika 21:Prerez J3, etaža -1 do 1 Prerez J3, etaža 1 do 6	29
Slika 22: Prerez J3, etaža 6 do strehe.....	30
Slika 23: Prerezi stebrov S1	30
Slika 24: Prerez stebrov S2.....	31
Slika 25: Prerez grede G.....	31
Slika 26: Linijski model, prikazan z debelino prerezov in žični linijski model	32
Slika 27: Prerez jedra v pritličju in karakteristike prereza.....	33
Slika 28: Toga vez	33
Slika 29: Upoštevanje razpokanosti AB elementov	34
Slika 30: Prerez gred	34
Slika 31: Ploskovni model	35
Slika 32: Upoštevanje razpokanosti prečnih prerezov	36
Slika 33: Section cut jedra J1 ob vpetju.....	37
Slika 34: 1. nihajna oblika	40
Slika 35: 2. nihajna oblika	40
Slika 36: 3. nihajna oblika	40
Slika 37: 1. nihajna oblika	41
Slika 38: 2. nihajna oblika	41
Slika 39: 3. nihajna oblika	41
Slika 40: Tloris plošče skupine 1	45
Slika 41: Tloris plošče skupine 2	46
Slika 42: Tloris plošče skupine 3	46
Slika 43: Tloris strešne plošče oz. plošče skupine 4.....	46

Slika 44: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 1	49
Slika 45: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 2	49
Slika 46: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 3	49
Slika 47: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 4	50
Slika 48: Obtežni primer 1(OP1)	51
Slika 49: Obtežni primer 2(OP2)	52
Slika 50: Obtežni primer 3(OP3)	52
Slika 51: Stanovanja: Linijska obtežba stopnišča	53
Slika 52: Diagram upogibnih momentov	53
Slika 53: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov M_{xx}	55
Slika 54: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov M_{yy}	55
Slika 55: Ovojnica negativnih upogibnih momentov M_{xx}	56
Slika 56: Ovojnica negativnih upogibnih momentov M_{yy}	56
Slika 57: Plošča stopniščnega jedra (POZ202) Značilno polje plošče	57
Slika 58: Razdelitev plošče na pozicije	57
Slika 59: Dimenzije POZ 204	58
Slika 60: Robni pogoji za stalno obtežbo	59
Slika 61: Robni pogoji za spremenljivo obtežbo	60
Slika 62: Robni pogoji za izračun negativnih momentov nad podporami	61
Slika 63: Hahnove tabele Rezultati programa Sap2000	62
Slika 64: Zgornja armatura POZ204	66
Slika 65: Spodnja armatura POZ204	66
Slika 66: Shema okvira	69
Slika 67: 1,35G+1,5Q 1,0 E	70
Slika 68: Shema posameznih sklopov	71
Slika 69: 1,0G +0,3Q	74
Slika 70: 1,0E	74
Slika 71: Ovojnica upogibnih momentov stalne in spremenljive obtežbe	74
Slika 72: Merodajni upogibni momenti sklopa 1	75
Slika 73: Potrebna upogibna armatura	75
Slika 74: Sodelujoča širina pasnice gred v oseh D in G	75
Slika 75: Sklop 1: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče D in G	76
Slika 76: Sklop 1: armatura gred v oseh D in G	78
Slika 77: Sklop 1: Upogibna nosilnost grede v oseh D in G	78
Slika 78: Sodelujoča širina pasnice v oseh E in F	79
Slika 79: Sklop 1: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče E in F	80
Slika 80: Sklop1: armatura gred v oseh E in H	81
Slika 81: Sklop 1: upogibna nosilnost grede v oseh E in H	81
Slika 82: Sklop 1: Izbrana upogibna armatura grede v polju	82
Slika 83: Sklop 1: upogibna nosilnost grede v polju	82
Slika 84: Merodajni upogibni momenti sklopa 2	83
Slika 85: Potrebna upogibna armatura gred sklopa 2	83
Slika 86: Sodelujoča širina pasnice gred v oseh D in G	83
Slika 87: Sklop 1: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče D in G	84
Slika 88: Sklop 2: armatura grede v oseh D in G	85

Slika 89: Sklop 2: upogibna nosilnost prereza v oseh D in G	86
Slika 90: Sodelujoča širina pasnice v oseh E in F	86
Slika 91: Sklop 2: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče E in F	87
Slika 92: Sklop 2: armatura v oseh E in F	88
Slika 93: Sklop 2: upogibna nosilnost grede v oseh E in F	89
Slika 94: Sklop 2: Izbrana upogibna armatura grede v polju.....	89
Slika 95: Sklop 2: upogibna nosilnost grede v polju.....	90
Slika 96: Merodajni upogibni momenti stebrov sklopa 3	91
Slika 97: Merodajni upogibni momenti stebrov sklopa 3	91
Slika 98: Sodelujoča širina pasnice gred v oseh D in G.....	91
Slika 99: Sklop 3: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče D in G	92
Slika 100: Sklop 3: izbrana armatura v vozliščih D in G	93
Slika 101: Sklop 3: upogibna nosilnost gred v vozliščih D in G.....	94
Slika 102: Sodelujoča širina pasnice v oseh E in F	95
Slika 103: Sklop 3: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče E in F	96
Slika 104: Sklop 3: armatura gred v oseh E in F	97
Slika 105: Sklop 3: upogibna nosilnost gred v oseh E in F	97
Slika 106: Sklop 3: upogibna nosilnost grede v polju.....	98
Slika 107: Shema stebrov po sklopih	99
Slika 108: Potek upogibnih momentov v stebrih: 1,0E 1,35G+1	100
Slika 109: Minimalna upogibna armatura stebra sklopa 2	101
Slika 110: Diagram upogibnega momenta in osne sile za kombinacijo 1,35G+1,5Q	102
Slika 111: Diagram upogibnega momenta in osne sile za kombinacijo 1,0Q+0,3Q	102
Slika 112: Diagram upogibnega momenta in osne sile za potresno obtežbo 1,0E.....	102
Slika 113: Interakcijski diagram prereza stebra S19.....	103
Slika 114: Izbrana armatura stebrov sklopa 1	104
Slika 115: Interakcijski diagram upogibne nosilnosti stebrov sklopa 1	105
Slika 116: Izbrana armatura stebrov sklopa 2	107
Slika 117: Interakcijski diagram upogibne nosilnosti stebrov sklopa 2	107
Slika 118: Izbrana armatura stebrov sklopa 3	109
Slika 119: Interakcijski diagram upogibne nosilnosti stebrov sklopa 3.....	109
Slika 120: Pozicija grede G1	111
Slika 121: Prečne sile G1: 1,0G+0,3Q	111
Slika 122: Prečne sile G1: 1,0E.....	111
Slika 123: Prečne sile G1: 1,35G+1,5Q.....	111
Slika 124: Ovojnica prečnih sil	112
Slika 125: Merodajne prečne sile	113
Slika 126: Prečne sile stebra S3: 1,0G+0,3Q 1,35G+1,5Q	123
Slika 127: Prečne sile stebra S3: 1,0E	123
Slika 128: Ovojnica prečnih sil v stebrih.....	124
Slika 129: Strižna armatura kritičnega območja stebra S3	127
Slika 130: Izbrana prečna armatura ob vpetju	129
Slika 131: prerez 1(nivo -1 do 1) prerez 2 (nivo 1 do 6) prerez 3(nivo 6 do 13)	131
Slika 132: Osne sile	132

Slika 133: Prečne sile $V_{Ed, X}$	132
Slika 134: Prečne sile $V_{Ed, Y}$	133
Slika 135: Upogibni momenti $M_{Ed, Y}$	133
Slika 136: Upogibni momenti $M_{Ed, X}$	134
Slika 137: Prikaz RE: prerez 1 prerez 2.....	136
Slika 138: Minimalna armatura robnega elementa RE1	138
Slika 139: Minimalna armatura robnega elementa RE2	138
Slika 140: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi X, na koti 4,35 m	140
Slika 141: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi Y, na koti 4,35 m	141
Slika 142: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi X, na koti 8,55 m	142
Slika 143: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi Y, na koti 8,55 m	142
Slika 144: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi X, na koti 12,75 m	144
Slika 145: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi Y, na koti 12,75 m	144

KAZALO TABEL

Tabela 1: Kategorija uporabe	11
Tabela 2: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb	12
Tabela 3: Nadomestna porazdeljena obtežba	13
Tabela 4: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji	16
Tabela 5: Vrednosti φ za račun $\psi E, i$	17
Tabela 6: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe	17
Tabela 7: Mase in masni vztrajnostni momenti po etažah	20
Tabela 8: Osnovne vrednosti faktorja za sisteme, ki so pravilni po višini	21
Tabela 9: Linijski model: Nihajni časi in efektivne mase	38
Tabela 10: Ploskovni model: Nihajni časi in efektivne mase.....	39
Tabela 11: Omejitev poškodb(Center mas).....	42
Tabela 12: Omejitev poškodb(T(0,0)).....	43
Tabela 13: Teorija drugega reda	44
Tabela 14: Etažne prečne sile.....	47
Tabela 15: Lastna in stalna obtežba	50
Tabela 16: Koristna obtežba	51
Tabela 17: Koristna obtežba	52
Tabela 18: Kontrola upogibnih momentov za steber S19	103
Tabela 19: Kontrola upogibnih obremenitev in upogibna nosilnost stebrov sklopa 1	105
Tabela 20: Kontrola upogibnih obremenitev in upogibna nosilnost stebrov sklopa 2	108
Tabela 21: Kontrola upogibnih obremenitev in upogibna nosilnost stebrov sklopa 3	110
Tabela 22: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "PLUS" smer potresa	113
Tabela 23: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "MINUS" smer potresa	113
Tabela 24: Strižna armatura gred sklopa 1.....	119
Tabela 25: Strižna armatura gred sklopa 2.....	121
Tabela 26: Strižna armatura gred sklopa 3.....	122
Tabela 27: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "PLUS" smer potresa	125
Tabela 28: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "MINUS" smer potresa	125
Tabela 29: Izbrana strižna armatura stebrov	130

1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo nosilne elemente trinajst nadstropne armiranobetonske poslovno-stanovanjske stavbe v Ljubljani. Stavba je bila zasnovana v sodelovanju z arhitektom in do ustrezne zasnove je bilo potrebnega nekaj usklajevanja.

Obravnavana 50,85 m visoka stavba je velikih tlorisnih dimenzij, in sicer 15,5 m x 70,4. Je večnamenska stavba, ki poleg javnega pritličja in kleti, namenjene za parkirne prostore, vsebuje tudi poslovne in stanovanjske prostore. Vzdolž sredine tlorisa so razporejena tri armiranobetonska jedra, namenjena za stopnišča in dvigala, ki poleg okvirja predstavljajo primarno nosilno konstrukcijo stavbe. Prerez jeder se po višini konstrukcije spreminja, prav tako se z višino postopoma zmanjšuje prerez stebrov, dimenzije gred pa so po celotni konstrukciji enake.

Nosilno konstrukcijo stavbe analiziramo in dimenzioniramo skladno z Evrokod standardi in pripadajočimi nacionalnimi dodatki. Pri tem se osredotočimo na preverjanje mejnega stanja nosilnosti.

Posebna pozornost je namenjena potresni analizi stavbe. Za izdelavo modela in analizo konstrukcije uporabimo program SAP2000, ki temelji na metodi končnih elementov in omogoča modalno analizo s spektri odziva. Pri linearni analizi odziva konstrukcije na potresni vpliv, je poseben poudarek namenjen ustreznosti predpostavke o osni togosti etažnih plošč, predvsem zaradi osnovne značilnosti obravnavane stavbe, ki ima izrazito podolgovat tloris, z vmesnimi oslavitvami, ki jih predstavljajo odprtine jeder.

Za potresno analizo konstrukcije torej izdelamo dva modela. Pri prvem, linijskem modelu, vse vertikalne nosilne elemente, vključno s stenami, modeliramo z linijskimi končnimi elementi, stropne plošče pa definiramo kot toge diafragme. Mase pri tem skoncentriramo v centru mas posamezne etaže. V drugem primeru stene in plošče modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi in s tem upoštevamo dejansko osno togost plošče, potresno obtežbo posamezne etaže pa razporedimo po vozliščih plošče.

Sledi primerjava prostorskih modelov konstrukcije. Med seboj primerjamo nihajne čase, nihajne oblike in efektivne mase konstrukcije. Na podlagi dobljenih rezultatov se odločimo, da za nadaljnjo analizo uporabimo ploskovni računski model konstrukcije.

Analizo armiranobetonske stropne konstrukcije predstavimo za ploščo prvega nadstropja, kjer je plošča predvsem zaradi kategorije prostora najbolj obremenjena. Za analizo uporabimo ploskovni potresni model konstrukcije, ki ga ustrezno modificiramo tako, da upoštevamo nerazpokanost nosilnih elementov in upoštevamo ustrezne obtežne kombinacije.

V nadaljevanju sledi analiza in dimenzioniranje okvirja in jedra obravnavane stavbe, pri čemer upoštevamo navodila standarda Evrokod 8. Za določitev potrebne količine upogibne armature uporabimo program DIAS(»Program za analizo armiranobetonskih prereзов« IKPIR, FAGG, 1999«).

Količino in razporeditev armature v plošči, okvirju in steni na koncu prikažemo na armaturnih načrtih.

2 KONSTRUKCIJA

2.1 Opis konstrukcije

V diplomski nalogi obravnavam stavbo, ki naj bi se nahajala ob Tržaški cesti v Ljubljani, sestavljajo pa jo garažni, pisarniški in stanovanjski prostori.

Nad javnim pritličjem, z etažno višino 4,35 m, je najprej 5 etaž namenjenih pisarniškim prostorom, naprej pa se 7 etaž nadaljujejo stanovanjski prostori. Etažni višini pisarniških in stanovanjskih prostorov znašata 4,2 m in 3,6 m. Pod pritličjem ima stavba vkopano tudi eno etažo namenjeno za parkirne prostore. Njena etažna višina znaša 4 m.

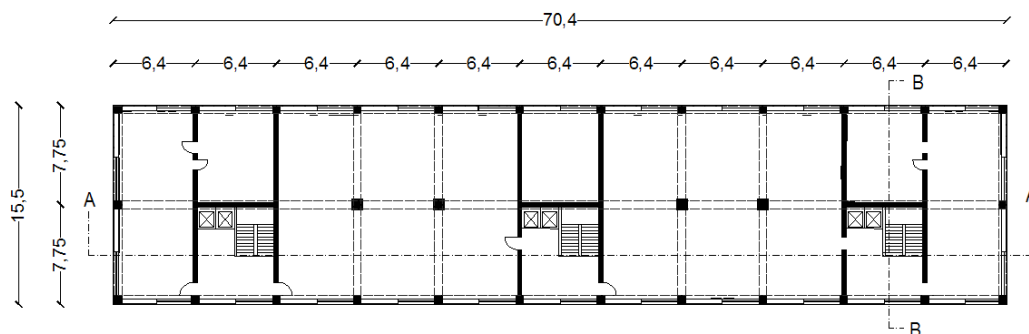
Tloris stavbe je precej podolgovat, in sicer tlorisnih dimenzij 70,4 m x 15,5 m, v višino pa meri 50,85 m. Nosilna konstrukcija stavbe je sestavljena iz treh AB jeder in okvirne AB konstrukcije. Stropna plošča je izvedena kot polna AB plošča debeline 20 cm, ki obtežbo preko gred, dimenzij 65/35 cm, prenaša na stebre različnih dimenzij oz. stene jeder, katerih debelina povsod znaša 35 cm. Dimenzije prerezov stebrov zunanjih okvirjev prvih 5 etaž znašajo 55/55 cm, nato štiri etaže 40/40 cm in zadnje štiri etaže 35/35 cm. Enako se po etažah spreminjajo prerezi stebrov notranjih okvirjev, in sicer iz prereza dimenzij 75/75 cm, na 60/60 cm in nazadnje na 40/40 cm. Stene jeder so temeljene na pasovnih temeljih, medtem ko so stebri okvirov temeljeni na točkovnih.

Predelne stene so izdelane iz mavčnih plošč, med katerimi je zvočna oz. toplotna izolacija iz lahkega materiala. Težo predelnih sten, ki ne znaša več kot 2 kN/m, lahko zato v analizi upoštevamo kot porazdeljeno obtežbo in jo prištejemo h koristni obtežbi.

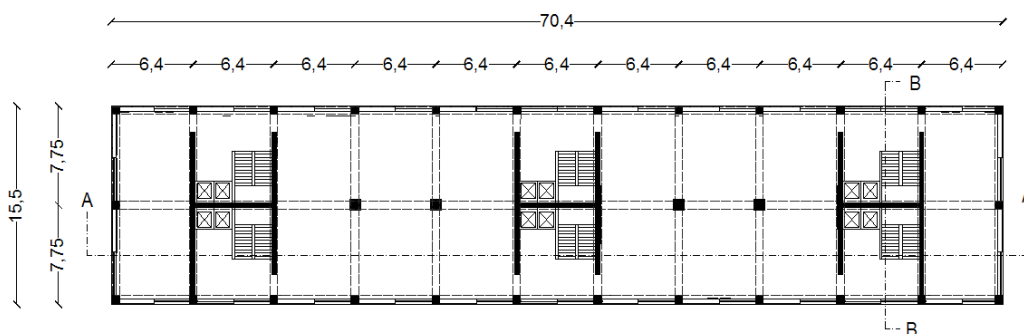
Streha je ravna in nepohodna.

Arhitekturne podloge

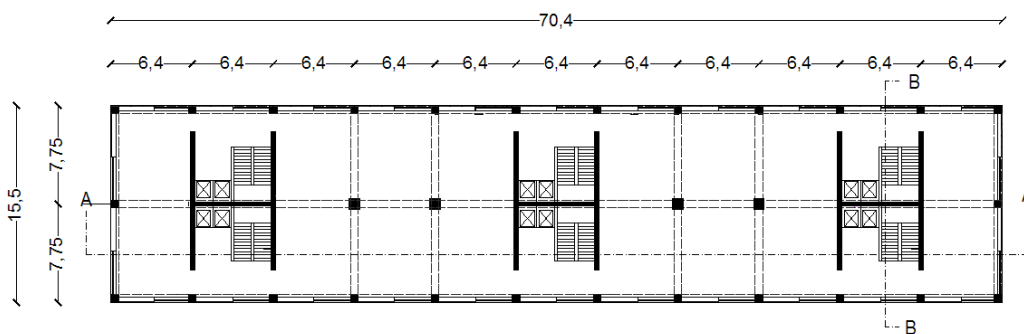
Na slikah 1, 2 in 3 so prikazani tipični tlorisi stavbe, na slikah 4 in 5 pa prečni oz. vzdolžni prerez stavbe. Dimenzije so podane v metrih.



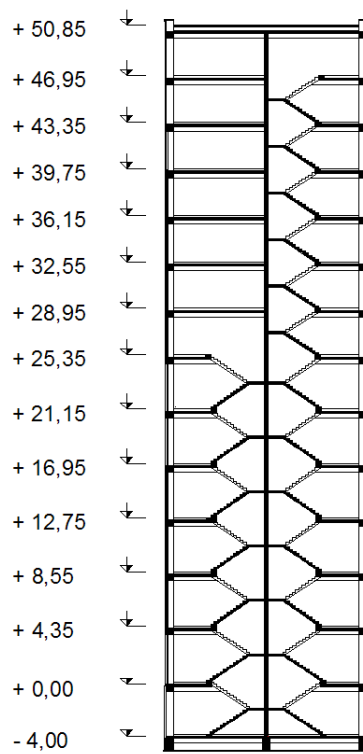
Slika 1: Tipičen tloris stanovanjskega dela



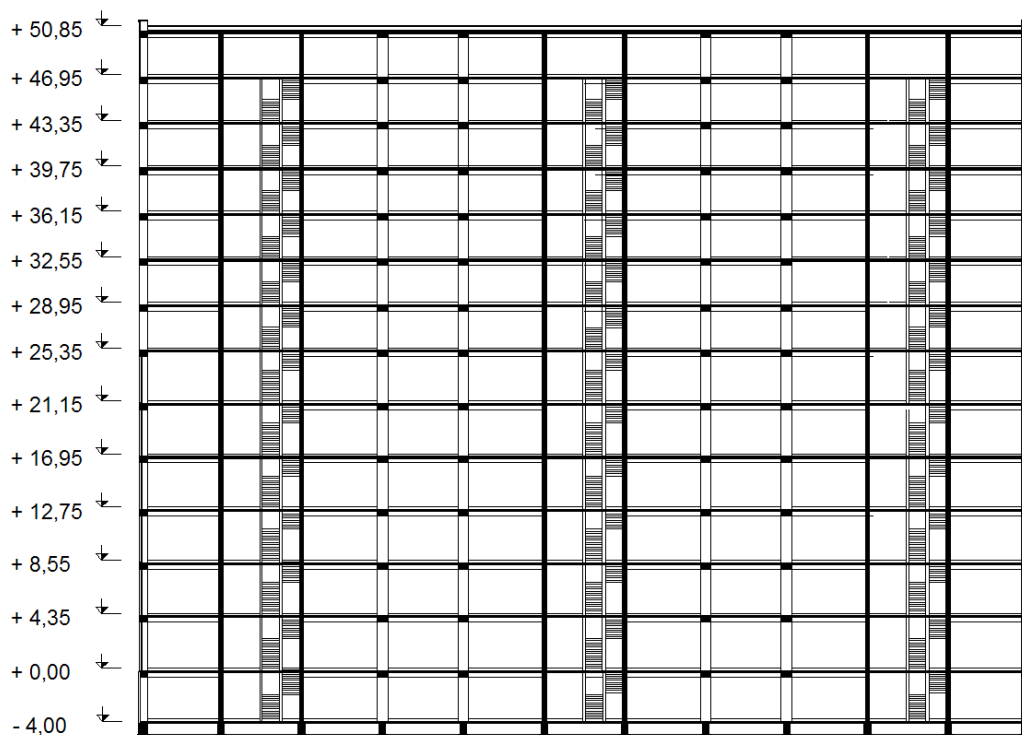
Slika 2: Tipičen tloris poslovnega dela



Slika 3: Tloris javnega pritličja



Slika 4: Prerez B-B



Slika 5: Prerez A-A

2.2 Gradiva

Uporabljena gradiva in njihove karakteristične vrednosti.

2.2.1 Beton

Nosilna konstrukcija stavbe je izvedena iz betona kvalitete C40/50, ki ima po SIST EN 1992-1-1:2005 naslednje mehanske lastnosti:

- specifična teža: $\gamma_c = 25 \frac{kN}{m^3}$
- elastični modul 28 dni starega betona: $E_{cm} = 35 GPa$
- poissonov količnik: $\nu = 0,2$
- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določenega na valju: $f_{ck} = 40 MPa$
- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona določenega na kocki: $f_{ck} = 50 MPa$
- srednja vrednost nazivne natezne trdnosti betona: $f_{ck} = 3,5 MPa$

2.2.2 Jeklo za armiranje

Konstrukcijski elementi so armirani z jeklom kvalitete S500, ki ima po SIST EN 1992-1-1:2005 naslednje mehanske lastnosti:

- specifična teža: $\gamma_s = 78,5 \frac{kN}{m^3}$
- elastični modul jekla: $E_s = 200 GPa$
- karakteristična meja elastičnosti: $f_{yk} = 50 \frac{kN}{cm^2}$

2.3 Krovni sloj betona

Pri določanju krovnega sloja betona upoštevamo priporočila točke 4.4.1 iz SIST EN 1992-1-1:2005 .

Določi se kot vsota najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Za c_{min} je potrebno upoštevati večjo izmed vrednosti, ki sta potrebni glede na zahteve prijemnosti in pogojev okolja.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja glede na zahteve prijemnosti $c_{min,b}$ določimo v odvisnosti od premera armaturnih palic, in sicer v odnosu $c_{min,b} = \phi_{palice}$. Najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja označujemo s simbolom $c_{min,dur}$, njegova vrednost pa je odvisna

od razreda izpostavljenosti konstrukcije. Sam sem upošteval priporočilo standarda, ki priporoča razred konstrukcije S4(projektna življenjska doba 50 let) in pa razred izpostavljenosti XC1, ki velja za beton v stavbah z nizko vlažnostjo. S $\Delta c_{dur,\gamma}$ označujemo dodatni varnostni sloj, katerega priporočena vrednost v nacionalnem dodatku znaša 0 mm. Prav tako sta priporočeni vrednosti $\Delta c_{dur,st}$ in $\Delta c_{dur,add}$, ki se nanšata na zmanjšanje debeline krovne plasti zaradi uporabe nerjavečega jekla oz. zaradi uporabe dodatne zaščite krovne plasti enaki 0 mm.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive na konstrukcijo določimo z upoštevanjem standarda Evrokod 1 - SIST EN 1992-1-1:2004:

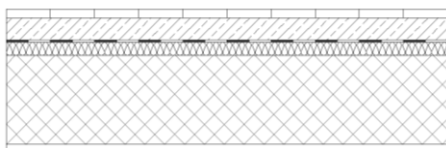
Vplivi na konstrukcije: 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

Potresne vplive določimo po standardu Evrokod 8 - SIST EN 1998-1-1:2006: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: 1. Del: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.

3.1 Lastna in stalna obtežba

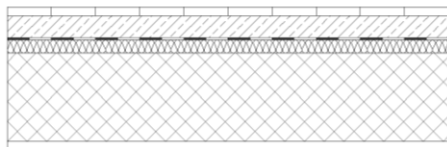
Lastno težo upoštevamo med stalne nepomične vplive, ki se skozi življenjsko dobo konstrukcije ne spreminja. K stalni obtežbi pripisujemo težo nekonstrukcijskih elementov, kot so finalna obdelava, estrih, izolacija itd. Težo posameznih elementov izračunamo ob upoštevanju njihove prostorninske teže.

3.1.1 Medetažna stropna konstrukcija stanovanjskega dela



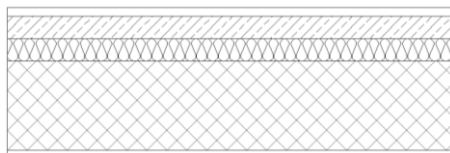
Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ masivni parket	0,02 m	0,134 kN/m ²
▪ cementni estrih	0,05 m	1,2 kN/m ²
▪ PVC	/	/
▪ TI in ZI	0,03 m	0,05 kN/m ²
▪ AB plošča	0,2 m	5 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,36 kN/m ²
Skupaj:		6,74 kN/m ²

3.1.2 Medetažna stropna konstrukcija pritličja in poslovnega dela



Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ keramika	0,015 m	0,375 kN/m ²
▪ cementni estrih	0,05 m	1,2 kN/m ²
▪ PVC	/	/
▪ TI in ZI	0,03 m	0,05 kN/m ²
▪ AB plošča	0,2 m	5 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,36 kN/m ²
Skupaj:		6,99 kN/m ²

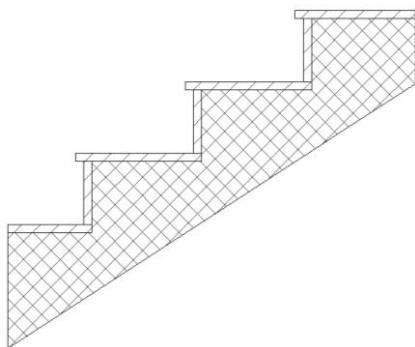
3.1.3 Plošča stopniščnega jedra in podest



Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ granit	0,02 m	0,56 kN/m ²
▪ cementni estrih	0,05 m	1,2 kN/m ²
▪ TI in ZI	0,03 m	0,05 kN/m ²
▪ AB plošča	0,2 m	5 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,36 kN/m ²
Skupaj:		7,17 kN/m ²

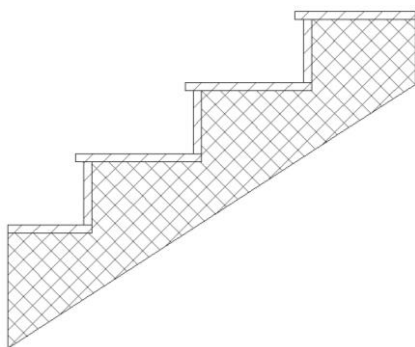
3.1.4 Stopniščna rama

3.1.4.1 Pritličje($\check{s}=25$ cm, $v= 16,73$ cm, $\varphi=33^\circ$)



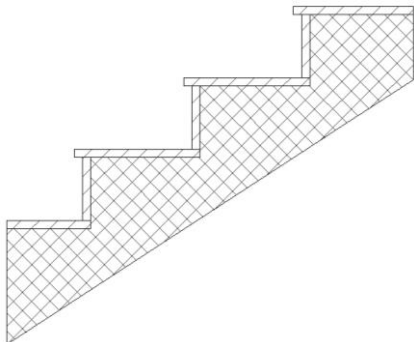
Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ granit	0,02 m	0,99 kN/m ²
▪ stopnice 25 x 16,73 cm	/	2,09 kN/m ²
▪ AB plošča	0,2 m	5,96 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,43 kN/m ²
Skupaj:		9,47 kN/m ²

3.1.4.2 Poslovni del($\check{s}=25$ cm, $v= 17,5$ cm, $\varphi=34^\circ$)



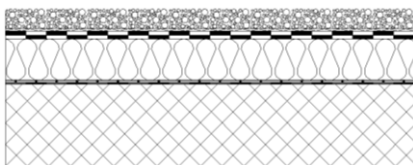
Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ granit	0,02 m	1,00 kN/m ²
▪ stopnice 25 x 17,5 cm	/	2,19 kN/m ²
▪ AB plošča	0,2 m	6,03 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,44 kN/m ²
Skupaj:		9,66 kN/m ²

3.1.4.3 Stanovanjski del(\check{s} =25 cm, v = 16,36 cm, φ =33°)



Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ granit	0,02 m	0,97 kN/m ²
▪ stopnice 25 x 16,36 cm	/	2,05 kN/m ²
▪ AB plošča	0,2 m	5,96 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,43 kN/m ²
Skupaj:		9,41 kN/m ²

3.1.5 Strešna konstrukcija



Sestava:	Debelina:	Teža:
▪ prodnato nasutje	0,05 m	1,35 kN/m ²
▪ ločilni sloj	/	/
▪ hidroizolacija	/	/
▪ toplotna izolacija	0,1 m	0,02 kN/m ²
▪ parna zapora	/	/
▪ AB plošča	0,2 m	5 kN/m ²
▪ omet	0,02 m	0,36 kN/m ²
Skupaj:		6,73 kN/m ²

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo konstrukcije predstavlja vsa premična in spremenljiva obtežba, ki je posledica teže ljudi, pohištva, predelnih sten, strojev ipd. Razporeditev koristne obtežbe pa mora biti taka, da na konstrukcijo vpliva najneugodnejše.

Karakteristične vrednosti koristne obtežbe glede na namembnost posameznih površin določimo na osnovi standarda SIST EN 1991-1-1. Glede na namen uporabe prostora najprej izberemo kategorijo površine in nato na podlagi le-te določimo vrednost koristne obtežbe. Opis kategorij prostorov je prikazan v *tabeli 1*.

Tabela 1: Kategorija uporabe

Kategorija	Opis uporabe	Primeri
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B, D)	C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah.. C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v predavalnicah, gledališčih, cerkvah... C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, hotelih... C4: Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri C5: Površine na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami...
D	Trgovine	D1: Površine v trgovini na drobno D2: Površine v veleblagovnicah

Na podlagi zgornje tabele pritličje uvrstimo v kategorijo C1, pisarniški del stavbe v kategorijo B in stanovanja v kategorijo A.

Na podlagi izbranih kategorij prostorov, s pomočjo *tabele 2*, določimo karakteristične vrednosti obtežb.

Tabela 2: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb

Kategorije površin		$q_k \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	$Q_k [kN]$
A	▪ tla na splošno	2,0	2,0
	▪ stopnice	2,0	2,0
	▪ balkoni	2,5	2,0
B		3,0	4,5
C	▪ C1		
	▪ C2		
	▪ C3	3,0	4,0
	▪ C4	4,0	4,0
	▪ C5	5,0	4,0
D	▪ D1	5,0	7,0
	▪ D2	7,5	4,5
		5,0	

Vrednost karakteristične ploskovne obtežbe pritličja in pisarniških prostorov znašata $3 \frac{kN}{m^2}$, vrednost ploskovne obtežbe stanovanjskih prostorov pa $2 \frac{kN}{m^2}$.

Strehe so po dostopnosti razdeljene v tri kategorije. V obravnavanem primeru gre za streho, dostopno le za normalno vzdrževanje in popravila, zato spada v kategorijo H. Za le-to standard priporoča karakteristično vrednost $q_k = 0,4 \frac{kN}{m^2}$.

Po standardu se lahko ob pogoju, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, teža predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba q_k in se prišteje koristni obtežbi. Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten.

Tabela 3: Nadomestna porazdeljena obtežba

Lastna teža predelnih sten:	Nadomestna porazdeljena obtežba:
$\leq 1,0 \frac{kN}{m^2}$	$0,5 \frac{kN}{m^2}$
$\leq 2,0 \frac{kN}{m^2}$	$0,8 \frac{kN}{m^2}$
$\leq 3,0 \frac{kN}{m^2}$	$1,2 \frac{kN}{m^2}$

Teža predelnih sten ne presega $2,0 \frac{kN}{m^2}$, zato vrednost nadomestne karakteristične ploskovne obtežbe znaša $0,8 \frac{kN}{m^2}$.

3.3 Obtežba snega

Vpliv obtežbe snega določimo po priporočilih standarda Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

Obravnavana stavba se nahaja v Ljubljani, ki spada v cono A2, za katero se karakteristična vrednost obtežbe snega na tleh s_k določi s pomočjo naslednje enačbe:

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

A ... nadmorska višina, ki za Ljubljano znaša 300m

Končna obtežba snega, ki upošteva še oblikovni koeficient μ , koeficient izpostavljenosti C_e in termični koeficient C_t , pa se določi za naslednjo enačbo:

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \frac{kN}{m^2} = 1,21 \frac{kN}{m^2}$$

μ za ravne strehe in simetrično obtežbo znaša $\mu = 0,8$

C_e za običajen teren standard priporoča vrednost $C_e = 1,0$

C_t streha ne predstavlja posebno velikih toplotnih izgub, zato izberemo vrednost $C_t = 1,0$

3.5.3 Projektni spektri za elastično analizo z reduciranimi silami

Projektni spekter po EC8 izhaja iz elastičnega spektra pospeškov. Vrednost spektra je navzdol omejena, tako da spektralni pospešek ne more biti manjši od $0,2 \cdot a_g$.

Projektni spekter za elastično analizo z reduciranimi silami za razliko od elastičnega spektra upošteva redukcijo potresnih sil zaradi dodatne nosilnosti in sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo. Projektne potresne sile so v primerjavi, v primerjavi z tistimi, ki bi se pojavile pri elastičnem obnašanju zmanjšane s faktorjem obnašanja q . Le-ta je odvisen od duktilnosti konstrukcije in faktorja dodatne nosilnosti, ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo, ki jo zahteva predpis. Projektni spekter za elastično analizo z reduciranimi silami je določen z naslednjimi izrazi:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g, \beta = 0,2 \\ T \geq T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \end{aligned}$$

a_g ... projektni pospešek za tla tipa A

S ... parameter tal

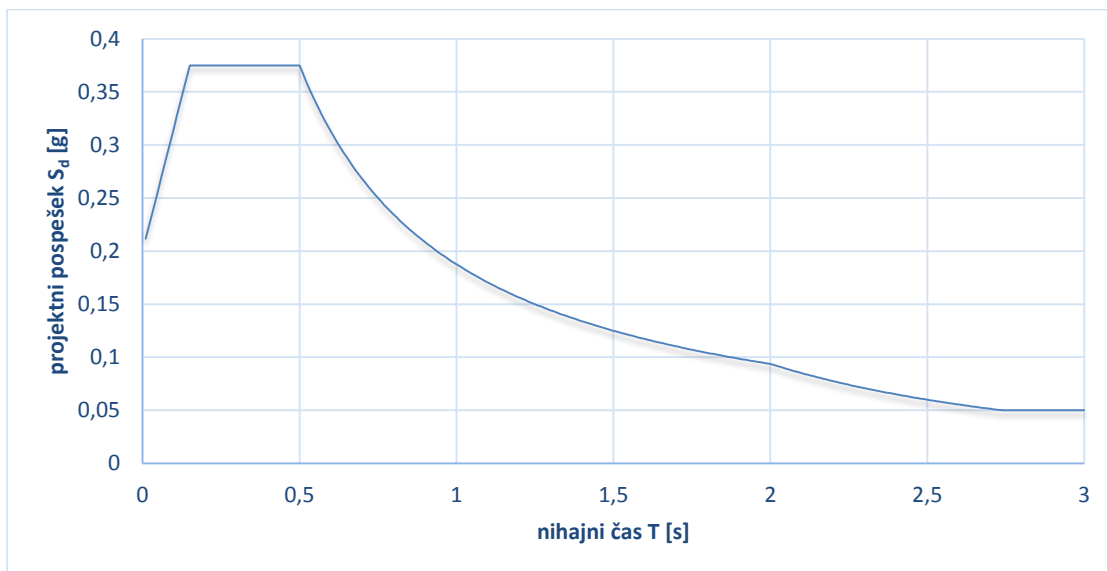
T_B, T_C, T_D ... karakteristični nihajni časi spektra

Na podlagi dejstva, da naj bi se konstrukcija nahajala v Ljubljani, s pomočjo potresne karte Slovenije določimo projektni pospešek tal tipa A, in sicer znaša $a_g = 0,25$. Pri izbiri kategorije tal upoštevamo, da bo stavba grajena na prodnatih tleh, zato izberemo tip tal – B. Na podlagi tipa tal, nato določimo parameter tal $S = 1,2$ in karakteristične nihajne čase $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,5$ s in $T_D = 2,0$ s.

Tabela 4: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji

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

Pri izrisu projektnega spektra pospeškov je upoštevana vrednost faktorja obnašanja $q = 2,0$, ki je izračunan v točki 2.5.7.1.



Slika 7: Spekter pospeškov

3.5.4 Izračun mas po etažah

Pri določanju potresne obtežbe se upoštevajo vse mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov (enačba 3.17, SIST EN 1998-1):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer je $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i , definiran v odstavku 4.2.4 v EC8-1:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Koeficienti za $\psi_{E,i}$ upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ v času potresa ni prisotna po celotni konstrukciji in da je sodelovanje le-te pri nihanju konstrukcije zmanjšano zaradi podajne povezave med njimi. Vrednosti φ so podane v tabeli 4.2 v EC8-1.

Tabela 5: Vrednosti φ za račun $\psi_{E,i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F in arhivi		1,0

Faktorje $\psi_{2,i}$ določimo s pomočjo tabele priporočenih vrednosti, za različne kategorije prostorov.

Tabela 6: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe

	Vpliv	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (SIST EN 1991-1-1)	Kategorija A: stanovanja	0,3
	Kategorija B: pisarne	0,3
	Kategorija H: strehe	0
Obtežba snega na stavbah (SIST EN 1991-1-3)	Kraji z nadmorsko višino nad 1000 m	0,2
	Kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0

V obravnavam primeru torej za kombiniran vpliv spremenljive obtežbe za stanovanjski in pi-sarniški del upoštevamo faktor $\psi_2 = 0,3$, za streho pa $\psi_2 = 0$. Potresni vpliv pa se s snegom ne kombinira, saj se stavba nahaja v Ljubljani, kjer nadmorska višina ne presega 1000 m.

Pri določanju faktorja φ upoštevamo, da so etaže zasedene neodvisno, zato za stanovanjski in poslovni del upoštevamo vrednost faktorja $\varphi = 0,5$, za streho pa $\varphi = 1,0$.

V nadaljevanju je prikazan izračun mas za šesto etažo obravnavane stavbe. Vrednosti za ostale etaže pa so podane v tabeli.

Izračun mase za etažo 6 (kota +25,35 m):

- Stalna obtežba:

- Stropna plošča :

$$G_1 = A_1 \cdot g_{p1} + A_2 \cdot g_{p2} = 950,54m^2 \cdot 6,74 \frac{kN}{m^2} + 86,31m^2 \cdot 7,17 \frac{kN}{m^2} = 7025,49 kN$$

- Stopnice:

$$G_2 = A_3 \cdot g_{st1} = 22,275 m^2 \cdot 9,66 \frac{kN}{m^2} = 215,18 kN$$

- Podest:

$$G_3 = A_4 \cdot g_{p2} = 11,95 m^2 \cdot 7,17 \frac{kN}{m^2} = 85,67 kN$$

- Jedra:

$$G_4 = \sum_i \left(\frac{h_i}{2} \cdot A_i + \frac{h_{i-1}}{2} \cdot A_{i-1} \right) \cdot \gamma_b = \left[\frac{3,6}{2} \cdot (9,96 + 12,08 + 10,43) + \frac{4,2}{2} \cdot (2 \cdot 10,76 + 10,17) \right] \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 3130,45 kN$$

- Grede:

$$G_5 = \sum_i L_i \cdot b \cdot h \cdot \gamma_b = (2 \cdot 70,4m + 6 \cdot 15m + 6 \cdot 6,15m + 2 \cdot 6,325m) \cdot 0,35m \cdot 0,45m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 742,176 kN$$

- Stebri:

$$G_6 = \sum_i \left(\frac{h_i}{2} \cdot a_i^2 + \frac{h_{i-1}}{2} \cdot a_{i-1}^2 \right) \cdot \gamma_b = \left[\frac{3,6}{2} \cdot (4 \cdot 0,75^2 + 26 \cdot 0,55^2) + \frac{4,2}{2} \cdot (4 \cdot 0,60^2 + 26 \cdot 0,40^2) \right] \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 749,175 kN$$

- Fasada ($g_{fas} = 1,2 \frac{kN}{m^2}$):

$$G_7 = \sum_i \left(\frac{h_i + h_{i-1}}{2} \cdot L \right) \cdot g_{fas} = \left(\frac{3,6 + 4,2}{2} m \cdot 171,8m \right) \cdot 1,2 \frac{kN}{m^2} = 804,02 kN$$

▪ Spremenljiva obtežba:

- Stropna plošča ($q_{pl} = 2,8 \frac{kN}{m^2}$):

$$Q_1 = A_1 \cdot q_{pl} = 950,54 \text{ m}^2 \cdot 2,8 \frac{kN}{m^2} = 2661,51 \text{ kN}$$

- Plošča v stopniščnem jedru:

$$Q_2 = A_2 \cdot q_{pl} = 86,31 \text{ m}^2 \cdot 2,8 \frac{kN}{m^2} = 241,67 \text{ kN}$$

- Stopniščna rama:

$$Q_3 = A_3 \cdot q_{rame} = 22,275 \text{ m}^2 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} = 44,55 \text{ kN}$$

- Podest:

$$Q_4 = A_4 \cdot q_{podest} = 11,95 \text{ m}^2 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} = 23,90 \text{ kN}$$

▪ Skupaj:

$$G_{VI} = \sum_{i=1}^7 G_i = 12798,46 \text{ kN}$$

$$Q_{VI} = \sum_{i=1}^4 Q_i = 2903,18 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} W_{VI} &= G_{VI} + \sum_i \psi_{Ei} \cdot Q_{Ki} = G_{VI} + \sum_i \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{Ki} = 12798,46 \text{ kN} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2903,18 \text{ kN} \\ &= 13233,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$m_{VI} = \frac{W_{VI}}{g} = \frac{13233,94 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 1349,03 \text{ ton}$$

Za izvedbo potresne analize na linijskem modelu pa potrebujemo še masni vztrajnostni moment, ki ga izračunamo na naslednji način:

$$m_{\varphi} = m \cdot r^2 = m \cdot \frac{I_x + I_y}{A}$$

Vrednosti I_x , I_y in A za etažo 6 znašajo:

$$I_x = 21614,08 \text{ m}^4 \quad I_y = 426498,49 \text{ m}^4 \quad A = 1036,85 \text{ m}^2$$

Masni vztrajnostni moment $m_{\varphi,VI}$:

$$\begin{aligned} m_{\varphi,VI} &= m_{VI} \cdot r^2 = m_{VI} \cdot \frac{I_x + I_y}{A} = 1349,03 \text{ ton} \cdot \frac{21614,08 \text{ m}^4 + 426498,49 \text{ m}^4}{1036,85 \text{ m}^2} \\ &= 583029,77 \text{ tonm}^2 \end{aligned}$$

Izračunano maso in masni vztrajnostni moment posamezne etaže nato v linijskem modelu dodelimo masnemu središču, ki pa ga nato premaknemo še za predpisano slučajno ekscentričnost.

Mase in masni vztrajnostni momenti za ostale etaže so prikazane v tabeli 9.

Tabela 7: Mase in masni vztrajnostni momenti po etažah

Etaža	Center mas(m)		A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	m(ton)	m _φ (tonm ²)
	X _{CM}	Y _{CM}					
E1	35,1	7,75	977,8	21316	400204	1440	620953
E2	35,1	7,75	977,8	21316	400204	1439	620407
E3	35,1	7,75	977,8	21316	400204	1439	620407
E4	35,1	7,75	977,8	21316	400204	1439	620407
E5	35,1	7,75	977,8	21316	400204	1439	620407
E6	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1349	583030
E7	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1296	560304
E8	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1296	560304
E9	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1296	560304
E10	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1284	555110
E11	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1272	549916
E12	35,2	7,84	1036,9	21614	426498	1272	549916
E13	35,2	7,75	1091,2	21847	450680	1122	485724

3.5.5 Faktor obnašanja

Vrednosti faktorja obnašanja q se razlikujejo za različne materiale in različne konstrukcijske sisteme glede na ustrezne stopnje duktilnosti. Lahko je različna v različnih vodoravnih smereh, vendar v vseh mora biti uporabljena ista opredelitev duktilnosti.

Izpelje se ga za vsako smer, na naslednji način:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

kjer q_0 predstavlja osnovno vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, faktor k_w pa upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, ker je pri nizkih stenah zaradi prevladujočega strižnega obnašanja sposobnost sipanja energije manjša kot pri visokih.

Tabela 8: Osnovne vrednosti faktorja za sisteme, ki so pravilni po višini

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

Pri tem pa α_u in α_1 predstavljata faktorja, s katerim se pomnoži vodoravni potresni vpliv tako, da pride do plastičnega porušnega mehanizma oz. da se v konstrukciji pojavi prvi plastični členek.

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \quad \text{za okvire in okvirno ekvivalentne mešane sisteme} \\ 0,5 \leq \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1,0 \quad \text{za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in} \\ \quad \text{torzijsko podajne sisteme} \end{array} \right\},$$

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu. Določimo ga z naslednjim izrazom:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi},$$

kjer je

h_{wi} višina stene »i«

l_{wi} dolžina prereza stene »i«

3.5.5.1 Izračun faktorja obnašanja

Obravnavan konstrukcijski sistem je torzijsko podajen, kar je mogoče razbrati iz tabele 8, v točki 2.5.5, saj je druga nihajna oblika pretežno torzijska.

Na podlagi dejstva, da konstrukcijo projektiramo kot srednje duktilno in da je konstrukcijski sistem torzijsko podajen, iz tabele 5 izberemo osnovno vrednost faktorja obnašanja $q_0 = 2,0$. V nadaljevanju je prikazan izračun faktorja obnašanja za vsako smer posebej.

- Smer X:

$$\alpha_0 = \frac{3 \cdot 54,55 \text{ m}}{3 \cdot 6,4 \text{ m}} = 8,5$$

$$k_w = 0,5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} = \frac{1 + 8,5}{3} = 3,2 \leq 1,0 \rightarrow k_w = 1,0$$

$$q = q_0 \cdot k_w = 2,0 \cdot 1,0 = 2,0$$

- Smer Y:

Dolžine sten se po konstrukciji v smeri Y spreminjajo, zato sem pri računu faktorja α_0 upošteval največje dolžine, saj je vrednost faktorja obnašanja na ta način na varni strani.

$$\alpha_0 = \frac{6 \cdot 54,55 \text{ m}}{11,5 \text{ m} + 13,85 \text{ m} + 15,5 \text{ m} + 13,85 \text{ m} + 11,5 \text{ m} + 13,5 \text{ m}} = 4,1$$

$$k_w = 0,5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} = \frac{1 + 4,1}{3} = 1,7 \leq 1,0 \rightarrow k_w = 1,0$$

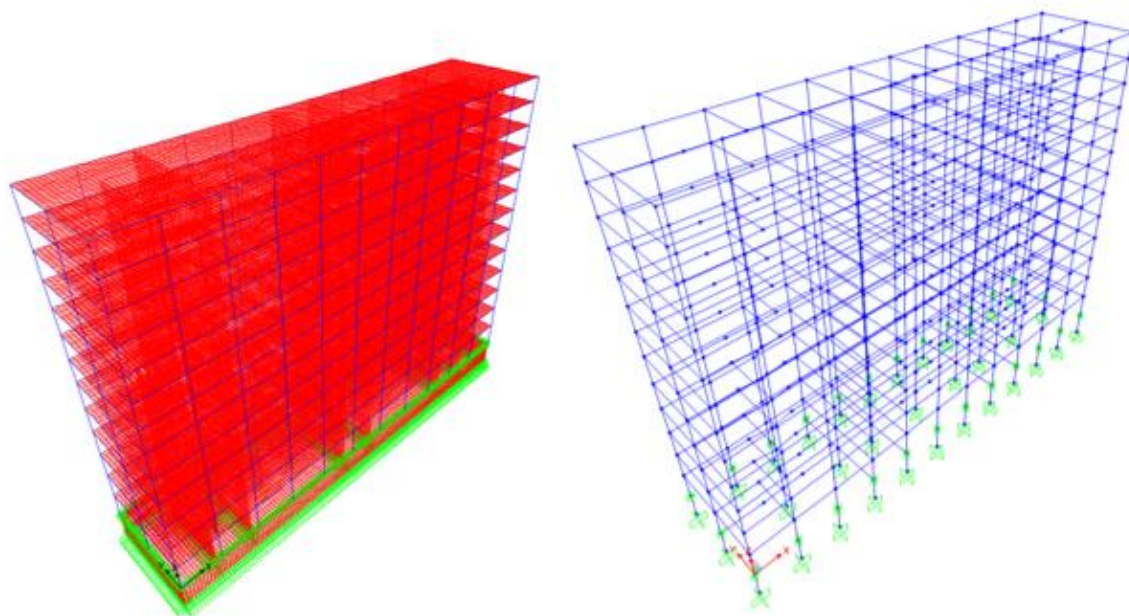
$$q = q_0 \cdot k_w = 2,0 \cdot 1,0 = 2,0$$

Vrednost faktorja obnašanja q je v obeh smereh enaka in znaša $q = 2,0$.

4 ANALIZA KONSTRUKCIJE

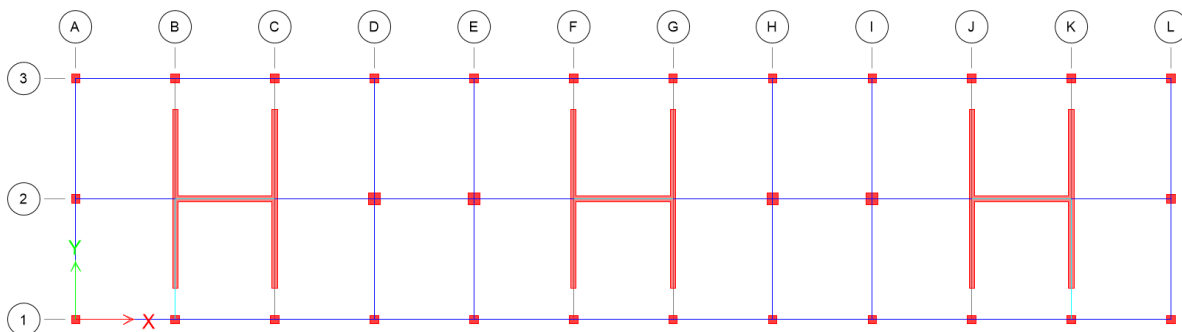
4.1 Računski model

Tloris obravnavane konstrukcije je zelo podolgovat, in sicer dimenzij 70,4 x 15,5 m, zato bi pri potresnem projektnem stanju lahko prišlo do zvijanja stropne plošče in predpostavka toge stropne diafragme ne bi bila upravičena. Člen standarda **4.3.1(4)** namreč predpisuje, da se za stropno diafragmo lahko predpostavi, da je toga, če vodoravni pomiki, izračunani z modelom, ki upošteva dejansko vodoravno togost pomikov, dobjenih ob predpostavki toge diafragme, pri projektnih potresnih obremenitvah ne presegajo za več kot 10%. Za potresno analizo konstrukcije zato izdelamo dva prostorska modela, in sicer linijskega in ploskovnega. Za izdelavo obeh uporabimo program SAP2000. Slika obeh modelov je prikazana na sliki 8.

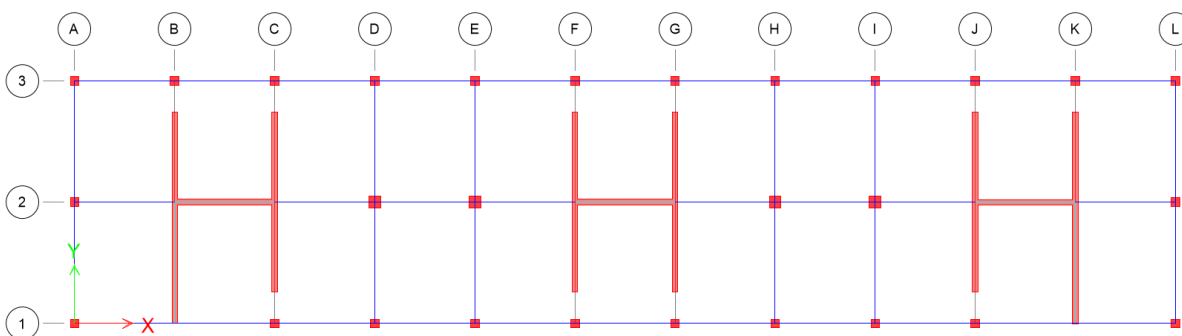


Slika 8: Ploskovni in linijski model

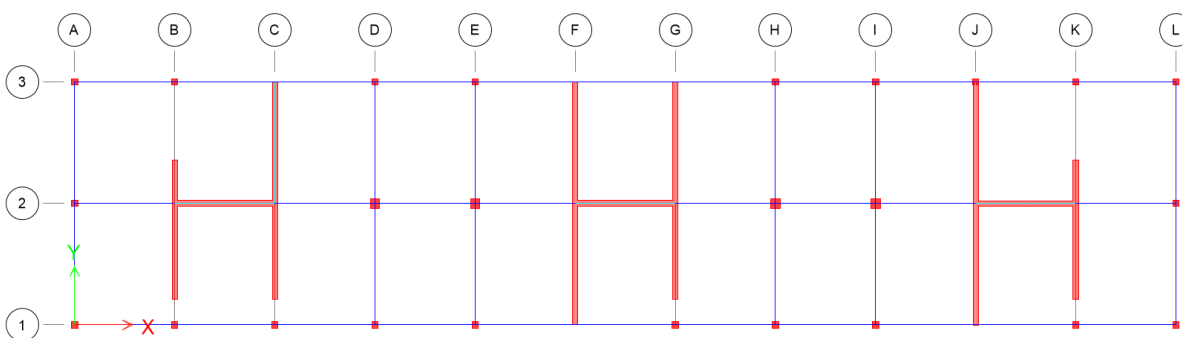
Na slikah od 9-13 so prikazani značilni prerezi nosilne konstrukcije stavbe.



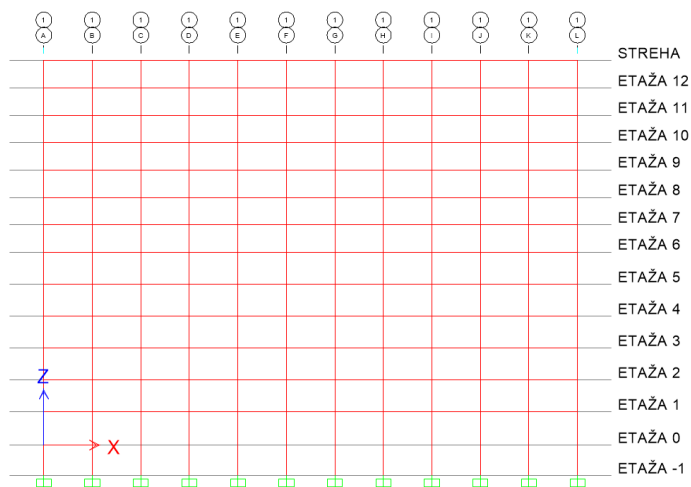
Slika 9: Značilen tloris etaže 0 in 1



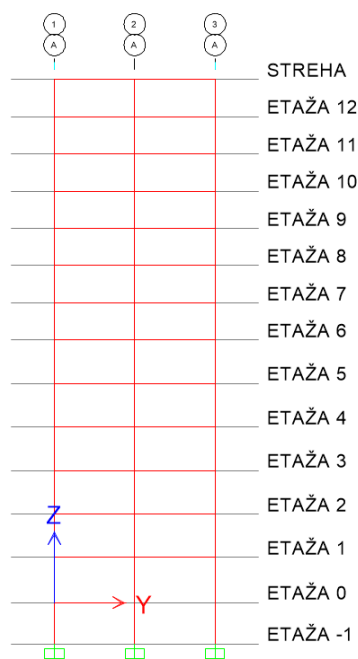
Slika 10: Značilen tloris etaž 2-6



Slika 11: Značilen tloris etaž 7-12 in strehe

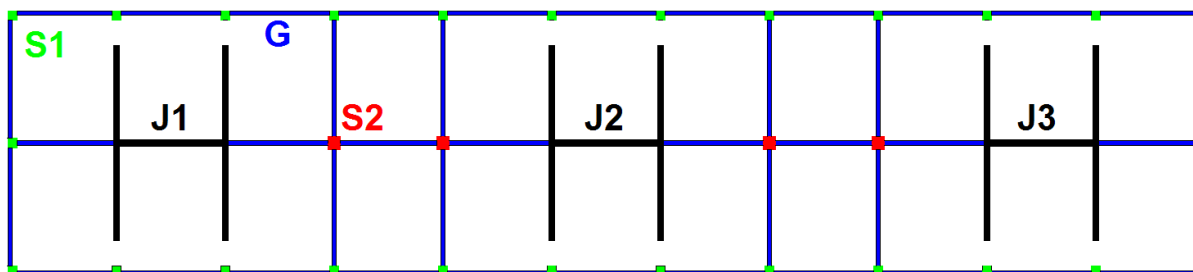


Slika 12: Vz dolžni prere z v osi 1



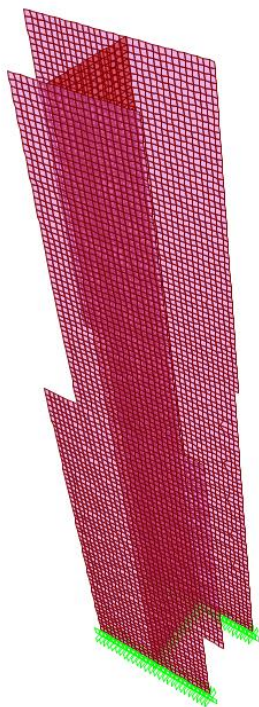
Slika 13: Prečni prere z v osi A

Na tlorisu, ki je prikazan na sliki 14 so označene skupine posameznih nosilnih elementov, ki jih bom predstavil v nadaljevanju. Skupina S1 predstavlja robne stebre, skupina S2 notranje stebre, skupina G grede in J1, J2, J3 predstavljajo jedra.



Slika 14: Tloris pritličja(označitev elementov)

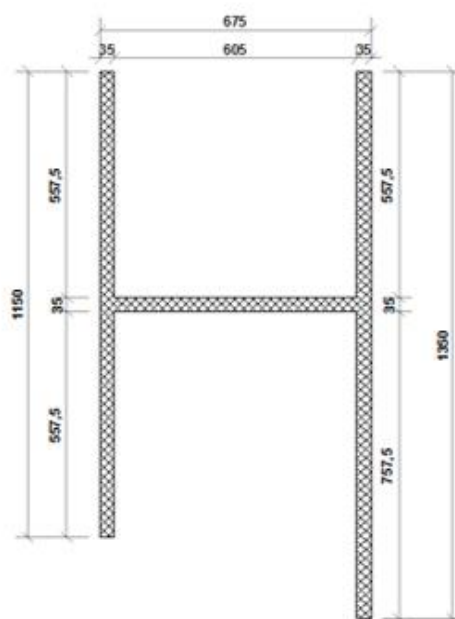
Jedro J1 ima tri različne prečne preseze. Prvi poteka od temeljev do etaže 1, drugi od etaže 1 do etaže 6 in tretji od etaže 6 do strehe. Celotno jedro in posamezni presezi so predstavljeni na slikah od 15 do 17.



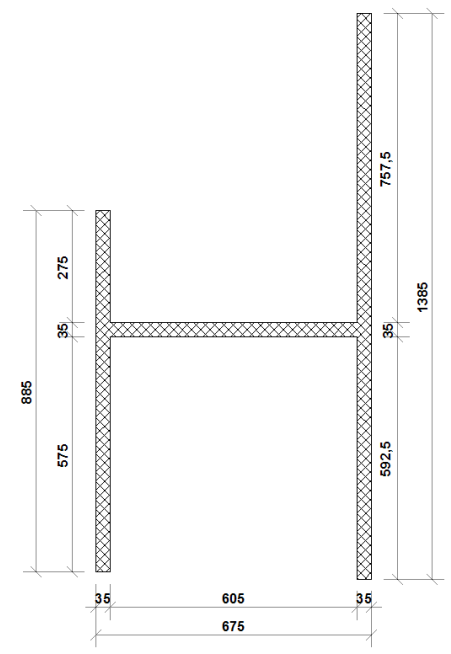
Slika 15: Jedro J1



Slika 16: Prerez J1, etaža -1 do 1

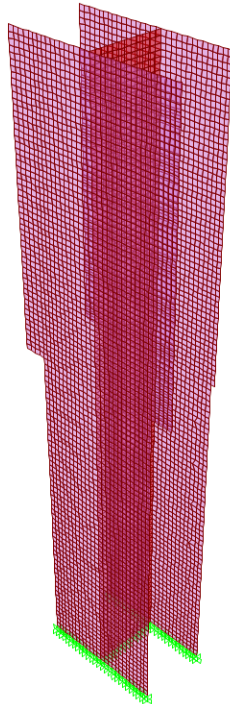


Prerez J1, etaža 1 do 6

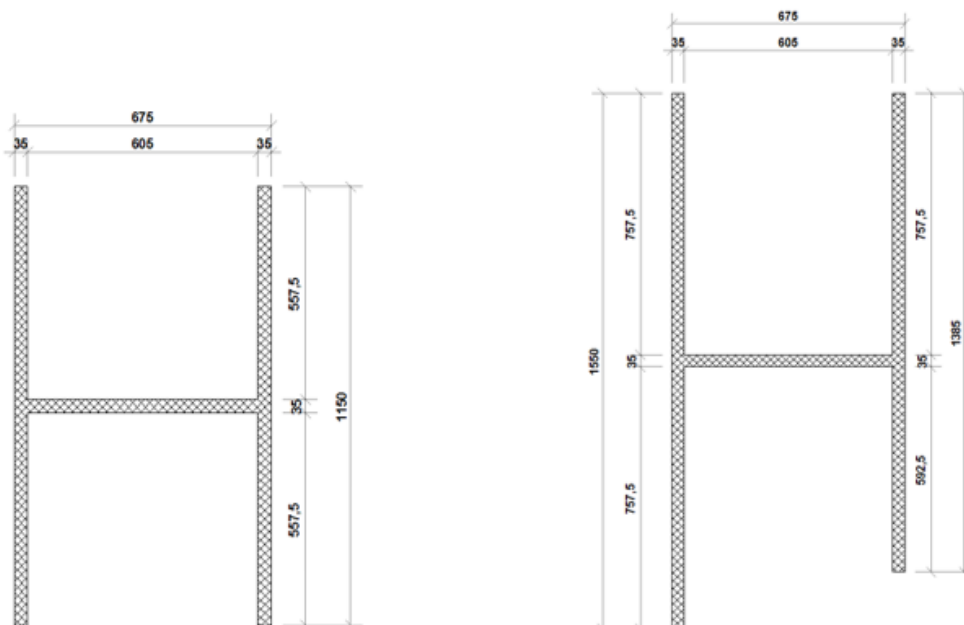


Slika 17: Prerez J1, etaža 6 do strehe

Jedro J2 ima za razliko od jedra J1 in J2 samo dva različna prereza. Prvi prerez poteka od temelja do etaže 6, drugi pa od tod do strehe. Podrobneje je to prikazano na slikah 18 in 19.



Slika 18: Jedro J2



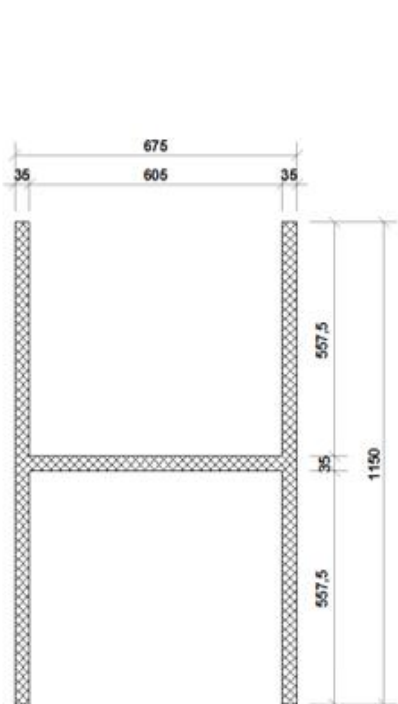
Slika 19: Prerez J2

Prerez J2, etaža 1 do strehe

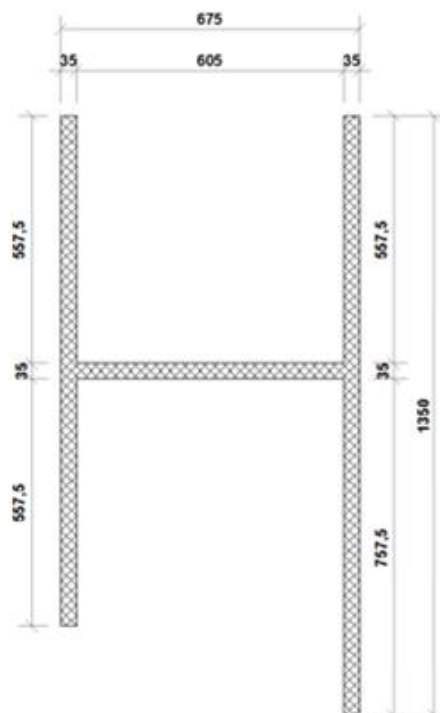
Podobno kot jedro J1 ima jedro J3 tri različne prečne prereze. Prvi poteka od temeljev do etaže 1, drugi od etaže 1 do etaže 6 in tretji od etaže 6 do strehe. Celotno jedro in posamezni prerezi so predstavljeni na slikah od 20 do 22.



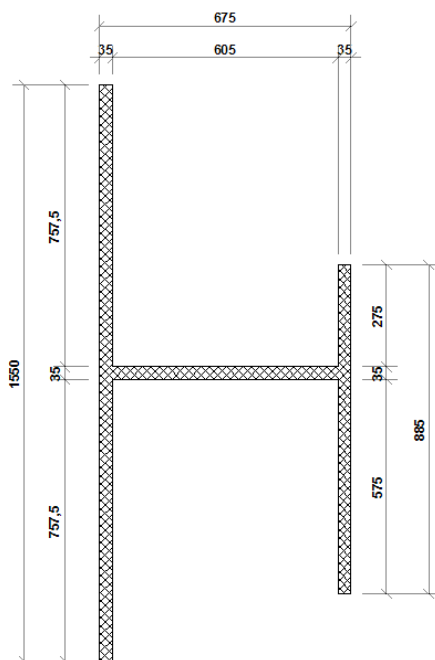
Slika 20: Jedro J3



Slika 21: Prerez J3, etaža -1 do 1

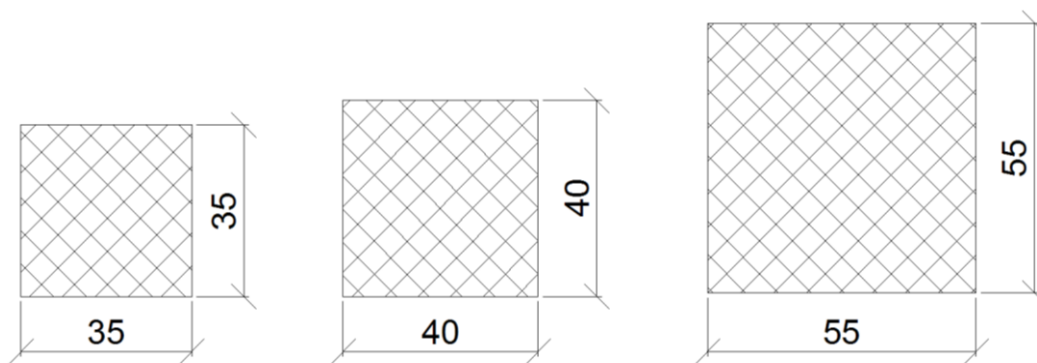


Prerez J3, etaža 1 do 6

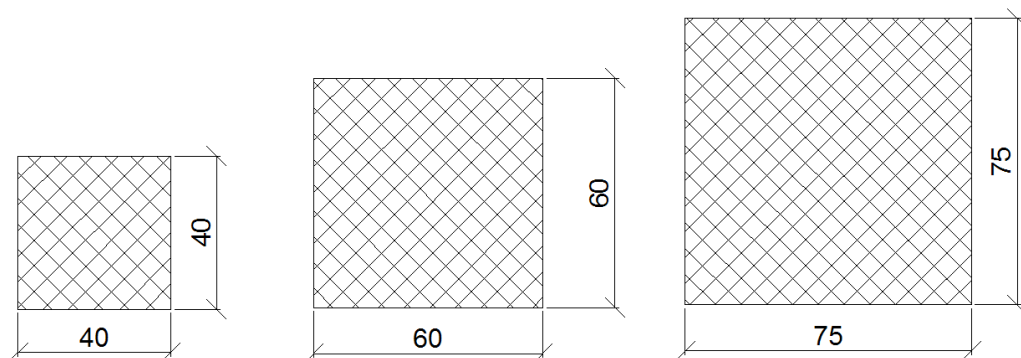


Slika 22: Prerez J3, etaža 6 do strehe

V konstrukciji so zaradi spreminjajoče se osne obremenitve, po višini spreminjajo tudi prerezi stebrov. Zaradi različnih vplivnih širin pa se razlikujejo tudi prerezi notranjih stebrov S2 in zunanjih stebrov S1. Po višini se tako prerezi stebrov spremenijo trikrat, in sicer najdebelejši sega od vpetja do etaže 5, nato 4 etaže sega steber srednjega prereza in nazadnje še 4 etaže steber najmanjšega prereza. Dimenzije stebrov S1 in S2 so prikazane na slikah 23 in 24.

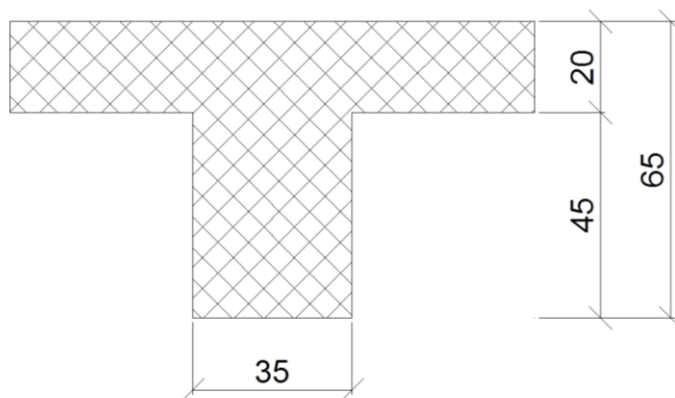


Slika 23: Prerezi stebrov S1



Slika 24: Prerez stebrov S2

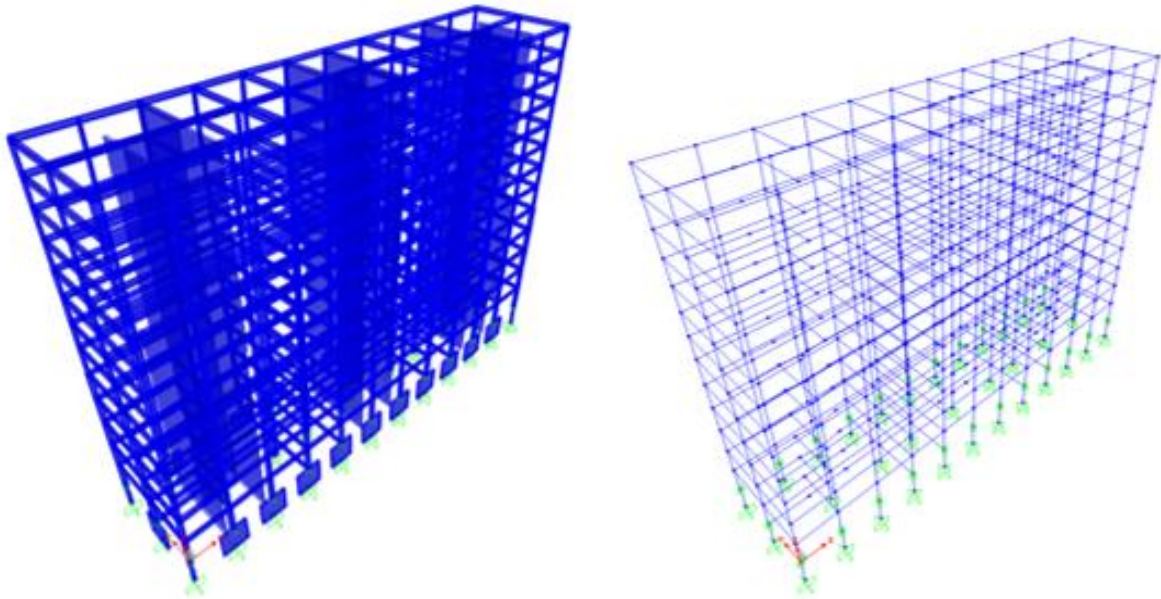
Za razliko od stebrov pa se prerezi gred po konstrukciji ne spreminjajo, saj imamo po celotni konstrukciji enake razpone. Prerez grede je prikazan na sliki 25.



Slika 25: Prerez grede G

4.1.1 Linijski model

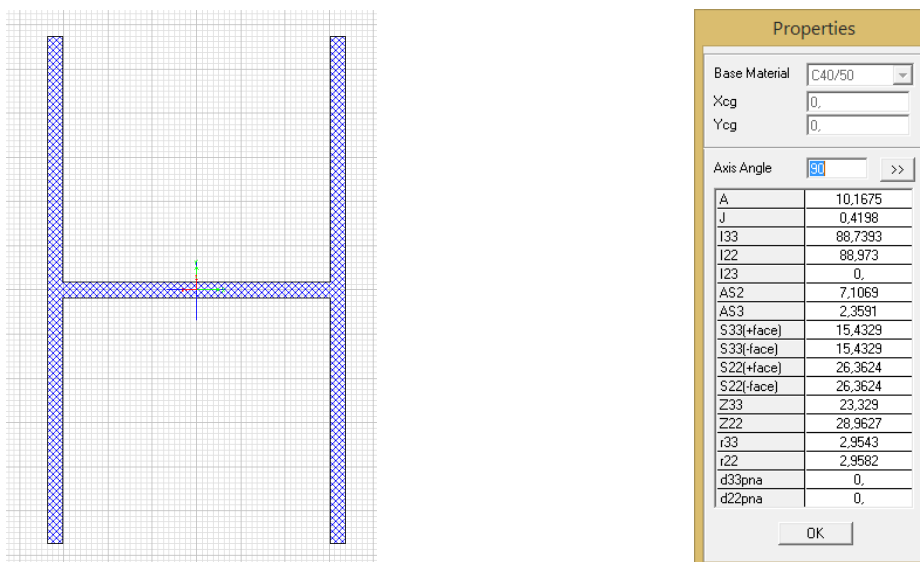
Na sliki 26 je prikazan prostorski računski model konstrukcije, kjer so vsi nosilni elementi modelirani z linijskimi končnimi elementi.



Slika 26: Linijski model, prikazan z debelino prerezov in žični linijski model

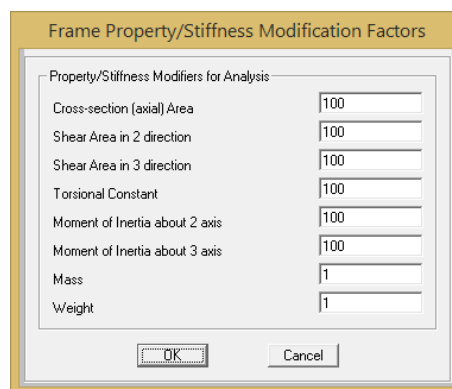
Pri modeliranju sem upošteval navodila standarda **EC8-1/4.3.1-2**:

- Vsi elementi, vključno s stenami, so modelirani kot linijski elementi. Na sliki 27 je prikazan prerez jedra v pritličju, podan kot linijski element v programu SAP2000.



Slika 27: Prerez jedra v pritličju in karakteristike preseza

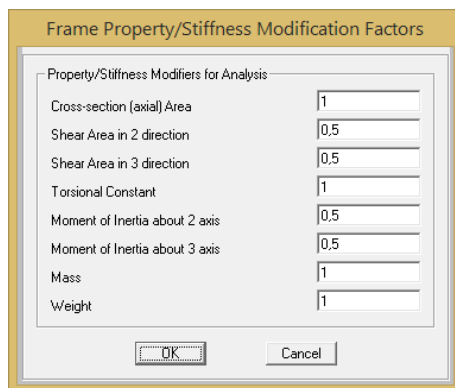
- Stene so z ostalimi elementi povezane prek togih vezi, katerih upogibna, strižna, osna in torzijska togost znašajo 100-kratno vrednost grede preseza 50/50cm.



Slika 28: Toga vez

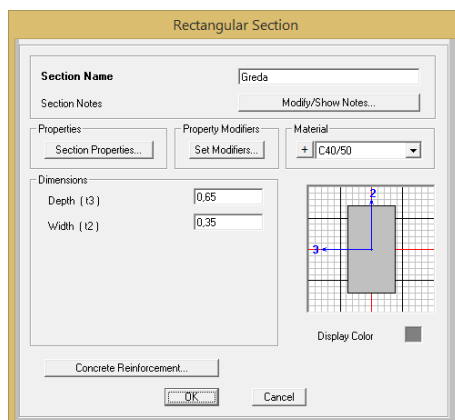
- Na nivoju etaž so vsi elementi povezani s togimi diafragmami(**EC8-1/4.3.1(3)**).
- Predpostavimo, da so stropne diafragme stavbe dovolj toge, zato mase in masne momente v vsaki etaži skoncentriramo v težišču(**EC8-1/4.3.1(4)**). Pri izračunu mas upoštevamo točko standarda EC8-1/4.3.1(10). Pri analizi upoštevamo vse mase nad nivojem pritličja. Izračun mas po etažah je prikazan v točki 2.4.4.

- Vsi elementi so toga vpeti v temelj(ETAŽA -1) oz. kletno steno(ETAŽA 0). Kletna stena, v katero so vpeti stebri, je modelirana z odseki stene dolžine 4m in debeline 35cm.
- Na nivoju pritličja imajo točke na robu tlorisa preprečne pomike v X oz. Y smeri, s čimer upoštevamo vpliv okoliške zemljine.
- Vpliv razpokanosti betonskih elementov upoštevamo z 50-odstotnim zmanjšanjem strižne in upogibne togosti nerazpokanih elementov(EC8-1/4.3.1(7)-(8)). Slednje sem dosegel s tem, da sem vrednosti vztrajanostnega momenta in strižnega prereza reduciriral s faktorjem 0,5.



Slika 29: Upoštevanje razpokanosti AB elementov

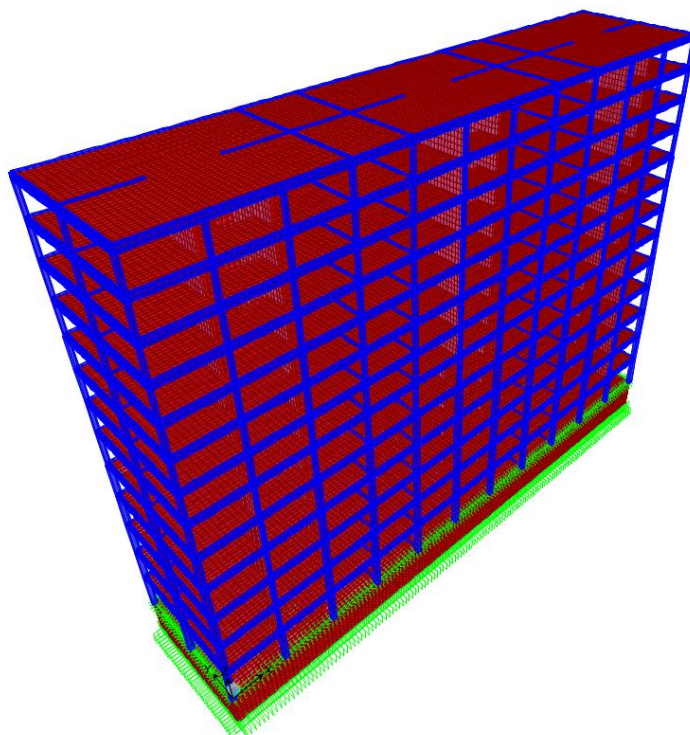
- Grede so v modelu upoštevane kot pravokotne.



Slika 30: Prerez gred

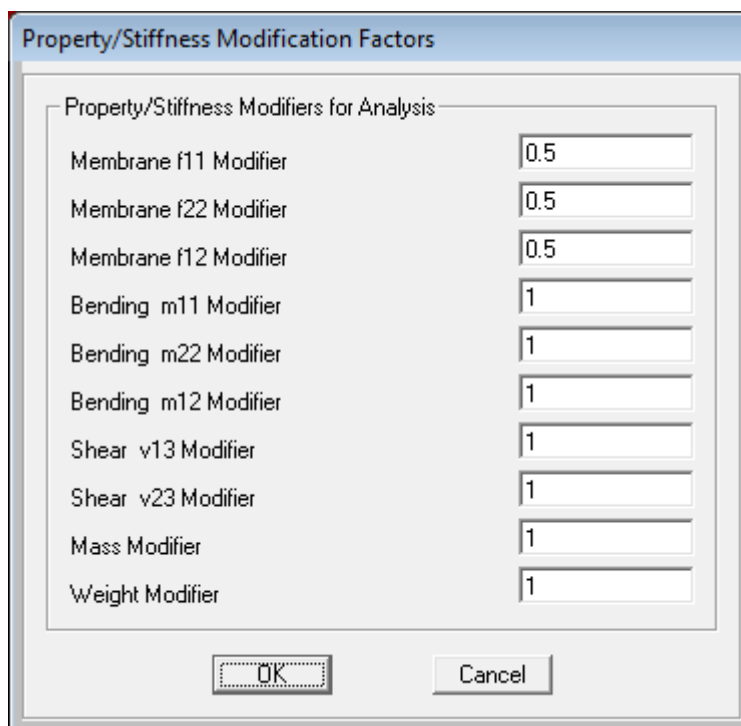
4.1.2 Ploskovni model

Pri izdelavi ploskovnega modela jedra in ploščo modeliramo s ploskovni končnimi elementi, okvirje pa z linijskimi elementi. Ploskovni model je prikazan na sliki 31.



Slika 31: Ploskovni model

Enako kot pri linijskem modelu razpokanost nosilnih elementov upoštevamo tako, da upogibno in strižno togost zmanjšamo za polovico. Na sliki 32 je prikazan način, kako v programu SAP2000 upoštevamo razpokanost prečnih prereзов tipa *Shell*. Pri tem f11, f22 in f12 označujejo strižno, upogibno in osno togost prereza ploskovnega končnega elementa.



Slika 32: Upoštevanje razpokanosti prečnih prerezov

Mase po etažah, ki so v linijskem modelu podane v centru mas, pri ploskovnem modelu ustrezno razdelimo glede na število vozlišč plošče. Napaka zaradi razporeditve mas po plošči je zanemarljiva, saj je mreža končnih elementov plošče zelo gosta, velikost končnih elementov pa se po plošči bistveno ne spreminja.

Notranje sile v nosilnih elementih, modeliranih s ploskovni končnimi elementi, izračunamo s pomočjo funkcije *Section Cut*. Primer področja integracije za jedro J1 ob vpetju je prikazan na sliki 33.

Section Cut Data
Edit

Section Cut Name L-1

Coordinate System: GLOBAL Units: KN, m, C

Section Cut Defined By:
 Group
 Quadrilateral Cutting Planes

Section Cut Group: jedro

Section Cut Result Type:
 Analysis (F1, F2, F3, M1, M2, M3)
 Design (P, V2, V3, T, M2, M3)

Results Reported at this Location:
 Default
 User Defined
X Coordinate: 9.6
Y Coordinate: 7.75
Z Coordinate: -4

Section Cut Local Axes Orientation - Analysis:
Rotation about Z: 0
Rotation about Y: 0
Rotation about X: 0
 Advanced Axes Advanced

Results Reported Are On This Side of Elements:
 Positive 3 Axis Side of Quadrilateral
 Negative 3 Axis Side of Quadrilateral

Quadrilateral Cutting Planes:
Number of Quadrilaterals: 1
Currently Displayed Quadrilateral: 1

Point	X	Y	Z
1	6.4	0.	-4.
2	12.8	0.	-4.
3	12.8	15.5	-4.
4	6.4	15.5	-4.

Check For Legal Quadrilateral

Section cut results are reported for all elements that are fully cut by quadrilaterals and have their associated objects included in the section cut group.

OK Cancel

Slika 33: Section cut jedra J1 ob vpetju

4.1.3 Nihajni časi in nihajne oblike

Nihajne čase in nihajne oblike izračunamo z modalno analizo. Zahtevo členov sta, da je potrebno upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da znaša vsota efektivnih mas vsaj 90 % in vse, katerih efektivna masa znaša več kot 5 %, izpolnimo, če pri linijskem modelu upoštevamo prvih 9 nihajnih oblik in pri ploskovnem prvih 19.

V tabeli 9 so prikazani nihajni časi in nihajne oblike za linijski model in v tabeli 10 za ploskovnega.

Tabela 9: Linijski model: Nihajni časi in efektivne mase

<i>Nihajna oblika</i>	$T(s)$	$m_{eff,U_x}(\%)$	$m_{eff,U_y}(\%)$	$m_{eff,M_z}(\%)$
1	1.37	63.7	1.8	5.7
2	1.23	5.2	54.6	10.2
3	1.21	2.7	12.9	56.4
4	0.30	18.2	0.1	0.5
5	0.24	0.6	2.3	14.8
6	0.23	0.0	17.4	2.1
7	0.14	5.1	0.0	0.1
8	0.10	0.1	0.8	4.8
9	0.09	0.0	4.2	0.9
10	0.09	2.0	0.0	0.2
11	0.07	1.1	0.0	0.0
12	0.06	0.0	0.1	2.8
	$\sum m_{eff}$	98.7	94.1	98.7

Tabela 10: Ploskovni model: Nihajni časi in efektivne mase

<i>Nihajna oblika</i>	<i>T(s)</i>	<i>m_{eff,U_X}(%)</i>	<i>m_{eff,U_Y}(%)</i>	<i>m_{eff,M_Z}(%)</i>
1	1.26	65.8	0.1	1.6
2	1.00	0.5	60.2	5.4
3	0.98	1.5	6.0	58.0
4	0.32	16.4	0.0	0.5
5	0.23	0.5	3.2	14.1
6	0.23	0.1	14.3	3.2
7	0.16	4.4	0.0	0.2
8	0.13	0.0	0.0	0.0
9	0.12	0.0	0.0	0.0
10	0.11	1.8	0.0	0.3
11	0.10	0.1	0.4	5.0
12	0.10	0.0	4.9	0.5
13	0.09	0.0	0.0	0.0
14	0.08	0.8	0.0	0.0
15	0.07	0.0	0.0	0.0
16	0.07	0.5	0.0	0.0
17	0.07	0.0	0.1	1.8
18	0.07	0.0	0.1	0.1
19	0.06	0.0	1.8	0.0
$\sum m_{eff}$		92.4	91.1	90.9

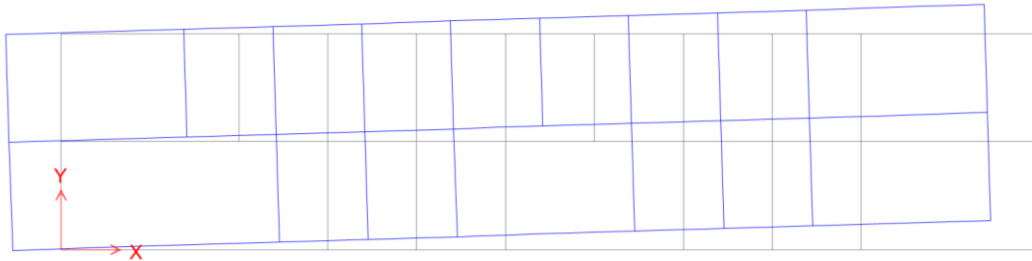
Iz primerjave zgornjih tabel lahko razberemo, da pride do razlik v nihajnih časih prvih treh nihajnih oblik, medtem, ko razlike med efektivnimi masami niso pretirano velike. Razlog za omenjene razlike je v predpostavki toge stropne diafragme pri linijskem modelu, kjer je upoštevana neskončna osna togost plošče, medtem ko je njena upogibna togost zanemarjena. Nasprotno sta pri ploskovnem modelu upoštevani dejanska upogibna in osna togost plošče, konstrukcija je zato bolj toga in nihajni čas krajši. Poleg omenjenega, je delni razlog za razlike v nihajnih časih tudi dejstvo, da so navpični nosilni elementi, v primerjavi z upogibno togostjo plošče, razmeroma kar podajni.

Za nadaljevanje analize bom uporabil ploskovni model, saj bodo velikosti notranjih sil zaradi dejstva, da je model konstrukcije bolj tog, na varni strani. Poleg tega se izognimo tudi kontroli člena standarda **4.3.1(4)**, glede togosti stropne plošče.

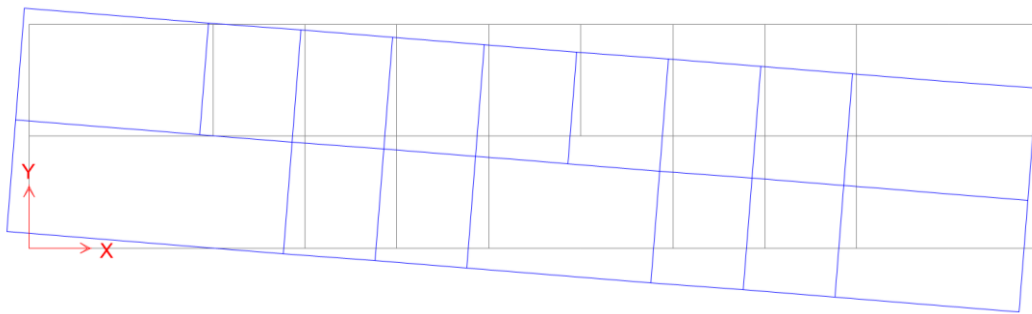
Iz tabele 15 razberemo, da je prva nihajna oblika pretežno translacijska v smeri X, z nihajnim časom 1,26 s in efektivno maso 66 %. Druga nihajna oblika je pretežno translacijska v smeri Y, in sicer z nihajnim časom 1,0 s in efektivno maso 60 %. Tretja nihajna oblika je pretežno torzijska (m_{eff,M_Z}), kar navadno pomeni, da je konstrukcija torzijsko toga, vendar sta vrednosti 2. in 3. nihajnega časa tako blizu, da sem se odločil, da konstrukcijo obravnavam kot torzijsko podajen sistem.

4.1.3.1 Linijski model

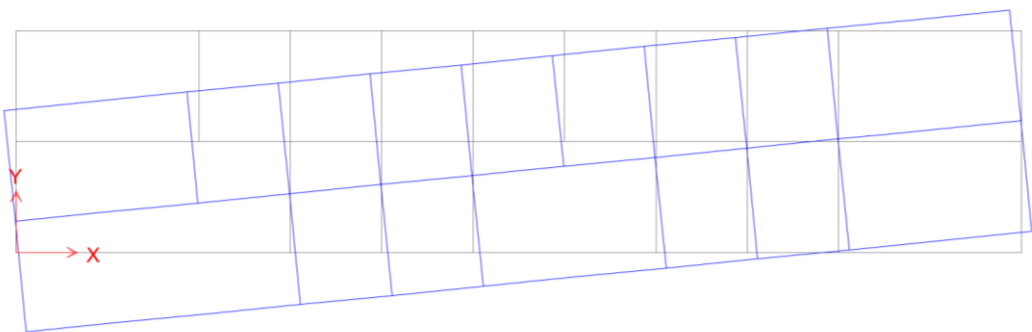
V nadaljevanju so na slikah 34, 35 in 36 prikazane prve tri nihajne oblike za linijski računski model konstrukcije.



Slika 34: 1. nihajna oblika



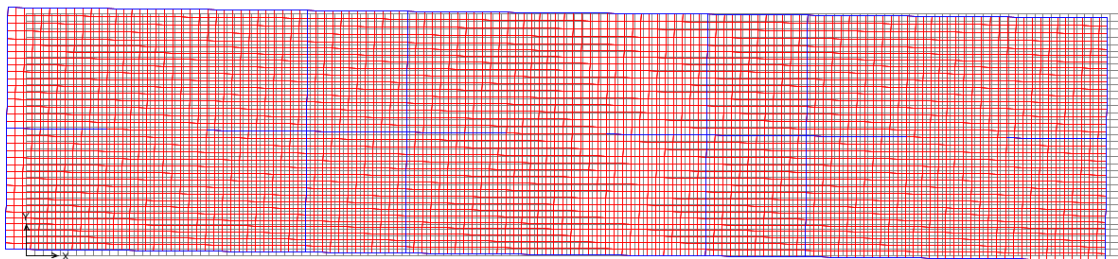
Slika 35: 2. nihajna oblika



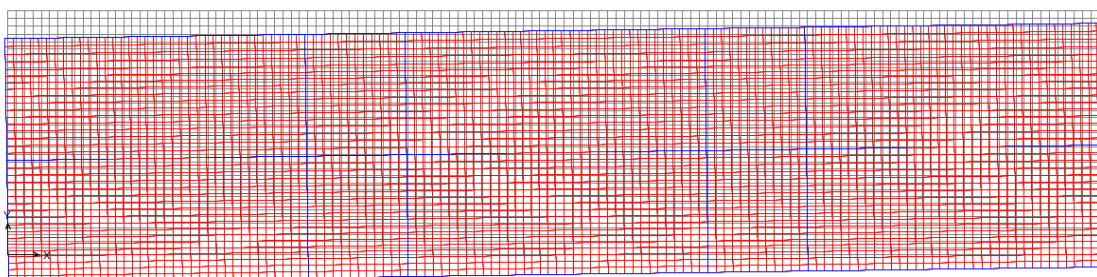
Slika 36: 3. nihajna oblika

4.1.3.2 Ploskovni model

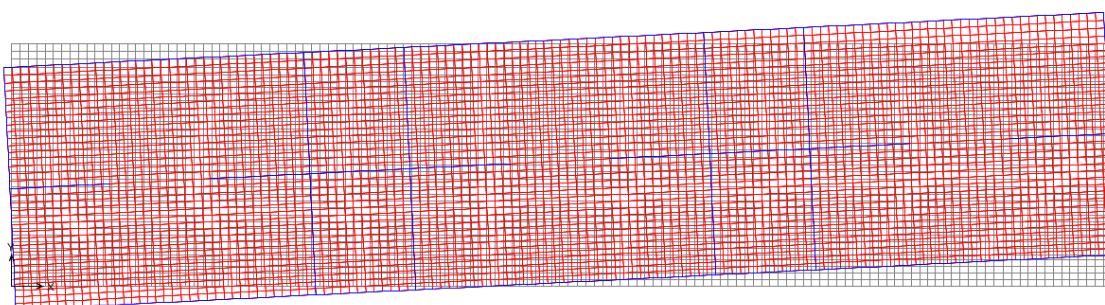
Na slikah 37, 38 in 39 so prikazane prve tri nihajne oblike za ploskovni računski model konstrukcije.



Slika 37: 1. nihajna oblika



Slika 38: 2. nihajna oblika



Slika 39: 3. nihajna oblika

4.1.4 Omejitev poškodb

Kriteriju omejitve poškodb zadostimo, če so etažni pomiki d manjši od dovoljenih. Etažne pomike zaradi projektnega potresnega vpliva, z upoštevanjem torzijskega vpliva, moramo pomnožiti s faktorjem obnašanja q_d , da dobimo dejanske pomike d_r .

Kontrolo pomikov izvedemo za robno točko tlorisa(0, 0), kjer so zaradi ekscentričnosti pomiki največji. Kontrola se izvede po spodnji enačbi.

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h$$

V zgornji enačbi h predstavlja etažno višino, α faktor, ki upošteva vrsto in način vgradnje nekonstrukcijskih elementov in v faktor, ki upošteva pomembnost stavbe. V našem primeru upoštevamo $\alpha = 0,005$, ki velja za neduktilne konstrukcijske elemente in $v = 0,5$, ki velja za stavbe običajne pomembnosti.

Iz tabele 12 in 13 je razvidno, da smo kriteriju omejitve poškodb zadostili, saj dejanski pomiki v nobeni etaži ne presegajo dovoljenih.

Tabela 11: Omejitev poškodb(Center mas)

ETAŽA	$d_x(cm)$	$d_y(cm)$	$d_{r,x}(cm)$	$d_{r,y}(cm)$	$vd_{r,x}(cm)$	$vd_{r,y}(cm)$	$0,005h(cm)$
1	0.4	0.3	0.8	0.5	0.4	0.3	2.2
2	0.5	0.4	1.0	0.8	0.5	0.4	2.1
3	0.6	0.5	1.2	1.0	0.6	0.5	2.1
4	0.7	0.6	1.3	1.1	0.7	0.6	2.1
5	0.7	0.6	1.4	1.2	0.7	0.6	2.1
6	0.8	0.6	1.5	1.3	0.8	0.6	2.1
7	0.7	0.5	1.3	1.0	0.7	0.5	1.8
8	0.7	0.5	1.4	1.1	0.7	0.5	1.8
9	0.7	0.6	1.4	1.1	0.7	0.6	1.8
10	0.7	0.6	1.4	1.1	0.7	0.6	1.8
11	0.7	0.6	1.3	1.1	0.7	0.6	1.8
12	0.7	0.6	1.3	1.1	0.7	0.6	1.8
13	0.6	0.6	1.3	1.1	0.6	0.6	1.8

Tabela 12: Omejitev poškodb(T(0,0))

ETAŽA	$d_X(cm)$	$d_Y(cm)$	$d_{r,X}(cm)$	$d_{r,Y}(cm)$	$vd_{r,X}(cm)$	$vd_{r,Y}(cm)$	$0,005h(cm)$
1	0.5	0.3	1.0	0.7	0.5	0.3	2.2
2	0.6	0.4	1.1	0.8	0.6	0.4	2.1
3	0.6	0.5	1.3	1.0	0.6	0.5	2.1
4	0.7	0.6	1.4	1.1	0.7	0.6	2.1
5	0.7	0.6	1.5	1.2	0.7	0.6	2.1
6	0.8	0.6	1.6	1.3	0.8	0.6	2.1
7	0.7	0.6	1.4	1.3	0.7	0.6	1.8
8	0.7	0.7	1.4	1.3	0.7	0.7	1.8
9	0.7	0.7	1.4	1.4	0.7	0.7	1.8
10	0.7	0.7	1.5	1.4	0.7	0.7	1.8
11	0.7	0.7	1.4	1.4	0.7	0.7	1.8
12	0.7	0.7	1.4	1.3	0.7	0.7	1.8
13	0.7	0.7	1.3	1.3	0.7	0.7	1.8

4.1.5 Vpliv teorije drugega reda

Analiza je bila izvedena brez upoštevanja teorije drugega reda, zato moramo dokazati, da je takšna predpostavka dovoljena. Slednje se dokaže tako, da se izračuna koeficient občutljivosti za etažne pomike θ , ta pa mora biti manjši od vrednosti $\theta = 0,1$. V nasprotnem primeru je teorijo drugega reda potrebno upoštevati.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_t}{V_{tot} \cdot h}$$

V zgornji enačbi P_{tot} predstavlja celotno silo težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju, V_{tot} celotno prečno silo v etaži zaradi potresa, h etažno višino in nazadnje še d_t etažni pomik centra mas.

Tabela 13: Teorija drugega reda

ETAŽA	$P_{tot}(kN)$	$d_{r,X}(cm)$	$d_{r,Y}(cm)$	$V_{tot,X}(kN)$	$V_{tot,Y}(kN)$	$h(cm)$	θ_X	θ_Y
1	170519	0.8	0.5	21603	25524	435	0.01	0.01
2	156386	1.0	0.8	20932	24980	420	0.02	0.01
3	142273	1.2	1.0	19760	23948	420	0.02	0.01
4	128160	1.3	1.1	18265	22509	420	0.02	0.01
5	114046	1.4	1.2	16694	20842	420	0.02	0.02
6	99933	1.5	1.3	15291	19153	420	0.02	0.02
7	86701	1.3	1.0	14204	17648	360	0.02	0.01
8	73986	1.4	1.1	13309	16263	360	0.02	0.01
9	61271	1.4	1.1	12348	14768	360	0.02	0.01
10	48556	1.4	1.1	11071	12959	360	0.02	0.01
11	35954	1.3	1.1	9254	10652	360	0.01	0.01
12	23477	1.3	1.1	6763	7702	360	0.01	0.01
13	10999	1.3	1.1	3514	3986	360	0.01	0.01

Iz tabele 13 je razvidno, da koeficient občutljivosti za etažne pomike nikjer ne preseže mejne vrednosti, torej vpliva TDR ni potrebno upoštevati.

4.2 Dimenzioniranje medetažne AB plošče

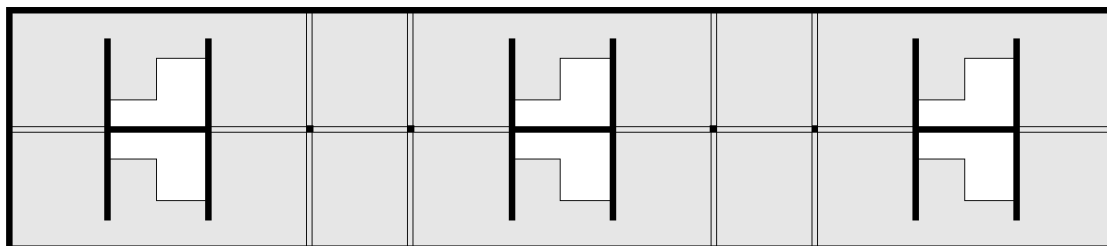
Obravnavana 13 nadstropna stavba ima vključno s pritličjem 14 medetažnih AB stropnih plošč, ki se v prvi vrsti razlikujejo po namembnosti uporabe površin. Kot že omenjeno je stavba po namembnosti razdeljena na tri dele, in sicer javno pritličje, poslovni ter stanovanjski del. Vključno s streho imamo tako štiri različne kategorije uporabe površin, ki vplivajo na velikost koristne obtežbe, poleg tega pa se zaradi različnih konstrukcijskih sklopov, razlikuje tudi stalna obtežba.

Zunanje dimenzije posameznih medetažnih plošč so sicer enake, vendar do razlik v geometriji pride pri odprtinah za potrebe dvigal in stopnišč. Odprtine v pritlični plošči in ploščah poslovnega dela stavbe so načeloma enake, razlikujejo se le zaradi različnih etažnih višin, ki vplivajo na dolžino stopniščnih ram, ta pa posledično na velikost odprtine. Iz poslovnega dela se v stanovanjski del v vsakem jedru nato nadaljuje le po eno dvigalo in eno stopnišče, zato polovice odprtine ni več, poleg tega se zmanjša tudi etažna višina ter posledično velikost odprtine.

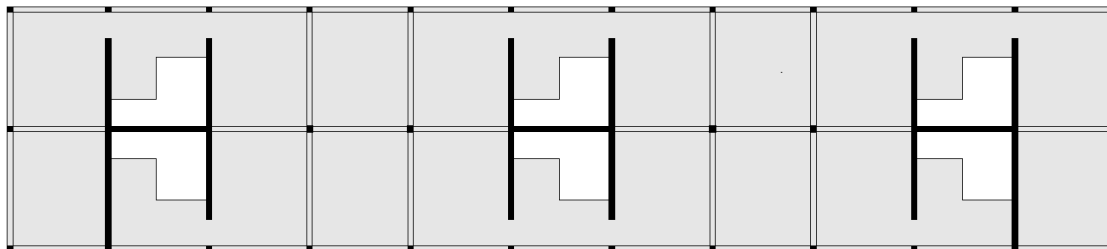
Tako v pritličju, poslovnem in stanovanjskem delu, pa se zaradi različnih prereзов jeder spreminjajo tudi robni pogoji, ki vplivajo na razpored notranjih statičnih količin in posledično na armiranje.

Na podlagi zgoraj navedenega lahko medetažne plošče stavbe razdelimo v štiri skupine. V skupino 1 uvrstimo pritličje, ki je po robovih podprta s kletno steno. Naslednjih pet etaž poslovnega dela uvrstimo v skupino 2, nato 7 etaž stanovanjskega dela v skupino 3 in streho v skupino 4.

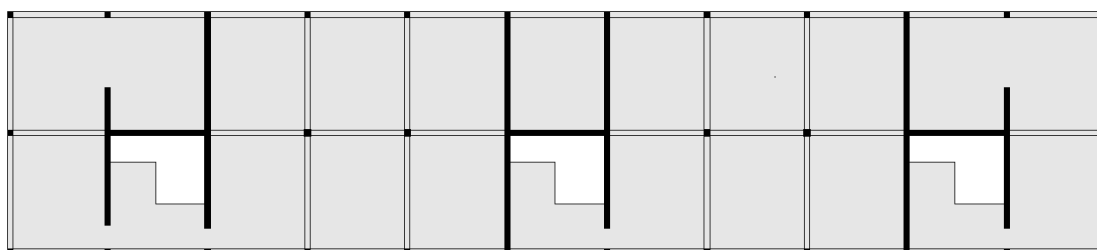
Na slikah od 40 do 43 so prikazani tlorisi posameznih skupin plošč.



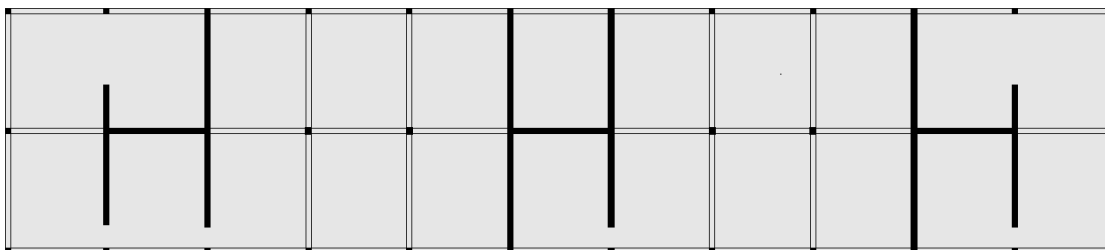
Slika 40: Tloris plošče skupine 1



Slika 41: Tloris plošče skupine 2



Slika 42: Tloris plošče skupine 3



Slika 43: Tloris strešne plošče oz. plošče skupine 4

4.2.1 Kontrola celotne prečne sile

Kontrolo prečne sile naredimo zaradi možnosti napak pri modeliranju. To storimo tako, da ocenimo spodnjo in zgornjo mejo za celotno prečno silo in pogledamo ali se prečna sila iz analize nahaja znotraj tega intervala.

Spodnjo mejo prečne sile, ki deluje v vzdolžni smeri ocenimo tako, da upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike. Na podlagi nihajnega časa prve nihajne oblike iz spektra pospeškov odčitamo ustrezen projektni pospešek. Spodnjo mejo celotne prečne sile določimo kot produkt vrednosti iz spektra pospeškov in efektivne mase za prvo nihajno obliko.

$$S_d(T_1) = S_d(1,26 s) = 0,149 \cdot g$$

$$m_{celotna} = 17386,15 t$$

$$F_{b,1} = F_{b,min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T_1) = 0,66 \cdot 17386,15 t \cdot 0,149 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 16773 kN$$

Zgornjo mejo prečne sile pa dobimo tako, da pri prvi nihajni obliki predpostavimo delovanje celotne mase konstrukcije.

$$F_{b,2} = F_{b,max} = m_{celotna} \cdot S_d(T_1) = 17386,15 t \cdot 0,149 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 25413 kN$$

Celotna prečna sila v našem primeru znaša 21603 kN, torej sklepamo, da je račun pravilen. V tabeli 14 so prikazane še ostale etažne prečne sile.

Tabela 14: Etažne prečne sile

<i>Etaža</i>	<i>V_x(kN)</i>	<i>V_y(kN)</i>
1	21603	25524
2	20932	24980
3	19760	23948
4	18265	22509
5	16694	20842
6	15291	19153
7	14204	17648
8	13309	16263
9	12348	14768
10	11071	12959
11	9254	10652
12	6763	7702
13	3514	3986

4.2.1 Krovni sloj betona

Za dejanski izračun krovnega sloja predpostavimo maksimalni premer armaturnih palic. Ploščo armiramo z mrežami, zato upoštevamo $\phi_{max} = 10mm$.

Na podlagi izbranega maksimalnega premera armaturne palice določimo $c_{min,b}$:

$$c_{min,b} = \phi_{palice} = 10 \text{ mm}$$

Krovni sloj za ploščo debeline 20 cm znaša:

$$c_{min} = \max\{10 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\}$$

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

Statična višina:

$$d = h - a = 200 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 170 \text{ mm}$$

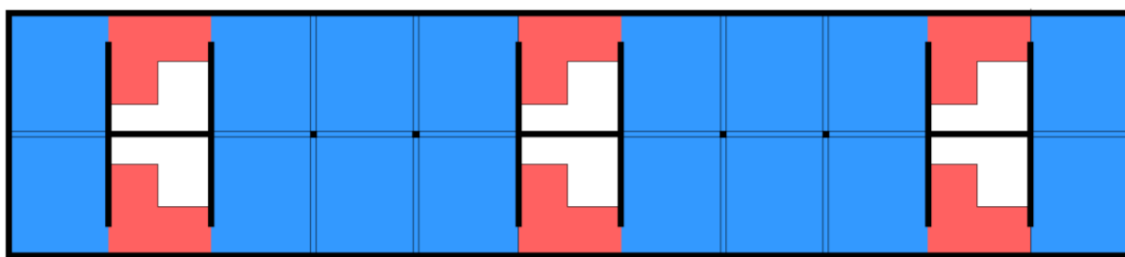
$$a = c_{nom} + \frac{\phi_{vzd}}{2} = 25 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

4.2.2 Vplivi na AB ploščo

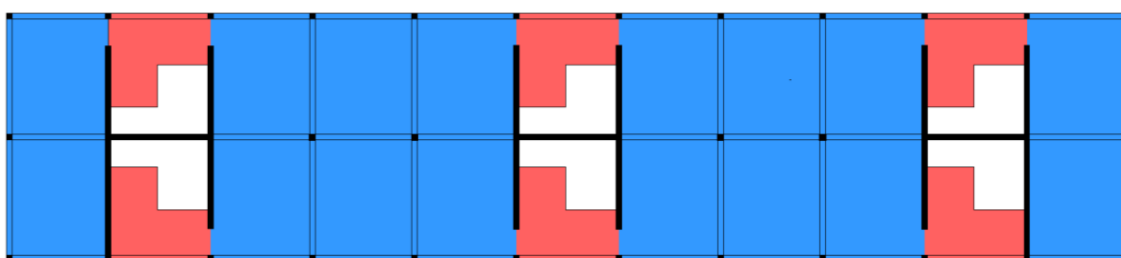
4.2.2.1 Lastna in stalna obtežba

Na nivoju posameznih etaž je lastna in stalna obtežba skoraj po celotnem tlorisu enaka, razlikuje se le na območju podestov in plošč stopniščnih jeder, zaradi drugačne sestave konstrukcijskega sklopa.

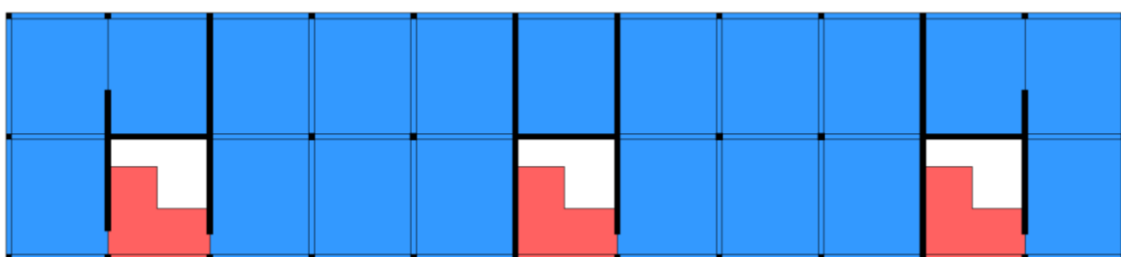
Na slikah od 44 do 47 je prikazana razporeditev obtežbe, medtem ko so vrednosti posameznih obtežb prikazane v *tabeli 15*.



Slika 44: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 1



Slika 45: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 2



Slika 46: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 3



Slika 47: Razporeditev lastne in stalne obtežbe v plošči skupine 4

V tabeli 15 so prikazane vrednosti lastne in stalne obtežbe po etažah oz. skupinah plošč.

Tabela 15: Lastna in stalna obtežba

LASTNA IN STALNA OBTEŽBA [kN/m^2]

SKUPINA		
1	6,99	7,17
2	6,99	7,17
3	6,74	7,17
4	6,73	/

4.2.2.3 Koristna obtežba

Glede na namembnost posameznih površin, se konstrukcija deli na štiri dele, skladno s skupinami iz prejšnje točke. Plošča skupine 1 oz. pritličje bo med drugim namenjeno tudi za gostilniško dejavnost oz. kavarne, zato spada v kategorijo C1. Površine skupine 2 spadajo v kategorijo B, saj bodo namenjene pisarnam. Stanovanjski prostori spadajo v kategorijo A in nazadnje še streha v kategorijo H, kjer upoštevamo, da gre za streho, dostopno le za normalno vzdrževanje in popravila.

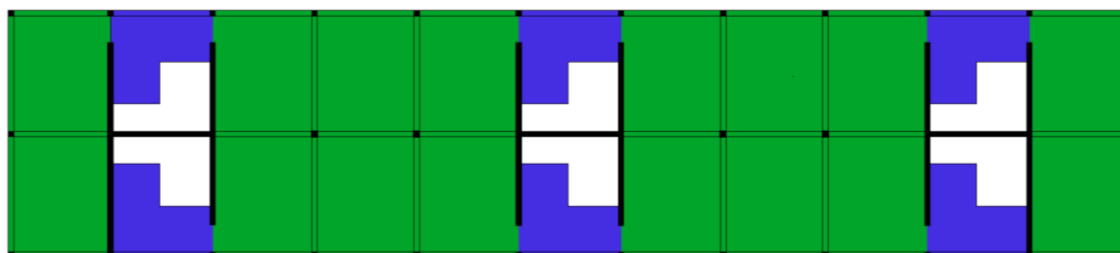
Podatka o razporeditvi predelnih sten in njihovi lastni teži nimamo, zato predpostavimo, da njihova teža ne presega $2,0 \text{ kN/m}^2$ in jo upoštevamo kot nadomestno porazdeljeno obtežbo $q_k=0,8 \text{ kN/m}^2$, ki jo prištejemo h koristni obtežbi. Vrednosti koristne obtežbe so prikazane v tabeli 16.

Tabela 16: Koristna obtežba

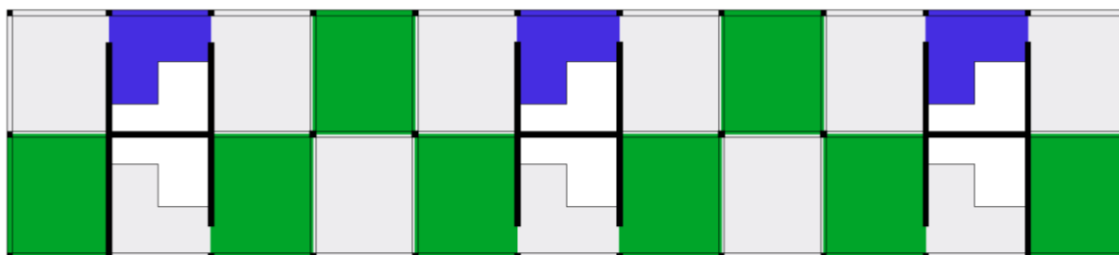
KORISTNA OBTEŽBA - $q_k \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$

	namembnost	predelne stene	skupaj
PRITLIČJE	3,0	0,8	3,8
PISARNE	3,0	0,8	3,8
STANOVANJA	2,0	0,8	2,8
STREHA	0,4	/	0,4

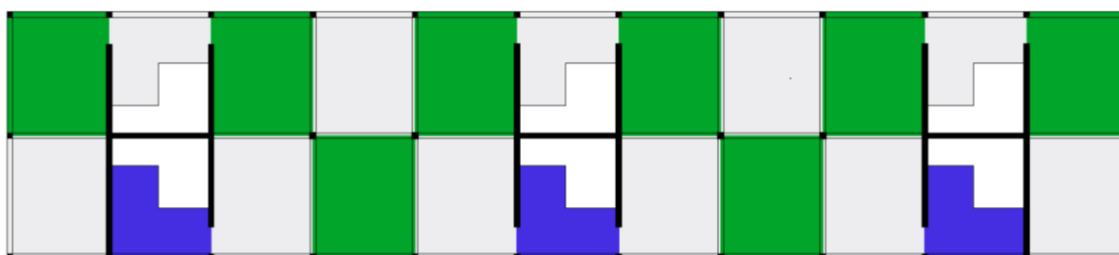
V nadaljevanju na slikah od 48 do 50 prikazujem razporeditev koristne obtežbe po plošči. Prikaz je narejen samo za ploščo skupine 2, saj je koristna obtežba enako razporejena tudi po ostalih ploščah.



Slika 48: Obtežni primer 1(OP1)



Slika 49: Obtežni primer 2(OP2)

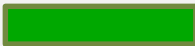



Slika 50: Obtežni primer 3(OP3)

V tabeli 17 so prikazane vrednosti koristne obtežbe po etažah oz. skupinah plošč.

Tabela 17: Koristna obtežba

KORISTNA OBTEŽBA [kN/m^2]

SKUPINA		
1	3,8	3,0
2	3,8	3,0
3	2,8	2,0
4	0,4	/

4.2.2.5 Obtežba snega

Obtežba snega je izračunana v točki 2.3 in znaša $q_s=1,21 \text{ kN/m}^2$

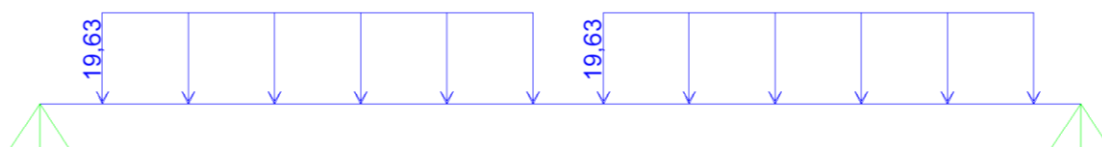
4.2.2.6 Stopnišče

Vrednosti posameznih obtežb izhajajo iz konstrukcijskih sklopov iz točke 3.1, pri čemer sem ploskovno tlorisno obtežbo stopniščnih ram prevedel na linijsko obtežbo. V nadaljevanju prikazujem izračun linijske obtežbe stopnišča za stanovanjski del.

Stanovanjski del:

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,35 \cdot 9,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 15,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed,lin} = \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot l_{rame} = \frac{1}{2} \cdot 15,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,5\text{m} = 19,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Slika 51: Stanovanja: Linijska obtežba stopnišča



Slika 52: Diagram upogibnih momentov

Linijska obtežba po celotnem robu:

$$q_{Ed} = \frac{8 \cdot M_{Ed}}{l^2} = \frac{8 \cdot 23,32 \text{ kNm}}{(3,325 \text{ m})^2} = 16,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.2.4 Obtežne kombinacije

Osnovne kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti zapišemo skladno s točko 6.4.3.2, standarda SIST EN 1990:2004:

$$\sum_{j \geq 1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pri tem $G_{k,j}$ predstavlja karakteristično vrednost j-tega stalnega vpliva, $Q_{k,1}$ je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva in pa $Q_{k,i}$ je karakteristična vrednost j-tega spremljajočega spremenljivega vpliva.

V obravnavanem primeru smo upoštevali 5 obtežnih primerov. Prvega predstavlja lastna teža, naslednje tri pa različne razporeditve koristne obtežbe iz točke 3.2.1.2. Zadnji obtežni primer predstavlja obtežba snega na strehi.

Na podlagi zgoraj omenjenih obtežnih primerov sestavimo 5 obtežnih kombinacij:

$$\begin{aligned} &1,35 \cdot OP1 + 1,5 \cdot OP2 \\ &1,35 \cdot OP1 + 1,5 \cdot OP3 \\ &1,35 \cdot OP1 + 1,5 \cdot OP4 \\ &1,35 \cdot OP1 + 1,5 \cdot OP5 \\ &1,35 \cdot OP1 + 1,5 \cdot OP2 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot OP5 \end{aligned}$$

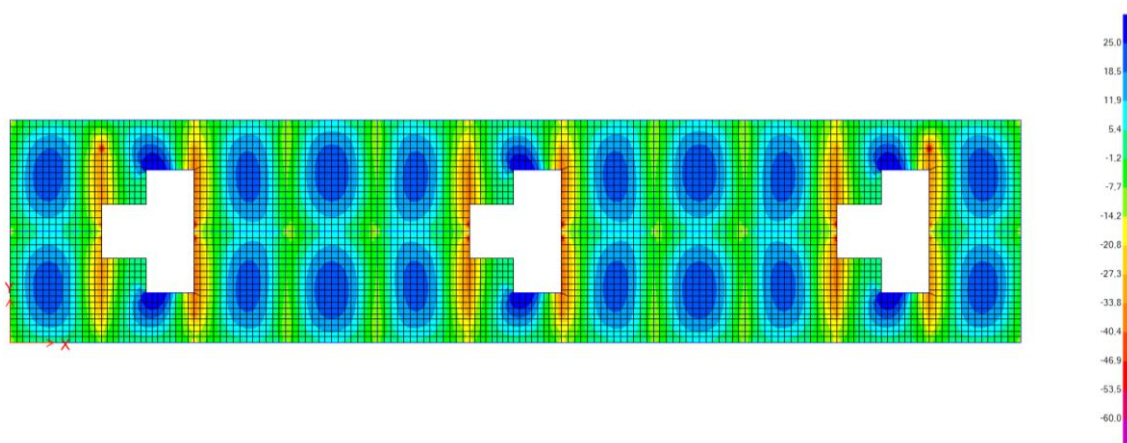
Na podlagi zgornjih kombinacij nato s pomočjo ovojnice določimo kritične obremenitve.

4.2.6 Analiza rezultatov in dimenzioniranje

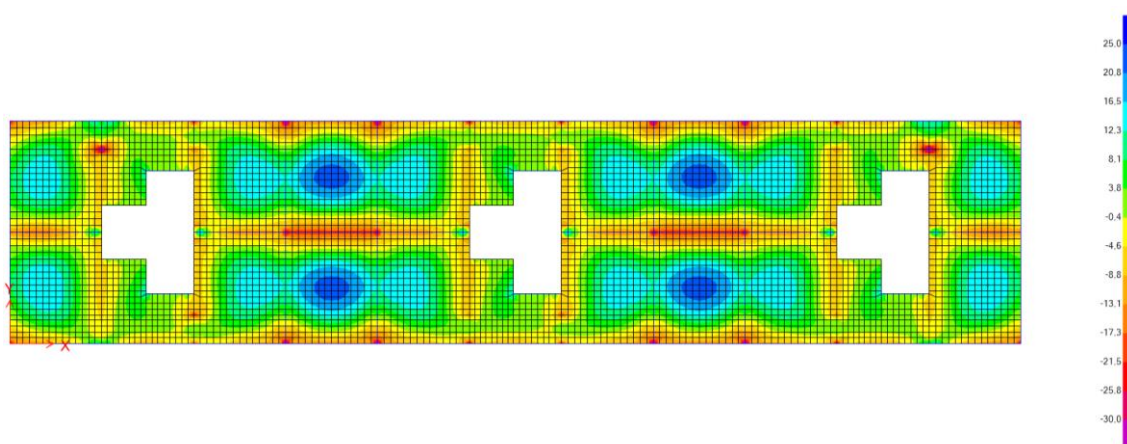
Konstrukcija ima 4 skupine stropnih plošč, ki bodo zaradi enakih obremenitev in robnih pogojev enako armirane. Zaradi preglednosti sem se odločil, da dimenzioniranje plošče prikažem le za eno skupino plošč, in sicer skupino 2, ki je najbolj obremenjena.

4.2.6.1 Projektne obremenitve v plošči

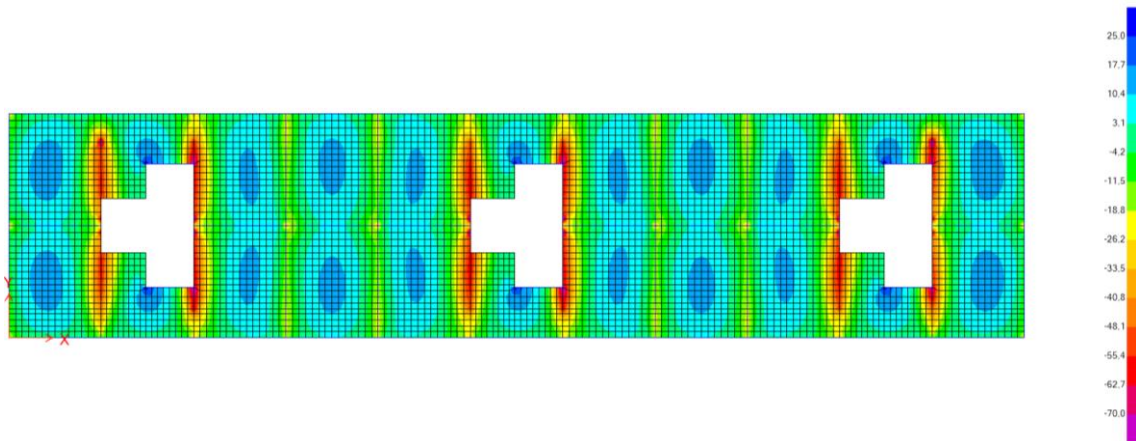
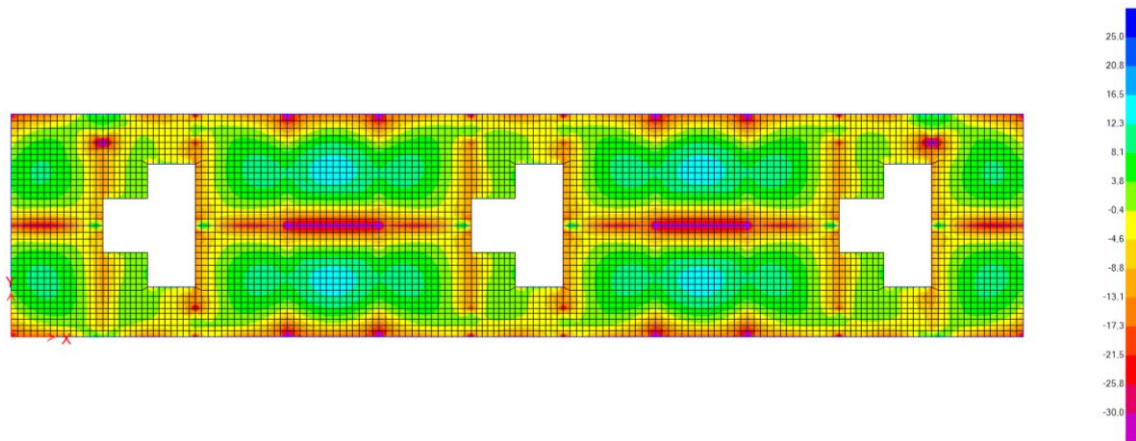
Na slikah od 53 do 56 prikazujem rezultate ovojnice obremenitev.



Slika 53: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov M_{xx}



Slika 54: Ovojnica pozitivnih upogibnih momentov M_{yy}

Slika 55:Ovojnica negativnih upogibnih momentov M_{xx} Slika 56:Ovojnica negativnih upogibnih momentov M_{yy}

4.2.6.3 Dimenzioniranje plošče

Ploščo najprej razdelimo na pozicije. Iz rezultatov analize je razvidno, da so obremenitve v nekaterih področjih plošče zelo podobne, zato tam uporabimo isto oznako. Prva številka pozicije označuje skupino plošče, naslednji dve pa številko polja.

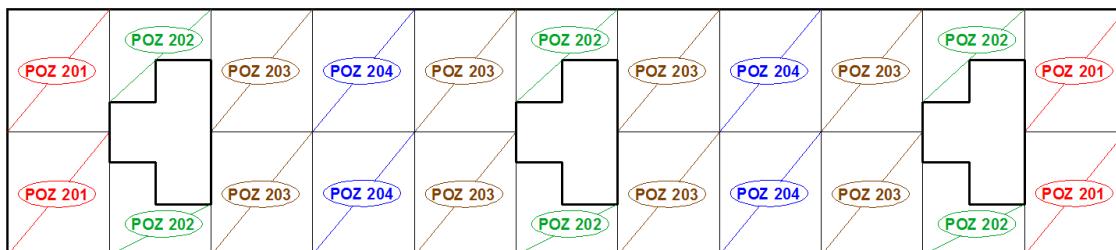
Dimenzije posameznih polj so po vseh etažah enake. Razlikujejo se le dimenzije polj stopniščnih jeder. Na sliki 57 so prikazane dimenzije značilnih polj plošče.



Slika 57: Plošča stopniščnega jedra (POZ202)

Značilno polje plošče

V nadaljevanju prikazujem pozicijsko sliko, ki sem jo sestavil na podlagi rezultatov iz prejšnje točke, za ploščo skupine 2.

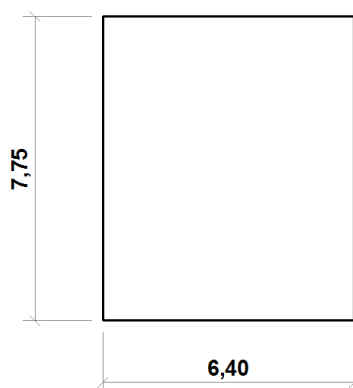


Slika 58: Razdelitev plošče na pozicije

Za primerjavo rezultatov, ki jih dobimo z uporabo tabel in rezultati, ki jih poda program, sem izbral pozicijo POZ 204. V nadaljevanju je naprej prikazan izračun upogibnih momentov s pomočjo uporabe tabel in nato sledi še primerjava z rezultati, ki jih izračuna program.

Uporaba Hahnovih tabel

Dimenzije polja so prikazane na sliki 59.



Slika 59: Dimenzije POZ 204

Pozitivni momenti v polju:

Robni pogoji za stalno in spremenljivo obtežbo se razlikujejo. Za stalno obtežbo predpostavimo 100% vpetost, medtem ko pri spremenljivi obtežbi upoštevamo 50 % vpetost. Obremenitve, ki so najprej izračunane s karakterističnimi vrednostmi obtežb, faktoriramo na koncu.

Izračun:

$$l_x = 6,40 \text{ m}$$

$$g_k = 7,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

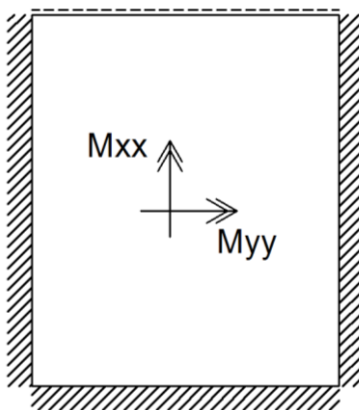
$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{7,75 \text{ m}}{6,40 \text{ m}} = 1,21$$

$$l_y = 7,75 \text{ m}$$

$$q_k = 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Stalna obtežba:

Na sliki 60 so prikazani robni pogoji za stalno obtežbo.



Slika 60: Robni pogoji za stalno obtežbo

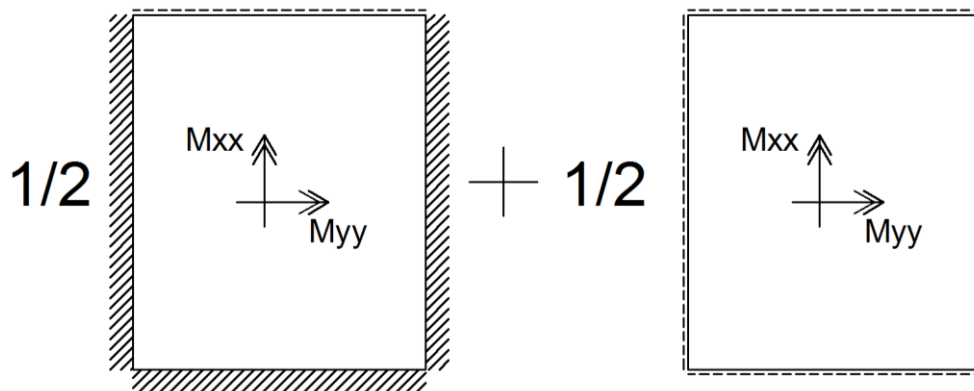
$$K_d = g_k \cdot l_x \cdot l_y = 7,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,40 m \cdot 7,75 m = 347,2 kN$$

$$M_{X,polje} = \frac{K_d}{m_x} = \frac{347,2}{42,3} = 8,21 kNm/m$$

$$M_{Y,polje} = \frac{K_d}{m_y} = \frac{347,2}{70,3} = 4,94 kNm/m$$

- Spremenljiva obtežba:

Na sliki 61 so prikazani robni pogoji za spremenljivo obtežbo.



Slika 61: Robni pogoji za spremenljivo obtežbo

$$K_d = q_k \cdot l_x \cdot l_y = 3,8 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,40 m \cdot 7,75 m = 188,5 kN$$

$$M_{X,polje} = \frac{K_d}{2} \left(\frac{1}{m_{x,1}} + \frac{1}{m_{x,2}} \right) = \frac{188,5}{2} \left(\frac{1}{42,3} + \frac{1}{23,3} \right) = 6,27 kNm/m$$

$$M_{Y,polje} = \frac{K_d}{2} \left(\frac{1}{m_{y,1}} + \frac{1}{m_{y,2}} \right) = \frac{188,5}{2} \left(\frac{1}{70,3} + \frac{1}{33,6} \right) = 4,15 kNm/m$$

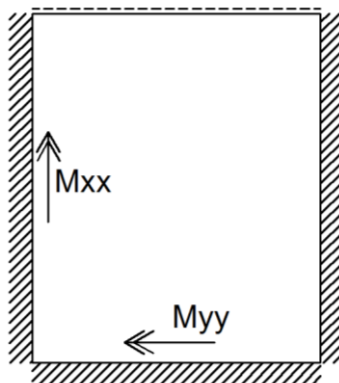
Izračun projektnih obremenitev:

$$\begin{aligned} M_{X,Ed,polje} &= 1,35 \cdot M_{X,polje}(g) + 1,5 \cdot M_{Y,polje}(g) = 1,35 \cdot M_{X,polje}(g) + 1,5 \cdot M_{X,polje}(g) \\ &= 1,35 \cdot 8,21 \frac{kNm}{m} + 1,5 \cdot 6,27 \frac{kNm}{m} = 20,5 kN/m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Y,Ed,polje} &= 1,35 \cdot M_{Y,polje}(g) + 1,5 \cdot M_{Y,polje}(g) = 1,35 \cdot M_{Y,polje}(g) + 1,5 \cdot M_{Y,polje}(g) = \\ &= 1,35 \cdot 4,94 \frac{kNm}{m} + 1,5 \cdot 4,15 \frac{kNm}{m} = 12,9 kN/m \end{aligned}$$

Negativni momenti nad podporami:

Za izračun negativnih momentov predpostavimo 100% vpetost, saj smo na ta način na varni strani. Na sliki 62 so prikazani robni pogoji za izračun negativnih momentov.



Slika 62: Robni pogoji za izračun negativnih momentov nad podporami

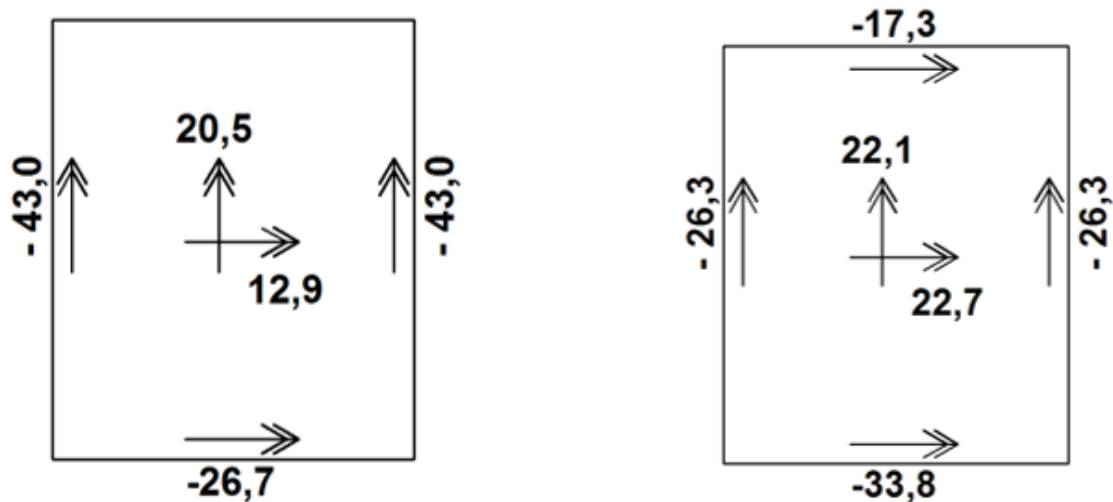
$$q_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k = 1,35 \cdot 7,0 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 3,8 \frac{kN}{m^2} = 15,15 \frac{kN}{m^2}$$

$$K_d = q_d \cdot l_x \cdot l_y = 15,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,40 m \cdot 7,75 m = 768,8 kN$$

$$M_{X,Ed,rob} = \frac{K_d}{m_x} = \frac{768,8}{17,9} = 43,0 kNm/m$$

$$M_{Y,Ed,rob} = \frac{K_d}{m_y} = \frac{768,8}{28,8} = 26,7 kNm/m$$

Slika 63 prikazuje glavne vrednosti obremenitev pozicije 204. Leva slika predstavlja rezultate izračunane po Hahnovih tabelah in desna rezultate programa *Sap2000*.



Slika 63: Hahnove tabele

Rezultati programa Sap2000

Rezultati se razlikujejo na območju negativnih momentov, saj smo pri računu s tabelami upoštevali 100% vpetost, česar pa greda zaradi svoje podajnosti ne zagotavlja. Poleg tega do razlik pride tudi zaradi različnih robnih pogojev, saj v primeru računa s Hahnovimi tabelami predpostavimo vrtljivo podprti zgornji rob, medtem, ko je plošča v programu toga povezana z gredo in tam pride do določenega vpetostnega momenta. Bolj primerljivi so rezultati pozitivnih momentov v polju, kjer smo upoštevali 50% vpetost. Upogibna momenta M_{XX} se praktično ne razlikujeta, medtem ko se upogibna momenta M_{YY} , zaradi podajnosti gred v smeri Y, razlikujeta bistveno bolj.

Dimenzioniranje plošče

Pri dimenzioniranju upoštevamo obremenitve, izračunane s programom SAP2000.

Izračun minimalne armature:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,35}{50} \cdot 100 \cdot 17 = 3,1 \frac{cm^2}{m} > 0,0013 \cdot 100 \cdot 17 \\ = 2,2 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{izberem armaturno mrežo mrežo Q335}$$

POZ 204:

- Spodnja armatura v polju:

$$M_{Ed} = M_{xx} = 22,7 \text{ kNm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2270}{2,67 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,029$$

Izberemo mejne deformacije $\varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 / 1,0 \%$ in odčitamo parametre k_d, k_s in k_x .

$$k_d = 0,037$$

$$k_s = 1,033$$

$$k_x = 0,091$$

Potrebna količina armature:

$$A_{sx,sp} = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{\sigma_s \cdot d} = 1,033 \cdot \frac{2270}{43,48 \cdot 17} = 3,17 \frac{cm^2}{m} \\ \rightarrow \text{zadostuje minimalna armaturna mreža Q335}$$

- Zgornja armatura nad gredami:

$$M_{Ed} = M_{xx} = -26,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed} = M_{yy} = -33,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed} = M_{yy} = -17,3 \frac{kNm}{m} \rightarrow \text{zadostuje min. armaturna mreža Q335}$$

$$k_{d,x} = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2630}{2,67 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,034 \rightarrow k_d = 0,037; k_s = 1,033$$

$$k_{d,x} = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3380}{2,67 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,044 \rightarrow k_d = 0,044; k_s = 1,040$$

Potrebna količina armature:

$$A_{sx,zg} = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{\sigma_s \cdot d} = 1,033 \cdot \frac{2630}{43,48 \cdot 17} = 3,7 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{izberemo armaturno mrežo R385}$$

$$A_{sy,zg} = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{\sigma_s \cdot d} = 1,040 \cdot \frac{2630}{43,48 \cdot 17} = 4,6 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{izberemo armaturno mrežo R503}$$

4.2.6.5 Konstruiranje armaturnih načrtov

Pri konstruiranju armature upoštevamo zahteve poglavja 8.7 standarda SIST EN 1992-1-1:2004, kjer so podane zahteve glede dolžine sidranja in prekrivanja pri stikovanju armaturnih mrež.

Plošča je armirana z različnimi mrežami, zato si račun poenostavimo in sidrno dolžino izračunamo za mrežo z največjim premerom armaturnih palic. V konkretnem primeru maksimalni premer palic znaša 10 mm.

Osnovna sidrno dolžina $l_{b,rqd}$ za polno izkoriščeno rebrasto armaturno palico premera 10 mm iz jekla kvalitete S500 pri dobrih pogojih sidranja znaša 29 cm.

Projektna sidrno dolžina l_{bd} se določi s pomočjo naslednjega izraza:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 29 \text{ cm} = 29 \text{ cm}$$

V zgornjem izrazu koeficienti α_1 do α_5 zajemajo vpliv oblike palic v področju sidranja (α_1), ugoden učinek prečnih tlačnih napetosti, ki jih zagotavlja beton z ustrežno debelino krovnega sloja (α_2), vpliv neprivarjenih (α_3) ali privarjenih (α_4) prečnih palic in druge vplive (α_5).

Račun si poenostavimo tako, da za vse koeficiente upoštevamo vrednost 1,0 in s tem zado-
stimo tudi naslednjemu dodatnemu pogoju:

$$\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_5 = 1,0 \geq 0,7$$

Standard podaja tudi minimalno sidrno dolžino, ki znaša:

$$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = \max(0,3 \cdot 290; 10 \cdot 10; 100) = 10 \text{ cm}$$

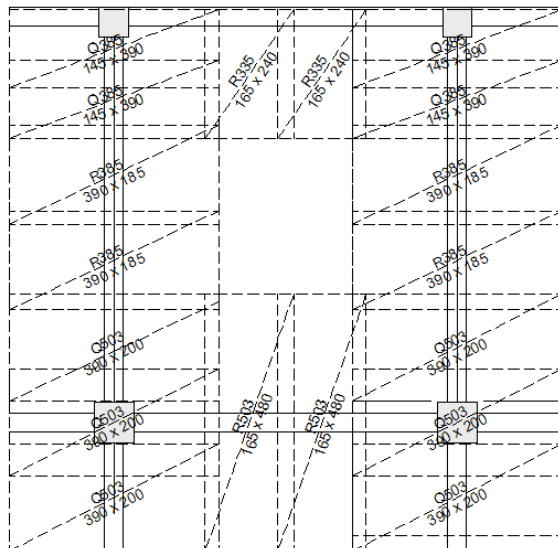
Stikovanje armaturnih mrež izvedemo v eni ravnini. Dolžino prekrivanja določimo z naslednjim izrazom:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 29 \text{ cm} = 43,5 \text{ cm}$$

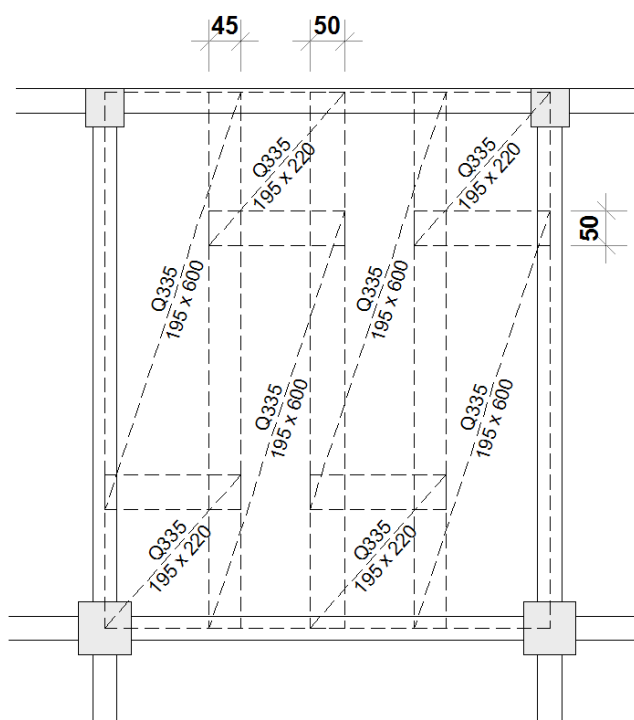
Koeficient α_6 pri tem upošteva delež s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature znotraj območja dolgega po $0,65 l_0$ na vsako stran od sredine obravnavanega stikovanja. Le-ta znaša več od 50%, zato upoštevamo $\alpha_6 = 1,5$.

Armaturni načrt pozicije POZ204:

Na slikah 64 in 65 je prikazan armaturni načrt pozicije POZ204.



Slika 64: Zgornja armatura POZ204



Slika 65: Spodnja armatura POZ204

4.2.6.6 Kontrola povesov plošče

Račun povesov armiranobetonskih gred ali plošč načeloma ni potreben, če so le-te dimenzionirane tako, da ustrezajo razmerjem med razpetino in statično višino po naslednjih enačbah:

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

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

Pri tem je l/d razmerje med razpetino in statično višino prereza, K je faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov, $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ referenčna stopnja armiranja, ρ zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo, ρ' zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo, f_{ck} pa karakteristična tlačna trdnost betona v MPa. Za obravnavano ploščo so vrednosti zgornjih parametrov naslednje:

$$\rho = \frac{A_{s,potr}}{b_w \cdot d} = \frac{3,1 \frac{cm^2}{m}}{100cm \cdot 17cm} = 0,0018$$

$$\rho' = 0$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{40} = 0,0063$$

$$K = 1,5$$

Statični sistem	K	Visoka napetost betona $\rho = 1,5 \%$	Nizka napetost betona $\rho = 0,5 \%$
Končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč, nosilnih v eni smeri, oz. plošč nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice	1,3	18	26
Notranje polje nosilca oziroma v eni ali dveh smereh nosilnih plošč	1,5	20	30

V obravnavanem primeru je ρ večji od referenčnega razmerja armiranja ρ_0 , zato uporabimo enačbo za nizko napetost betona.

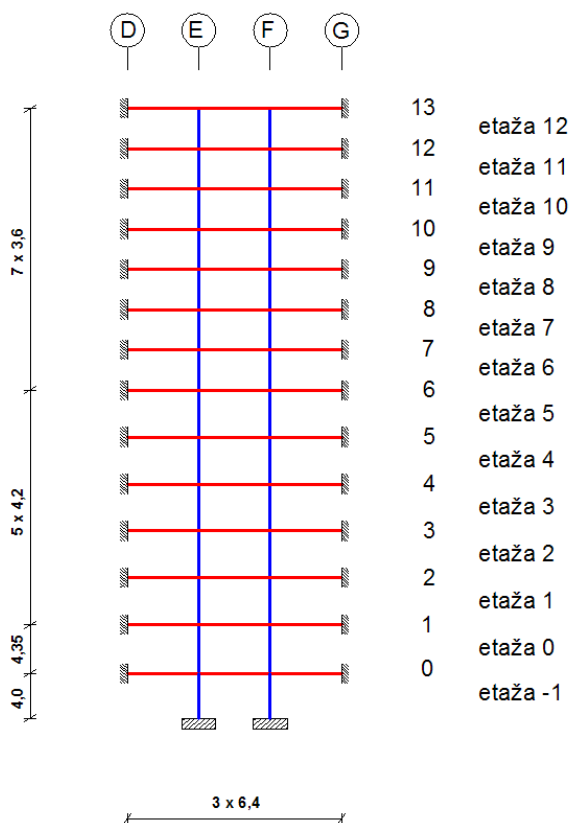
Pri nosilcih in ploščah, z razponi, ki so večji od 7 m in nosijo predelne stene, ki se zaradi pretiranih povosov lahko poškodujejo, je potrebno predhodno podane vrednosti $\max \frac{l}{d}$ pomnožiti z razmerjem $7/l_{eff}$. V našem primeru največja razpetina znaša 7,75 m, zato temu primerno zmanjšamo maksimalno dovoljeno razmerje.

$$\begin{aligned} 7/l_{eff} \cdot \max \frac{l}{d} &= \frac{7,00}{7,75} \cdot 1,5 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{40} \cdot \frac{0,0063}{0,0018} + 3,2 \cdot \sqrt{40} \cdot \left(\frac{0,0063}{0,0018} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \right] = 84,9 > \frac{775}{17} \\ &= 45,6 \end{aligned}$$

Iz zgornjega računa je razvidno, da je dejansko razmerje $\frac{l}{d}$ manjše od maksimalnega dovoljenega, zato račun povosov ni potreben

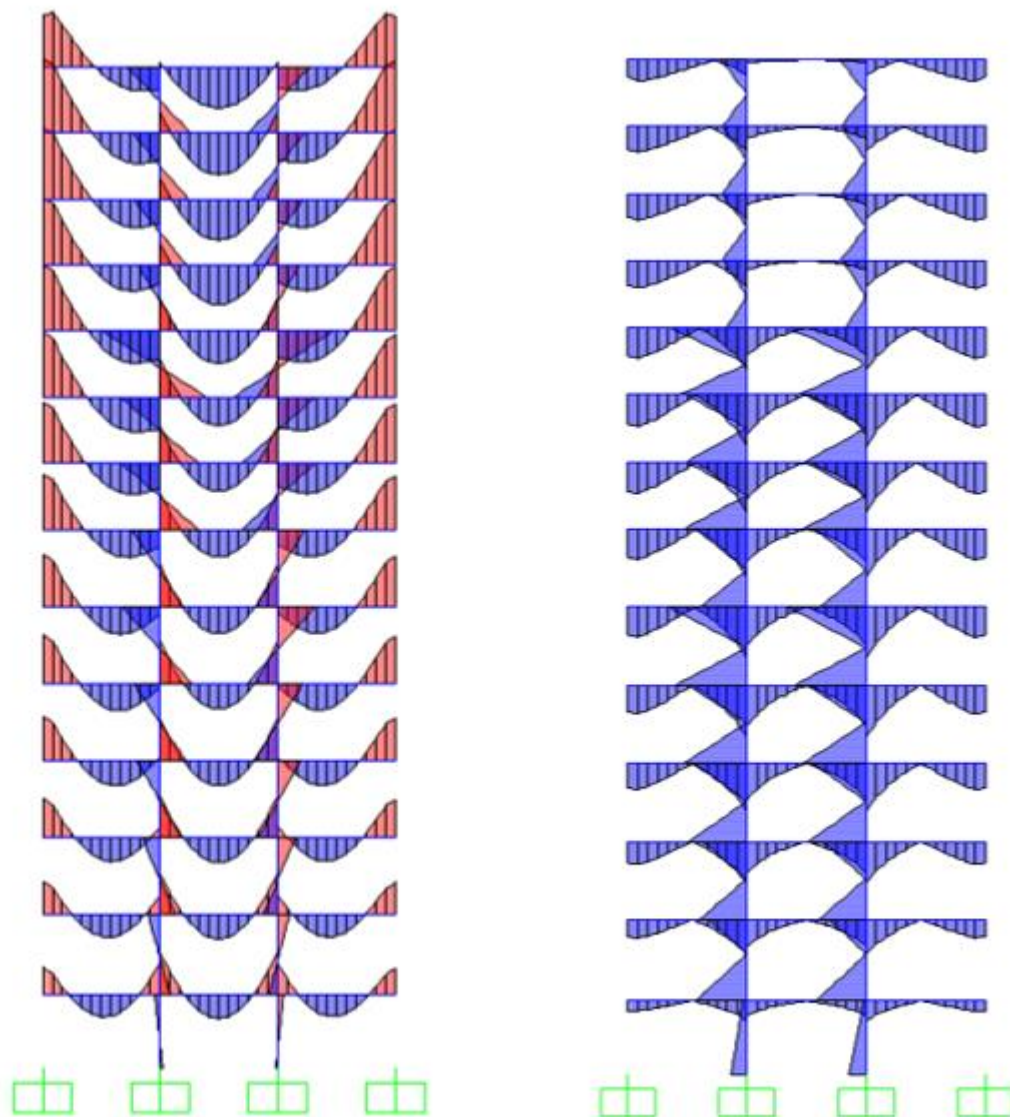
4.3 Dimenzioniranje okvirja

V nadaljevanju prikazujem dimenzioniranje okvira v osi 2. Okvir je na obeh straneh vpet v stojino jedra. Shema okvira je prikazana na sliki 66. Vse grede so dimenzij 35 x 65 cm, prerez stebrov pa se po višini spreminja.



Slika 66: Shema okvira

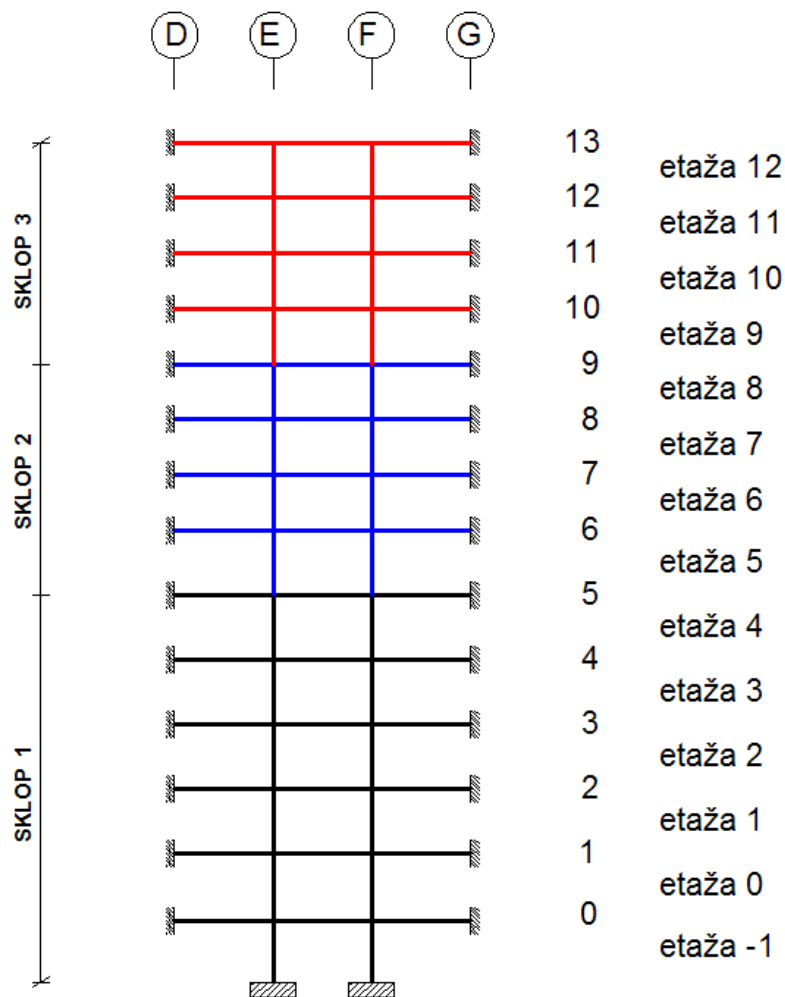
Na sliki 67 je prikazan potek upogibnih momentov okvira za potresno in trajno projektno stanje. Iz slike je razvidno, da se velikost kritičnih upogibnih momentov po višini spreminja, zato okvir razdelimo na tri sklope. Prvi sklop poteka od temeljev do etažnega nivoja 5, drugi od nivoja 5 do 9 in tretji od nivoja 9 do 13. Shema posameznih sklopov je prikazana na sliki 68.



Slika 67:

1,35G+1,5Q

1,0 E



Slika 68: Shema posameznih sklopov

Geometrijske omejitve

Najprej je potrebno zadostiti geometrijskim omejitvam gred po **EN 1998-1/5.5.1.2.1**:

- širina primarnih potresnih gred:

$$b_w = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$b_w = 35 \text{ cm} < \min \{b_c + h_w, 2 \cdot b_c\} = \min \{35 + 65, 2 \cdot 40\} = 100 \text{ cm}$$

Pri tem sem pri širini stebra b_c upošteval najmanjšo širino stebra v okviru, ki znaša 40 cm.

- razmerje med višino in širino grede:

$$\frac{h_w}{b_w} = \frac{65}{35} = 1,86 < 3,5$$

- ekscentričnost osi grede glede na os stebra:

$$e = 0 \text{ cm} < \frac{b_c}{4} = \frac{75}{4} = 18,75 \text{ cm}$$

Pri tem je b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede.

Prav tako je po **EN 1998-1/5.5.1.2.2**. potrebno zadostiti geometrijskim pogojem za stebre:

- najmanjša dimenzija prečnega prereza stebra:

$$b_{c,min} = h_{c,min} = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

- normirana osna sila je za srednjo stopnjo duktilnosti(DCM) omejena na vrednost 0,65.

Kontrolo prikazujem za steber S1 v pritličju:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1724 \text{ kN}}{75 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm} \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,21 < 0,65$$

4.3.2 Upogibna armatura

4.3.2.1 Grede

Pri dimenzioniranju gred v vozliščih sem pri preverjanju upogibne nosilnosti upošteval pravokotni prerez, pri konstruiranju za zagotovitev lokalne duktilnosti in metodi načrtovanja nosilnosti, pa sem v skladu z členom **5.4.3.1.1(3)** upošteval celotno sodelujočo širino pasnice.

V skladu s točko **5.3.2.1**, standarda Evrokod 2, sem pri dimenzioniranju grede v polju upošteval tudi sodelujočo širino pasnice. Izračun je prikazan v nadaljevanju.

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0$$

$$b_{eff,i} \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

Pri tem l_0 predstavlja razdaljo med ničelnimi točkami momentov, ki v primeru notranje grede, ki jo obravnavamo v nadaljevanju znaša:

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 6,4 \text{ m} = 4,48 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} \leq 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 4,48 \text{ m} = 0,9 \text{ m}$$

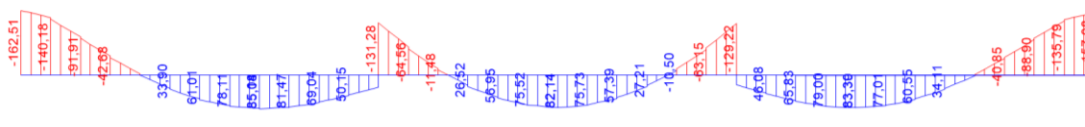
$$b_{eff} = 0,35 \text{ m} + 2 \cdot 0,9 \text{ m} = 2,15 \text{ m}$$

4.3.2.1.2 Sklop 1

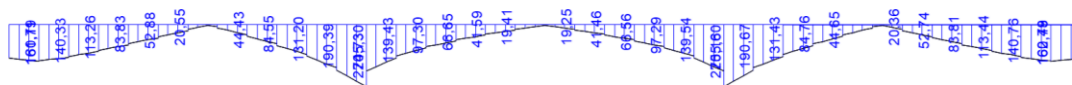
V sklopu 1 obravnavamo vse grede do etažnega nivoja 5. V nadaljevanju prikazujem izračun merodajnih vrednosti upogibnega momenta v osi D, in sicer na etažnem nivoju 5, kjer je upogibni moment največji. Na slikah 69, 70 in 71 je prikazan potek upogibnih momentov gred, na omenjenem nivoju.

Merodajni negativni upogibni moment v osi D znaša:

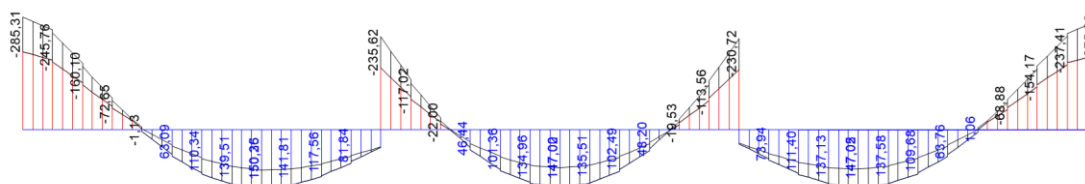
$$M_{Ed} = \min\{M_{Ed,1,0G+0,3Q\pm 1,0E}; M_{Ed,ovojnica}\} = \min\{-162,51 - 161,73; -285,31\} = 323,2 \text{ kNm}$$



Slika 69: 1,0G + 0,3Q



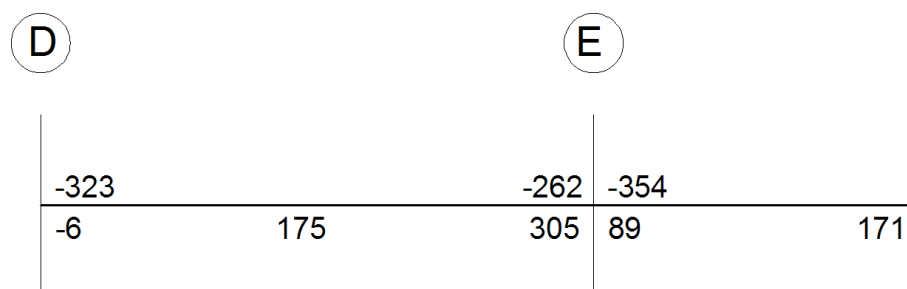
Slika 70: 1,0E



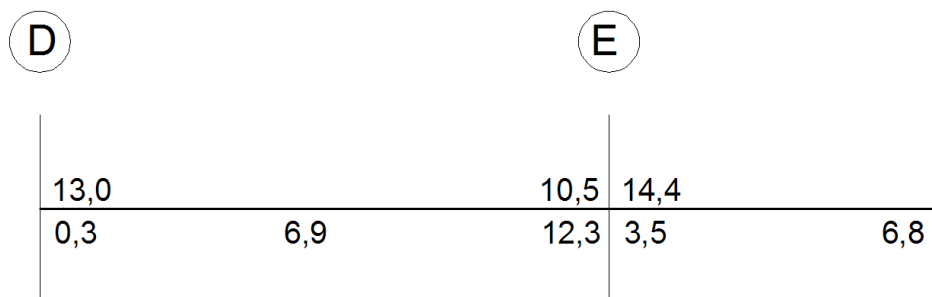
Slika 71: Ovojnica upogibnih momentov stalne in spremenljive obtežbe

Merodajni upogibni momenti se v krajišnih gred po posameznih nivojih bistveno ne razlikujejo, izjema je le 1. nivo, kjer negativni momenti predstavljajo nekaj več kot 50% največjih negativnih momentov v ostalih etažnih nivojih sklopa 1. Razlike med ostalimi nivoji so bistveno manjše.

Potek upogibnih momentov je simetričen, zato v nadaljevanju obravnavamo le levo polovico. Merodajni upogibni momenti in potreba upogibna armatura gred sklopa 1 sta prikazana na slikah 72 in 73.



Slika 72: Merodajni upogibni momenti sklopa 1

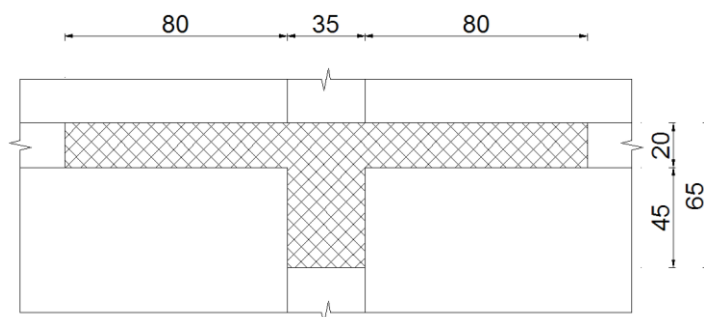


Slika 73: Potrebna upogibna armatura

Vozlišča v osi D in G

Sodelujočo širino pasnice b_{eff} določimo v skladu s členom **EC:5.4.3.1.1**. Upoštevamo, da se vozlišče se nahaja ob notranjem stebri, z gredami na vsaki strani, čeprav je greda vpeta v steno jedra. V tem primeru sodelujoča širina znaša:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f = 35 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 195 \text{ cm}$$



Slika 74: Sodelujoča širina pasnice gred v oseh D in G

Izbor vzdolžnih armaturnih palic:

- Maksimalni moment: $M_{max} = -6 \text{ kNm}$
- Minimalni moment: $M_{min} = -323 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura:

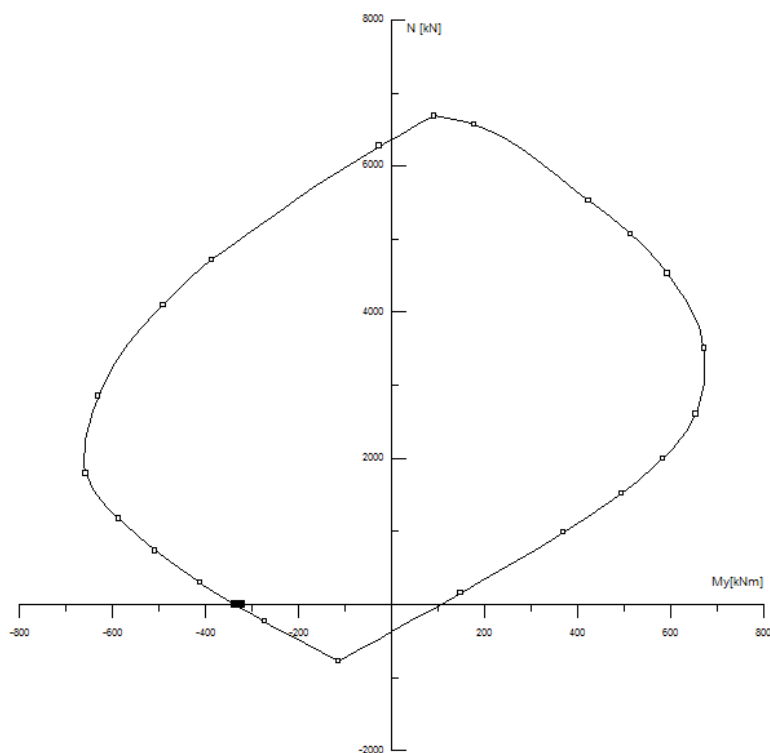
$$A_{zg,potr} = 13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatura plošče(Q503): } A_{s,plošče} = 0,35 \text{ m} \cdot 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,76 \text{ cm}^2$$

- Prečni prerez vzdolžnih palic:

$$A_{s,palice,zg} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 13,0 - 1,76 = 11,24 \text{ cm}^2$$

- Izbrana armatura zgoraj: **5 ϕ 18 + mreža 1,76 cm²** ($A_{s,zg} = 14,5 \text{ cm}^2$)



Slika 75: Sklop 1: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče D in G

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Območja primarnih potresnih gred na razdalji do $l_{cr} = h_w$ od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri je potrebno obravnavati kot kritična območja. V našem primeru dolžina kritičnega območja znaša $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$.

Da se zadosti zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih gred, mora biti vrednost faktorja duktilnosti vsaj enaka naslednji vrednosti(5.2.3.4(3)):

$$\mu_\phi = 2 \cdot 2 - 1 = 3, \quad \text{če } T_1 > T_c$$

Zgornja zahteva je izpolnjena, če velja:

- V tlačnem območju je poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektnem stanju, položena še armatura s prerezom, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature. Pri tem upoštevamo tudi armaturo v območju sodelujoče širine pasnice.

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{14,5}{2} = 7,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{izbrana armatura spodaj: } \mathbf{3\phi 18} (A_{s,sp} = 7,63 \text{ cm}^2)$$

- Delež armature v natezni coni ρ mora biti znotraj intervala $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$. Le-ta je definiran z izrazoma iz 5.4.3.1.2(4a) in 5.4.3.1.2(4b):

$$\rho = \frac{A_{s,zg}}{b \cdot d} = \frac{22,5 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,07 \%$$

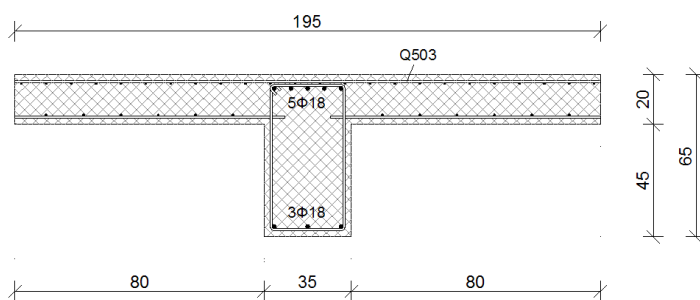
$$\rho' = \frac{A_{s,sp}}{b \cdot d} = \frac{7,63 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,36\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,36\% + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,67}{43,48} = 1,65 \%$$

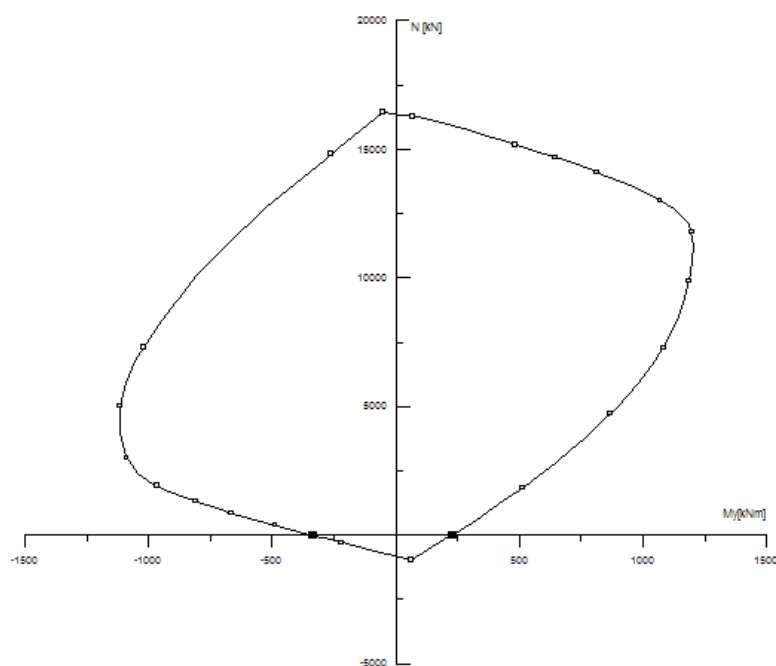
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,35}{50} = 0,0035 = 0,35\%$$

$$\rho_{min} = 0,35\% < \rho = 1,07\% < \rho_{max} = 1,65\%$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost prereza sta prikazana na slikah 76 in 77.



Slika 76: Sklop 1: armatura gred v oseh D in G



Slika 77: Sklop 1: Upogibna nosilnost grede v oseh D in G

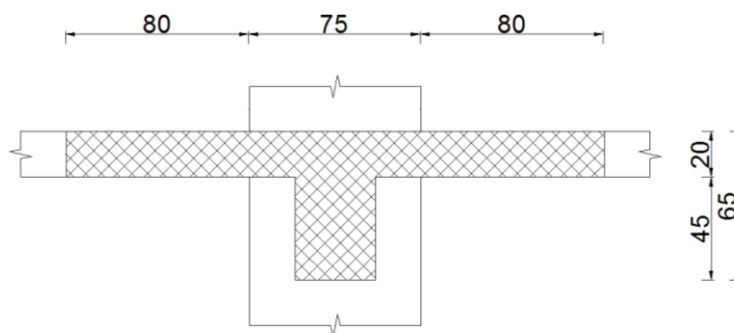
$$M_{Rb}^+ = 235 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^- = -570 \text{ kNm}$$

Vozlišča v osi E in F

Vozlišče se nahaja ob notranjem stebru, v prečni smeri pa so na obeh straneh grede. V tem primeru sodelujoča širina znaša enako kot pri vozlišču 1:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f = 75 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 235 \text{ cm}$$



Slika 78: Sodelujoča širina pasnice v oseh E in F

Izbor vzdolžnih armaturnih palic:

- Maksimalni moment: $M_{max} = 305 \text{ kNm}$
- Minimalni moment: $M_{min} = -354 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura:

$$A_{zg,potr} = 14,4 \text{ cm}^2$$

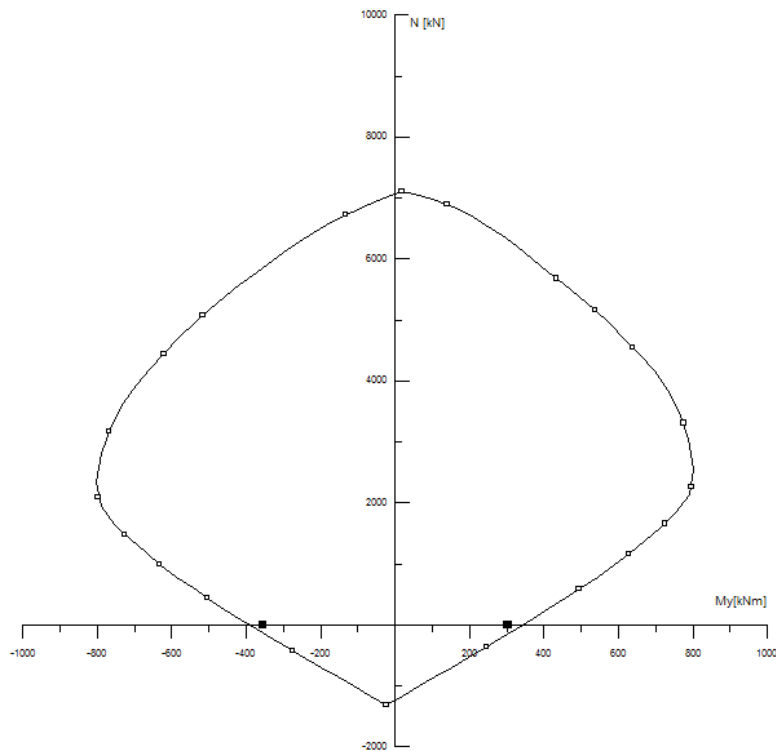
$$A_{sp,potr} = 12,3 \text{ cm}^2$$

- Armatura plošče(Q503): $A_{s,plošče} = 0,35 \text{ m} \cdot 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,76 \text{ cm}^2$
- Prečni prerez vzdolžnih palic:

$$A_{s,palice,zg} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 14,4 - 1,76 = 12,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,palice,sp} = A_{sp,potr} = 12,3 \text{ cm}^2$$

- Izbrana armatura zgoraj: **5 ϕ 18 + mreža 1,76 cm²** ($A_{s,zg} = 14,5 \text{ cm}^2$)
- Izbrana armatura spodaj: **6 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 15,26 \text{ cm}^2$)



Slika 79: Sklop 1: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče E in F

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Dolžina kritičnega območja znaša $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$.

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{14,5 + (2,35 - 0,35) \cdot 5,03 \text{ cm}^2}{2} = \frac{24,5}{2} = 12,25 \text{ cm}^2$$

\rightarrow izbrana armatura spodaj: **6 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 15,3 \text{ cm}^2$)

$$\rho = \frac{A_{s,zg}}{b \cdot d} = \frac{24,5 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,17 \%$$

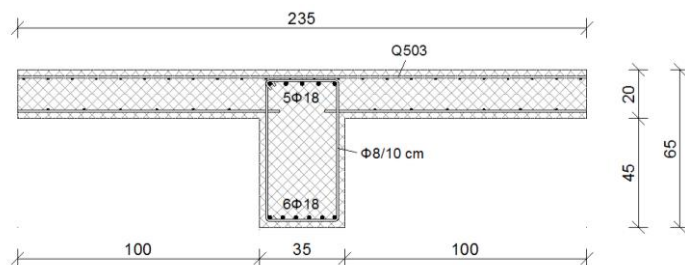
$$\rho' = \frac{A_{s,sp}}{b \cdot d} = \frac{14 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,73 \%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,73 \% + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,67}{43,48} = 2,43 \%$$

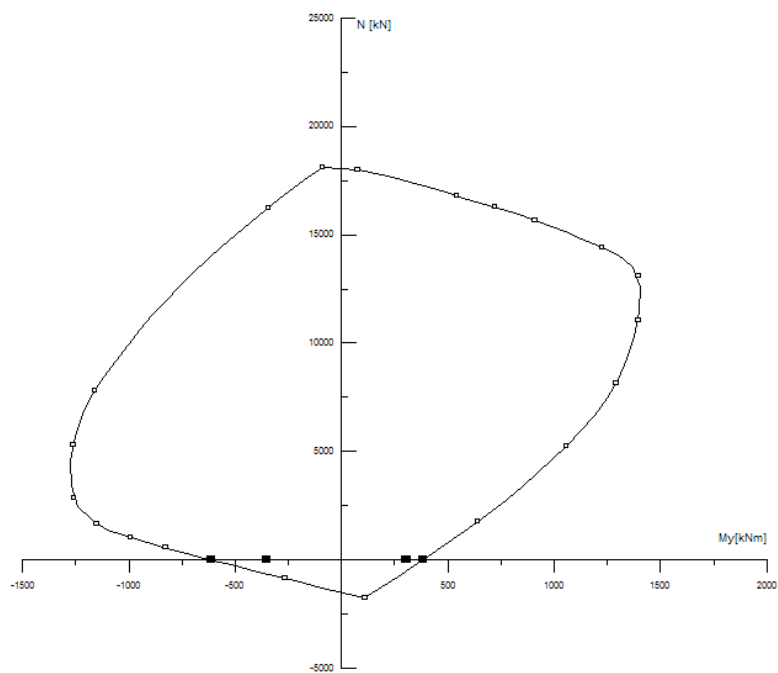
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,35}{50} = 0,0035 = 0,35 \%$$

$$\rho_{min} = 0,35 \% < \rho = 1,17 \% < \rho_{max} = 2,43 \%$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost prereza sta prikazana na slikah 80 in 81.



Slika 80: Sklop1: armatura gred v oseh E in H



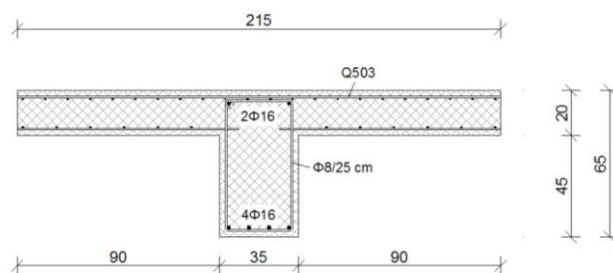
Slika 81: Sklop 1: upogibna nosilnost grede v oseh E in H

$$M_{Rb}^+ = 382 \text{ kNm}$$

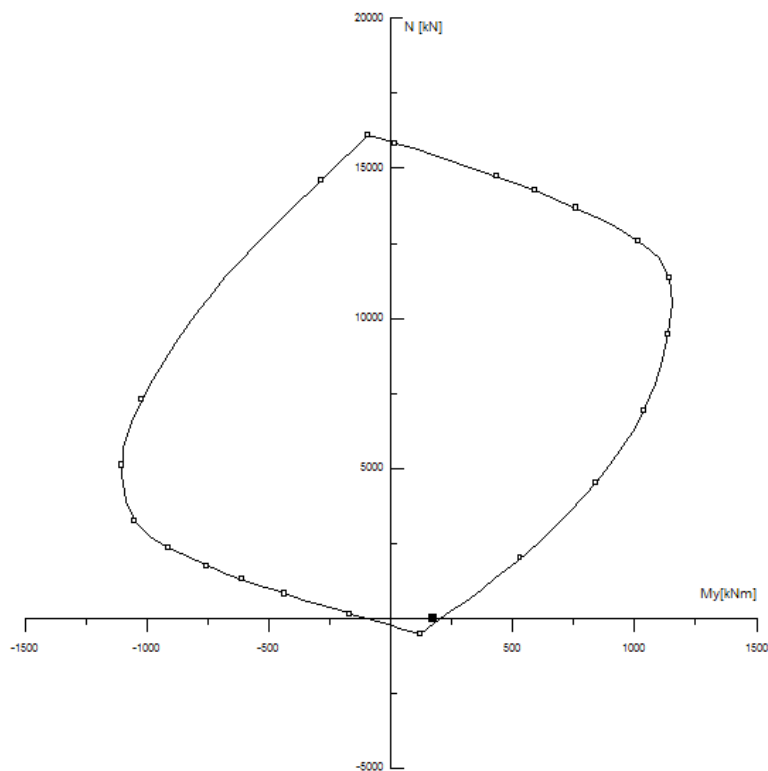
$$M_{Rb}^- = -615 \text{ kNm}$$

Armatura v polju:

- Maksimalni moment: $M_{polje,max} = 175 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura: $A_{sp,potr} = 6,9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ izbrana armatura spodaj: $3\phi 18 (A_{s,sp} = 7,6 \text{ cm}^2)$



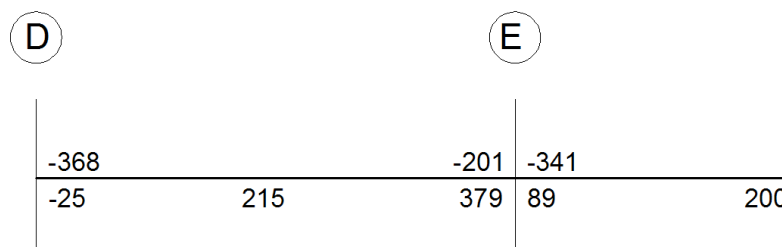
Slika 82: Sklop 1: Izbrana upogibna armatura grede v polju



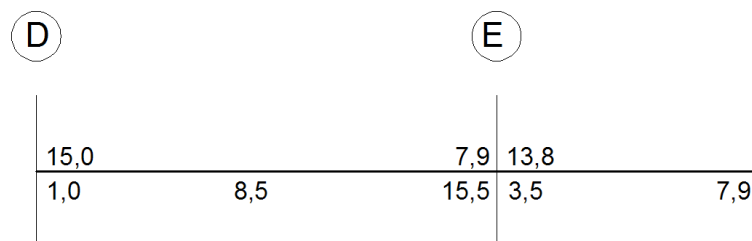
Slika 83: Sklop 1: upogibna nosilnost grede v polju

4.3.2.1.4 Sklop 2

Pri določevanju merodajnih obremenitev postopamo enako kot pri sklopu 1. Merodajne obremenitve in potrebna armatura gred sklopa 2 so prikazane na slikah 84 oz. 85.



Slika 84: Merodajni upogibni momenti sklopa 2

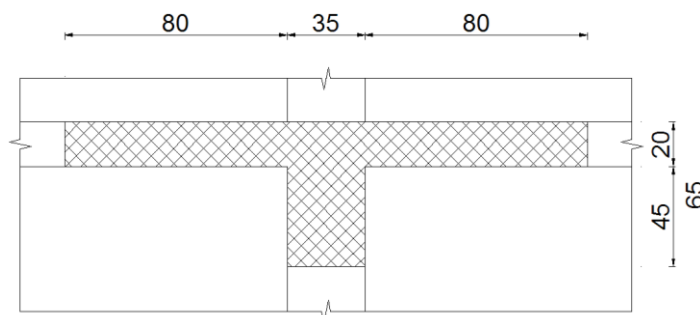


Slika 85: Potrebna upogibna armatura gred sklopa 2

Vozlišča v osi D in G

Sodelujočo širino pasnice b_{eff} določimo v skladu s členom **EC:5.4.3.1.1**. Upoštevamo kot, da se vozlišče se nahaja ob notranjem stebru, z gredami na vsaki strani, čeprav je greda vpeta v steno jedra. V tem primeru sodelujoča širina znaša:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f = 35 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 195 \text{ cm}$$



Slika 86: Sodelujoča širina pasnice gred v oseh D in G

Izbor vzdolžnih armaturnih palic:

- Maksimalni moment: $M_{max} = -25 \text{ kNm}$
- Minimalni moment: $M_{min} = -368 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura:

$$A_{zg,potr} = 15 \text{ cm}^2$$

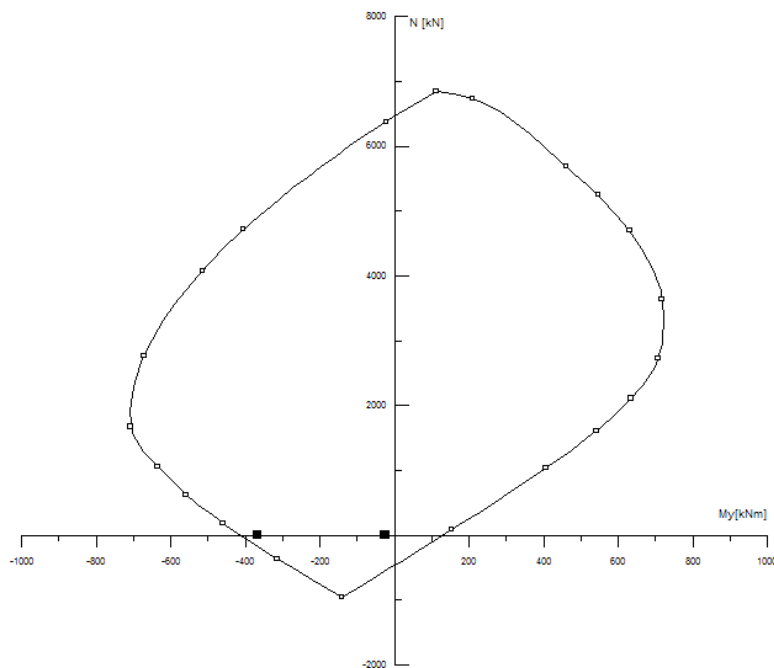
$$A_{sp,potr} = 1 \text{ cm}^2$$

- Armatura plošče(Q503): $A_{s,plošče} = 0,35 \text{ m} \cdot 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,76 \text{ cm}^2$
- Prečni prerez vzdolžnih palic:

$$A_{s,palice,zg} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 15,0 - 1,76 = 13,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,palice,sp} = A_{sp,potr} = 1 \text{ cm}^2$$

- Izbrana armatura zgoraj: **5 ϕ 18 + mreža 1,76 cm²** ($A_{s,zg} = 14,5 \text{ cm}^2$)
- Izbrana armatura spodaj: **2 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 5,08 \text{ cm}^2$)



Slika 87: Sklop 1: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče D in G

Zagotovitev lokalne duktilnosti

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{14,5}{2} = 7,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{izbrana armatura spodaj: } \mathbf{3\phi 18} (A_{s,sp} = 7,6 \text{ cm}^2)$$

- Delež armature v natezni coni ρ mora biti znotraj intervala $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$. Le-ta je definiran z izrazoma iz 5.4.3.1.2(4a) in 5.4.3.1.2(4b):

$$\rho = \frac{A_{s,zg}}{b \cdot d} = \frac{14,5 + (1,95 - 0,35) \cdot 5,03 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,07 \%$$

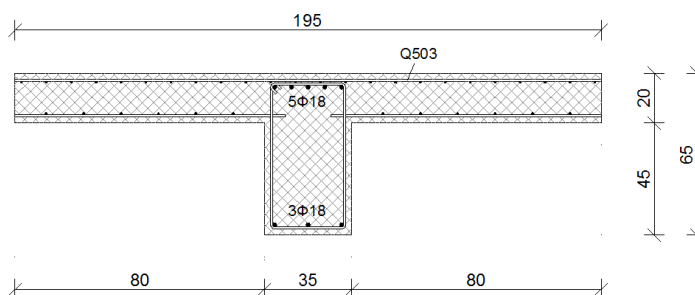
$$\rho' = \frac{A_{s,sp}}{b \cdot d} = \frac{7,6 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,36 \%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,36\% + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,67}{43,48} = 1,63 \%$$

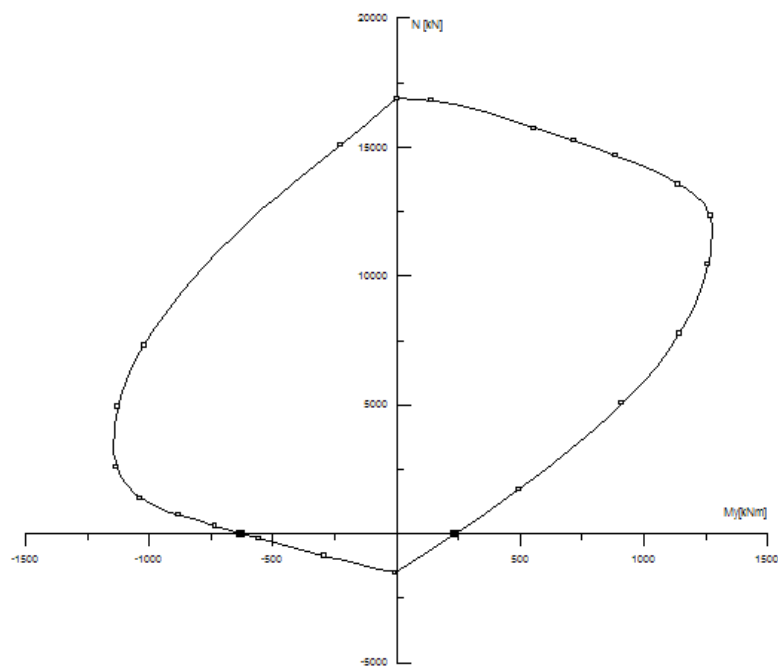
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,35}{50} = 0,0035 = 0,35 \%$$

$$\rho_{min} = 0,36 \% < \rho = 1,07 \% < \rho_{max} = 1,63 \%$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost prereza sta prikazana na slikah 88 in 89.



Slika 88: Sklop 2: armatura grede v oseh D in G



Slika 89: Sklop 2: upogibna nosilnost prereza v oseh D in G

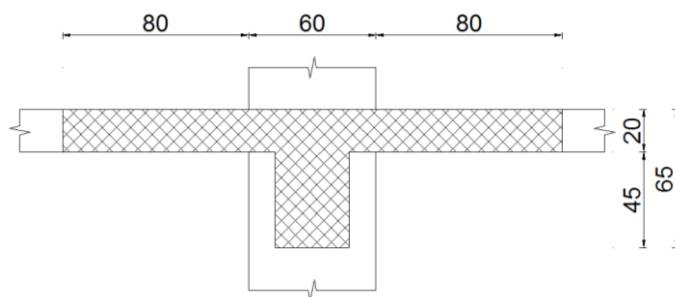
$$M_{Rb}^+ = 236 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^- = -627 \text{ kNm}$$

Vozlišča v osi E in F

Vozlišče se nahaja ob notranjem stebru, v prečni smeri pa so na obeh straneh grede. V tem primeru sodelujoča širina znaša enako kot pri vozlišču 1:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f = 60 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 220 \text{ cm}$$



Slika 90: Sodelujoča širina pasnice v oseh E in F

Izbor vzdolžnih armaturnih palic:

- Maksimalni moment: $M_{max} = 379 \text{ kNm}$
- Minimalni moment: $M_{min} = -341 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura:

$$A_{zg,potr} = 13,8 \text{ cm}^2$$

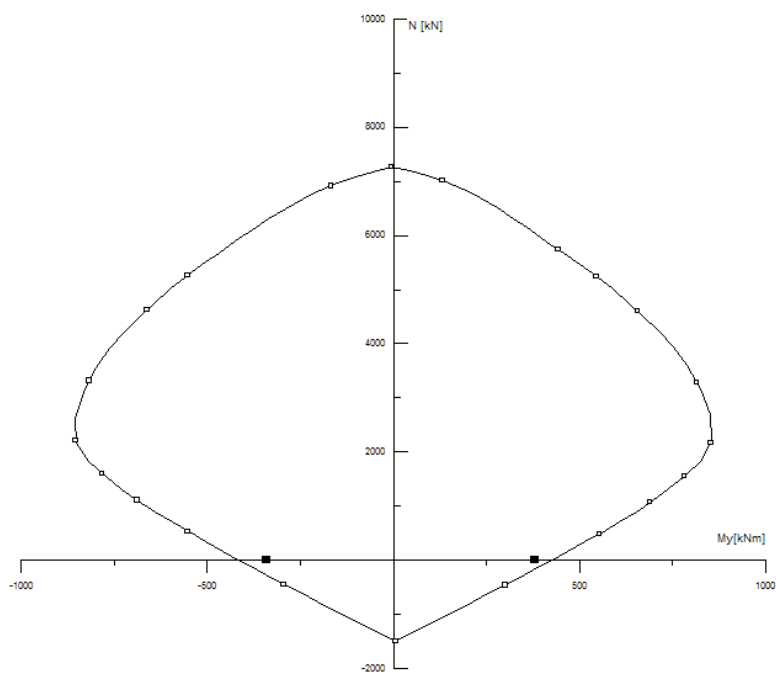
$$A_{sp,potr} = 15,5 \text{ cm}^2$$

- Armatura plošče(Q503): $A_{s,plošče} = 0,35 \text{ m} \cdot 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,76 \text{ cm}^2$
- Prečni prerez vzdolžnih palic:

$$A_{s,palice,zg} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 13,8 - 1,76 = 12,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,palice,sp} = A_{sp,potr} = 15,5 \text{ cm}^2$$

- Izbrana armatura zgoraj: **6 ϕ 18 + mreža 1,76 cm²** ($A_{s,zg} = 17,02 \text{ cm}^2$)
- Izbrana armatura spodaj: **7 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 17,8 \text{ cm}^2$)



Slika 91: Sklop 2: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče E in F

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Dolžina kritičnega območja znaša $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$.

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{17,02}{2} = 8,5 \text{ cm}^2 < 17,8 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s,zg}}{b \cdot d} = \frac{26,3 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,25 \%$$

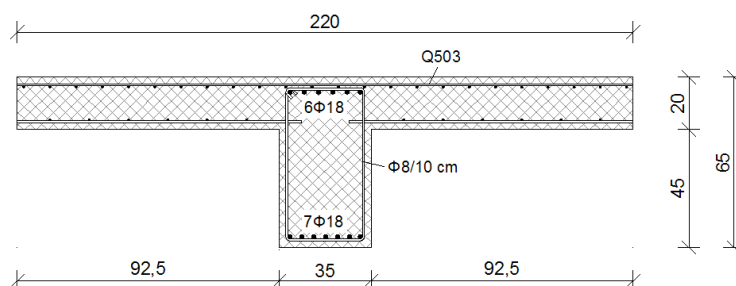
$$\rho' = \frac{A_{s,sp}}{b \cdot d} = \frac{17,8 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,84\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,84\% + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,67}{43,48} = 2,11 \%$$

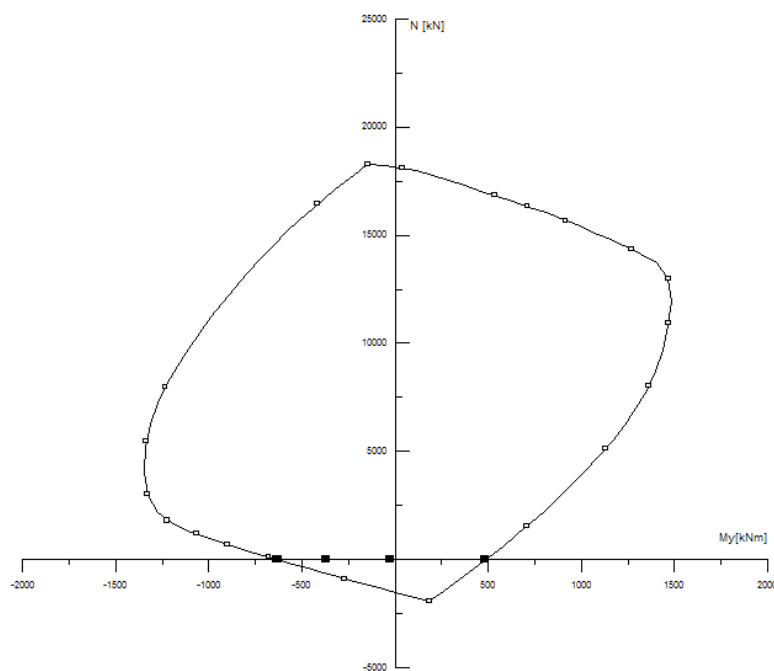
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,35}{50} = 0,0035 = 0,35\%$$

$$\rho_{min} = 0,84\% < \rho = 1,25 \% < \rho_{max} = 2,11\%$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost prereza sta prikazana na slikah 92 in 93.



Slika 92: Sklop 2: armatura v oseh E in F



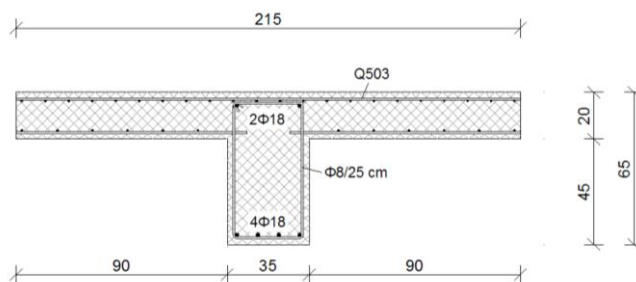
Slika 93: Sklop 2: upogibna nosilnost grede v oseh E in F

$$M_{Rb}^+ = 485 \text{ kNm}$$

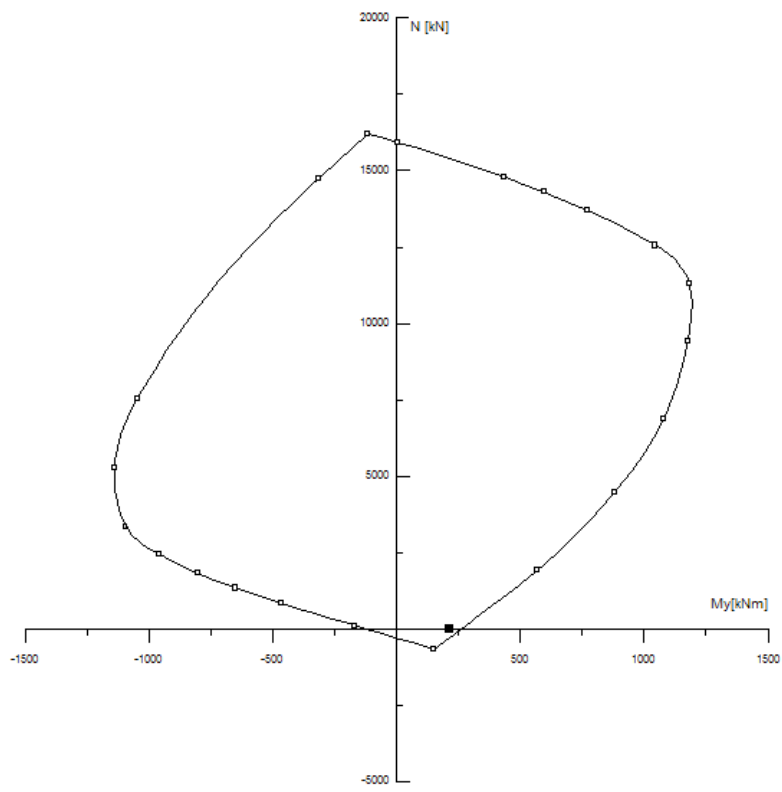
$$M_{Rb}^- = -632 \text{ kNm}$$

Armatura v polju:

- Maksimalni moment: $M_{polje,max} = 215 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura: $A_{sp,potr} = 8,5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ izbrana armatura spodaj: **4 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 10,17 \text{ cm}^2$)



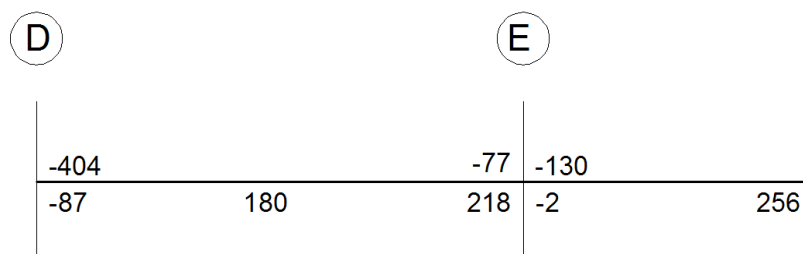
Slika 94: Sklop 2: Izbrana upogibna armatura grede v polju



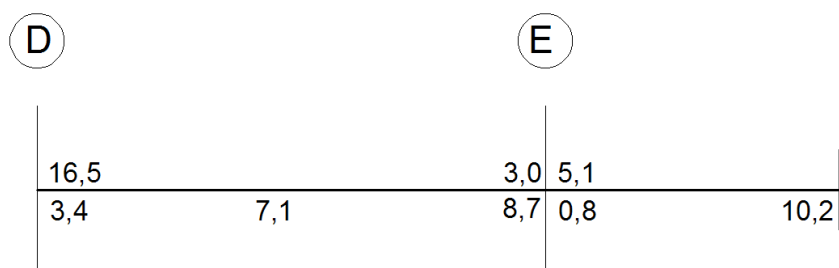
Slika 95: Sklop 2: upogibna nosilnost grede v polju

4.3.2.1.6 Sklop 3

Merodajne obremenitve in potrebna armatura gred sklopa 2 so prikazane na slikah 96 oz. 97.



Slika 96: Merodajni upogibni momenti stebrov sklopa 3

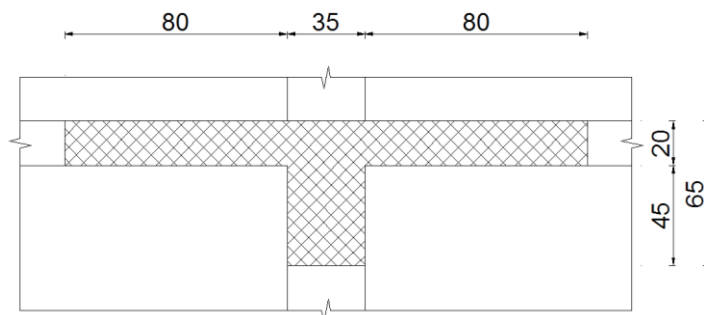


Slika 97: Merodajni upogibni momenti stebrov sklopa 3

Vozlišča v osi D in G

Sodelujočo širino pasnice b_{eff} določimo v skladu s členom **EC:5.4.3.1.1**. Upoštevamo kot, da se vozlišče se nahaja ob notranjem stebri, z gredami na vsaki strani, čeprav je greda vpeta v steno jedra. V tem primeru sodelujoča širina znaša:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f = 35 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 195 \text{ cm}$$



Slika 98: Sodelujoča širina pasnice gred v oseh D in G

Izbor vzdolžnih armaturnih palic:

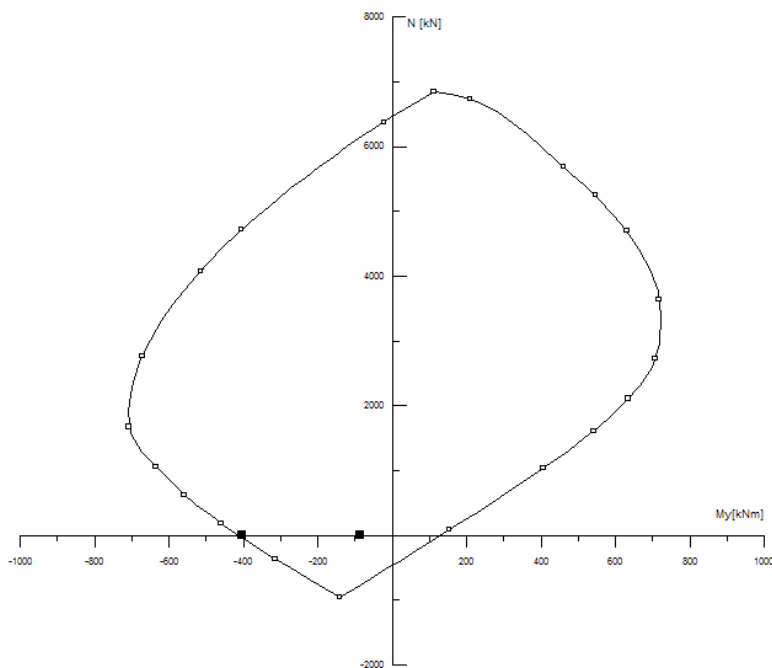
- Maksimalni moment: $M_{max} = -87 \text{ kNm}$
- Minimalni moment: $M_{min} = -404 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura:

$$A_{zg,potr} = 16,5 \text{ cm}^2$$

- Armatura plošče(Q503): $A_{s,plošče} = 0,35 \text{ m} \cdot 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,76 \text{ cm}^2$
- Prečni prerez vzdolžnih palic:

$$A_{s,palice,zg} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 16,5 - 1,76 = 14,74 \text{ cm}^2$$

- Izbrana armatura zgoraj: **6 ϕ 18 + mreža 1,76 cm²** ($A_{s,zg} = 17,02 \text{ cm}^2$)



Slika 99: Sklop 3: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče D in G

Zagotovitev lokalne duktilnosti

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{17,02 \text{ cm}^2}{2} = 8,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{izbrana armatura spodaj: } \mathbf{4\phi 18} (A_{s,sp} = 10,2 \text{ cm}^2)$$

- Delež armature v natezni coni ρ mora biti znotraj intervala $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$. Le-ta je definiran z izrazoma iz 5.4.3.1.2(4a) in 5.4.3.1.2(4b):

$$\rho = \frac{A_{s,zg}}{b \cdot d} = \frac{25,1 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,19 \%$$

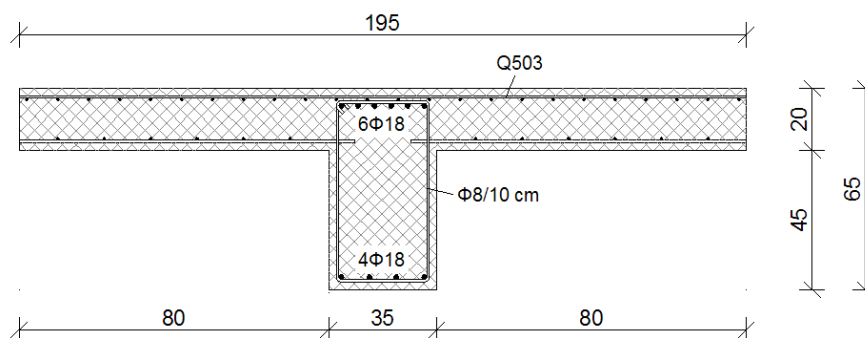
$$\rho' = \frac{A_{s,sp}}{b \cdot d} = \frac{10,2 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,48\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,48\% + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,67}{43,48} = 1,75 \%$$

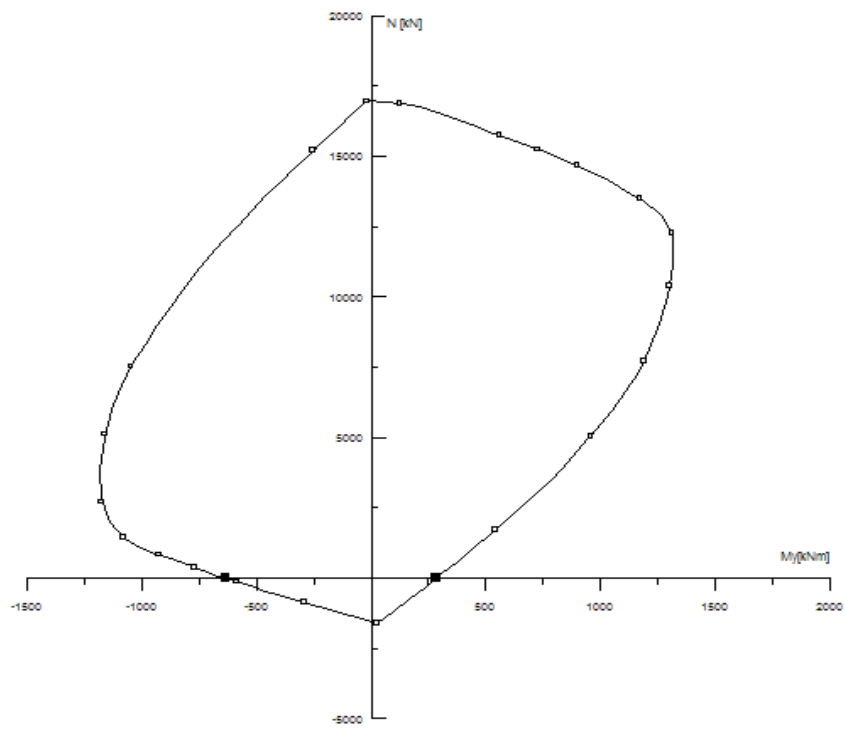
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,35}{50} = 0,0035 = 0,35\%$$

$$\rho_{min} = 0,48 \% < \rho = 1,19 \% < \rho_{max} = 1,75 \%$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost prereza sta prikazana na slikah 100 in 101.



Slika 100: Sklop 3: izbrana armatura v vozliščih D in G



Slika 101: Sklop 3: upogibna nosilnost gred v vozliščih D in G

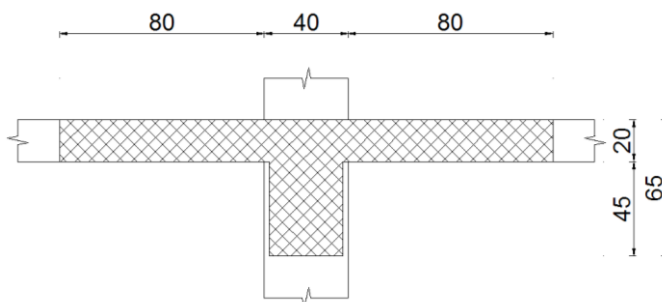
$$M_{Rb}^+ = 283 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^- = -635 \text{ kNm}$$

Vozlišča v osi E in F

Vozlišče se nahaja ob notranjem stebru, v prečni smeri pa so na obeh straneh grede. V tem primeru sodelujoča širina znaša enako kot pri vozlišču 1:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f = 40 \text{ cm} + 8 \cdot 20 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$$



Slika 102: Sodelujoča širina pasnice v oseh E in F

Izbor vzdolžnih armaturnih palic:

- Maksimalni moment: $M_{max} = 218 \text{ kNm}$
- Minimalni moment: $M_{min} = -130 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura:

$$A_{zg,potr} = 5,1 \text{ cm}^2$$

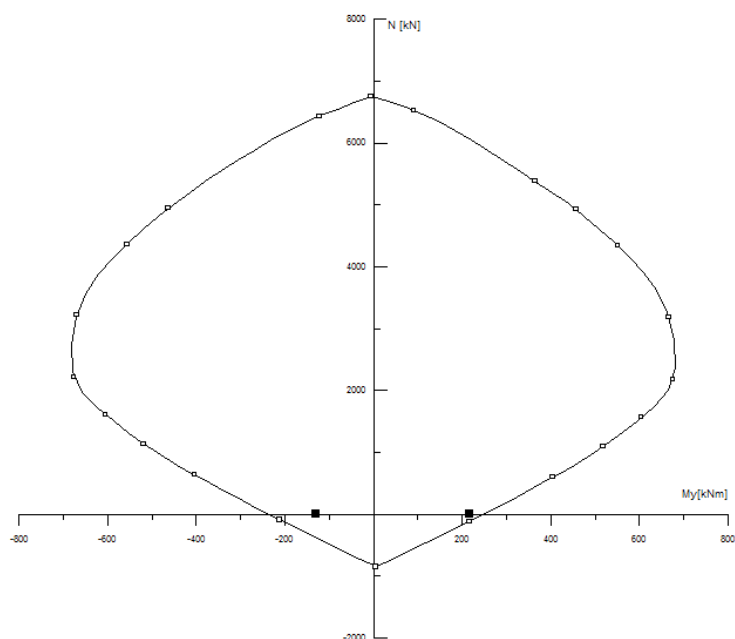
$$A_{sp,potr} = 8,7 \text{ cm}^2$$

- Armatura plošče(Q503): $A_{s,plošče} = 0,35 \text{ m} \cdot 5,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,76 \text{ cm}^2$
- Prečni prerez vzdolžnih palic:

$$A_{s,palice,zg} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 5,1 - 1,76 = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,palice,sp} = A_{sp,potr} = 8,7 \text{ cm}^2$$

- Izbrana armatura zgoraj: **4 ϕ 18 + mreža 1,76 cm²** ($A_{s,zg} = 11,96 \text{ cm}^2$)
- Izbrana armatura spodaj: **4 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 10,2 \text{ cm}^2$)



Slika 103: Sklop 3: Kontrola upogibne nosilnosti pravokotnega prereza, vozlišče E in F

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Dolžina kritičnega območja znaša $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$.

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{11,96 \text{ cm}^2}{2} = 6 \text{ cm}^2 < 10,2 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s,zg}}{b \cdot d} = \frac{20,3 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,96 \%$$

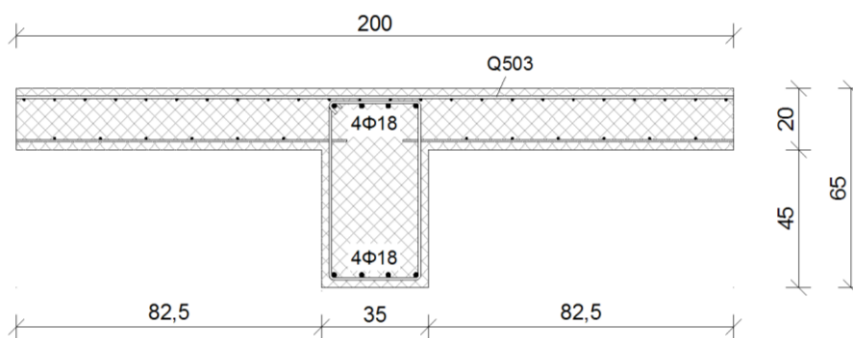
$$\rho' = \frac{A_{s,sp}}{b \cdot d} = \frac{10,2 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,49\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,49\% + \frac{0,0018}{3 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,67}{43,48} = 1,76 \%$$

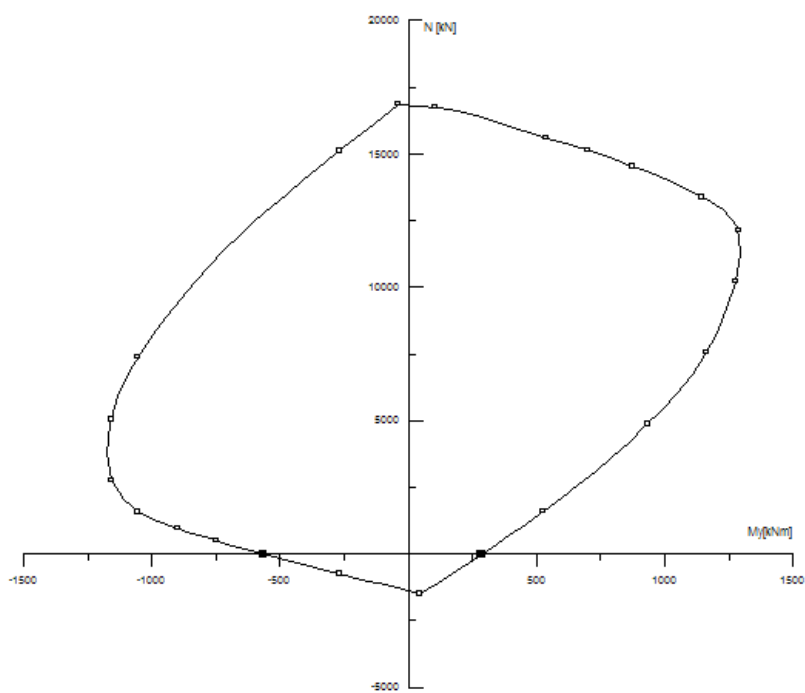
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,35}{50} = 0,0035 = 0,35\%$$

$$\rho_{min} = 0,49\% < \rho = 0,96 \% < \rho_{max} = 1,76 \%$$

Izbrana armatura in upogibna nosilnost prereza sta prikazana na slikah 104 in 105.



Slika 104: Sklop 3: armatura gred v oseh E in F



Slika 105: Sklop 3: upogibna nosilnost gred v oseh E in F

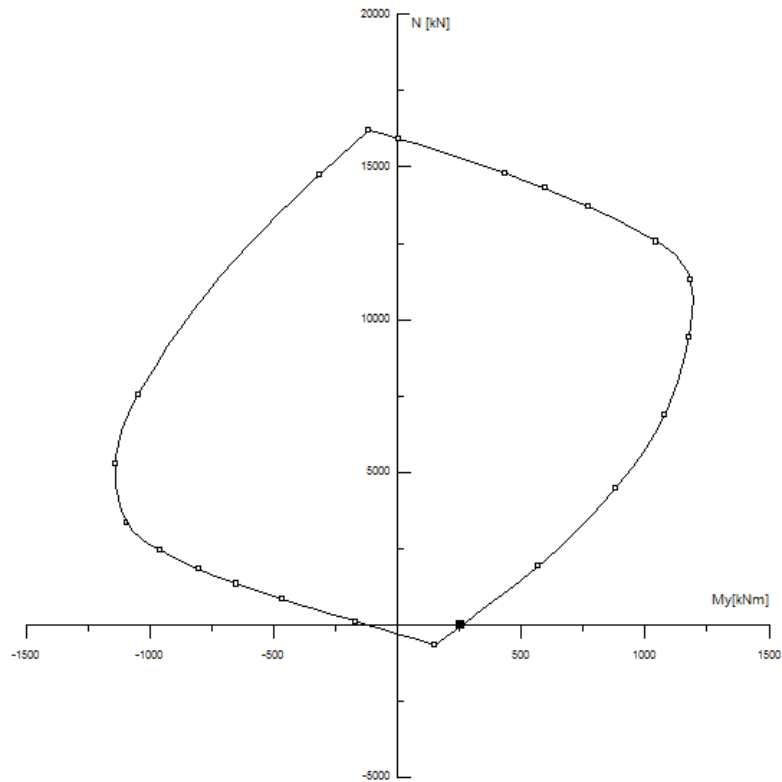
$$M_{Rb}^+ = 285 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^- = -565 \text{ kNm}$$

Armatura v polju:

- Maksimalni moment: $M_{polje,max} = 256 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura: $A_{sp,potr} = 8,5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ izbrana armatura spodaj: **4 ϕ 18** ($A_{s,sp} = 10,17 \text{ cm}^2$)

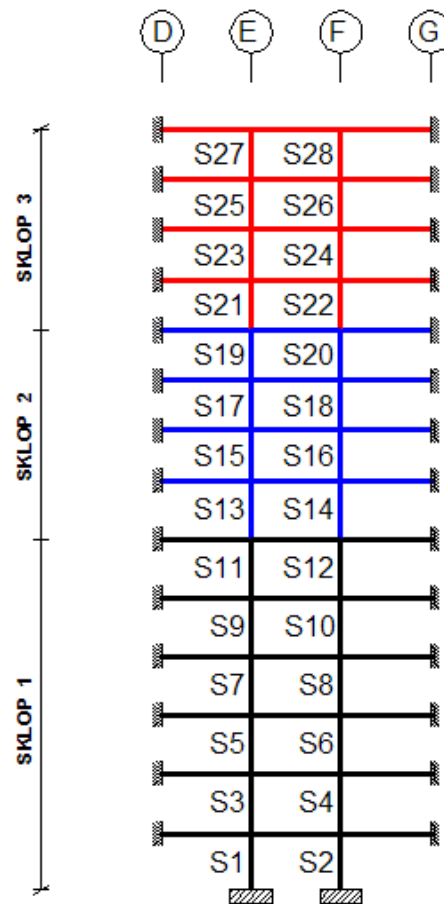
Gredo armiramo enako kot grede sklopa 2.



Slika 106: Sklop 3: upogibna nosilnost grede v polju

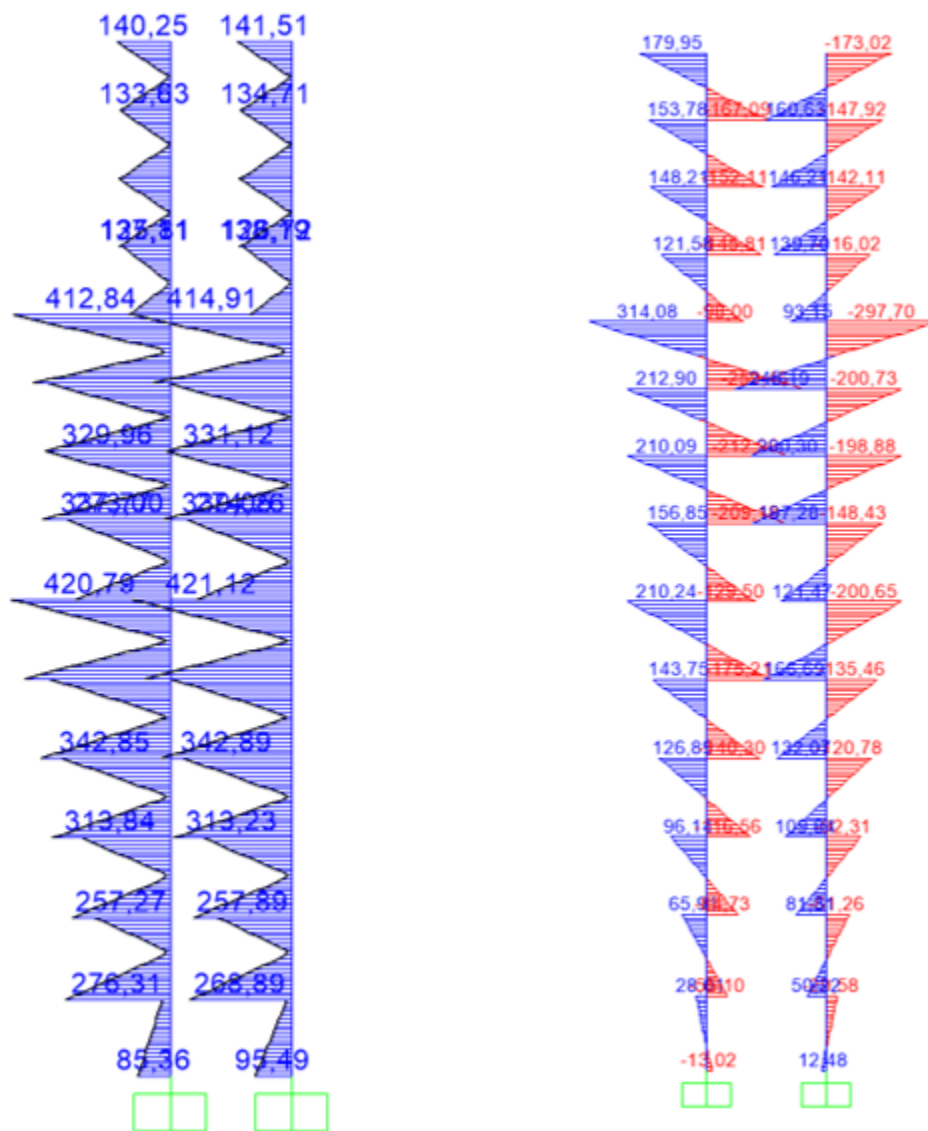
4.3.2.3 Stebri

Na sliki 107 je po sklopih prikazana shema stebrov.



Slika 107: Shema stebrov po sklopih

Na sliki 108 vidimo, da se velikosti upogibnih momentov stebrov v oseh E in F praktično ne razlikuje, zato v nadaljevanju kontrolo upogibnih momentov naredimo samo za stebre v osi E.



Slika 108: Potek upogibnih momentov v stebrih: 1,0E 1,35G+1

Prikaz kontrole upogibnih je v nadaljevanju prikazan za steber S19, sklopa 2, kjer se pojavijo največji upogibni momenti.

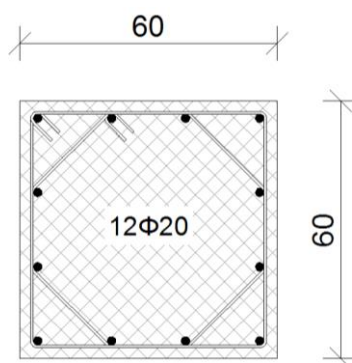
Za izhodišče vzamemo minimalno armaturo:

- Skupni delež armature ρ mora biti znotraj intervala $0,01 \leq \rho \leq 0,04$. Pri simetričnih prerezih se uporabi simetrična armatura ($\rho = \rho'$)(5.4.3.2.2(1)P):

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot 60^2 = 36 \text{ cm}^2$$

- Vzdlž vsake stranice stebra je treba med vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno palico(5.4.3.2.2 (2)P)
- Razdalja med dvema sosednjima palicama, ki ju podpirajo stremena, ne sme biti večja od 20 cm.

Upoštevaje zgornja pravila izberem armaturne palice **12 ϕ 20**($A_{s,dej} = 37,7 \text{ cm}^2$; $\rho = 0,0105$)



Slika 109: Minimalna upogibna armatura stebra sklopa 2

Na podlagi izbrane armature preverimo, ali le-ta zadostuje za prevzem upogibnih obremenitev. S pomočjo notranjih sil, ki so za steber S19 prikazane na slikah 110, 111 in 112, naredimo kontrolo pri maksimalnem momentu in pri največji in najmanjši osni sili. Kritične obtežne kombinacije so prikazane v tabeli 18.

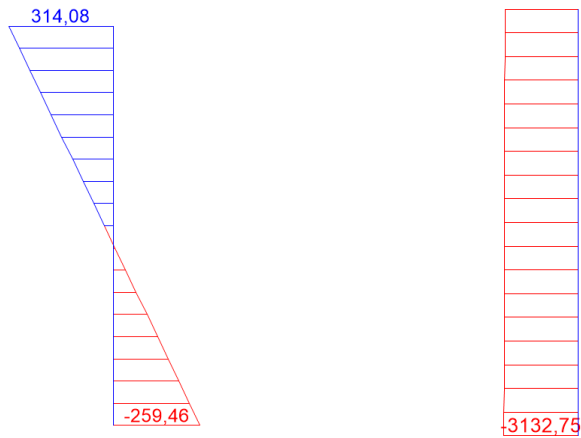
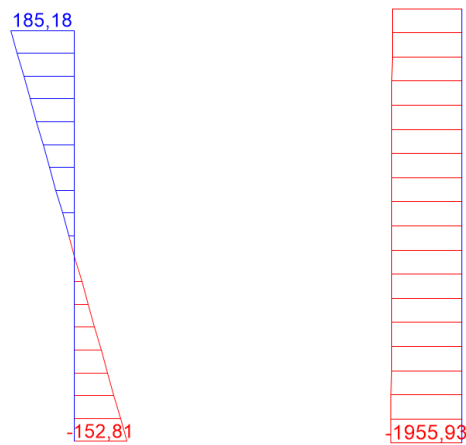
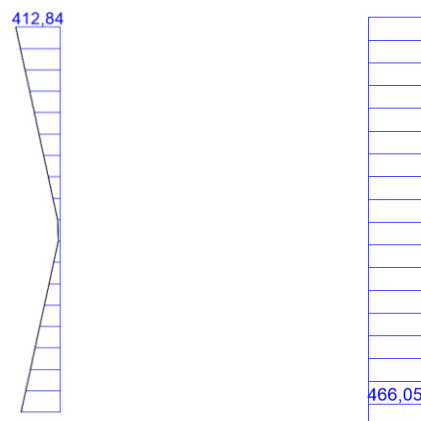
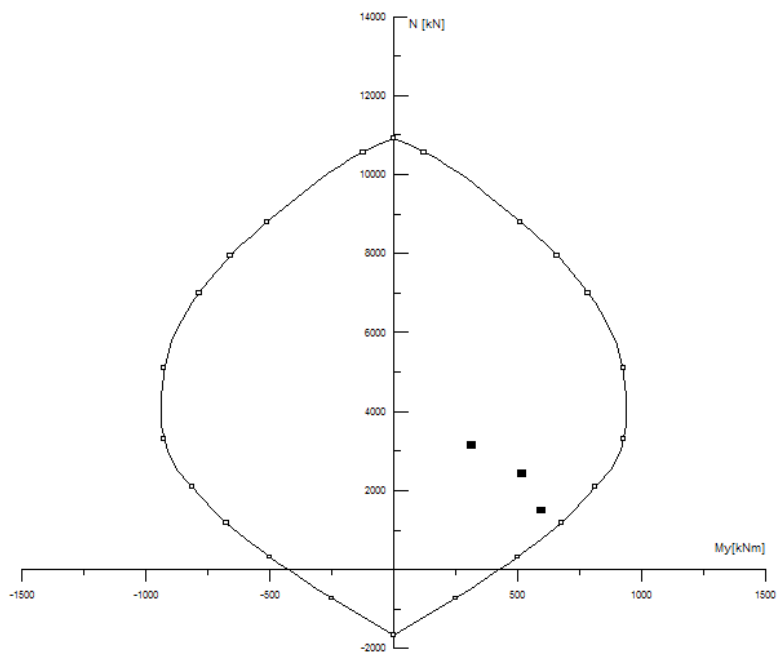
Slika 110: Diagram upogibnega momenta in osne sile za kombinacijo $1,35G+1,5Q$ Slika 111: Diagram upogibnega momenta in osne sile za kombinacijo $1,0Q+0,3Q$ Slika 112: Diagram upogibnega momenta in osne sile za potresno obtežbo $1,0E$

Tabela 18: Kontrola upogibnih momentov za stebec S19

Obtežna kombinacija	$M_{Ed}(kNm)$	$M_{Ed,max}(kNm)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{Rd}(kNm)$
$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	314	598	-3133	-3133
$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$	185+413=598		-1956+466=-1490	-1956
$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$	-153-364=517		-1956-466=-2422	552

Iz interakcijskega diagrama, ki je prikazan na sliki 113 lahko vidimo, da že minimalna armatura zadostuje za prevzem obremenitev. Rezultat je logičen, saj večino obremenitev, zaradi svoje velike togosti, prevzamejo stene.



Slika 113: Interakcijski diagram prereza stebra S19

Ostali stebri

Tudi pri dimenzioniranju ostalih stebrov sem izhajal iz minimalne armature in nato za kritične obtežne kombinacije naredil kontrolo upogibnih obremenitev, pri pripadajoči osni sili. Pri tem sem uporabil program DIAS-P.

Izhodiščna minimalna armatura je pri stebrih sklopa 1 in 3 drugačna, saj se spremeni ploščina prereza. Izhodišča armatura stebrov sklopa 1 in 3 tako znaša:

- Sklop 1:

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot 75^2 = 56,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{izberem } \mathbf{16\phi 22} (A_{s,dej} = 60,8 \text{ cm}^2; \rho = 0,0108)$$

- Sklop 3:

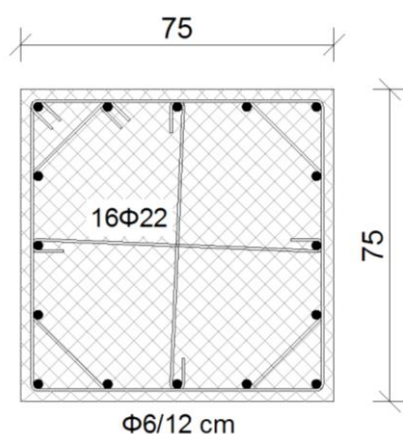
$$A_{s,min} = 0,01 \cdot 40^2 = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{izberem } \mathbf{8\phi 16} (A_{s,dej} = 16 \text{ cm}^2; \rho = 0,01)$$

Pri stebrih sklopa 3, minimalna armatura ne zadostuje za prevzem upogibnih obremenitev, zato armaturne palice $\phi 16$ nadomestimo s palicami $\phi 22$ ($A_{s,dej} = 30,4 \text{ cm}^2; \rho = 0,019$).

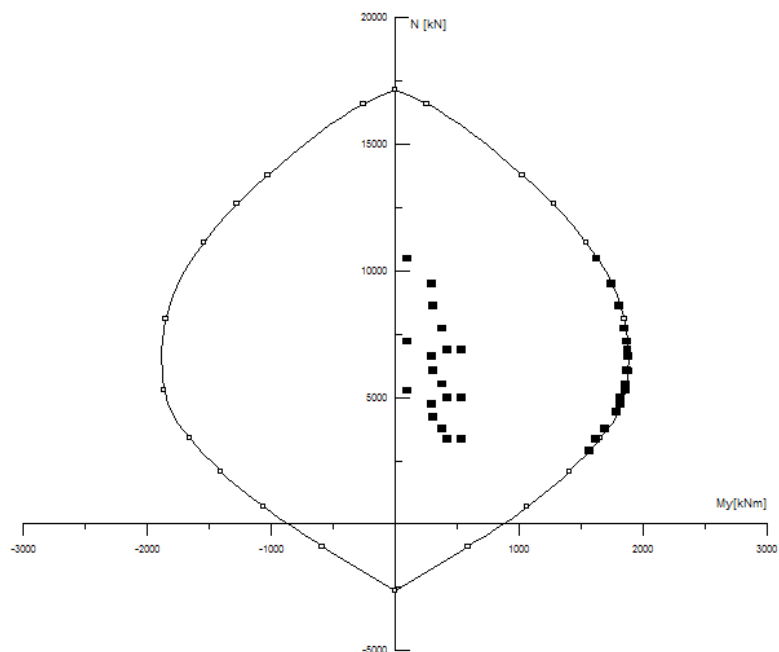
V nadaljevanju je prikazana kontrola upogibnih obremenitev za vse stebre po posameznih sklopih:

Sklop 1

Na sliki 144 je prikazana izbrana upogibna armatura stebrov sklopa 1, na sliki 115 in v tabeli 19 pa sta prikazana kontrola upogibnih momentov in upogibna nosilnost stebrov sklopa 1.



Slika 114: Izbrana armatura stebrov sklopa 1



Slika 115: Interakcijski diagram upogibne nosilnosti stebrov sklopa 1

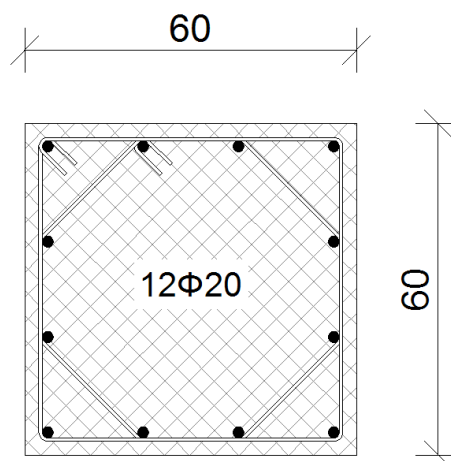
Tabela 19: Kontrola upogibnih obremenitev in upogibna nosilnost stebrov sklopa 1

Steber	Obtežna kombinacija	$M_{Ed,max}(kNm)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{Rd}(kNm)$
S1	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	102	10463	1626
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		5256	1860
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		7194	1870
S3	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	298	9485	1740
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		4712	1820
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		6613	1880
S5	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	305	8588	1805
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		4228	1790
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		6064	1870
S7	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	377	7710	1850
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		3766	1690
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		5515	1860
S9	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	420	6854	1875

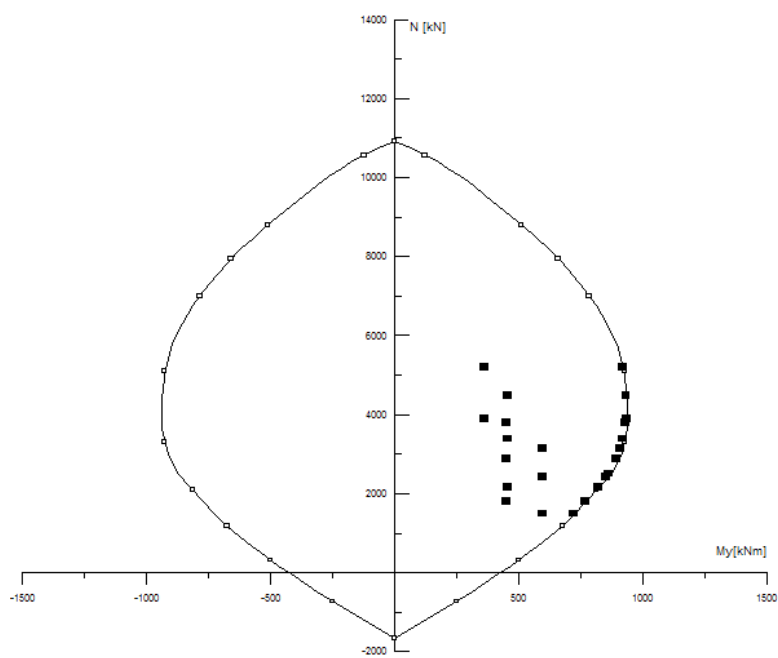
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		3325	1620
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		4970	1820
S11	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	538	6021	1878
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		2900	1570
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		4435	1785

Sklop 2

Na sliki 116 je prikazana izbrana upogibna armatura stebrov sklopa 2, na sliki 117 in v tabeli 20 pa sta prikazana kontrola upogibnih momentov in upogibna nosilnost stebrov sklopa 2.



Slika 116: Izbrana armatura stebrov sklopa 2



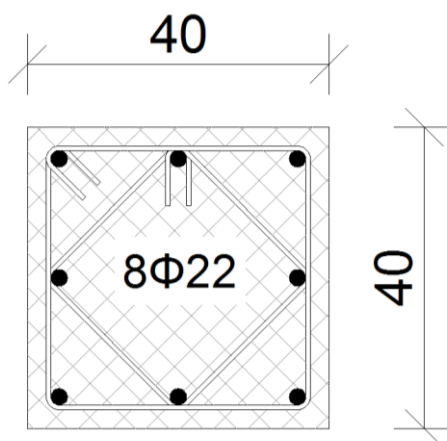
Slika 117: Interakcijski diagram upogibne nosilnosti stebrov sklopa 2

Tabela 20: Kontrola upogibnih obremenitev in upogibna nosilnost stebrov sklopa 2

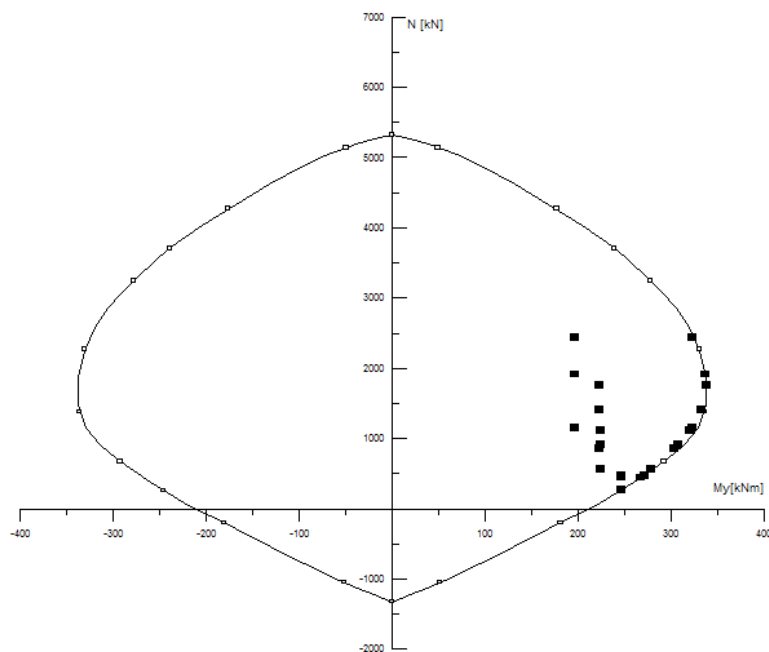
Steber	Obtežna kombinacija	$M_{Ed,max}(kNm)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{Rd}(kNm)$
S13	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	361	5207	920
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		2506	860
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		3903	935
S15	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	455	4487	933
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		2152	820
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		3386	920
S17	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	450	3790	930
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		1807	770
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		2888	895
S19	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	598	3133	910
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		1490	723
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		2422	853

Sklop 3

Na sliki 118 je prikazana izbrana upogibna armatura stebrov sklopa 3, na sliki 119 in v tabeli 21 pa sta prikazana kontrola upogibnih momentov in upogibna nosilnost stebrov sklopa 3.



Slika 118: Izbrana armatura stebrov sklopa 3



Slika 119: Interakcijski diagram upogibne nosilnosti stebrov sklopa 3

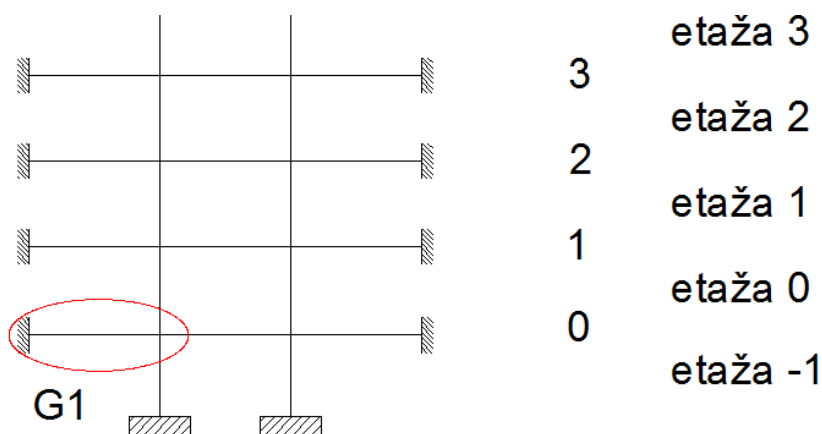
Tabela 21: Kontrola upogibnih obremenitev in upogibna nosilnost stebrov sklopa 3

Steber	Obtežna kombinacija	$M_{Ed,max}(kNm)$	$N_{Ed}(kN)$	$M_{Rd}(kNm)$
S21	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	196	2439	323
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		1156	323
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		1911	337
S23	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	223	1762	338
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		857	303
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		1401	333
S25	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	224	1108	320
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		563	278
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		914	308
S27	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	247	468	272
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_{XY}$		272	247
	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q - E_{XY}$		444	268

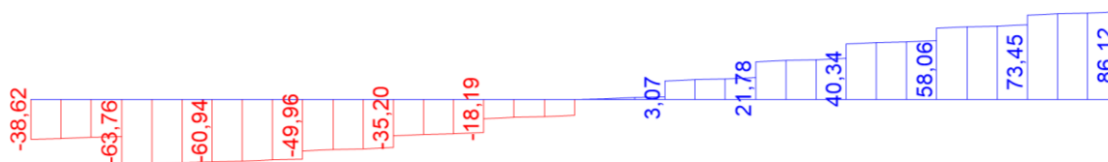
4.3.4 Strižna armatura

4.3.4.1 Grede

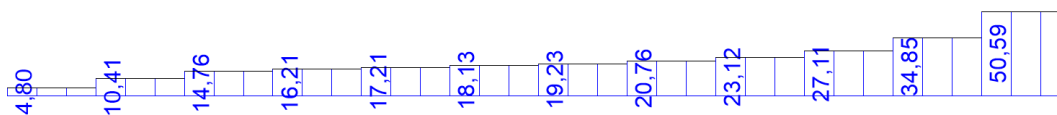
Izračun strižne armature gred v nadaljevanju prikazujem za gredo G1(slika 120), kjer je mero-
 dajna strižna obremenitev največja. Na slikah 121, 122 in 123 so prikazani diagrami prečnih
 sil za različne obtežne kombinacije. Na podlagi le-teh nato sestavimo ovojnico prečnih sil, ki je
 prikazana na sliki 124.



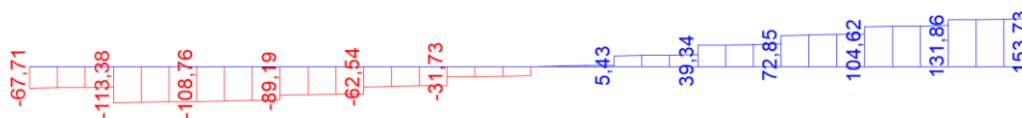
Slika 120: Pozicija grede G1



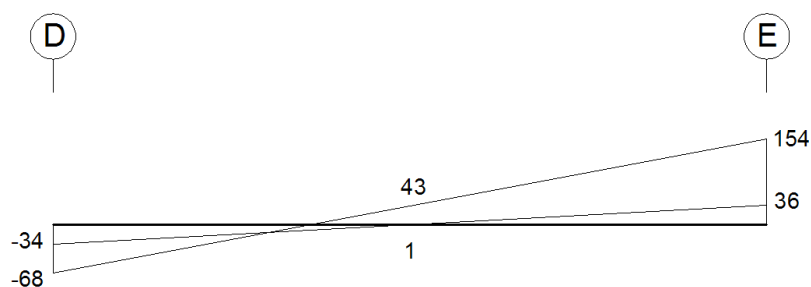
Slika 121: Prečne sile G1: 1,0G+0,3Q



Slika 122: Prečne sile G1: 1,0E



Slika 123: Prečne sile G1: 1,35G+1,5Q



Slika 124: Ovojnica prečnih sil

Načrtovanje nosilnosti

V skladu z metodo načrtovanja nosilnosti določimo še prečne sile v gredi za obe smeri potrebnega vpliva.

$$V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = V_{CD} + V_{G+0,3Q}$$

$$V_{Ed} = -\frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = -V_{CD} + V_{G+0,3Q}$$

Pri tem $V_{G+0,3Q}$ predstavlja prečno silo v gredi, ki izhaja iz obtežne kombinacije vertikalne obtežbe $1,0G+0,3Q$, l_{cl} pa svetlo dolžino grede, ki v našem primer znaša $l_{cl} = 6,4 \text{ m} - 0,75 \text{ m} = 5,65 \text{ m}$.

Ker je obravnavana konstrukcija stenasta, so lahko stebri šibkejši od prečk, saj do porušnega mehanizma ne more priti na nivoju ene same etaže. Projektne momente $M_{i,d}$ na krajiščih pa zato določimo na naslednji način:

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

Pri tem faktor γ_{Rd} upošteva dodatno nosilnost zaradi utrjevanja jekla. V primeru srednje stopnje duktilnosti gred znaša $\gamma_{Rd} = 1,0$.

V nadaljevanju je prikazan izračun najprej za »PLUS« smer in nato še za »MINUS« smer delovanja potresne obtežbe. V nadaljevanju vozlišče 1 predstavlja levo vozlišče in vozlišče 2 desno vozlišče.

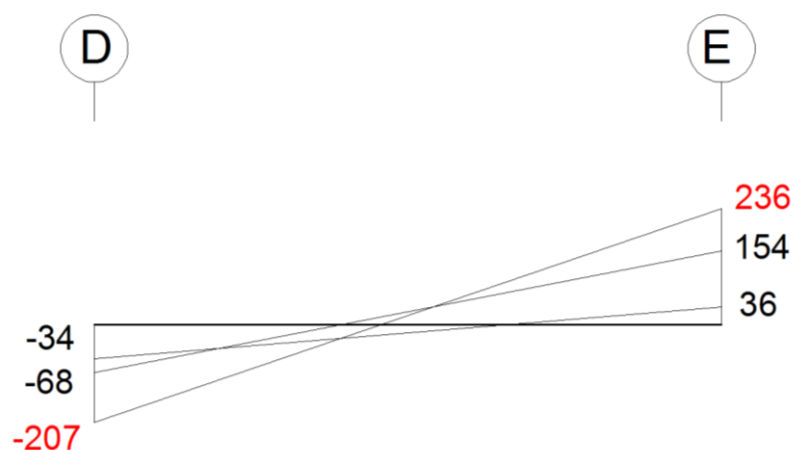
Tabela 22: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "PLUS" smer potresa

Smer PLUS	$M_{Rb,i}$ (kNm)	$\sum M_{RC}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Vozlišče 1	235	∞	235	1	235	150	-39	111
Vozlišče 2	615	3680	997	1	615		86	236

Tabela 23: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "MINUS" smer potresa

Smer MINUS	$M_{Rb,i}$ (kNm)	$\sum M_{RC}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Vozlišče 1	570	∞	570	1	570	-168	-39	-207
Vozlišče 2	382	3750	997	1	382		86	-82

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil, izračunanih po metodi načrtovanja nosilnosti, nato določimo merodajne prečne sile, ki so prikazane na sliki 125.



Slika 125: Merodajne prečne sile

Območje ob vozlišču 1

Absolutna vrednost maksimalne strižne sile v vozlišču 1 znaša $V_{1,d} = 207 \text{ kN}$.

Strižno nosilnost grede določimo v skladu z **EN 1992-1-1:2004**, kar nam narekuje člen **5.4.3.4.1(1)P** standarda EC8.

Najprej, skladno s členom **6.2.2** v **EN 1992-1-1:2004**, preverimo, ali za prevzem strižnih obremenitev zadostuje že sam betonski prerez:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d > V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,58 \cdot (100 \cdot 0,0107 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 350 \cdot 600 = \mathbf{142 \text{ kN}} > (0,3 + 0,15 \cdot 0) \cdot 350 \cdot 600 = 63 \text{ kN}$$

Pri tem je:

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,58^{\frac{2}{3}} \cdot 40^{\frac{1}{2}} = 0,3$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/600} = 1,58$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{22,5 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,0107 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 26,67 = 5,33 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

d – statična višina v [mm]

f_{ck} – karakteristična tlačna trdnost betona v MPa

A_{sl} – ploščina natezne armature

b_w – najmanjša širina nateznega dela prereza

N_{Ed} – osna sila v prerezu

A_c – ploščina prečnega prereza betona

$V_{Rd,c}$ – projektna vrednost strižne nosilnosti betona v [N]

Projektna vrednost strižne sile ob vozlišču 1 je večja od strižne nosilnosti betona, zato moramo skladno s členoma **6.2.1(2)** in **6.2.1(5)** vso projektno strižno silo prevzeti samo s strižno armaturo. Le-to določimo v skladu s členom **6.2.3(3)** standarda **EN 1992-1-1:2004**. Pri tem upoštevamo, da imamo navpično strižno armaturo in da naklon tlačene diagonale znaša 45° .

Potrebna strižna armatura grede G1 v vozlišču 1 znaša:

Izberemo 2-strižno streme $\phi 8$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{2 \cdot \left(0,8^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right)}{s} \cdot (0,9 \cdot 60 \text{ cm}) \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \frac{2360 \text{ kNcm}}{s} \geq V_{1,d} = 207 \text{ kN}$$
$$s \leq \frac{2360 \text{ kNcm}}{207 \text{ kN}} = 11,4 \text{ cm} \rightarrow \text{izberem 2 – strižno streme } \phi 8 / 10 \text{ cm}$$

V zgornjih enačbah je:

A_{sw} – ploščina strižne armature

s – razdalja med palicami

z – ročica notranjih sil

f_{ywd} – projektna vrednost meje tečenja strižne armature

Kritično območje

Člen **5.4.3.1.2(1)P** narekuje, da moramo območja primarnih gred obravnavati kot kritična območja. Dolžina kritičnega območja l_{cr} je enaka višini grede h_w in znaša $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$.

V skladu s členom **5.4.3.1.2(6)P** morajo biti na kritičnem območju zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim konstrukcijskim zahtevam:

- prvo streme ne sme biti od stebra oddaljeno več kot 50 mm
- minimalni premer stremen $d_{bw,min}$ znaša vsaj 6 mm
- razmik stremen ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} \\ 24d_{bw} \\ 225 \\ 8d_{bL} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{650}{4} \\ 24 \cdot 8 \\ 225 \\ 8 \cdot 16 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 162,5 \\ 192 \\ 225 \\ 128 \end{array} \right. = 128 \text{ mm} = 12,8 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm} < s_{max} = 12,8 \text{ cm}$$

Enako kot v območju ob vozlišču 1, določimo strižno armaturo še v območju ob vozlišču 2.

Območje ob vozlišču 2

Absolutna vrednost maksimalne strižne sile v vozlišču 1 znaša $V_{1,d} = 236 \text{ kN}$.

Strižna nosilnost betonskega prereza se praktično razlikuje le zaradi druge vzdolžne natezne armature in zato v tem primeru znaša:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d > V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,58 \cdot (100 \cdot 0,0047 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 350 \cdot 600 = \mathbf{145,6 \text{ kN}} > (0,3 + 0,15 \cdot 0) \cdot 350 \cdot 600 = 63 \text{ kN}$$

Pri tem je:

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,58^{\frac{2}{3}} \cdot 40^{\frac{1}{2}} = 0,3$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/600} = 1,58$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{25,8 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0,0123 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 26,67 = 5,33 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

Strižna nosilnost betona je manjša od projektne strižne sile v vozlišču 2:

$$V_{2,d} = 254 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 145600 \text{ kN}$$

Potrebna strižna armatura grede G1 v vozlišču 2 znaša:

Izberemo 2-strižno streme $\phi 8$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{2 \cdot \left(0,8^2 \cdot \frac{\pi}{4}\right)}{s} \cdot (0,9 \cdot 60 \text{ cm}) \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \frac{2360 \text{ kNcm}}{s} \geq V_{1,d} = 236 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{2360 \text{ kNcm}}{236 \text{ kN}} = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{izberem 2 – strižno streme } \phi 8/10 \text{ cm}$$

V zgornjih enačbah je:

A_{sw} – ploščina strižne armature

s – razdalja med palicami

z – ročica notranjih sil

f_{ywd} – projektna vrednost meje tečenja strižne armature

Kritično območje

Dolžina kritičnega območja l_{cr} je enaka višini grede h_w in znaša $l_{cr} = h_w = 65 \text{ cm}$.

Stremena ustrezajo konstrukcijskim zahtevam:

- minimalni premer stremen $d_{bw,min}$ znaša vsaj 6 mm
- razmik stremen ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} \\ 24d_{bw} \\ 225 \\ 8d_{bL} \end{cases} = \min \begin{cases} \frac{650}{4} \\ 24 \cdot 8 \\ 225 \\ 8 \cdot 16 \end{cases} = \min \begin{cases} 162,5 \\ 192 \\ 225 \\ 128 \end{cases} = 128 \text{ mm} = 12,8 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm} < s_{max} = 12,8 \text{ cm}$$

Ostale grede

Na enak način kot po opisanem postopku, določimo prečno armaturo kritičnega območja še za ostale grede. V tabelah 24, 25 in 26 je prikazan izračun in izbrana strižna armatura po posameznih sklopih.

Tabela 24: Strižna armatura gred sklopa 1

<i>Greda</i>	<i>Voz.</i>	V_{Ed} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{i,d}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	<i>Rač. stremena</i> (2 – strižno)	<i>Izbrana stremena</i> (2 – strižno)
G1	1	207	68	207	142	$\phi 8/11,4 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2	236	154	236	146	$\phi 8/10 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
G2	1	71	188	188	146	$\phi 8/12,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2						
G3	1	206	66	206	142	$\phi 8/11,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2	221	162	221	146	$\phi 8/10,7 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
G4	1	71	187	187	146	$\phi 8/12,7 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2						
G5	1	206	65	206	142	$\phi 8/11,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2	211	170	211	146	$\phi 8/11,2 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
G6	1	69	197	197	146	$\phi 8/12,0 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2						
G7	1	205	64	205	142	$\phi 8/11,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$

	2	202	177	202	146	$\phi 8/11,7 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
G8	1	65	213	213	145	$\phi 8/11,1 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2						
G9	1	205	64	205	142	$\phi 8/11,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2	193	181	193	146	$\phi 8/12,3 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
G10	1	63	228	228	146	$\phi 8/10,3 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2						
G11	1	204	63	204	142	$\phi 8/11,6 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2	189	175	189	146	$\phi 8/12,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
G12	1	60	224	224	146	$\phi 8/10,5 \text{ cm}$	$\phi 8/10 \text{ cm}$
	2						

Tabela 25: Strižna armatura gred sklopa 2

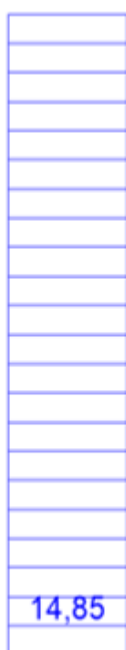
<i>Greda</i>	<i>Voz.</i>	V_{Ed} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{i,d}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	<i>Rač. stremena</i> (2 – strižno)	<i>Izbrana stremena</i> (2 – strižno)
G13	1	226	57	226	148	$\phi 8/10,5$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2	176	156	176	148	$\phi 8/13,4$ cm	$\phi 8/10$ cm
G14	1	78	210	210	148	$\phi 8/11,2$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2						
G15	1	227	58	227	148	$\phi 8/10,4$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2	175	154	175	148	$\phi 8/13,5$ cm	$\phi 8/10$ cm
G16	1	74	223	223	148	$\phi 8/10,6$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2						
G17	1	227	59	227	148	$\phi 8/10,4$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2	183	150	183	148	$\phi 8/12,9$ cm	$\phi 8/10$ cm
G18	1	71	232	232	148	$\phi 8/10,1$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2						
G19	1	225	59	225	148	$\phi 8/10,5$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2	179	129	179	148	$\phi 8/13,2$ cm	$\phi 8/10$ cm
G20	1	62	199	199	148	$\phi 8/11,9$ cm	$\phi 8/10$ cm
	2						

Tabela 26: Strižna armatura gred sklopa 3

<i>Greda</i>	<i>Voz.</i>	<i>V_{Ed} (kN)</i>	<i>V_{ovoj} (kN)</i>	<i>V_{l,d} (kN)</i>	<i>V_{Rd,c} (kN)</i>	<i>Rač. stremena (2 – strižno)</i>	<i>Izbrana stremena (2 – strižno)</i>
G21	1	182	57	182	133	φ8/12,9 cm	φ8/10 cm
	2	141	99	141	133	φ8/16,7 cm	φ8/10 cm
G22	1	4	182	182	133	φ8/13 cm	φ8/10 cm
	2						
G23	1	182	57	182	133	φ8/12,9 cm	φ8/10 cm
	2	136	83	136	133	φ8/17,3 cm	φ8/10 cm
G24	1	13	184	184	143	φ8/12,8 cm	φ8/10 cm
	2						
G25	1	181	57	181	133	φ8/13 cm	φ8/10 cm
	2	141	83	141	133	φ8/16,7 cm	φ8/10 cm
G26	1	23	185	185	133	φ8/12,8 cm	φ8/10 cm
	2						
G27	1	138	59	138	133	φ8/17,0 cm	φ8/10 cm
	2	129	73	129	133	φ8/17,8 cm	φ8/10 cm
G28	1	55	134	134	133	φ8/17,6 cm	φ8/10 cm
	2						

4.3.4.2 Stebri

Izračun strižne armature stebrov v nadaljevanju prikazujem za steber S3, sklopa 1, ki je prikazan na sliki 107. Na slikah 126 in 127 so prikazani diagrami prečnih sil stebra S3 za različne obtežne kombinacije, na podlagi katerih nato sestavimo ovojnico prečnih sil, ki je prikazana na sliki 128.



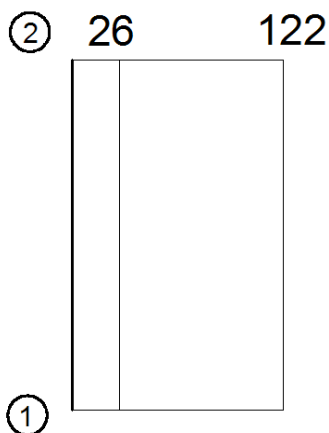
Slika 126: Prečne sile stebra S3: 1,0G+0,3Q



1,35G+1,5Q



Slika 127: Prečne sile stebra S3: 1,0E



Slika 128: Ovojnica prečnih sil v stebru

Načrtovanje nosilnosti

V skladu z metodo načrtovanja nosilnosti določimo še prečne sile v stebru za obe smeri potresnega vpliva.

$$V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = V_{CD} + V_{G+0,3Q}$$

$$V_{Ed} = -\frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = -V_{CD} + V_{G+0,3Q}$$

Pri tem $V_{G+0,3Q}$ predstavlja prečno silo v stebru, ki izhaja iz obtežne kombinacije vertikalne obtežbe 1,0G+0,3Q, l_{cl} pa svetlo dolžino grede, ki v našem primer znaša $l_{cl} = 4,2 \text{ m} - 0,65 \text{ m} = 3,55 \text{ m}$.

Projektne momente $M_{i,d}$ na krajiščih določimo s pomočjo naslednje enačbe:

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

Pri tem faktor γ_{Rd} upošteva dodatno nosilnost zaradi utrjevanja jekla. V primeru srednje stopnje duktilnosti gred znaša $\gamma_{Rd} = 1,1$.

V nadaljevanju je v tabelah 27 in 28 prikazan izračun najprej za »PLUS« smer in nato še za »MINUS« smer delovanja potresne obtežbe.

Tabela 27: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "PLUS" smer potresa

<i>Smer PLUS</i>	$M_{RC,i}$ (kNm)	$\sum M_{RC}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right)$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)
<i>Vozlišče 1</i>	1820	3680	997	0,271	542	308
<i>Vozlišče 2</i>	1820	3610	997	0,276	553	

Tabela 28: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za "MINUS" smer potresa

<i>Smer MINUS</i>	$M_{RC,i}$ (kNm)	$\sum M_{RC}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right)$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)
<i>Vozlišče 1</i>	1880	3750	997	0,266	550	297
<i>Vozlišče 2</i>	1880	3750	997	0,266	550	

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil, izračunanih po metodi načrtovanja nosilnosti, nato določimo merodajne prečne sile. V prikazanem primeru znaša vrednost merodajne prečne sile $V_{Ed,max} = 308 \text{ kN}$.

Sedaj preverimo še, ali je morda elastična prečna sila v stebru z elastičnimi potresnimi silami manjša od vrednosti prečne sile, dobljene po metodi načrtovanja nosilnosti.

$$V_{1,0G+0,3Q \pm E_{XY}} = \max(|V_{1,0G+0,3Q} + q \cdot V_{E_{XY}}|; |V_{1,0G+0,3Q} - q \cdot V_{E_{XY}}|)$$

$$V_{1,0G+0,3Q \pm E_{XY}} = \max(|14,9 + 2 \cdot 107,1|; |14,9 - 2 \cdot (107,1)|)$$

$$V_{1,0G+0,3Q \pm E_{XY}} = \max(|229,1|; |-199,3|) = \mathbf{229 \text{ kN}}$$

Elastična prečna sila je manjša od prečne sile, dobljene po metodi načrtovanja nosilnosti, zato jo smatramo kot merodajno.

Strižna nosilnost

Absolutna vrednost maksimalne strižne sile znaša $V_{1,d} = 229 \text{ kN}$.

Enako kot pri gredah najprej, skladno s členom **6.2.2** v **EN 1992-1-1:2004**, preverimo, ali za prevzem strižnih obremenitev zadostuje že sama nosilnost betona brez strižne armature:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d > V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,53 \cdot (100 \cdot 0,0058 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 5,33 \right) \cdot 750 \cdot 700 = \mathbf{694 \text{ kN}} > (0,3 + 0,15 \cdot 2,3) \cdot 750 \cdot 700 = 338,6 \text{ kN}$$

Pri tem je:

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,58^{\frac{2}{3}} \cdot 40^{\frac{1}{2}} = 0,3$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/700} = 1,53$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sI}}{b_w \cdot d} = \frac{30,4 \text{ cm}^2}{70 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm}} = 0,0058 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{4773 \text{ kN}}{75 \cdot 75 \text{ cm}^2} = 8,5 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 26,67 = 5,33 \text{ MPa}$$

Ker je merodajna prečna sila manjša od strižne nosilnosti betona brez strižne armature bi morala zadostovati že minimalna armatura, ki je določena z minimalnim premerom stremen, ki znaša 6mm in maksimalno razdaljo med stremenimi $s_{cl,max}$.

$$s_{cl,max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot d_{bL} \\ \text{manjša dim stebra} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 22 \text{ mm} \\ 550 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 264 \\ 750 \\ 300 \end{array} \right. = 264 \text{ mm} \\ = 26,4 \text{ cm}$$

→ **izberem $2\sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 6/25 \text{ cm}$**

Kritično območje

Podobno kot pri gredah, območja na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra, obravnavamo kot kritična območja. Določi se z naslednjim izrazom:

$$l_{cr} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 750 \text{ mm} \\ \frac{3650}{6} \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. = 75 \text{ cm}$$

Člen standarda **5.4.3.2.2(10)P** zahteva, da je v kritičnih področjih stebra potrebno postaviti stremena s premerom vsaj 6 mm na takšni razdalji, da je zagotovljena najmanjša duktilnost in se prepreči lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo triosno napetostno stanje. Ti pogoji so izpolnjeni(**5.4.3.2.2(11)**), če velja naslednje:

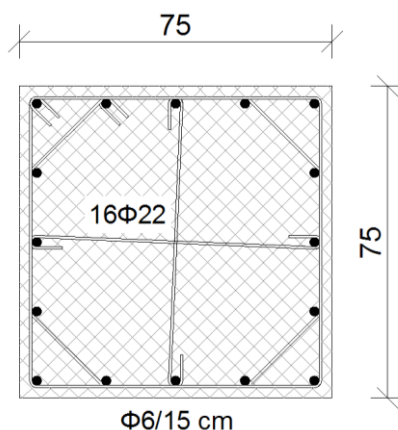
- razmak stremen ne presega:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bL} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{682 \text{ mm}}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot 22 \text{ mm} \end{array} \right. = 17,5 \text{ cm}$$

- Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme presegati 20 cm, ob upoštevanju **EN 1992-1-1:9.5.3(6)**.

Glede na minimalno armaturo in konstrukcijske zahteve izberemo:

izberem $2\sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 6/15 \text{ cm}$



Slika 129: Strižna armatura kritičnega območja stebra S3

Zagotavljanje objekta ob vpetju stebra S1

Ob vpetju primarnih potresnih stebrov v kritičnem področju, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti(5.2.3.4(3)):

$$\mu_\phi = 2 \cdot 2 - 1 = 3, \quad \text{če } T_1 > T_C$$

Zahtevi je po členu 5.4.3.2.1(8) zadoščeno, če velja naslednje:

$$v_d = \frac{7194 \text{ kN}}{75 \text{ cm} \cdot 75 \text{ cm} \cdot \frac{4 \text{ kN}}{1,5 \text{ cm}^2}} = 0,48$$

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 30 \cdot 3 \cdot 0,48 \cdot 0,00217 \cdot \frac{75}{69,4} - 0,035 = 0,098$$

Pomen oznak je razločen v členu standarda 5.4.3.2.2(8):

izberem $2\sqrt{2}$ – strižno streme $\phi 8/5 \text{ cm}$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,82$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} = 1 - \sum_{16} \frac{16,65^2}{6 \cdot 69,4^2} = 0,85$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 69,4}\right)^2 = 0,96$$

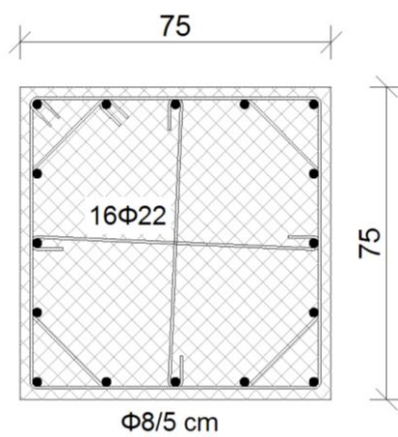
Vrednost mehanskega volumskega deleža zaprtih stremen ω_{wd} ne sme biti manjša od 0,08.

$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot A_{sw} \cdot (69,4 + 34,7 + 17,35\sqrt{2})}{5 \cdot 69,4^2} \cdot \frac{43,478}{2,67} = 0,19$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0,82 \cdot 0,19 = 0,16 > 0,098$$

$$\omega_{wd} = 0,16 \geq \omega_{wd,min} = 0,08$$

Na sliki 130 je prikazana izbrana strižna armatura.



Slika 130: Izbrana prečna armatura ob vpetju

Ostali stebri

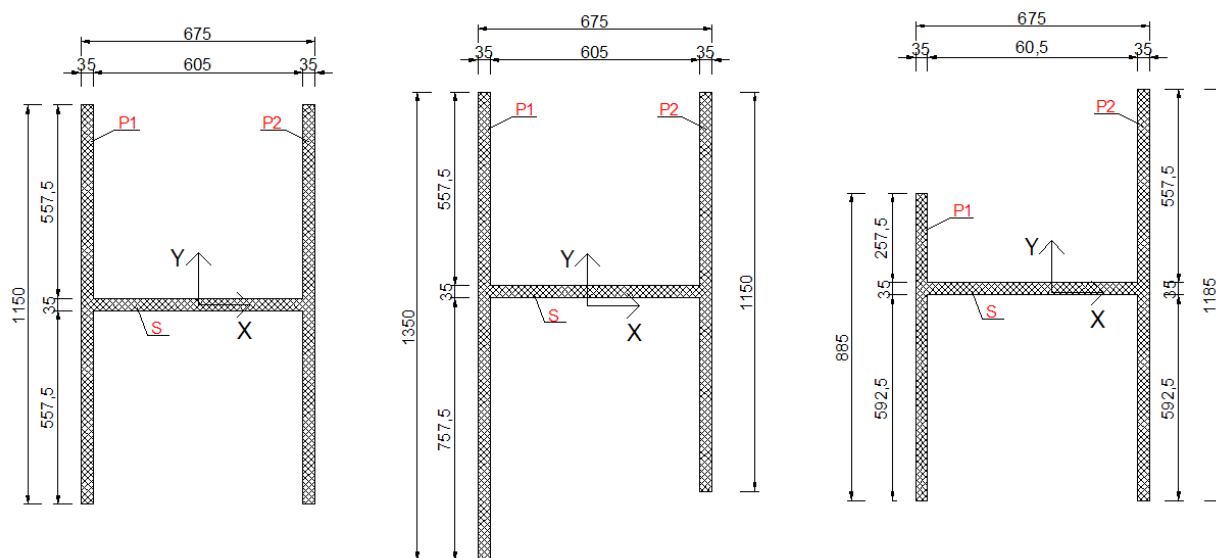
Po enakem postopku strižno armaturo določimo tudi za ostale stebre. Glede na velike dimenzije prečnega prereza stebrov, smo vsa stremena premera 6 mm zamenjali s stremeni premera 8 mm. Izbrana strižna armatura v kritičnih območjih stebra je prikazana v tabeli 29.

Tabela 29: Izbrana strižna armatura stebrov

	V_{ovoj}	V_{el}	V_{CD}	$V_{i,d}$	$V_{Rd,c}$	<i>Izbor stremena ($2\sqrt{2}$ – strižno)</i>
S1	27	48	777	60	695	$\phi 8/5\text{ cm}$
S3	122	229	308	229	695	$\phi 8/15\text{ cm}$
S5	141	257	312	257	695	$\phi 8/15\text{ cm}$
S7	175	318	310	310	695	$\phi 8/15\text{ cm}$
S9	194	352	309	309	695	$\phi 8/15\text{ cm}$
S11	243	435	356	356	690	$\phi 8/15\text{ cm}$
S13	163	288	345	288	436	$\phi 8/15\text{ cm}$
S15	251	437	418	418	436	$\phi 8/15\text{ cm}$
S17	248	431	419	419	425	$\phi 8/15\text{ cm}$
S19	306	523	502	502	379	$\phi 8/7\text{ cm}$
S21	101	167	244	167	203	$\phi 8/10\text{ cm}$
S23	124	200	248	200	203	$\phi 8/10\text{ cm}$
S25	124	199	230	199	167	$\phi 8/10\text{ cm}$
S27	133	210	200	200	128	$\phi 8/10\text{ cm}$

4.4 Dimenzioniranje jedra J1

Obravnavano jedro ima tri različne preseze, ki so prikazani na sliki 131. Na sliki so pasnice preseza označene s P1 oz. P2 in stojina s S.



Slika 131: presez 1(nivo -1 do 1) presez 2 (nivo 1 do 6) presez 3(nivo 6 do 13)

Projektne vrednosti upogibnih momentov, prečnih sil in osnih sil

Projektne vrednosti upogibnih momentov določimo na osnovi računskih vrednosti skladno s členoma **5.3.2.4(4)P** in **5.4.2.4(5)**, ki upoštevata nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine primarnih vitkih sten. Premik momentne črte je enak polovici ročice notranjih sil, ki v tem primeru znaša približno:

$$a_{1,M_y} = \frac{z}{2} = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 675 \text{ cm} = 270 \text{ cm (ena etaža)}$$

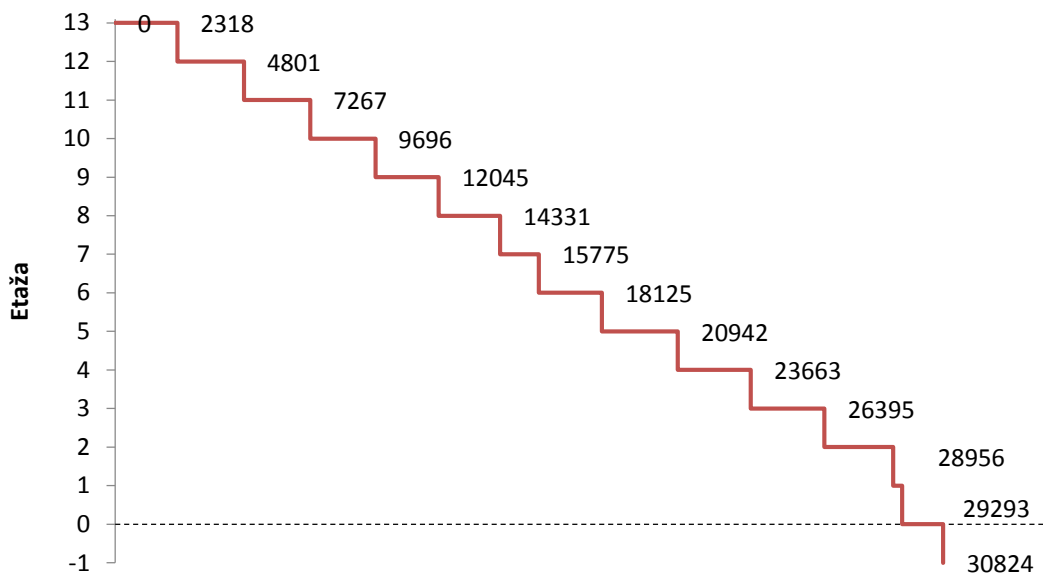
$$a_{1,M_x} = \frac{z}{2} = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 1350 \text{ cm} = 540 \text{ cm (dve etaži)}$$

Glede na rezultate zgornjih izračunov, momentno črto v prvem primeru premaknemo za eno etažo, v drugem pa za dve etaži.

Projektne prečne sile določimo v skladu s členom **5.4.2.4(8)**, ki upošteva vpliv višjih nihajnih oblik na strižne obremenitve pri mešanih sistemih.

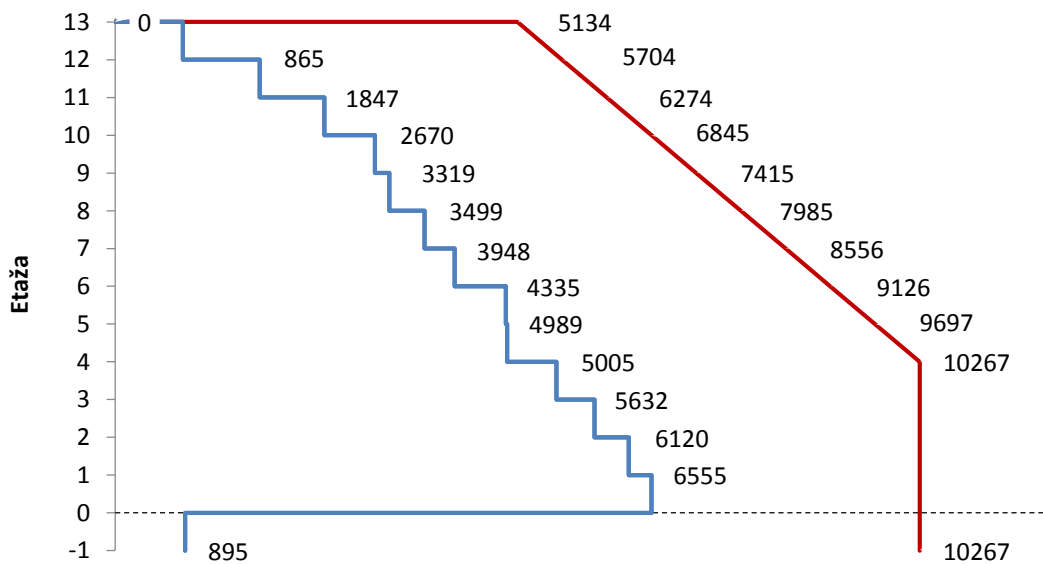
Na slikah od 132 do 136 so prikazane projektne vrednosti notranjih sil v levem jedru.

Osne sile N_{Ed} [kN]

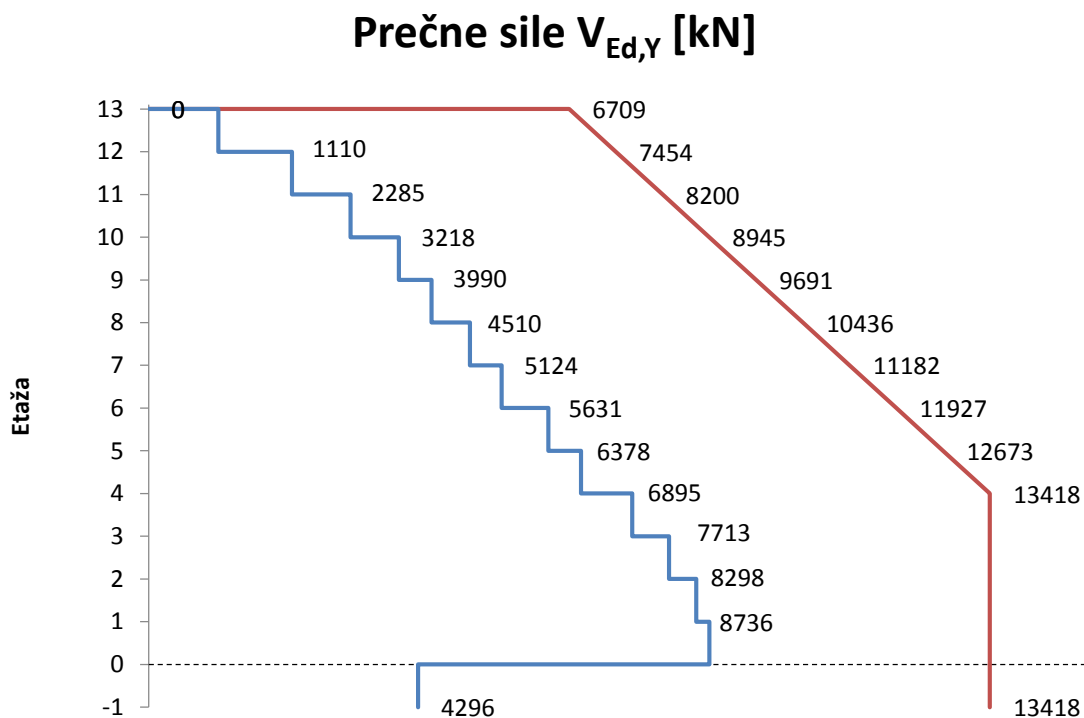


Slika 132: Osne sile

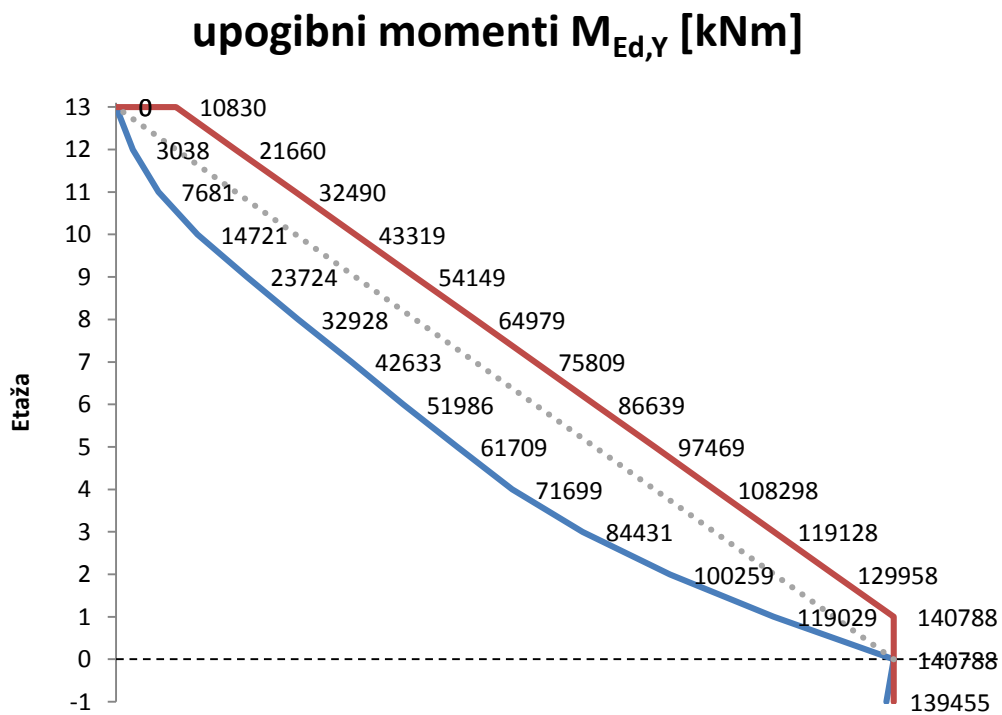
Prečne sile $V_{Ed,X}$ [kN]



Slika 133: Prečne sile $V_{Ed, X}$

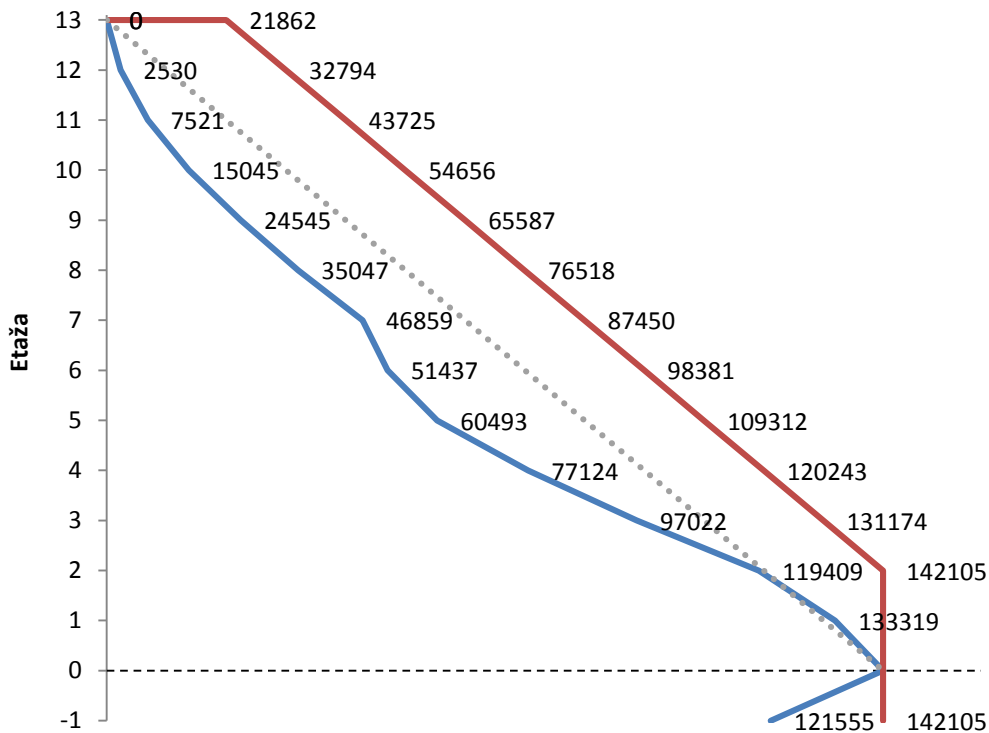


Slika 134: Prečne sile $V_{Ed,Y}$



Slika 135: Upogibni momenti $M_{Ed,Y}$

upogibni momenti $M_{Ed,X}$ [kNm]



Slika 136: Upogibni momenti $M_{Ed,X}$

Geometrijske omejitve:

Minimalna debelina stojine:

$$b_{wo} \geq \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\} = \max\left\{0,15; \frac{4,15}{20}\right\} = 0,21 \text{ m} < 0,35 \text{ m},$$

kjer je h_s svetla višina v metrih.

Dolžine pasnic jedra se po višini spreminjajo in z njimi tudi minimalne zahteve za dimenzije robnih elementov. V nadaljevanju je prikazan izračun dimenzij za prerez 1, ki ima obe pasnici enako dolgi in za prerez 2, pri katerem je pasnica P1 dva metra daljša od pasnice P1.

Minimalna debelina robnega elementa $b_{w,min}$:

$$b_{w,min} = \max\left\{20 \text{ cm}; \frac{h_s}{15} = \frac{415}{15} = 27,7 \text{ cm}\right\} = 27,7 \text{ cm}$$

Iz zgornjega računa je razvidno, da debelina 35 cm ustreza, vendar le v primeru, ko za robni element velja:

$$l_{c,1} \leq \max\{2 \cdot b_w = 2 \cdot 35 \text{ cm} = 70 \text{ cm}; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 1150 \text{ cm} = 230 \text{ cm}\} = 230 \text{ cm}$$

$$l_{c,2} \leq \max\{2 \cdot b_w = 2 \cdot 35 \text{ cm} = 70 \text{ cm}; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 1350 \text{ cm} = 270 \text{ cm}\} = 270 \text{ cm}$$

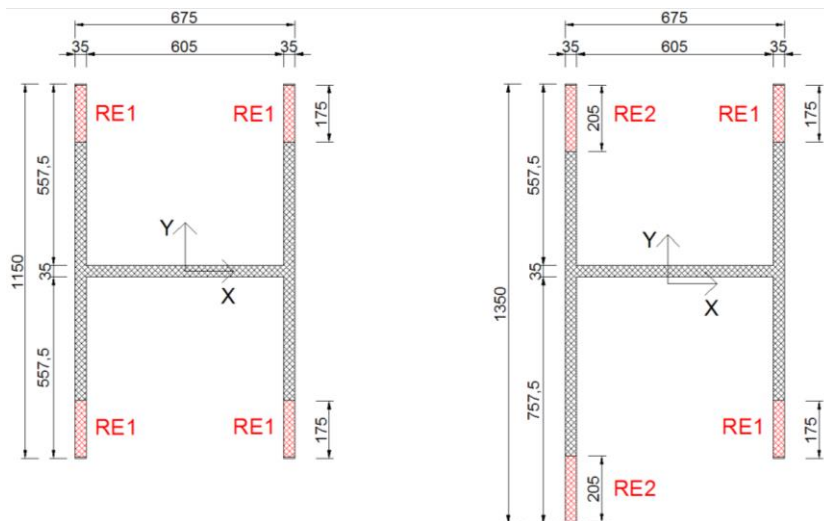
Na začetku analize potrebne dolžine robnega elementa ne poznamo, zato predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina **(5.4.3.4.2(6))**:

$$l_{c,1,min} \geq \max\{0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 1150 \text{ cm} = 172,5 \text{ cm}; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 35 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm}\} \\ = 172,5 \text{ cm} \leftrightarrow \text{izberem vrednost } l_c = 175 \text{ cm}$$

$$l_{c,2,min} \geq \max\{0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 1350 \text{ cm} = 202,5 \text{ cm}; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 35 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm}\} \\ = 202,5 \text{ cm} \leftrightarrow \text{izberem vrednost } l_c = 205 \text{ cm}$$

S tako predpostavljenima dolžinama zadostimo pogoju, da je robni element krajši od 230 cm oz. 270cm.

Na sliki 137 so prikazane lege robnih elementov RE1 in RE2 prereza 1 in 2.



Slika 137: Prikaz RE: prerez 1

prerez 2

Na stiku pasnice in stojine objekt robni element ni potreben, saj dimenzije zadostujejo omejitvam, ki jih določa člen **5.4.3.4.2(7)**, ki zahteva:

$$b_t = 0,35 \text{ m} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{4,15}{15} = 0,28 \text{ m}$$

$$l_t = 11,5 \text{ m} \geq \frac{h_s}{5} = \frac{4,15}{5} = 0,83 \text{ m}$$

V zgornji enačbi je b_t širina prirobnice, l_t dolžina prirobnice in h_s etažna višina.

Dimenzije sten morajo ustrezati tudi omejitvam normirane osne sile, ki po členu **5.4.3.4.1(2)** ne sme presegati vrednosti 0,4. Največja normirana osna sila v konkretnem primeru znaša:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{34062 \text{ kN}}{10,1675 \cdot 10^4 \text{ cm}^2 \cdot \frac{4,0}{1,5} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,126 \leq 0,4$$

Normirana osna sila ne presega maksimalne vrednosti.

Višina kritičnega področja(dolžina plastičnega členka):

Iz poteka upogibnih momentov po višini stene vidimo, da se največji moment ne pojavi pri vpetju, temveč na nivoju pritličja, zato računsko višino kritičnega območja upoštevamo od pritličja navzgor.

Višino kritičnega področja stene h_{cr} določimo v skladu z členom **5.4.3.4.2(1)**:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w = 1150 \text{ cm}; \frac{h_w}{6} = \frac{5455}{6} = 910 \text{ cm} \right\} = 1150 \text{ cm}$$

Maksimalna višina kritičnega področja pa znaša:

$$h_{cr} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 1150 \text{ cm} = 2300 \text{ cm} \\ h_s = 435 \text{ cm}, \quad n < 7 \\ 2 \cdot h_s = 435 \text{ cm} + 420 \text{ cm}, \quad n \geq 7 \end{array} \right\} = 855 \text{ cm}$$

V obravnavanem primeru računska višina kritičnega območja h_{cr} znaša 855 cm, oz. dve etaži od pritličja navzgor. Dejanska višina kritičnega območja pa znaša 1255 cm oz. 3 etaže od vpetja navzgor, saj kot bomo kot kritično obravnavali tudi kletno etažo.

Minimalna armatura v kritičnem območju

Po določilih člena **5.4.3.4.2(8)** določimo minimalno vzdolžno armaturo robnega elementa, ki znaša 0,5% ploščine robnega elementa:

$$0,005 \cdot l_{w,1} \cdot b_w = 0,005 \cdot 175 \cdot 35 = 30,625 \text{ cm}^2$$

$$0,005 \cdot l_{w,2} \cdot b_w = 0,005 \cdot 205 \cdot 35 = 35,875 \text{ cm}^2$$

Po določilih člena **5.4.3.4.2(9)** je v robnih elementih potrebno upoštevati konstrukcijska pravila, ki veljajo za stebre, zato pri določitvi minimalne vzdolžne armature upoštevamo maksimalno razdaljo med palicami in njihov minimalni premer. Le-ta znaša 12mm, razdalje med palicami pa ne smejo biti daljše od 20 cm.

Upoštevaje zgornja pravila, na vsaki strani robnega elementa RE1, na razdalji 19,2 cm razporedimo 10 palic $\phi 14$, po eno dodamo pa še na spodnji oz. zgornji strani. Torej skupno razporedimo 22 palic $\phi 14$, kar skupaj zneso $33,85 \text{ cm}^2$. Delež vzdolžne armature robnega elementa RE1 tako znaša $\mu_1 = \frac{33,85}{35 \cdot 175} = 0,0055$, kar je več od minimalno predpisanega deleža 0,005. Pri robnem elementu RE2 na vsaki strani dodamo še po 2 palici $\phi 14$, delež vzdolžne armature pa tako zneso $\mu_2 = \frac{40}{35 \cdot 205} = 0,0056$, kar tudi zadosti pogoju.

Ob znani minimalni armaturi v robnem delu stene, določimo še armaturo na preostalem delu stene. Pri tem upoštevamo minimalne zahteve predpisane v nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1: 2004.

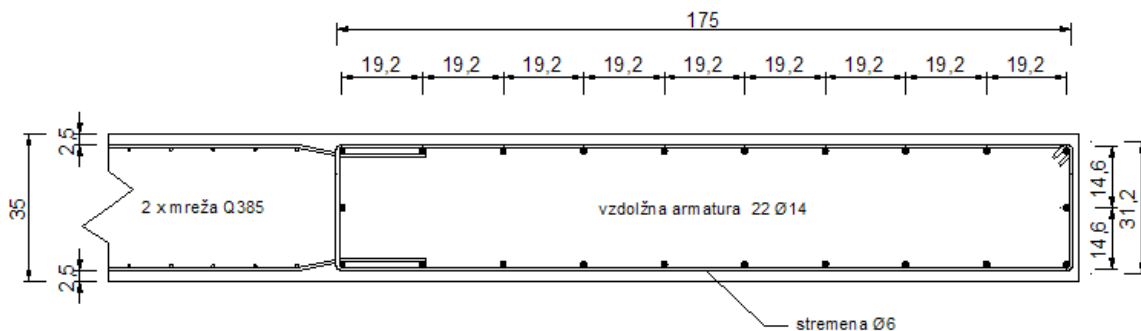
Horizontalna armatura mora znašati vsaj 0,2 % prereza stene, kar za naš primer znaša $0,002 \cdot 100 \cdot 35 = 7 \text{ cm}^2/m$ (2 mreži Q-385).

Navpična armatura v celotni steni mora znašati vsaj 0,3% ploščine stene. Ker smo horizontalno armaturo armirali s Q mrežo naprej preverimo ali je pogoj morda že izpolnjen. Količina armature znaša $2 \cdot (2 \cdot 33,85 + (11,5 - 2 \cdot 1,75) \cdot 2 \cdot 3,85) + 6,05 \cdot 3,85 \cdot 2 = 305,2 \text{ cm}^2$, kar predstavlja 0,3 % ploščine stene in s tem zadostuje pogoju.

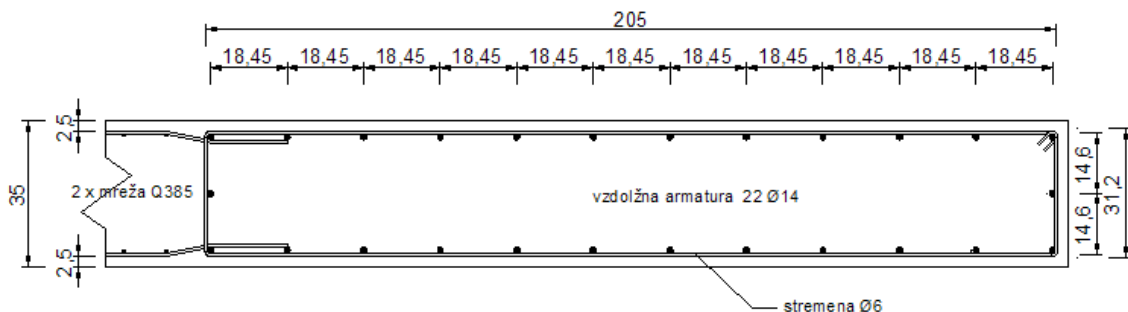
Normirana projektna osna sila v_d znaša manj 0,15, zato lahko v skladu s členom **5.4.3.4.2(12)** prečno armaturo v robnih elementih določimo le v skladu s pravili standarda SIST EN 1992: 2004. Najmanjši premer stremen znaša 6 mm, največja medsebojna oddaljenost stremen pa ne sme prekoračiti vrednosti:

$$s_{cl,max} = \min\{12\phi_{v,min}; 300 \text{ mm}; \min(b, h)\} = \min\{12 \cdot 14 = 168; 300; \min(350,1750)\} \\ = 16,8 \text{ cm}$$

Izbrana minimalna armatura robnih elementov RE1 in RE2 je prikazana na sliki 138 oz. sliki 139.



Slika 138: Minimalna armatura robnega elementa RE1



Slika 139: Minimalna armatura robnega elementa RE2

Strižna nosilnost v kritičnem področju

V celotnem kritičnem območju prečne sile prevzamemo samo s horizontalno armaturo, saj predpostavimo, da je nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne strižne sile v steni.

Smer Y:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,Y}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{13418 \text{ kN}}{0,8 \cdot 2 \cdot 1150 \cdot 43,48} = 0,1677 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 16,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pri upoštevanju razdalje med stremeni $s = 15 \text{ cm}$, znaša $A_{sw} = 2,52 \text{ cm}^2$.

Minimalna mrežna armatura 2Q-385 oz. $7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ne zadostuje, zato jo povečamo na dve mreži 2Q-424 oz. $8,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ in v horizontalni smeri dodamo še palice $\phi 10/15 \text{ cm}$, kar skupaj znaša $8,48 + 10,46 = 18,94 \text{ cm}^2/\text{m}$. Vsaj tolikšna strižna nosilnost mora biti zagotovljena tudi v robnem elementu, zato razporedimo 2-strižna stremena $\phi 10/7,5 \text{ cm}$.

Smer X:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,X}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{10267 \text{ kN}}{0,8 \cdot 640 \cdot 43,48} = 0,4636 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 46,36 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Izberemo mreži 2Q-785 oz. $15,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ in v horizontalni smeri dodamo še palice $\phi 14/10 \text{ cm}$, kar skupaj znaša $15,7 + 30,77 = 46,47 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Upogibna nosilnost v kritičnem območju

V nadaljevanju preverimo, ali predlagana količina armature v jedru zagotavlja ustrezno osno-upogibno nosilnost prereza. Nosilnost določimo s pomočjo programa DIAS(»Program za analizo armiranobetonskih prerezov«, IKIPR, FAGG, 1999).

Prerez jedra se na stiku prve in druge etaže spremeni, zato upogibno nosilnost najprej preverimo na stiku prve in druge etaže, in nato še na stiku druge in tretje etaže. Za oba prereza sta osni sili na teh mestih najmanjši.

Zaradi relativno majhnega deleža izbrane mrežne armature pasnic jedra(2xQ424), ki znaša 0,3%, le-to povečamo na dve mreži Q524, ki je potrebna predvsem za prevzem momenta okoli lokalne osi y. Pri tem upoštevamo sodelujočo širino pasnice, ki na vsaki strani stojine znaša najmanjši vrednosti od:

- dejanske širine pasnice
- 25 % skupne višine stene nad obravnavanim nivojem

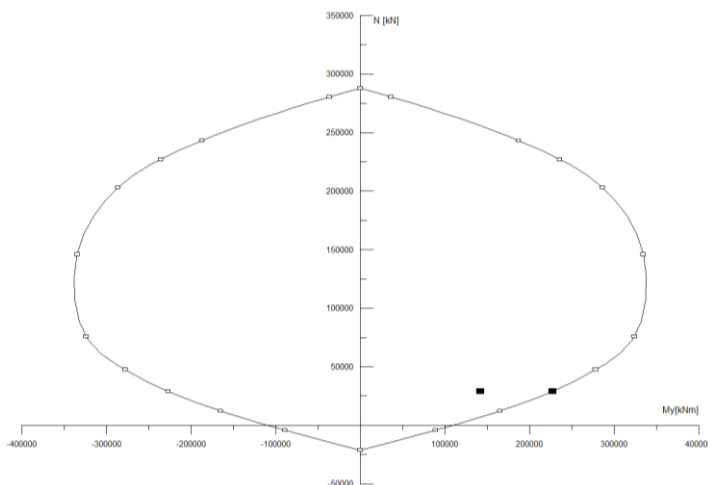
Na stiku prve in druge etaže sta pasnici dolgi 11,5 m, skupna višina stene nad obravnavanim nivojem pa znaša $0,25 \cdot (50,55 \text{ m} - 4,35 \text{ m}) = 11,55 \text{ m}$. Pri računu upogibne nosilnosti torej upoštevamo celotno dolžino pasnice.

Upogibna nosilnost okoli lokalne osi X:

$$N_{Ed} = 28956 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,X} = 142105 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,X} = 227000 \text{ kNm}$$



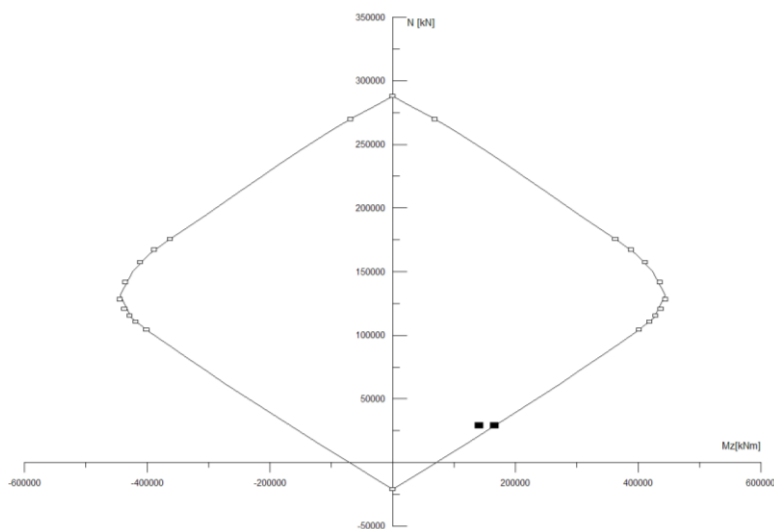
Slika 140: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi X, na koti 4,35 m

Upogibna nosilnost okoli lokalne osi Y:

$$N_{Ed} = 28956 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,Y} = 140788 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,Y} = 166000 \text{ kNm}$$



Slika 141: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi Y, na koti 4,35 m

Na vsako stran robnega elementa RE2 razporedimo 12 palic $\phi 14$ in po eno dodamo še na spodnji oz. zgornji strani. Skupaj torej razporedimo 26 palic $\phi 14$, kar zadostuje pogoju minimalne vzdolžne armature robnega elementa. Delež armature znaša $\mu = \frac{40,0}{35 \cdot 215} = 0,0053$.

Sodelujoča širina pasnice v tem primeru znaša $0,25 \cdot (50,55 \text{ m} - 4,35 \text{ m} - 4,2 \text{ m}) = 10,5 \text{ m}$.

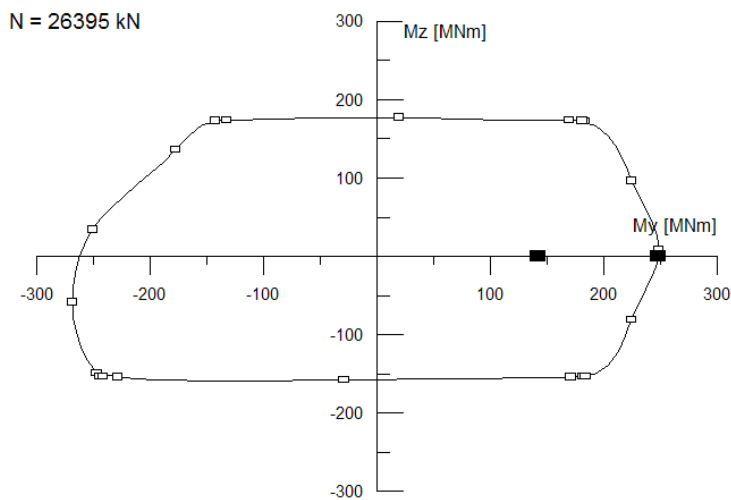
Na tem mestu se izkaže, da upogibna nosilnost okoli Y ne zadostuje, zato na dolžini 6 m mrežni armaturi dodamo še armaturne palice $\phi 10/15 \text{ cm}$.

Upogibna nosilnost okoli lokalne osi X:

$$N_{Ed} = 26395 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,X} = 142105 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,X} = 248000 \text{ kNm}$$



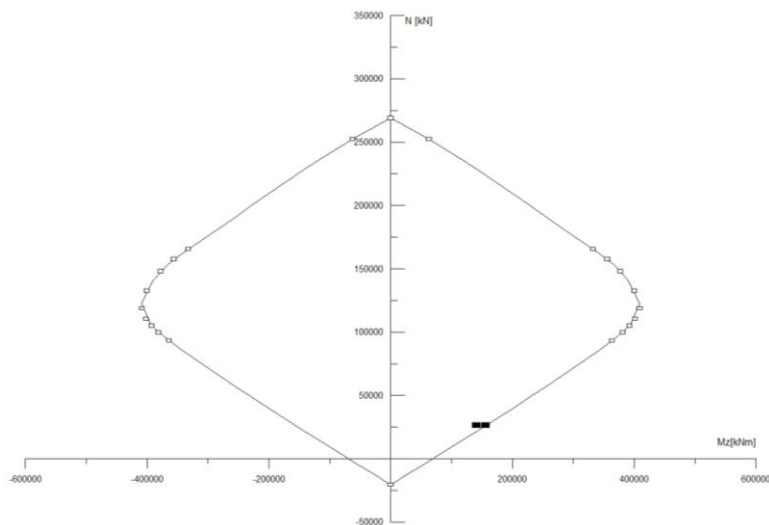
Slika 142: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi X, na koti 8,55 m

Upogibna nosilnost okoli lokalne osi Y:

$$N_{Ed} = 26395 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,Y} = 140788 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,Y} = 156000 \text{ kNm}$$



Slika 143: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi Y, na koti 8,55 m

Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti

V kritičnem območju sten moramo zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost za ukrivljenost, ki je določena s **5.4.3.4.2(2)**. To lahko zagotovimo z armaturo objetja v robnih elementih sten. V skladu s členom **5.4.3.4.2(12)** lahko prečno armaturo v robnih elementih konstruiramo v skladu s standardom EN 1992-1-1:2004, če vrednost normirane osne sile ne presega vrednosti 0,15. V našem primeru največja normirana osna sila znaša 0,13, zato strogih zahtev glede stremen v robnih elementih ni potrebno upoštevati, še vedno pa moramo upoštevati vse zahteve glede minimalne dolžine in navpične armature robnega elementa.

Armaturo izven kritičnega območja

V prerezih jedra nad kritičnim območjem vogalno armaturo zmanjšamo tako, da zagotovimo zadostno upogibno nosilnost in hkrati upoštevamo člen **5.4.3.4.2(11)**, ki zahteva, da mora biti delež vzdolžne armature na mestih kjer deformacije presežejo vrednost 0,002, vsaj 0,005. Slednji pogoj ni kritičen, saj se izkaže, da v potresnem projektnem stanju v nobenem prerezu tlačna deformacija ne preseže vrednosti 0,002. V nadaljevanju prikazujem določitev upogibne nosilnosti na nivoju četrte etaže.

Vzdolžno armaturo zmanjšamo na 6 palic $\phi 14$ in preverimo upogibno nosilnost. Pri tem upoštevamo, da sodelujoča širina pasnic v tem primeru znaša $0,25 \cdot (50,55 \text{ m} - 4,35 \text{ m} - 2 \cdot 4,2 \text{ m}) = 9,45 \text{ m}$.

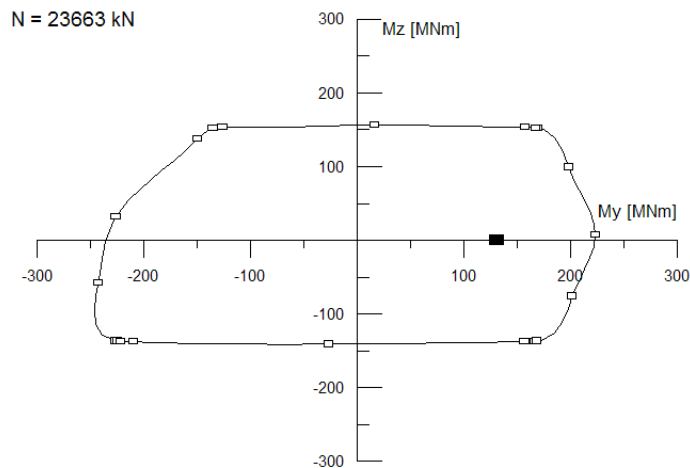
Na sliki 135 in sliki 136 sta prikazana interakcijska diagrama nosilnosti prečnega prereza. Točki projektnih obremenitev v obeh primerih ležita znotraj interakcijskega diagram, kar pomeni da reducirana količina armature zadošča obremenitvam prereza.

Preverimo še ali je na delu prereza, kjer tlačna deformacija betona v projektnem potresnem stanju preseže vrednost 0,002, zagotovljena zadostna količina armature. Ugotovimo, da po prečnem prerezu tlačna deformacija 0,002 ni prekoračena, saj največja tlačna deformacija betona v preerzu znaša 0,00073. Deformacijo določimo s pomočjo programa DIAS.

Upogibna nosilnost okoli lokalne osi X:

$$N_{Ed} = 23663 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,X} = 131174 \text{ kNm}$$

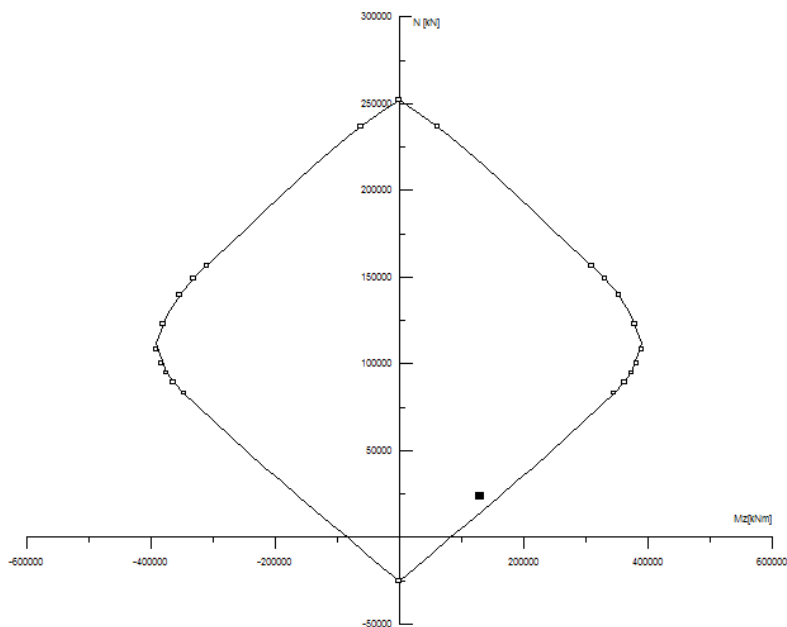


Slika 144: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi X, na koti 12,75 m

Upogibna nosilnost okoli lokalne osi Y:

$$N_{Ed} = 23663 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,X} = 129958 \text{ kNm}$$



Slika 145: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza 1, okoli osi Y, na koti 12,75 m

Mrežno armaturo pasnic 2xQ524, zaradi majhnega deleža(0,3%) postavimo po celotni višini. Enako postopamo pri mrežni armaturi stojine(2xQ785), ki pa jo potrebujemo predvsem za prevzem strižnih obremenitev. Zaradi povečanja mrež v pasnicah, obstoječe dodatne palice za prevzem strižnih obremenitev zamenjamo s palicami $\phi 8/15$ cm in s tem zagotovimo potrebno strižno nosilnost. Dodatne palice s padanjem prečne sile postopoma opustimo.

Navpične palice v robnih elementih sten izven kritičnega območja objamemo s stremeni $\phi 10$ in s tem zagotovimo enako strižno nosilnost kot v preostalem delu stene.

Izven kritičnega območja morata horizontalna navpična armatura izpolnjevati pogoje, predpisane v standardu EN 1992-1-1: 2004. Vsi pogoji so v obravnavanem primeru izpolnjeni.

5 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je analizirana nosilna konstrukcija 13 nadstropne poslovno-stanovanjske stavbe za srednji razred duktilnosti. Začetna zasnova nosilnih elementov konstrukcije ni bila povsem ustrezna, zato sem najprej spremenil dimenzije prereza jeder, stebrov in grede. Po začetni modifikaciji dimenzij nosilnih elementov, sem se z upoštevanjem standarda Evrokod 1 –SIST EN 1992-1-1:2004, lotil določitve vplivov na konstrukcijo. Sledila je analiza konstrukcije s pomočjo programa SAP2000.

Zaradi podolgovatega tlorisa stavbe in treh odprtin za potrebe stopnišča in dvigala se je postavljalo vprašanje upravičenosti upoštevanja predpostavke, da lahko plošče pri računskem modelu konstrukcije z linijskimi elementi modeliramo kot togo diafragmo. Stavbo smo zato modelirali na dva načina, in sicer najprej smo izdelali poenostavljen model z linijskimi končnimi elementi, nato pa smo izdelali še ploskovni model. Po primerjavi rezultatov modalnih analiz med obema modeloma, smo ugotovili, da se rezultati razlikujejo. Ugotovili smo, da do razlik pride zaradi razmeroma velike debeline plošče, saj njena upogibna togost povečuje togost celotne konstrukcije.

Na podlagi zgornjih ugotovitev sem se nato odločil, da za nadaljevanje analize uporabim ploskovni model. V nadaljevanju sem se najprej lotil dimenzioniranja etažnih plošč. Za model plošče sem uporabil ploskovni model iz potresne analize, ki pa sem ga ustrezno spremenil in obremenil z vsemi možnimi obtežnimi kombinacijami. Zaradi enostavnosti gradnje in dejstva, da se obremenitve posameznih plošč bistveno ne spreminjajo, sem vse plošče armiral enako. Izbral sem najbolj obremenjeno ploščo.

Dimenzioniranje okvirja sem prikazal za okvir v osi 2. Okvir sem upošteval velikost upogibnih momentov in dimenzije stebrov razdelil na 3 sklope, ki sem jih nato armiral enako. Pri določanju upogibne armature gred, sem za prevzem upogibnih obremenitev upošteval pravokotni prerez, kakršen je predstavljen tudi v računskem modelu. S tem smo pri računu nosilnosti na varni strani. Pri dimenzioniranju v skladu z metodo načrtovanja nosilnost pa sem upošteval celotno sodelujočo širino.

Dimenzioniranje jeder sem prikazal za jedro J1. Dimenzioniranje je bilo precej poenostavljeno, saj zaradi majhne normirane osne sile, ki je znašala manj kot 0,15, ni bilo potrebno upoštevati strogih zahtev glede stremen v robnih elementih, temveč sem jih lahko določil v skladu z določili SIST EN 1992-1-1:2004. Pri zagotavljanju upogibne nosilnosti jeder okoli osi X, je za prevzem upogibnih obremenitev zadostovala že minimalna armatura. Zaradi upoštevanja sodelujoče širine pasnice, pri računu upogibne nosilnosti okoli osi Y, je bila v pasnicah potrebna še dodatna vzdolžna armatura. Tako v pasnicah kot stojini jedra je potrebna razmeroma velika strižna armatura, zato je bilo potrebno namestiti dodatne horizontalne palice.

Rezultate dimenzioniranja sem na koncu predstavil na armaturnih načrtih.

VIRI

Agencija republike Slovenije za okolje(ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 15.4.2014)

http://www.opeka.si/gradbeni_material_armaturne_mreze.php (Pridobljeno 20.4.2014)

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

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000 15.0.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb. Ljubljana, UL FGG.

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

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

SIST EN 1991-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1.del: Splošni vplivi-Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb-Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

SIST EN 1992-1-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij -1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij -1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe-Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: SPECIFIKACIJA ARMATURE

Priloga A.1: Specifikacija armature za AB medetažno ploščo

Priloga A.2: Specifikacija armature za AB steno jedra

Priloga A.3: Specifikacija armature okvirja

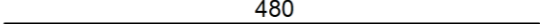
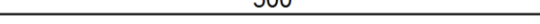
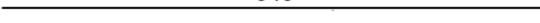

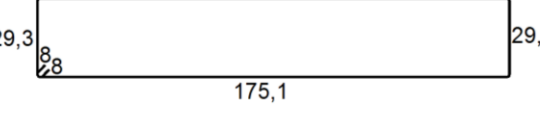
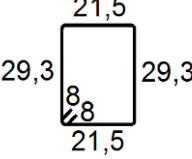
PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI

Priloga B.1: Armaturni načrt AB medetažne plošče






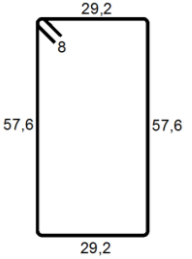
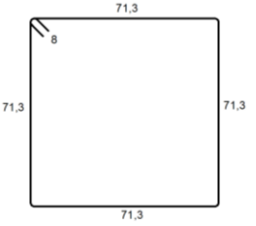
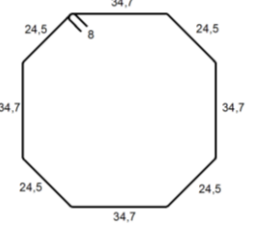

Priloga B.2: Armaturni načrt AB stene jedra

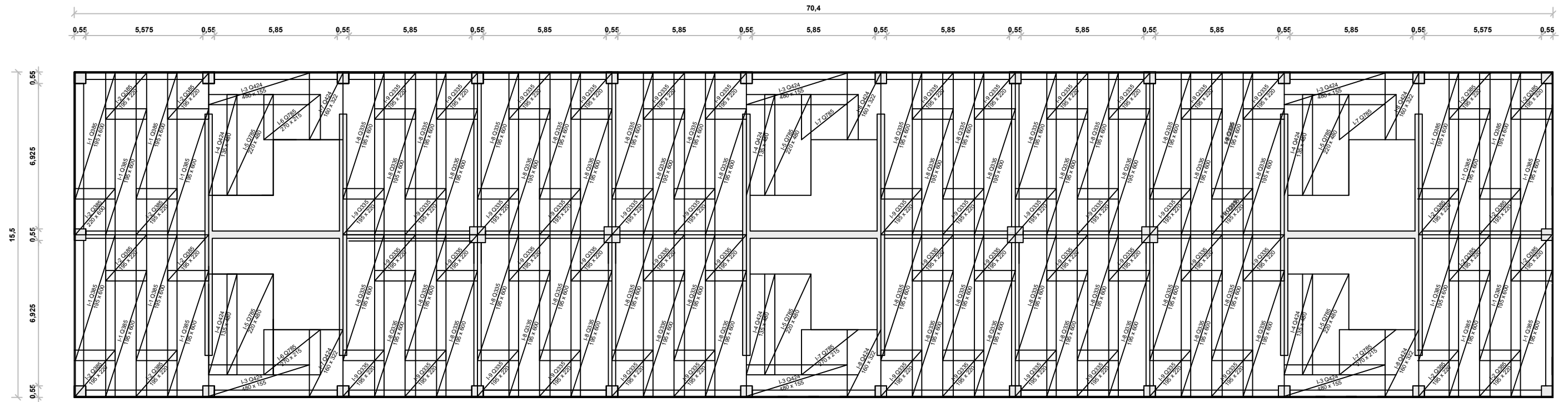
Priloga B.3: Armaturni načrt okvirja

Specifikacija armaturnih mrež						
Pozicija	Oznaka	B(cm)	L(cm)	kol(kom)	Masa(kg/m ²)	Skupna masa(kg)
I-1	Q385	195	600	16	6,1	1141,92
I-2	Q385	195	220	16	6,1	418,70
I-3	Q424	480	155	6	6,81	304,00
I-4	Q424	135	480	6	6,81	264,77
I-5	Q785	220	480	6	12,46	789,47
I-6	Q785	270	215	6	12,46	433,98
I-7	Q424	160	322	6	6,81	210,51
I-8	Q335	195	600	48	5,45	3060,72
I-9	Q335	192	220	48	5,45	1105,00
II-1	R335	165	240	44	3,31	576,73
II-2	R503	165	480	16	4,5	570,24
III-1	R335	195	345	4	3,31	89,07
III-2	R636	390	200	12	5,88	550,37
III-3	R636	195	345	6	5,88	237,35
III-4	R385	390	185	16	3,64	420,20
IV-1	Q335	195	240	4	5,45	102,02
IV-2	Q636	390	145	12	10,25	695,57
IV-3	Q636	195	322	6	10,25	386,16
IV-4	Q636	195	240	6	10,25	287,82
IV-5	Q385	390	145	16	6,1	551,93
V-1	Q503	195	480	3	8,11	227,73
V-2	Q503	195	425	3	8,11	201,63
V-3	Q503	390	200	12	8,11	759,10
Skupaj						13384,99
Izpis armaturnih mrež						
Priloga:						A.1

Specifikacija armature					
Ozn.	Oblika in mere(cm)	Φ (mm)	l(cm)	k(kom)	d(m)
1		14	480	132	633,6
2		14	500	36	180,0
3		14	545	60	327,0
4		10	590	640	3776,0
5		9	424,8	474	2013,6
6		10	117,6	792	931,4
		Izpis armaturnih palic in stremen			
		Priloga		A.2	

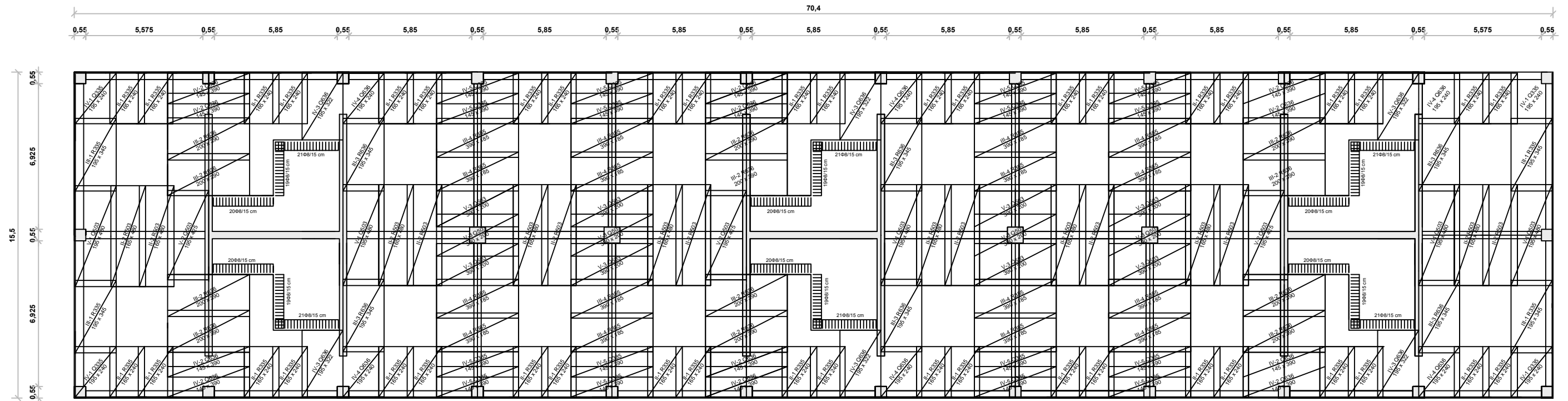
Specifikacija armaturnih mrež						
Pozicija	Oznaka	B(cm)	L(cm)	kol(kom)	Masa(kg/m ²)	Skupna masa(kg)
I-1	Q524	210	600	50	6,1	3843,0
I-2	Q524	130	600	4	6,1	190,3
I-3	Q524	115	600	4	6,8	188,0
I-4	Q524	195	600	4	6,8	318,7
I-5	Q524	210	245	12	12,5	769,3
I-6	Q524	115	245	4	12,5	140,4
I-7	Q524	215	600	60	6,8	5270,9
I-8	Q524	210	600	8	5,5	549,4
I-9	Q524	210	320	16	5,5	586,0
Skupaj						11856,0
Izpis armaturnih mrež						
Priloga:						A.2

Specifikacija armature					
Ozn.	Oblika in mere(cm)	Φ (mm)	l(cm)	k(kom)	d(m)
1	600 	18	600	36	216
2	365 	18	365	132	418,8
3	455 	18	455	54	245,7
4	225 	18	225	60	135
5	600 	22	600	160	960
6		8	190	804	1527,6
7		8	293	308	902,4
8		8	253	308	779,2
9		8	83	616	511,3
		Izpis armaturnih palic in stremen			
		Priloga	A.3		



Debelina plošče: h=20 cm
 Beton: C40/50
 Armatura: S500
 Krovni sloj betona znaša 2,5 cm

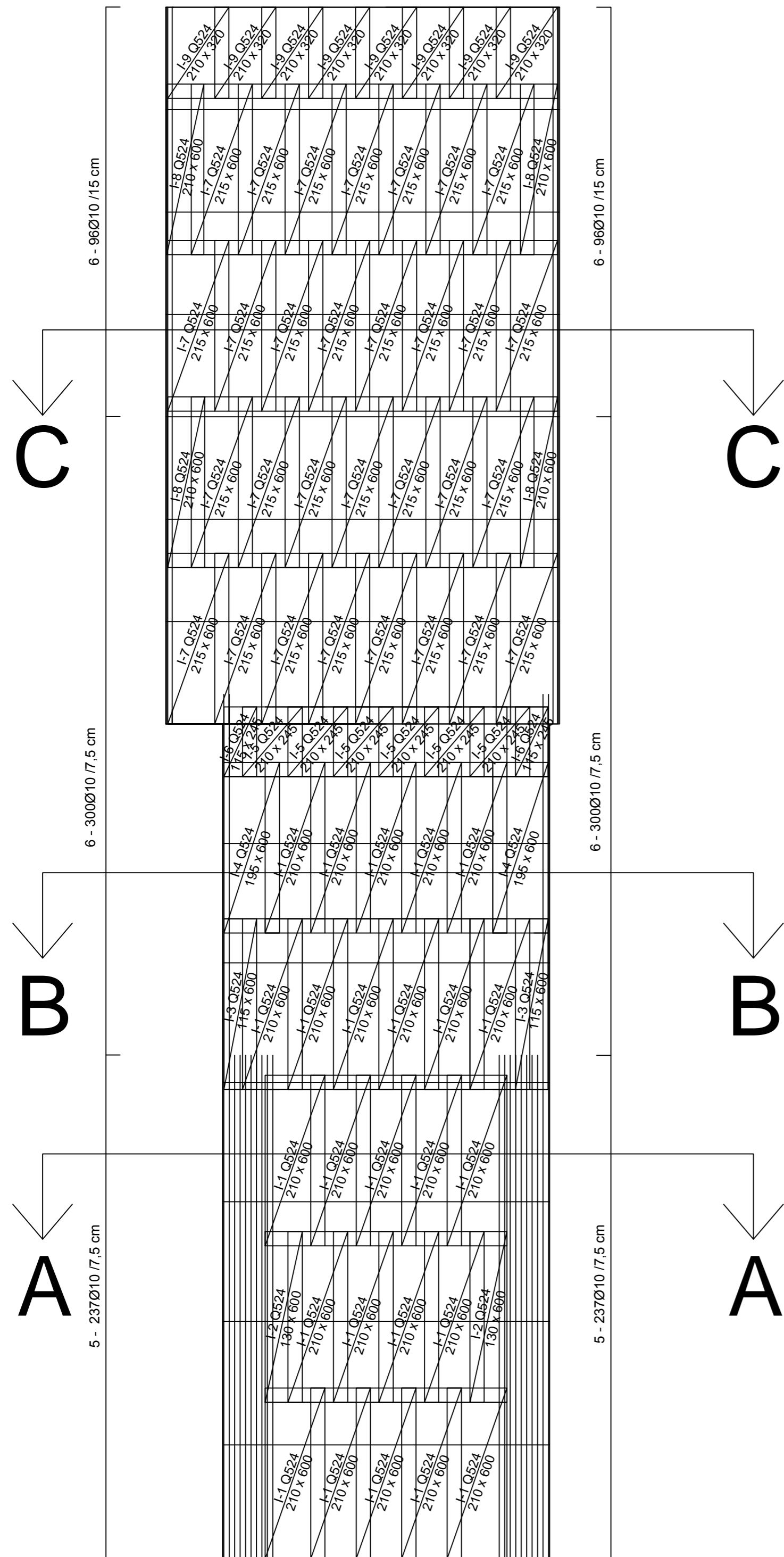
NASLOV: Projektiranje 13 nadstropne AB stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti		VSEBINA: Armaturni načrt AB plošče - armatura spodaj	
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isakovič	Datum:	Avgust 2014
Somentor:	prof. dr. Matej Fischinger	Merilo:	1:100
Avtor:	Nejc Prašnikar	Št. lista:	Priloga B.1



Debelina plošče: h=20 cm
 Beton: C40/50
 Armatura: S500
 Krovni sloj betona znaša 2,5 cm

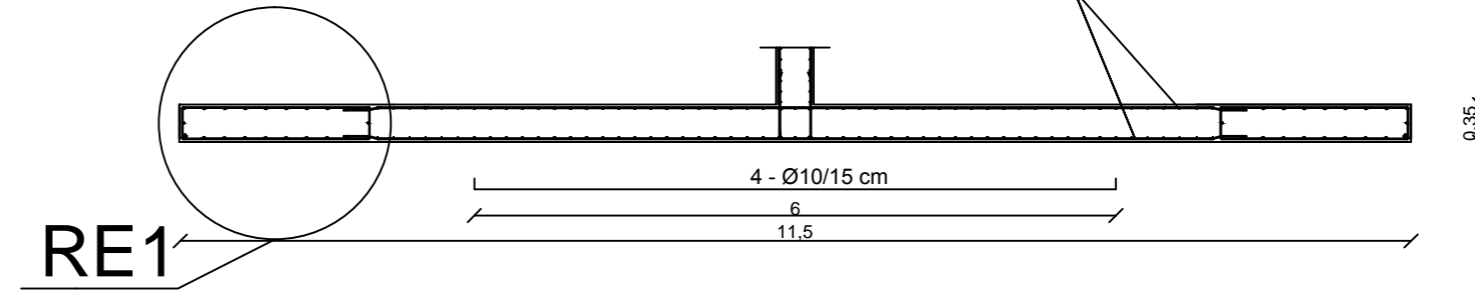
NASLOV: Projektiranje 13 nadstropne AB stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti		VSEBINA: Armaturni načrt AB plošče - armatura zgoraj	
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isakovič	Datum:	Avgust 2014
Somentor:	prof. dr. Matej Fischinger	Merilo:	1:100
Avtor:	Nejc Prašnikar	Št. lista:	Priloga B.1

Merilo 1:100

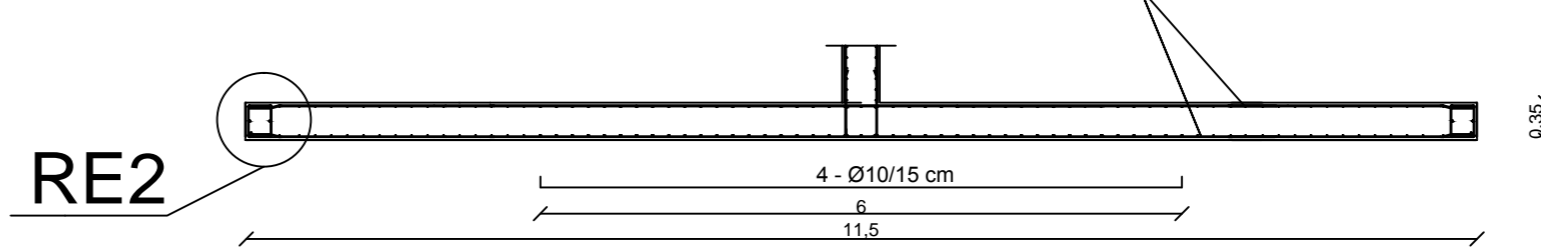


Merilo 1:50

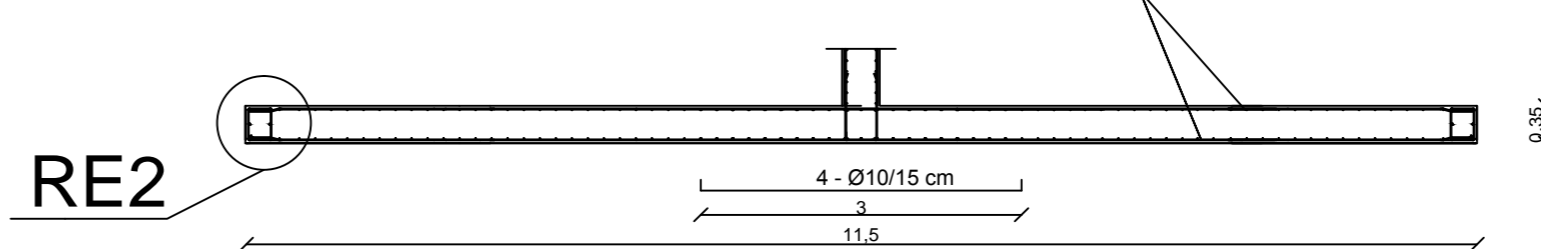
prerez A-A



prerez B-B

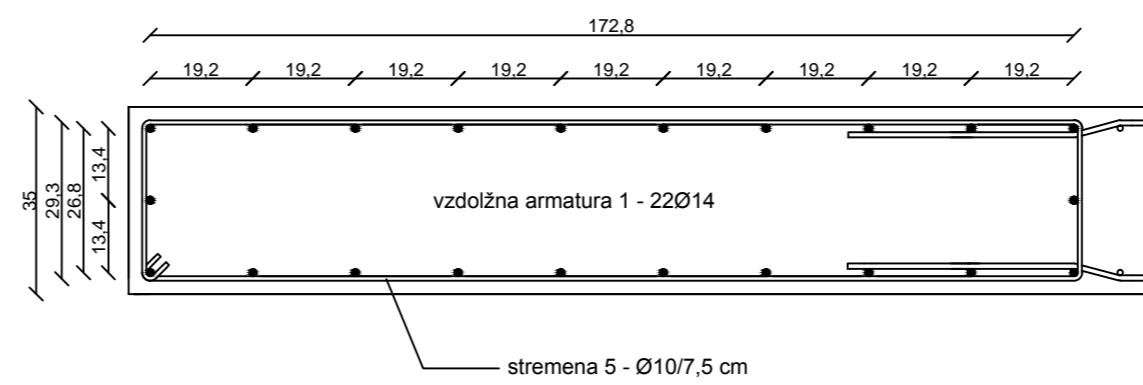


prerez C-C

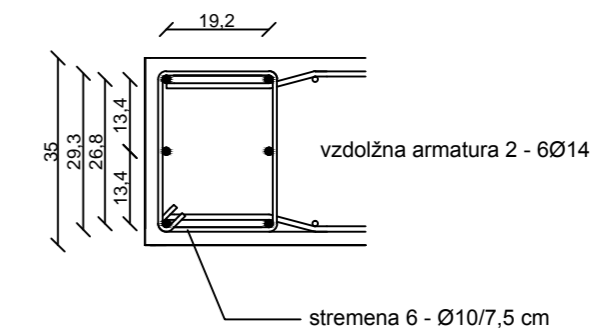


Merilo 1:10

RE1



RE2



NASLOV:
Projektiranje 13 nadstropne AB stavbe za
srednjo stopnjo duktilnosti

VSEBINA:
Armaturni načrt Jedra J1 - pasnica P1

Mentor: prof. dr. Tatjana Isakovič

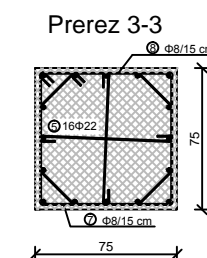
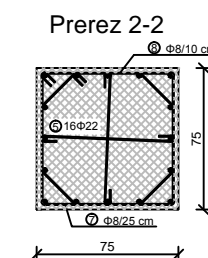
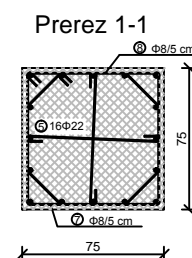
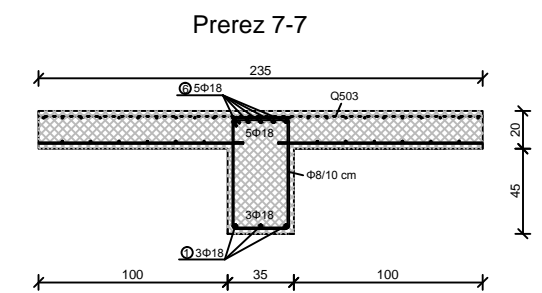
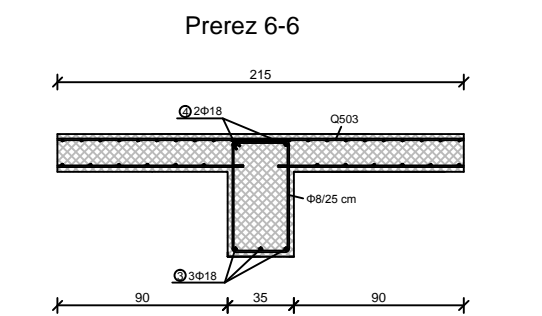
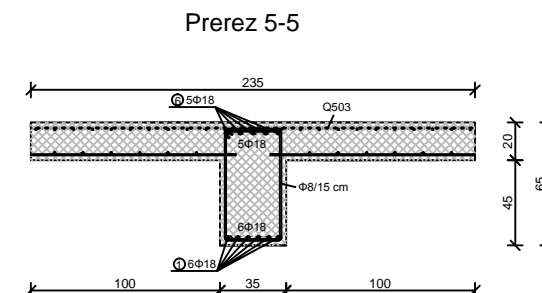
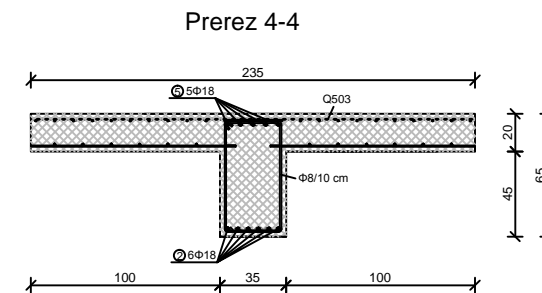
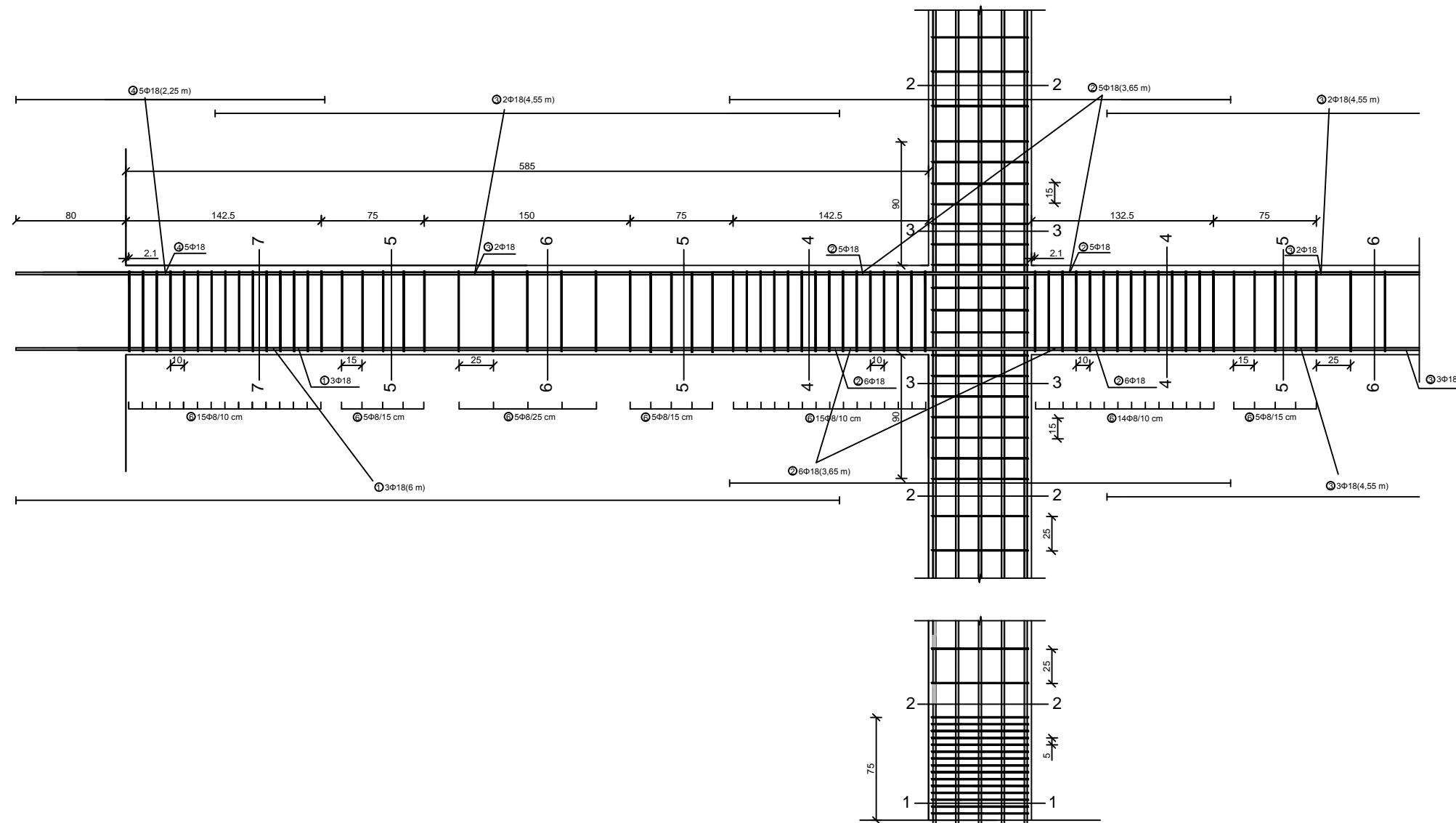
Datum: Avgust 2014

Somentor: prof. dr. Matej Fischinger

Merilo: stena 1:100, prerez 1:50, detajl 1:25

Avtor: Nejc Prašnikar

Št. lista: Priloga B.2



NASLOV: Projektiranje 13 nadstropne AB stavbe za srednjo stopnjo duktilnosti		VSEBINA: Armaturni načrt okvira - sklop 1	
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isakovič	Datum:	avgust 2014
Somentor:	prof. dr. Matej Fischinger	Merilo:	1:40
Avtor:	Nejc Prašnikar	Št. lista:	Priloga B.3