

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo

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



Visokošolski strokovni študij
gradbeništva, Konstrukcijska smer

Kandidat:

Marko Keše

PROJEKTIRANJE VEČSTANOVANJSKE STAVBE V KOČEVJU PO STANDARDIH EVROKOD

Diplomska naloga št.: 388

Mentor:
doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **KEŠE MARKO** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»PROJEKTIRANJE VEČSTANOVANJSKE STAVBE V KOČEVJU PO
STANDARDIH EVROKOD«.**

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

Ljubljana, 14.09.2010

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelju konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.45:693.55:721(043.2)

Avtor: Marko Keše

Mentor: doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.

Naslov: Projektiranje večstanovanjske stavbe v Kočevju po standardih Evrokod

Obseg in oprema: 109 str., 55 pregl., 73 sl.

Ključne besede: projektiranje, standard Evrokod, armiran beton, večstanovanjska stavba

Izvleček

V diplomski nalogi predstavljamo statično analizo večstanovanjske stavbe v Kočevju po trenutno veljavnih standardih Evrokod. Nosilna konstrukcija stavbe je sestavljena iz medetažnih monolitnih armiranobetonskih plošč ter iz armiranobetonskih sten in stebrov. Pri analizi konstrukcije upoštevamo vse vplive, ki naj bi v življenjski dobi stavbe delovali na konstrukcijo. Ti vplivi so stalni vplivi, spremenljivi vplivi - koristna obtežba, obtežba snega in vetra ter potresni vplivi. Natančneje prikazujemo projektiranje značilnih konstrukcijskih elementov, in sicer tipične medetažne stropne konstrukcije in stene. Analizo stavbe oziroma posameznih nosilnih elementov smo opravili s pomočjo ustreznih računskih modelov v računalniškem programu Tower. Eden izmed poglobitvenih ciljev diplomske naloge je bila primerjava med količino armature, ki je vgrajena v karakterističnih nosilnih elementih stavbe in ki je bila projektirana še po starih jugoslovanskih predpisih PBAB ter količino armature, ki jo zahtevajo sedaj veljavni standardi Evrokod. Primerjava je pokazala, da je količina vgrajene armature skladna tudi z zahtevami standardov Evrokod, vgrajene armature je ponekod tudi več od potrebne.

Rezultati analize so prikazani tekstualno, v preglednicah, z risbami ter z armaturnimi načrti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

- UDK:** 624.012.45:693.55:721(043.2)
- Author:** Marko Keše
- Supervisor:** Assist.Prof. Sebastjan Bratina
- Title:** Design of multiresidential building in Kočevje according to Eurocode standards
- Notes:** 109 p., 55 tab., 73 fig.
- Key words:** design, Eurocode standards, reinforced concrete, multiresidential building

Abstract

This thesis presents static analysis of multiresidential building in Kočevje according to current standards for designing of building structures Eurocode. Load-bearing construction is composed of monolith reinforced concrete plates and reinforced concrete walls with columns. In the analysis of construction we consider impacts, which could have influence on construction in her existence period. This impacts are permanent impacts, variable impacts - impacts of imposed loads, snow and wind loads and also seismic effects. We are showing design of typical structural elements in detail which are in our case typical ceiling construction and a wall. The analysis of building or individual load-bearing elements was completely made by computer programme Tower. One of the primary aims of this thesis was comparison between quantity of reinforcement, which is built-in in typical load-bearing elements of building and was designed in accordance with the requirements of the old Yugoslav regulations PBAB and between quantity of reinforcement, which is required by current Eurocode standards. The comparison indicated that the amount of built-in reinforcement is in accordance with requirements of Eurocode standards. Somewhere is built-in reinforcement even more than is required.

Analysis results are displayed textual and visual in tables, images and reinforcement drawings.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju dr. Sebastjanu Bratini. Hvala tudi odgovornemu vodji projekta g. Igorju Jurkovniku in projektantskemu podjetju IGRA SEŽANA d.o.o. za arhitekturne načrte in vpogled v statični izračun ter armaturne načrte, hvala pa tudi g. Branku Bandlju za strokovno pomoč in koristne nasvete.

Zahvalil bi se tudi družini, prijateljem in dekletu, ki so mi stali ob strani celoten čas študija, me vzpodbujali, pomagali in mi nudili podporo.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI	3
2.1	Opis konstrukcije	3
2.2	Arhitektura	6
2.3	Računski model v programu TOWER	8
2.4	Uporabljeni materiali	9
2.4.1	Beton	9
2.4.2	Jeklo za armiranje	10
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	11
3.1	Stalna obtežba	11
3.1.1	Stene	11
3.1.2	Podest	12
3.1.3	Stopnice	13
3.1.4	Streha (15°)	14
3.1.5	Terasa	15
3.1.6	Balkoni	16
3.1.7	Stropna konstrukcija nad kletjo	17
3.1.8	Medetažna stropna konstrukcija	20
3.2	Koristna obtežba	23
3.3	Obtežba snega:	24

3.3.1	Obtežba snega na strehi za trajna/začasna stanja	24
3.3.2	Lokalni učinki – kopičenje snega ob ovirah	27
3.4	Vpliv vetra	28
3.4.1	Osnovna hitrost vetra	28
3.4.2	Sile vetra	30
3.4.2.1	Tlak vetra w_e na zunanje ploskve	31
3.4.2.2	Tlak vetra w_i na notranje ploskve	41
3.4.3	Skupni vpliv delovanja tlaka vetra na zunanje ploskve v kombinaciji z notranjimi tlaki	42
3.4.3.1	Skupni vpliv delovanja vetra v smeri osi X	42
3.4.3.2	Skupni vpliv delovanje vetra v smeri osi Y	45
3.4.4	Učinek trenja vetra	47
3.5	Potresni vpliv	49
3.5.1	Kontrola mas in središča togosti posamezne etaže	51
3.5.2	Faktor obnašanja q	54
3.5.3	Pravilnost konstrukcije	58
3.5.3.1	Tlorisna pravilnost	59
3.5.3.2	Pravilnost po višini	60
3.5.4	Kategorija in faktor pomembnosti	60
3.5.5	Analiza potresnih vplivov z modalno analizo s spektrom odziva	60
3.5.6	Slučajna ekscentričnost	64
3.5.6.1	Celotna potresna sila F_b	64
3.5.6.2	Potresne sile po etažah F_i	66
4	PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA	68

4.1	Preverjanje mejnih stanj nosilnosti MSN	68
4.1.1	Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja	68
4.1.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja	70
4.2	Krovni sloj betona	73
4.2.1	Krovni sloj betona za vzdolžno armaturo	73
4.2.2	Krovni sloj betona za stremensko in mrežno armaturo	74
5	DIMENZIONIRANJE POSAMEZNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV	75
5.1	Tipična medetažna konstrukcija	75
5.1.1	Obremenitve	75
5.1.2	Dimenzioniranje plošče	78
5.1.3	Kontrola povosov	80
5.1.4	Kontrola preboja plošče	81
5.2	Stena v prečni smeri objekta	86
5.2.1	Geometrijske omejitve za duktilne stene	87
5.2.2	Obremenitve stene	89
5.2.3	Posebna določila za račun projektних obremenitev v steni	91
5.2.3.1	Tlačne obremenitve	91
5.2.3.2	Strižne obremenitve	91
5.2.3.3	Upogibne obremenitve	91
5.2.4	Dimenzioniranje stene	92
5.2.4.1	Dimenzioniranje stene na upogib	92
5.2.4.2	Dimenzioniranje stene na prečno silo	96

5.2.4.3	Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti	97
5.2.4.4	Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja na upogib	99
5.2.4.5	Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja na prečno silo	99
5.2.5	Kontrola etažnih pomikov	100
6	PRIMERJAVA REZULTATOV ANALIZE PO PBAB IN EC	103
6.1	Medetžna konstrukcija	103
6.1.1	Spodnja armatura	103
6.1.2	Zgornja armatura	104
6.1.3	Armatura proti preboju	105
6.2	Stena v prečni smeri objekta	106
7	ZAKLJUČKI	107
	VIRI	109
	PRILOGE	

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Stalna obtežba – notranje stene	11
Preglednica 2: Stalna obtežba – zunanje stene	12
Preglednica 3: Stalna obtežba – podest	12
Preglednica 4: Stalna obtežba – stopnice	13
Preglednica 5: Stalna obtežba – streha	14
Preglednica 6: Stalna obtežba – terasa	15
Preglednica 7: Stalna obtežba – balkoni	16
Preglednica 8: Stalna obtežba – vhod, predprostor, hodniki - pritličje	17
Preglednica 9: Stalna obtežba – bivalni prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev - pritličje	18
Preglednica 10: Stalna obtežba – kopalnice, wc-ji, utility-ji - pritličje	19
Preglednica 11: Stalna obtežba – predprostor na stopnišču, hodniki - nadstropja	20
Preglednica 12: Stalna obtežba – bivalni prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev - nadstropja	21
Preglednica 13: Stalna obtežba – kopalnice, wc-ji, utility-ji - nadstropja	21
Preglednica 14: Stalna obtežba – bivalni prostori – konzolni del - nadstropja	22
Preglednica 15: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe	23
Preglednica 16: Oblikovna koeficienta obtežbe snega	25
Preglednica 17: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri vetru v smeri osi X za referenčno višino $z_e = h$	36
Preglednica 18: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri vetru v smeri osi X za referenčno višino $z_e = b$	36

Preglednica 19: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$	38
Preglednica 20: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi X za referenčno višino $z_e = h$	39
Preglednica 21: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$	40
Preglednica 22: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$	40
Preglednica 23: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$	41
Preglednica 24: Koeficienta notranjega tlaka in obtežba vetra na ploskev	42
Preglednica 25: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = h$, Primer I:	43
Preglednica 26: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = h$, Primer II:	43
Preglednica 27: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = b$, Primer I:	44
Preglednica 28: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = b$, Primer II:	44
Preglednica 29: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = h$:	44
Preglednica 30: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:	45

Preglednica 31: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:	45
Preglednica 32: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:	46
Preglednica 33: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:	46
Preglednica 34: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:	46
Preglednica 35: Izračun mase izbrane etaže	51
Preglednica 36: Izračun središča togosti posamezne etaže	53
Preglednica 37: Pomiki in rotacije zaradi sile oz. momenta v središču togosti posamezne etaže	55
Preglednica 38: Izračun torzijske podajnosti	56
Preglednica 39: Kontrola pogojev glede tlorisne pravilnosti objekta	59
Preglednica 40: Razporeditev mas po višini objekta	61
Preglednica 41: Izračunani nihajni časi konstrukcije ter pripadajoče frekvence in smeri	63
Preglednica 42: Izračun potresnih sil po etažah za smer X in Y	66
Preglednica 43: Izračun torzijskih momentov zaradi slučajne torzije	67
Preglednica 44: Vplivi za stalna in začasna projektna stanja	69
Preglednica 45: Vplivi za potresna projektna stanja	70
Preglednica 46: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja	72
Preglednica 47: Razporeditev navpične armature po višini stene	99
Preglednica 48: Razporeditev vodoravne armature po višini stene	100
Preglednica 49: Kontrola etažnih pomikov obravnavane stene	101

Preglednica 50: Primerjava rezultatov za medetažno konstrukcijo – spodnja armatura	104
Preglednica 51: Primerjava rezultatov za medetažno konstrukcijo – zgornja armatura	105
Preglednica 52: Primerjava rezultatov za medetažno konstrukcijo – armatura proti preboju	105
Preglednica 53: Primerjava rezultatov za steno – armatura v kritičnem območju	106
Preglednica 54: Primerjava rezultatov za steno – izven kritičnega območja	106
Preglednica 55: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja	P1

KAZALO SLIK

Slika 1: Večstanovanjska stavba v Kočevju – zahodna fasada	4
Slika 2: Večstanovanjska stavba v Kočevju – vzhodna fasada	4
Slika 3: Večstanovanjska stavba v Kočevju – severna fasada	5
Slika 4: Večstanovanjska stavba v Kočevju - južna fasada	5
Slika 5: Tloris pritličja obravnavanega objekta	6
Slika 6: Tipičen tloris obravnavanega objekta (1., 2. in 3. nadstropje)	6
Slika 7: Tloris 4. nadstropja obravnavanega objekta	7
Slika 8: Vzdolžni prerez obravnavanega objekta	7
Slika 9: Računski model obravnavanega objekta – pogled 1	8
Slika 10: Računski model obravnavanega objekta – pogled 2	8
Slika 11: Prerez notranje stene	11
Slika 12: Prerez zunanje stene	12
Slika 13: Prerez podesta	12
Slika 14: Prerez stopniščne rame	13
Slika 15: Prerez strešne konstrukcije	14
Slika 16: Prerez konstrukcije terase	15
Slika 17: Prerez konstrukcije balkona	16
Slika 18: Prerez stropne konstrukcije nad kletjo - pod vhodom, predprostorn in hodniki v pritličju	17
Slika 19: Prerez stropne konstrukcije nad kletjo - pod bivalnimi prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev v pritličju	18
Slika 20: Prerez stropne konstrukcije nad kletjo - pod wc-ji in utility-i v pritličju	19

Slika 21: Prerez medetažne stropne konstrukcije - pod predprostorn na stopnišču in hodniki v nadstropjih	20
Slika 22: Prerez medetažne stropne konstrukcije - pod bivalnimi prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev v nadstropjih	21
Slika 23: Prerez medetažne stropne konstrukcije - pod wc-ji in utility-i v nadstropjih	21
Slika 24: Prerez medetažne stropne konstrukcije – konzolni del v nadstropjih	22
Slika 25: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri enokapnici	25
Slika 26: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah	26
Slika 27: Oblikovni koeficient obtežbe snega ob ovirah	27
Slika 28: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$	29
Slika 29: Ilustracija izbrane kategorije terena	33
Slika 30: Primer smeri delovanja tlakov vetra na zunanje površine	33
Slika 31: Razpored tlakov po višini stavbe v odvisnosti od referenčne višine z_e	34
Slika 32: Razdelitev navpičnih sten na cone za delovanje vetra v smeri osi X	35
Slika 33: Razpored tlakov po višini stavbe v odvisnosti od referenčne višine z_e	37
Slika 34: Razdelitev navpičnih sten na cone za delovanje vetra v smeri osi Y	37
Slika 35: Razdelitev enokapnice na cone za delovanje vetra v smeri osi X, vzporedno s slemenom	38
Slika 36: Razdelitev enokapnice na cone za delovanje vetra v smeri osi Y, pravokotno na sleme	39
Slika 37: Primera smeri delovanja tlakov vetra na notranje površine	41
Slika 38: Primera sočasnega delovanja zunanjih in notranjih tlakov	42
Slika 39: Tloris strehe – delovanje vetra v smeri osi X	47
Slika 40: Tloris strehe – delovanje vetra v smeri osi Y	48

Slika 41: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER - pogled na S in Z fasado	50
Slika 42: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER - pogled na J in V fasado	51
Slika 43: Prikaz središča mase, ter pravega in napačnega središča togosti za tipične etaže	53
Slika 44: Prikaz deformiranega modela tipične etaže za silo v smeri Y	54
Slika 45: Karta projektnih pospeškov tal za povratno dobo 475 let	62
Slika 46: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt	63
Slika 47: Mreža končnih elementov za obravnavano ploščo	75
Slika 48: Deformirana oblika obravnavane plošče	76
Slika 49: Ovojnica upogibnih momentov $+M_X$ [kNm/m]v smeri X v tipični etaži objekta	76
Slika 50: Ovojnica upogibnih momentov $+M_Y$ [kNm/m]v smeri Y v tipični etaži objekta	77
Slika 51: Ovojnica upogibnih momentov $-M_X$ [kNm/m]v smeri X v tipični etaži objekta	77
Slika 52: Ovojnica upogibnih momentov $-M_Y$ [kNm/m]v smeri Y v tipični etaži objekta	78
Slika 53: Potrebna količina spodnje armature v smeri X in Y	79
Slika 54: Potrebna količina zgornje armature v smeri X in Y	80
Slika 55: Računski model za dokaz striga pri preboju	82
Slika 56: Osnovni kontrolni obseg pri okroglem stebri	84
Slika 57: Kontrolni obsegi za različne postavitve armature pri notranjih stebrih	85
Slika 58: Lega stene v tlorisu obravnavane stavbe	86
Slika 59: Analizirana stena v smeri osi Y v računskem modelu iz programa Tower	87
Slika 60: Najmanjša debelina objetih robnih elementov	88
Slika 61: Potek osnih sil v obravnavani steni za merodajno kombinacijo pri potresnem projektnem stanju	89
Slika 62: Potek prečnih sil v obravnavani steni za merodajno kombinacijo pri potresnem projektnem stanju	90

Slika 63: Potek upogibnih momentov v obravnavani steni za merodajno kombinacijo pri potresnem projektne stanju	90
Slika 64: Projektna ovojnica prečnih sil	91
Slika 65: Projektna ovojnica upogibnih elementov	92
Slika 66: Obravnavana stena s prirobnicama	93
Slika 67: Vzдолžna armatura stene v kritičnem območju nad vpetjem stene v programu DIAS	95
Slika 68: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza stene v kritičnem območju v programu DIAS	95
Slika 69: Robni element stene s prirobnico	98
Slika 70: Pomik d_s zaradi projektne potresnega vpliva po višini stene	101
Slika 71: Projektni etažni pomiki d_r po višini stene	102
Slika 72: Plošča razdeljena na posamezne pozicije – spodnja armatura	103
Slika 73: Plošča razdeljena na posamezne pozicije – zgornja armatura	104

1 UVOD

V diplomski nalogi obravnavamo večstanovanjsko stavbo, ki se nahaja v Kočevju. Stavba je bila v času izdelave naloge še v fazi gradnje, načrtovana in projektirana pa je bila po takrat veljavnih jugoslovanskih predpisih PBAB. V diplomski nalogi nosilne elemente stavbe projektiramo po načelih in pravilih sedaj veljavnih standardov Evrokod.

Skladno z standardi Evrokod moramo konstrukcijo projektirati in izvesti tako, da bo v predvideni življenjski dobi s primerno zanesljivostjo in ob zmernih stroških prenašala vse vplive med gradnjo in uporabo, ter tako služila svojemu namenu. Pri projektiranju na mejna stanja moramo preveriti, ali ni katero izmed mejnih stanj preseženo. To preverimo z uporabo primernega računskega modela konstrukcije, vplivov na konstrukcijo, ter z izbiro ustreznega materiala.

Računski model konstrukcije zasnujemo in izberemo tako, da bo s sprejemljivo natančnostjo napovedoval obnašanje konstrukcije pod vplivi in bo primeren za preverbo konstrukcije na mejna stanja. Za analizo obravnavane stavbe model konstrukcije izdelamo v komercialnem računalniškem programu Tower. Geometrijske podatke in podatke o uporabljenih materialih privzamemo iz obstoječe projektne dokumentacije.

Dejanske vplive, ki delujejo na konstrukcijo, v računskem modelu ponazorimo z nadomestnimi vplivi. Glede na časovno spremenljivost vplive delimo na stalne vplive, spremenljive vplive in vplive potresa. Med stalne vplive uvrstimo lastno težo in stalno obtežbo, med spremenljive vplive pa koristno obtežbo stavbe, obtežbo snega in vplive vetra. Ker lahko na konstrukcijo istočasno deluje več vplivov, tvorimo kombinacije le teh, da dobimo kritične obtežne primere za preverbo konstrukcije na mejna stanja.

Težišče diplomske naloge predstavlja projektiranje karakterističnih nosilnih elementov stavbe po načelih in pravilih sedaj veljavnih predpisov Evrokod. Osredotočimo se na projektiranje tipične medetažne stropne konstrukcije ter ene izmed sten. Rezultate analize, to je potrebna količina armature, primerjamo z vrednostmi, ki so navedene v obstoječi projektni dokumentaciji, kjer je statična presoja objekta izvedena še po starih jugoslovanskih predpisih PBAB. Ugotovitve predstavimo v tekstualni in grafični obliki.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še šest poglavij. V drugem poglavju predstavimo model konstrukcije, podatke o uporabljenih materialih ter geometrijske podatke. V tretjem poglavju predstavimo vplive, ki učinkujejo na obravnavano stavbo, v četrtem poglavju pa kombinacijo le teh. V petem poglavju projektiramo značilne nosilne elemente stavbe skladno s Evrokodi, v šestem poglavju dobljene rezultate primerjamo z rezultate analize iz obstoječe projektne dokumentacije, na koncu pa podamo zaključke. Diplomski nalogi so za obravnavane nosilne elemente priloženi armaturni načrti.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

Obravnava objekt je stanovanjska stavba, ki ima poleg kleti in pritličja še štiri nadstropja in mansardo. Površine kletnih prostorov so v glavnem namenjena parkiranju, ostali prostori pa so namenjeni bivanju.

Tlorisne dimenzije stavbe se spreminjajo z višino. V pritličju so dimenzije 30,8 m x 14,4 m, v prvem, drugem in tretjem nadstropju 31,8 m x 16,4 m, v četrtem nadstropju ter mansardi pa 27,6 m x 12,15 m. Navpične nosilne elemente stavbe predstavljajo armiranobetonske (v nadaljevanju AB) stene, ki so debeline 20 cm in trije okrogli AB stebri s premerom 0,40 m, medetažno stropno konstrukcijo pa predstavljajo monolitne AB plošče z debelino 20 cm. Nosilna strešna konstrukcija je ravno tako AB plošča debeline 20 cm. Vertikalna obtežba se z medetažnih plošč preko stebrov in sten prenaša na pasovne AB temelje ter temeljna tla. Temeljna tla so pretežno iz pliokvartarne gline, ki prekrivajo hribinsko podlago, pri tem je dopustna nosilnost tal $\sigma_{t,dop} = 220 \text{ kN/m}^2$. Dvigalo ima lasten jašek, ki je temeljen na temeljni plošči debeline 0,4 m in je z dilatacijo ločen od nosilne konstrukcije objekta. V diplomski nalogi se omejimo le na del konstrukcije nad kletjo. Predpostavimo, da je konstrukcija togo vpeta v kletno etažo.

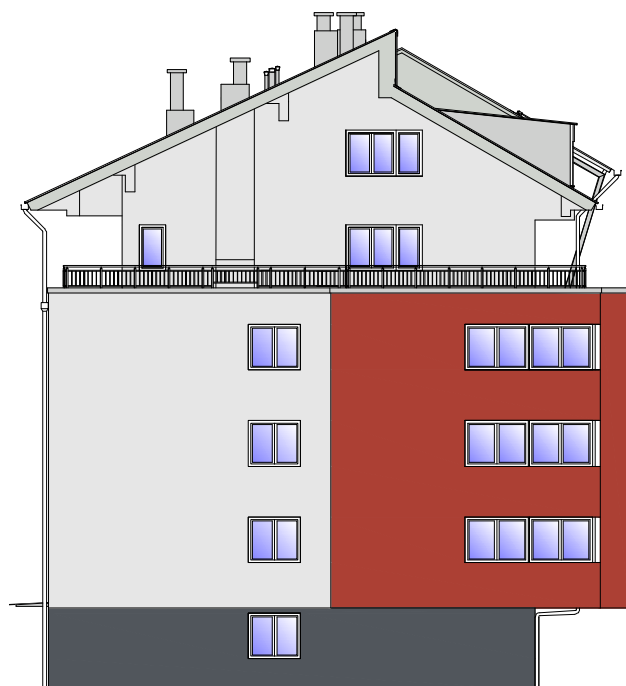
Na podlagi vpogleda v projekt za izvedbo se dejansko stanje objekta nekoliko razlikuje od tistega, ki je bil predviden po prvotnem projektu. Spremembe so pri strešni konstrukciji, sedaj je nosilna konstrukcija lesena, oblika strehe je dvokapna, po prvotnem projektu pa je bila predvidena enokapna AB streha. Zaradi omenjenih razlik je prišlo tudi do manjših sprememb v 4. nadstropju ter v mansardi objekta. Dejansko stanje obravnavanega objekta prikazujemo na sliki 1, 2, 3 in 4. V diplomski nalogi se bomo kljub nastalim spremembam osredotočili na analizo konstrukcije po prvotnem projektu.



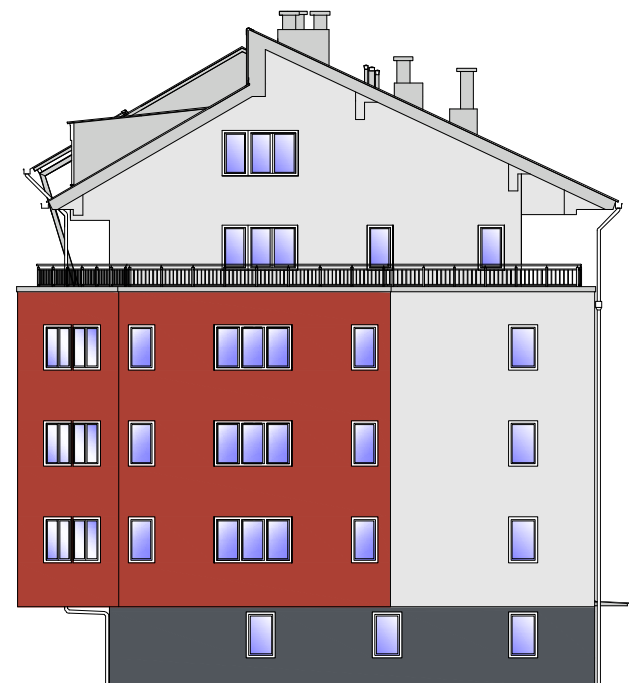
Slika 1: Večstanovanjska stavba v Kočevju – zahodna fasada



Slika 2: Večstanovanjska stavba v Kočevju – vzhodna fasada



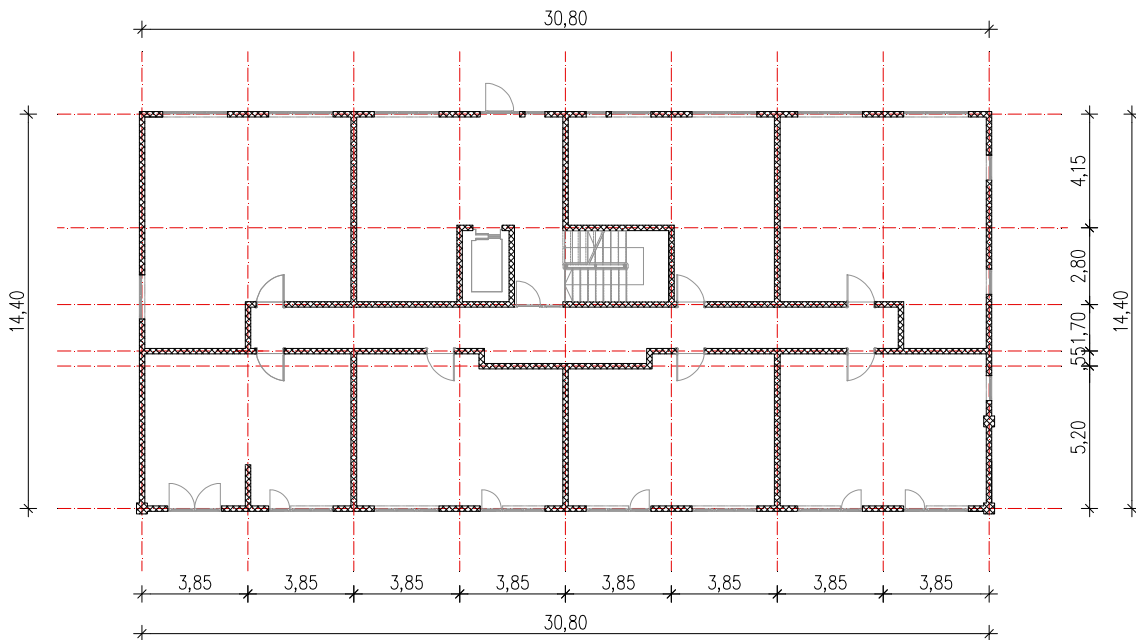
Slika 3: Večstanovanjska stavba v Kočevju – severna fasada



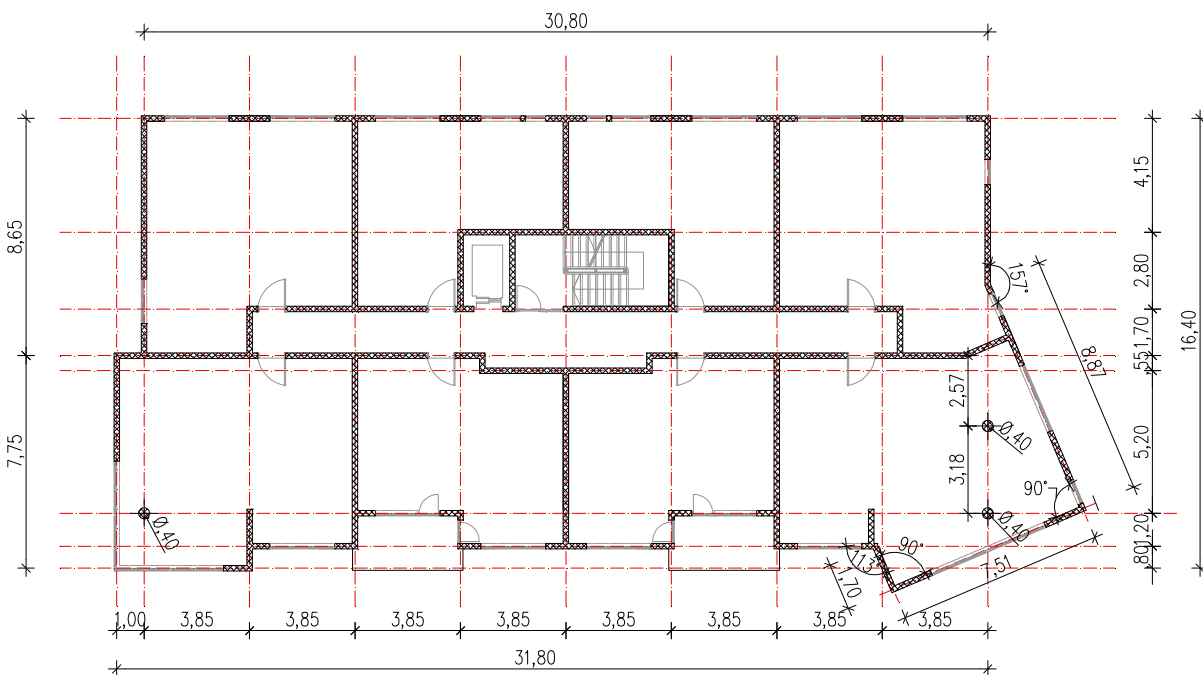
Slika 4: Večstanovanjska stavba v Kočevju - južna fasada

2.2 Arhitektura

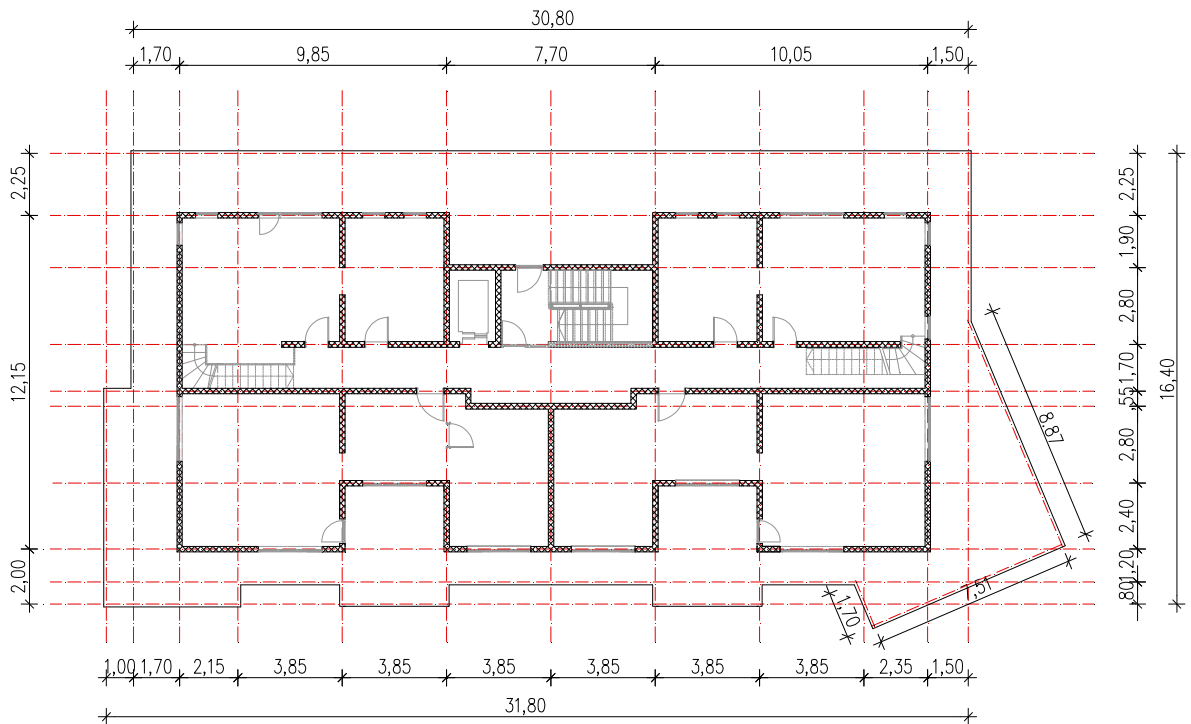
Na sliki 5, 6 in 7 prikazujemo tlorise pritličja, tipične etaže in 4. etaže.



Slika 5: Tloris pritličja obravnavanega objekta

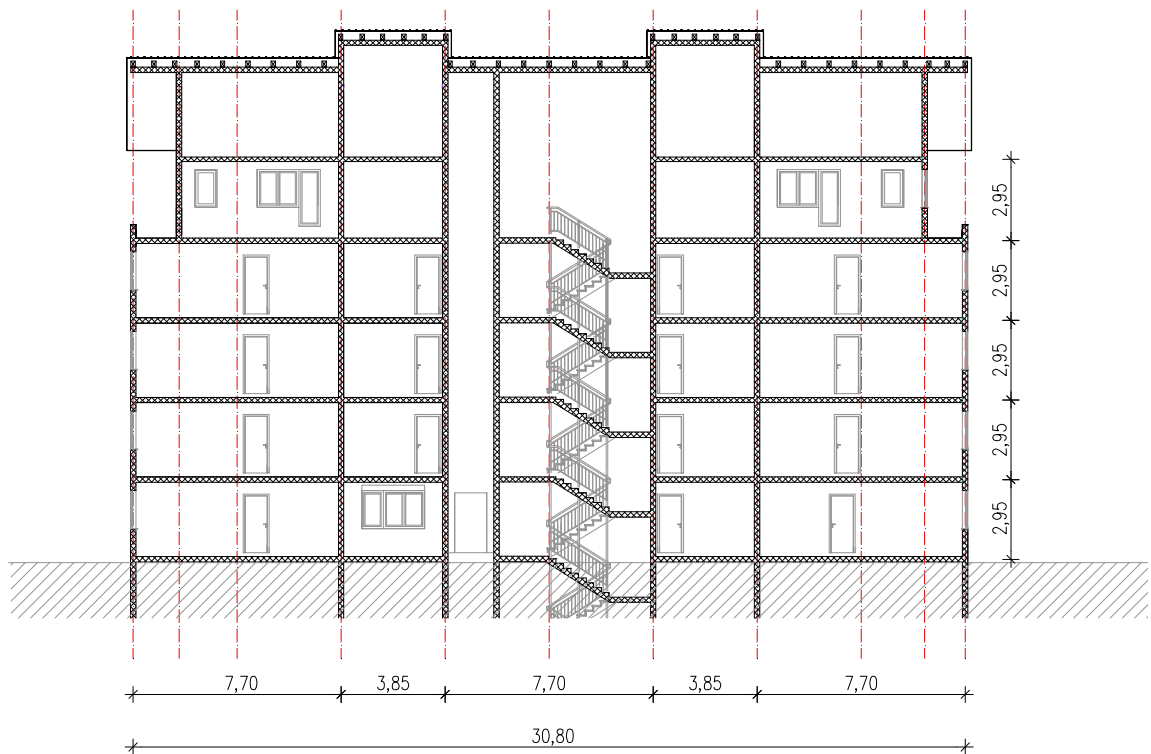


Slika 6: Tipičen tloris obravnavanega objekta (1., 2. in 3. nadstropje)



Slika 7: Tloris 4. nadstropja obravnavanega objekta

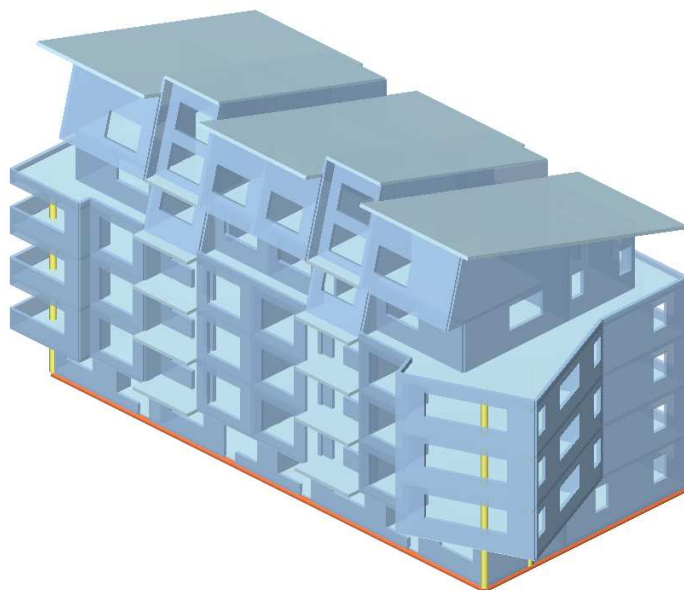
Na sliki 8 prikazujemo vzdolžni prerez obravnavanega objekta.



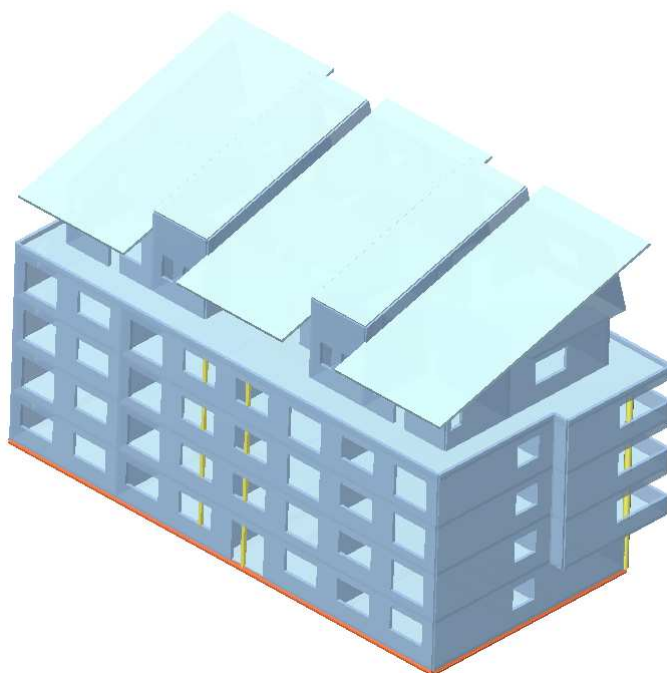
Slika 8: Vzdolžni prerez obravnavanega objekta

2.3 Računski model v programu TOWER

Kot smo že v uvodu omenili, za računsko analizo konstrukcije uporabimo komercialni računalniški program Tower. Na slikah 9 in 10 prikazujemo prostorski model nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Za modeliranje konstrukcije uporabimo ploskovne in linijske končne elemente. Konstrukcija je togo vpeta v podlago.



Slika 9: Računski model obravnavanega objekta – pogled 1



Slika 10: Računski model obravnavanega objekta – pogled 2

2.4 Uporabljeni materiali

2.4.1 Beton

Pri računski analizi predpostavimo, da je nosilna konstrukcija iz betona istega trdnostnega razreda, kot je bil uporabljen pri analizi in gradnji obstoječega objekta, to je iz betona trdnostnega razreda C25/30. V nadaljevanju podajamo trdnostne, deformabilnostne in mehanske lastnosti betona C25/30:

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

$$f_{ck,cube} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0,2$$

$$G = 12,92 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Pomen oznak je sledeč:

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju

$f_{ck,cube}$ karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na kocki

f_{ctm} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona

E_{cm} sekantni modul elastičnosti betona

ν Poissonov količnik

G strižni modul betona

γ_c prostorninska teža armiranega betona

2.4.2 Jeklo za armiranje

Pri projektiranju upoštevamo jeklo enakih karakteristik, kot jih ima jeklo, uporabljeno pri analizi in gradnji obstoječega objekta. Za armaturo gred, stebrov in sten so bile uporabljene rebraste armaturne palice trdnostnega razreda S400, za armaturo sten in plošč pa mrežna armatura trdnostnega razreda S500. Skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1:2005 so trdnostne, deformabilnostne in mehanske lastnosti jekla za armiranje sledeče:

a) Jeklo S400

$$f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

b) Jeklo S500

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

Pri tem oznake pomenijo:

f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature

f_t natezna trdnost jekla za armiranje

E_s modul elastičnosti jekla za armiranje

γ_s prostorninska teža jekla za armiranje

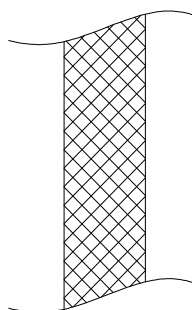
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Dejanske vplive, ki delujejo na konstrukcijo, v računskem modelu ponazorimo z nadomestnimi vplivi. Glede na časovno spremenljivost vplive delimo na stalne vplive (lastna teža, stalna obtežba), spremenljive vplive (koristna obtežba, obtežba snega, vplivi vetra) in vpliv potresa. Ker lahko na konstrukcijo istočasno deluje več vplivov, tvorimo kombinacije le teh, da dobimo kritične obtežne primere. Učinki vplivov, ki se zaradi fizičnih ali funkcionalnih razlogov ne morejo pojaviti sočasno, ne upoštevamo v skupnih kombinacijah.

3.1 Stalna obtežba

Stalno obtežbo obravnavamo kot stalni nepomični vpliv, ki na konstrukcijo deluje predvidoma ves čas njene življenjske dobe. Obtežbo, ki na konstrukcijo deluje kot balast (nekonstrukcijski elementi), prav tako upoštevamo kot stalno obtežbo. Pri projektiranju se celotna stalna obtežba konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov upošteva kot en sam vpliv. Lastno težo upoštevamo glede na prostorninsko težo materialov.

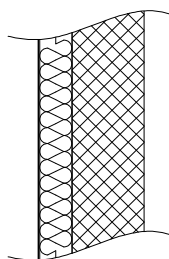
3.1.1 Stene



Slika 11: Prerez notranje stene

Preglednica 1: Stalna obtežba – notranje stene

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
AB stena	0,20	/	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				5,00 kN/m²

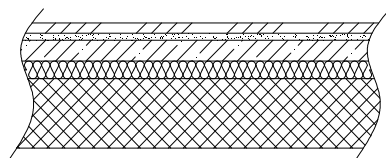


Slika 12: Prerez zunanje stene

Preglednica 2: Stalna obtežba – zunanje stene

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
zaključni sloj - (2 x lepilo mrežica, 1 x zaključni sloj)	0,02	/	18	$0,02 \cdot 18 = 0,36$
toplotna izolacija	0,14	/	0,5	$0,14 \cdot 0,5 = 0,07$
AB stena	0,20	/	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				5,43 kN/m²

3.1.2 Podest

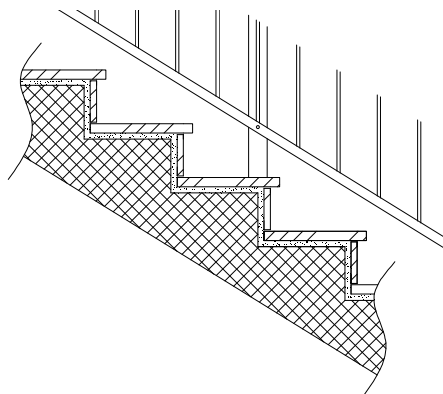


Slika 13: Prerez podesta

Preglednica 3: Stalna obtežba – podest

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
kamen	/	0,02	28	$0,02 \cdot 28 = 0,56$
lepilo	/	0,01	/	0,15
cementni estrih	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,05	0,5	$0,07 \cdot 0,5 = 0,03$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				7,18 kN/m²

3.1.3 Stopnice

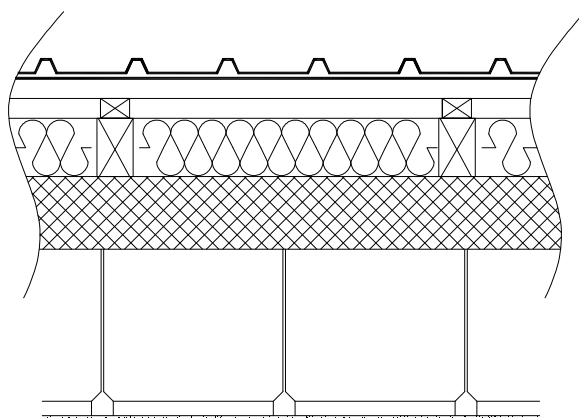


Slika 14: Prerez stopniščne rame

Preglednica 4: Stalna obtežba – stopnice

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
kamen	/	0,03	28	$0,03 \cdot 28 = 0,84$
lepilo	/	0,01	/	0,15
AB stopnice	0,28	0,174	24	$(0,28 \cdot 0,174)/2 \cdot 25 \cdot (1/0,28) = 2,18$
AB plošča	/	0,15	25	$0,15 \cdot 25 = 3,75$
$\Sigma g =$				6,92 kN/m²

3.1.4 Streha (15°)

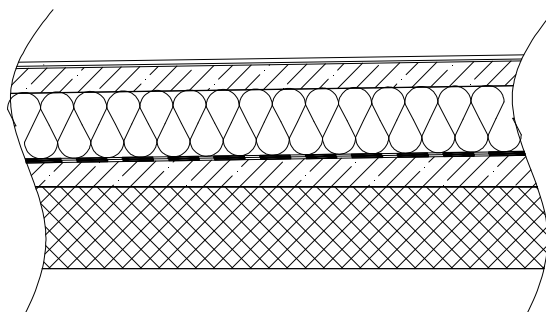


Slika 15: Prerez strešne konstrukcije

Preglednica 5: Stalna obtežba – streha

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
profilirana pločevina	/	/	/	0,10
prečne letve (e = 1,4 m)	0,05	0,08	4,2	$0,05 \cdot 0,08 \cdot (1/1,4) \cdot 4,2 = 0,01$
vzdolžne letve (e = 1 m)	0,05	0,08	4,2	$0,05 \cdot 0,08 \cdot (1/1) \cdot 4,2 = 0,02$
sekundarna kritina	/	/	/	/
morali (e = 1 m)	0,10	0,16	4,2	$0,1 \cdot 0,16 \cdot (1/1) \cdot 4,2 = 0,07$
toplotna izolacija	/	0,16	0,5	$0,16 \cdot 0,5 = 0,08$
parna zapora	/	/	/	/
AB plošča	/	0,2	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
spuščen strop	/	/	/	0,15
Σ g =				5,43 kN/m²

3.1.5 Terasa

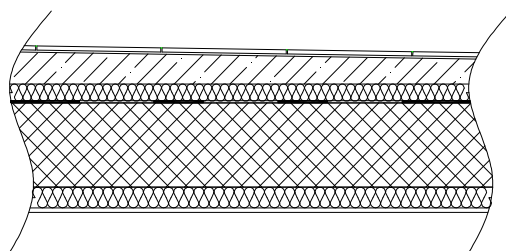


Slika 16: Prerez konstrukcije terase

Preglednica 6: Stalna obtežba – terasa

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
keramika + lepilo	/	0,02	23	$0,02 \cdot 23 = 0,46$
cementni estrih	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
ločilni sloj	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,16	0,5	$0,16 \cdot 0,5 = 0,08$
hidroizolacija	/	0,01	/	0,20
naklonski beton – 1,5%	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
AB plošča	/	0,2	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				8,62 kN/m²

3.1.6 Balkoni

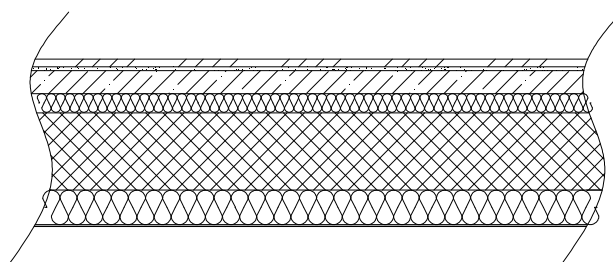


Slika 17: Prerez konstrukcije balkona

Preglednica 7: Stalna obtežba – balkoni

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
keramika + lepilo	/	0,015	23	$0,01 \cdot 23 = 0,35$
cem. estrih v naklonu - 1,5%	/	0,07	24	$0,07 \cdot 24 = 1,68$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,04	0,5	$0,04 \cdot 0,5 = 0,02$
hidroizolacija	/	0,01	/	0,20
AB plošča	/	0,2	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
toplotna izolacija	/	0,05	0,5	$0,05 \cdot 0,5 = 0,03$
zaključni sloj - (2 x lepilo mrežica, 1 x zaključni sloj)	/	0,02	18	$0,02 \cdot 18 = 0,36$
$\Sigma g =$				7,91 kN/m²

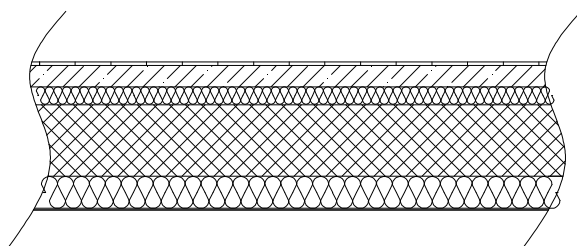
3.1.7 Stropna konstrukcija nad kletjo



Slika 18: Prerez stropne konstrukcije nad kletjo - pod vhodom, predprostorm in hodniki v pritličju

Preglednica 8: Stalna obtežba – vhod, predprostor, hodniki - pritličje

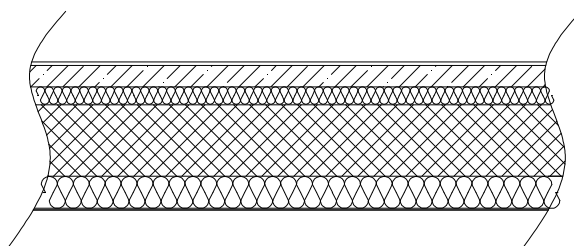
Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
kamen	/	0,02	28	$0,02 \cdot 28 = 0,56$
lepilo	/	0,01	/	0,15
cementni estrih	/	0,05	24	$0,05 \cdot 24 = 1,20$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,07	0,5	$0,07 \cdot 0,05 = 0,04$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
toplotna izolacija	/	0,10	0,5	$0,10 \cdot 0,5 = 0,05$
$\Sigma g =$				7,00 kN/m²



Slika 19: Prerez stropne konstrukcije nad kletjo - pod bivalnimi prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev v pritličju

Preglednica 9: Stalna obtežba – bivalni prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev - pritličje

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
parket	/	0,01	4	$0,01 \cdot 4 = 0,04$
lepilo	/	0,001	/	/
cementni estrih	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,07	0,5	$0,07 \cdot 0,05 = 0,04$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
toplotna izolacija	/	0,10	0,5	$0,10 \cdot 0,5 = 0,05$
$\Sigma g =$				6,57 kN/m²

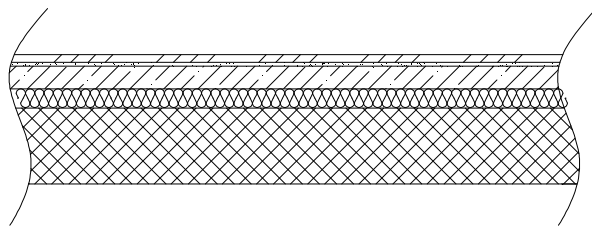


Slika 20: Prerez stropne konstrukcije nad kletjo - pod wc-ji in utility-i v pritličju

Preglednica 10: Stalna obtežba – kopalnice, wc-ji, utility-ji - pritličje

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
keramika	/	0,01	23	$0,01 \cdot 23 = 0,23$
lepilo	/	0,001	/	/
cementni estrih	/	0,05	24	$0,05 \cdot 24 = 1,20$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,06	0,5	$0,06 \cdot 0,5 = 0,03$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
toplotna izolacija	/	0,10	0,5	$0,10 \cdot 0,5 = 0,05$
$\Sigma g =$				6,51 kN/m²

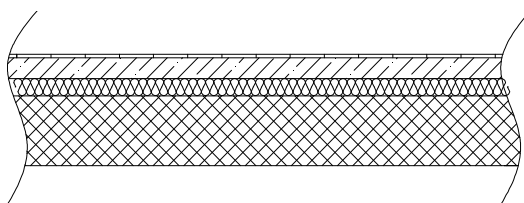
3.1.8 Medetažna stropna konstrukcija



Slika 21: Prerez medetažne stropne konstrukcije - pod predprostorn na stopnišču in hodniki v nadstropjih

Preglednica 11: Stalna obtežba – predprostor na stopnišču, hodniki - nadstropja

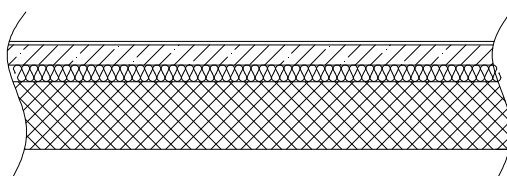
Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
kamen	/	0,02	28	$0,02 \cdot 28 = 0,56$
lepilo	/	0,01	/	0,15
cementni estrih	/	0,05	24	$0,05 \cdot 24 = 1,20$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,07	0,5	$0,07 \cdot 0,05 = 0,04$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				6,95 kN/m²



Slika 22: Prerez medetažne stropne konstrukcije - pod bivalnimi prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev v nadstropjih

Preglednica 12: Stalna obtežba – bivalni prostori z izjemo kopalnic, wc-jev in utility-jev - nadstropja

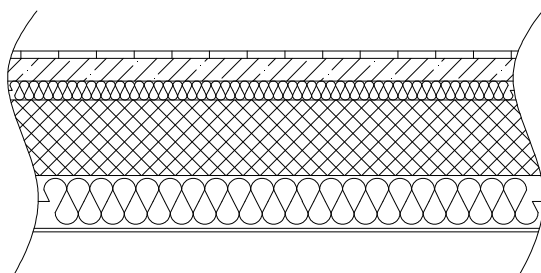
Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
parket	/	0,01	4	$0,01 \cdot 4 = 0,04$
lepilo	/	0,001	/	/
cementni estrih	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,07	0,5	$0,07 \cdot 0,5 = 0,04$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				6,52 kN/m²



Slika 23: Prerez medetažne stropne konstrukcije - pod wc-ji in utility-i v nadstropjih

Preglednica 13: Stalna obtežba – kopalnice, wc-ji, utility-ji - nadstropja

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
keramika	/	0,01	23	$0,01 \cdot 23 = 0,23$
lepilo	/	0,001	/	/
cementni estrih	/	0,05	24	$0,05 \cdot 24 = 1,20$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,06	0,5	$0,06 \cdot 0,5 = 0,03$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
$\Sigma g =$				6,46 kN/m²



Slika 24: Prerez medetažne stropne konstrukcije – konzolni del v nadstropjih

Preglednica 14: Stalna obtežba – bivalni prostori – konzolni del - nadstropja

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
parket	/	0,01	4	$0,01 \cdot 4 = 0,04$
lepilo	/	0,001	/	/
cementni estrih	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
PVC folija	/	/	/	/
toplotna izolacija	/	0,07	0,5	$0,07 \cdot 0,5 = 0,04$
AB plošča	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
toplotna izolacija	/	0,14	0,5	$0,14 \cdot 0,5 = 0,07$
zaključni sloj - (2 x lepilo mrežica, 1 x zaključni sloj)	/	0,02	18	$0,02 \cdot 18 = 0,36$
$\Sigma g =$				6,95 kN/m²

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo obravnavamo kot spremenljiv pomični vpliv. V splošnem velja, da jo upoštevamo kot navidezno statični vpliv. Koristne obtežbe v stavbah izvirajo iz namena uporabe. Glede na uporabo se površine v stavbi razdelijo v kategorije, kot določa standard SIST EN 1991-1-1:2004.

Površine obravnavanega objekta so namenjene bivanju, to pomeni, da jih skladno s standardom uvrstimo v kategorijo A. Koristno obtežbo upoštevamo tudi na nepohodni strehi. V ta namen površino strešne konstrukcije uvrstimo v kategorijo H.

Kot koristno obtežbo upoštevamo tudi lastno težo premičnih predelnih sten. Upoštevamo jo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo q_k . Dodatno kot koristno obtežbo upoštevamo tudi horizontalno linijsko obtežbo na ograji balkona.

V preglednici 15 so zbrane karakteristične vrednosti koristne obtežbe za obravnavano stavbo.

Preglednica 15: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe

Kategorija uporabe	Opis uporabe	q_k [kN/m ²]
A	tla na splošno	2,0
A	stopnice	2,0
A	balkoni	2,5
H	strehe	0,4
	premične predelne stene	0,8

Kategorija uporabe	Opis uporabe	q_k [kN/m]
A	ograja na balkonih – vodoravna obt.	0,5

3.3 Obtežba snega:

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Zavedati se moramo, da je na strehi možnih več porazdelitev snega. Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe ter drugi dejavniki kot so:

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

Obtežbo snega določimo skladno z določili standarda SIST EN 1991-1-3:2004.

3.3.1 Obtežba snega na strehi za trajna/začasna stanja

Obtežbo snega izračunamo z izrazom:

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

kjer so:

- s obtežba snega v kN/m^2
 μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega
 C_e koeficient izpostavljenosti
 C_t toplotni koeficient
 s_k karakteristična vrednost snega na tleh

Koeficient izpostavljenosti C_e uporabljamo za določitev obtežbe snega na strehi. Pri zbirni vrednosti C_e upoštevamo prihodnje stanje okoli objekta. V kolikor predpostavimo običajno obliko terena, kjer veter ne prenaša snega na objekt, lahko upoštevamo za koeficient izpostavljenosti $C_e = 1,0$.

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

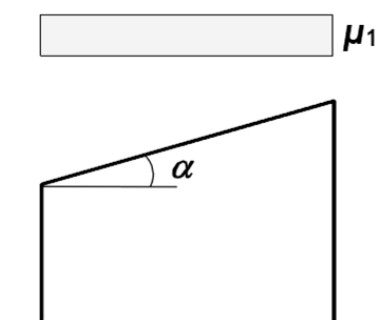
Oblikovni koeficient strehe je faktor, s katerim upoštevamo vpliv naklona in oblike strehe na velikost obtežbe snega. Pri dvokapnih strehah oblikovni koeficient določa preglednica 16.

Preglednica 16: Oblikovna koeficienta obtežbe snega

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

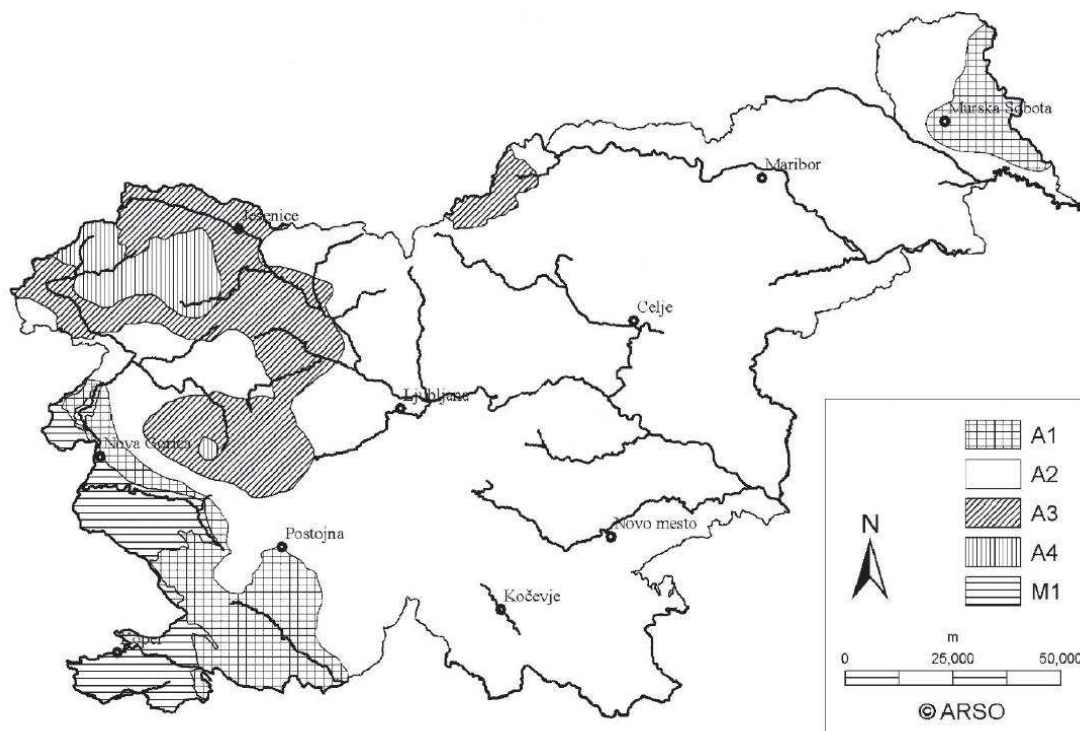
Vrednosti, podane v preglednici 16 veljajo, če sneg lahko zdrsne s strehe. Če so na strehi snegobrani ali druge ovire ali če se nagib strehe zmanjša zaradi parapetov, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8.

Na sliki 25 prikazujemo oblikovni koeficient obtežbe snega za primer enokapne strehe. Prikazujemo razporeditev obtežbe nenakopičenega in nakopičenega snega. Glede na naklon strehe ($\alpha = 15^\circ$) odčitamo oblikovni koeficient $\mu_1 = 0,8$.



Slika 25: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri enokapnici

Karakteristično vrednost obtežbe snega s_k na tleh na nadmorski višini A določimo s pomočjo obtežne karte snega, ki jo najdemo v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-3:2004 (glej sliko 26). Karakteristična obtežba snega je odvisna od cone (Slovenija je razdeljena na 5 con – štiri alpske in eno mediteransko) ter od nadmorske višine.



Slika 26: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah

Obravnavan objekt se nahaja v Kočevju na nadmorski višini $A = 472$ m. Kočevje leži v coni A2. Karakteristična obtežba snega je:

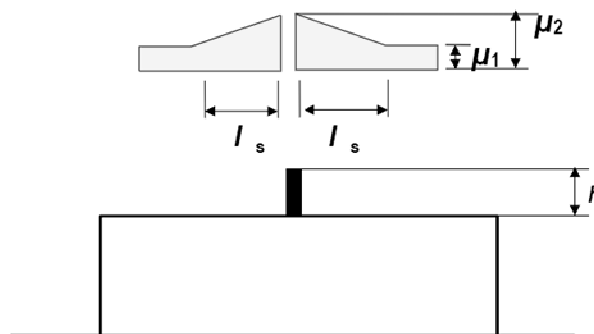
$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{472}{728} \right)^2 \right] = 1,84 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

Ob upoštevanju oblikovnega koeficienta ter koeficienta izpostavljenosti in toplotnega koeficienta je karakteristična obtežba nenakopičenega snega za obravnavan objekt:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,84 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{1,47 \text{ kN/m}^2}}$$

3.3.2 Lokalni učinki – kopičenje snega ob ovirah

Ob vetru se na vsaki strehi, na kateri stojijo ovire, sneg kopiči v območju aerodinamične sence ovire. Oblikovni koeficienti obtežbe snega in dolžine nanosov za navidezno vodoravno streho upoštevamo, kot je prikazano na sliki 27.



Slika 27: Oblikovni koeficient obtežbe snega ob ovirah

$$\mu_1 = 0,8 \quad \text{in} \quad \mu_2 = \gamma \cdot h/s_k \quad \text{z omejitvijo:} \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \quad (3.3)$$

Pri tem je pomen oznak sledeč:

γ prostorninska teža snega, ki se za ta račun vzame kot 2 kN/m^3

h višina ovire

$l_s = 2h$ z omejitvijo $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$

$h = 1 \text{ m} \rightarrow l_s = 5 \text{ m}$

$$\mu_2 = \frac{2 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m}}{1,84 \text{ kN/m}^2} = 1,09$$

Karakteristična obtežba nakopičenega snega je:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,09 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,84 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{2,0 \text{ kN/m}^2}}$$

3.4 Vpliv vetra

Vplivi vetra se spreminjajo s časom in delujejo neposredno kot tlak ali srk na zunanje površine ploskev konstrukcije ter posredno, zaradi prepustnosti ovoja, tudi na notranje površine. Dejanski vpliv vetra na konstrukcijo je navadno turbolentnega značaja, katerega učinki so enaki učinkom vplivu vetra predstavljenega s poenostavljeno skupino tlakov oz. sil. Tlak ali srk deluje na površine ploskev kot rezultirajoča sila pravokotno na poskev.

Vpliv vetra na konstrukcijo določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-4: 2005, vpliv vetra pa upoštevamo kot spremenljiv nepomični vpliv.

3.4.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovna hitrost vetra izračunamo z izrazom:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.4)$$

kjer so:

v_b osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije

$v_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (10 minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas, na višini 10 m nad odprim terenom, z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovir)

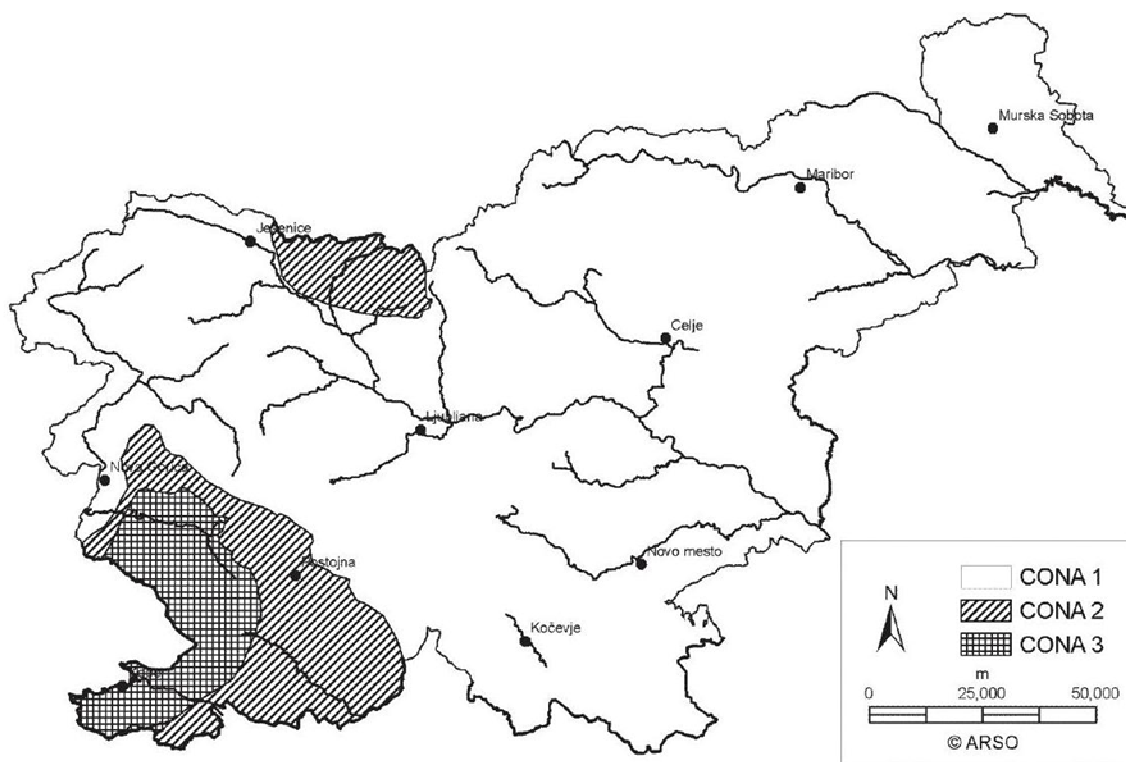
c_{dir} smerni faktor

c_{season} faktor letnega časa

Za **smerni faktor** c_{dir} upoštevamo priporočeno vrednost $c_{dir} = 1,0$.

Za **faktor letnega časa** c_{season} prav tako upoštevamo priporočeno vrednost $c_{season} = 1,0$.

Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ določimo s pomočjo karte v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 28). Velikost osnovne hitrosti vetra je odvisna od cone (Slovenija je razdeljena na tri cone) in od nadmorske višine.



Hitrosti vetra:

Cona 1 (večina Slovenije):

20 m/s pod 800m
25 m/s od 800 m do 1600 m
30 m/s od 1600 m do 2000 m
40 m/s nad 2000 m

Cona 2 (Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke):

25m/s pod 1600 m
30 m/s od 1600 do 2000 m
40 m/s nad 2000 m

Cona 3 (Primorje, Kras in del Vipavske doline):

30 m/s

Slika 28: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$

Kot smo že omenili, se obravnavani objekt nahaja v Kočevju (Cona 1) na nadmorski višini 472 m. Temeljna vrednost osnovne hitrost vetra je $v_{b,0} = 20$ m/s.

Torej, osnovna hitrost vetra je:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = \mathbf{20 \text{ m/s}}$$

3.4.2 Sile vetra

Sile vetra F_w za celotno konstrukcijo ali sestavni del lahko določimo z vektorskim seštevanjem sil $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ in F_{fr} . Pri tem so $F_{w,e}$ sile vetra na zunanje površine, $F_{w,i}$ so sile vetra na notranje površine konstrukcije, F_{fr} pa so sile trenja.

Za sile vetra na zunanje površine konstrukcije je izraz sledeč:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{površine} w_e \cdot A_{ref} \quad (3.5)$$

za sile vetra na notranje površine konstrukcije pa:

$$F_{w,i} = \sum_{površine} w_i \cdot A_{ref} \quad (3.6)$$

Pri tem je pomen oznak sledeč:

$c_s c_d$ konstrukcijski faktor, kateri upošteva vpliv neistočasnega pojavljanja koničnih tlakov vetra na ploskve (c_s) in nihanj konstrukcije zaradi turbolence (c_d)

w_e zunanji tlak na posamezno ploskev na višini z_e

w_i notranji tlak na posamezno ploskev na višini z_i

A_{ref} referenčna površina posamezne ploskve

Sile trenja so lahko pomembne pri objektih z večjimi površinami. Sile trenja F_{fr} delujejo v smeri vetra, vzporedni zunanjim ploskvam in jih izračunamo z izrazom:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (3.7)$$

Učinek trenja vetra na ploskev pa lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih (ali pod majhnim kotom) z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (priveternih in zaveternih).

Pri določitvi vpliva vetra na obravnavano konstrukcijo upoštevamo sile vetra na zunanje in notranje površine, dodatno pa tudi sile trenja. V kolikor posamezni vplivi delujejo ugodno (zmanjšujejo prevladujoč vpliv), jih ne upoštevamo, če pa je njihov vpliv neugoden (povečujejo prevladujoč vpliv), jih seveda upoštevamo.

3.4.2.1 Tlak vetra w_e na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve izračunamo z izrazom:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.8)$$

kjer so:

$q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra

z_e referenčna višina za zunanji tlak

c_{pe} koeficient zunanjega tlaka

Največji tlak pri sunkih vetra q_p izračunamo na sledeč način:

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

kjer so:

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju

q_b osnovni tlak vetra

$c_e(z)$ faktor izpostavljenosti

Priporočena vrednost za **gostoto zraka $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$** .

Osnovni tlak vetra q_b izračunamo z izrazom:

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

Faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ izračunamo po naslednjem izrazu:

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

kjer so:

k_I faktor turbolence

c_r faktor hrapavosti

k_r faktor terena

c_o faktor oblike terena, ki upošteva spremembo lokalne topografije

Za **faktor turbolence** k_I upoštevamo priporočeno vrednost $k_I = 1,0$.

Faktor hrapavosti c_r določimo po naslednjem izrazu:

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad za \quad z \leq z_{min}; 19,62 \text{ m} \leq 5 \text{ m} \quad (3.12)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot l_n \left(\frac{z}{z_o} \right) \quad za \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}; 5 \text{ m} \leq 19,62 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \quad (3.13)$$

$$c_r(z) = 0,2154 \cdot l_n \left(\frac{19,62 \text{ m}}{0,3 \text{ m}} \right) = 0,90$$

kjer so:

z višina objekta

z_o hrapavostna višina

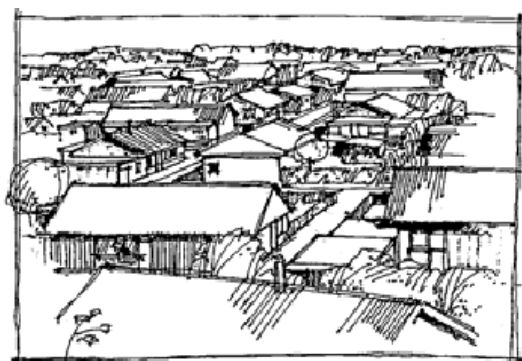
$z_{o,II}$ hrapavostna višina za II. kategorijo terena

z_{min} najmanjša višina, določena na podlagi kategorije terena

z_{max} največja višina, omejena s standardom

Faktor terena k_r izračunamo s pomočjo izraza (3.14). Faktor je odvisen od hrapavostne dolžine, ta pa od kategorije terena. Standard loči pet različnih vrst terena. Okoliški teren obravnavanega objekta uvrstimo v III. kategorijo, to je teren z običajnim rastlinjem ali s stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20-tih višin ovir (kot so vasi, podeželsko okolje, predmestja – glej sliko 29). Iz standarda za izbrano kategorijo terena odčitamo višino hrapavosti $z_o = 0,3 \text{ m}$ in najmanjšo višino $z_{min} = 5 \text{ m}$, medtem ko je hrapavostna dolžina za II. kategorijo terena $z_{o,II} = 0,05 \text{ m}$.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,2154 \quad (3.14)$$



Slika 29: Ilustracija izbrane kategorije terena

Za **faktor oblike terena** c_o upoštevamo vrednost $c_o = 1,0$, saj učinek hribovitosti zanemarimo, ker je priveterni teren nagnjen za manj kot 3° .

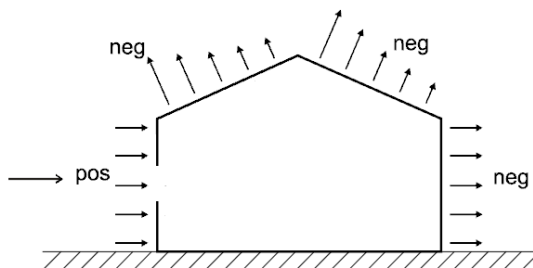
$$c_e(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_l \cdot k_r}{c_o \cdot c_r} \right] \cdot c_o^2 \cdot c_r^2 = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,2154}{1 \cdot 0,9} \right] \cdot 1^2 \cdot 0,9^2 = 2,17$$

Največji tlak pri sunkih vetra je torej (glej enačbo (3.9)):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2,17 \cdot 0,25 \text{ kN} = \mathbf{0,54 \text{ kN/m}^2}$$

Koeficient zunanjega tlaka c_{pe}

Koeficienti zunanjega tlaka c_{pe} za stavbe ali dele stavb so odvisni od velikosti obtežne površine A . Koeficiente zunanjega tlaka ločimo v dve skupini, $c_{pe,1}$ in $c_{pe,10}$. Koeficienti $c_{pe,1}$ so namenjeni lokalni analizi in projektiranju majhnih elementov, velikosti do 1 m^2 , medtem ko so koeficienti $c_{pe,10}$ namenjeni globalni analizi in projektiranju celotne konstrukcije stavbe. Tlak, usmerjen proti ploskvi, je pozitivnega predznaka, srk, usmerjen od ploskve, pa negativnega (glej sliko 30).



Slika 30: Primer smeri delovanja tlakov vetra na zunanje površine

Za obravnavan objekt, ki ima velike obtežne površine, uporabimo koeficiente zunanje tlaka $c_{pe,10}$.

Koeficient zunanje tlaka c_{pe} na navpične stene in obtežba vetra

Razpored tlakov po višini objekta je odvisen od razmerja med širino priveterne strani b in višino objekta h . Standard navaja tri različne primere razporeditve tlakov po višini stavbe. V primeru delovanja vetra v smeri osi X obravnavan objekt ustreza pogoju za stavbe, pri katerih je višina h večja kot b , toda manjša kot $2b$. V primeru delovanja obtežbe vetra v smeri osi Y pa velja pogoj za stavbe, pri katerih je višina h manjša od širine priveterne strani b .

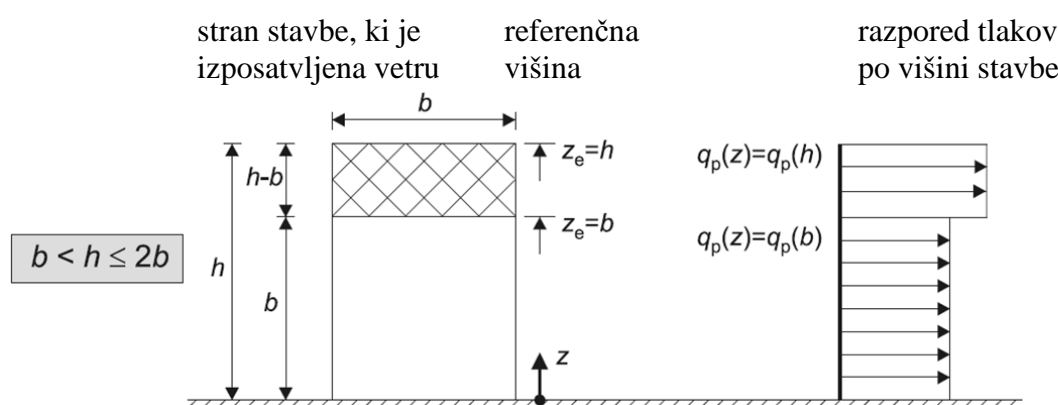
Takšna razporeditev tlakov velja za celoten ovoj stavbe, ki se ga glede na priveterno, zaveterno in bočni strani razdeli na pet con (od A do E). Razdelitev in velikost con je odvisna od zunanjih gabaritov objekta. V nadaljevanju podajamo podrobnejšo analizo za primer delovanja vetra v smeri osi X oziroma Y.

Delovanje vetra v smeri osi X:

$$b < h \leq 2b$$

$$16,9 \text{ m} < 19,62 \text{ m} \leq 33,8 \text{ m}$$

Za takšno razmerje med višino in širino stavbe velja, da so tlaki vetra po višini objekta razdeljeni na dva pasova: spodnji, ki sega od tal do višinske kote b , in zgornji, ki sega od kote b do vrha stavbe.



Slika 31: Razpored tlakov po višini stavbe v odvisnosti od referenčne višine z_e

Tlak vetra je po višinskih pasovih enakomeren.

Obravnavan objekt je po višini torej razdeljen na dva dela, kjer tlaka vetra nista enaka. To pomeni, da moramo obtežbo vetra izračunati za vsak del posebej.

$z_e = h$:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{16,90 \text{ m}}{2}, \frac{39,24 \text{ m}}{2} \right\} = 16,9 \text{ m}$$

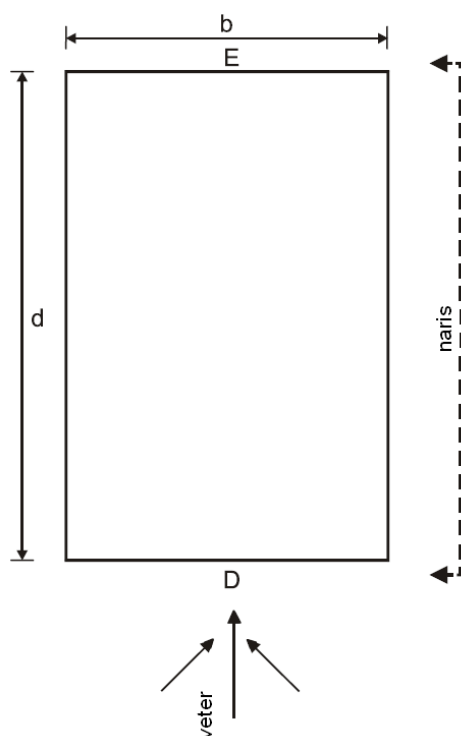
$$e = 16,9 \text{ m} < d = 32,3 \text{ m}$$

$z_e = b$:

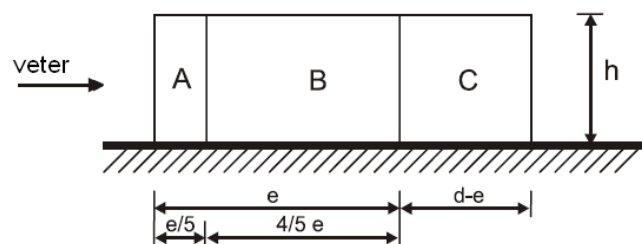
$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{16,90 \text{ m}}{2}, \frac{33,80 \text{ m}}{2} \right\} = 16,9 \text{ m}$$

$$e = 16,9 \text{ m} < d = 32,3 \text{ m}$$

Tloris:



Naris za $e < d$:



$$h = 19,62 \text{ m} \quad b = 16,9 \text{ m} \quad d = 32,3 \text{ m}$$

$$e = 16,9 \text{ m}$$

$$\frac{e}{5} = \frac{16,9 \text{ m}}{5} = 3,38 \text{ m}$$

$$\frac{4}{5} \cdot e = \frac{4}{5} \cdot 16,9 \text{ m} = 13,52 \text{ m}$$

Slika 32: Razdelitev navpičnih sten na cone za delovanje vetra v smeri osi X

Iz preglednice vrednosti koeficientov zunanega tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom, ki jo navaja standard, v odvisnosti od razmerja h/d z linearno interpolacijo odčitamo koeficiente zunanega tlaka.

$z_e = h$:

$$\frac{h}{d} = \frac{19,62 \text{ m}}{32,3 \text{ m}} = 0,61$$

Preglednica 17: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri vetru v smeri osi X za referenčno višino $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2 (srk)	0,54	-0,648
B	-0,8 (srk)	0,54	-0,432
C	-0,5 (srk)	0,54	-0,270
D	+0,748 (pritisk)	0,54	+0,404
E	-0,396 (srk)	0,54	-0,214

 $z_e = b$:

$$\frac{h}{d} = \frac{16,9 \text{ m}}{32,3 \text{ m}} = 0,52$$

Preglednica 18: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri vetru v smeri osi X za referenčno višino $z_e = b$

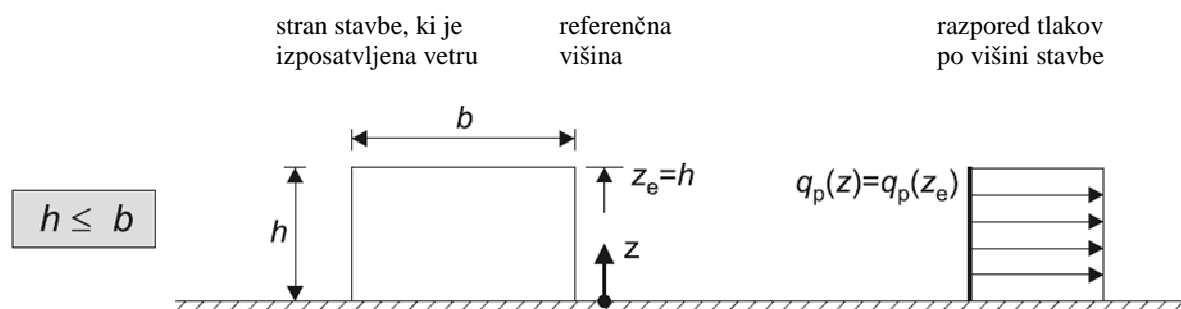
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2 (srk)	0,54	-0,648
B	-0,8 (srk)	0,54	-0,432
C	-0,5 (srk)	0,54	-0,270
D	+0,736 (pritisk)	0,54	+0,397
E	-0,372 (srk)	0,54	-0,200

Delovanje vetra v smeri osi Y:

$$h \leq b$$

$$19,62 \text{ m} \leq 32,3 \text{ m}$$

Za takšno razmerje med višino in širino stavbe velja, da je razporeditev tlakov po višini objekta enakomerna in se obravnava kot en del.

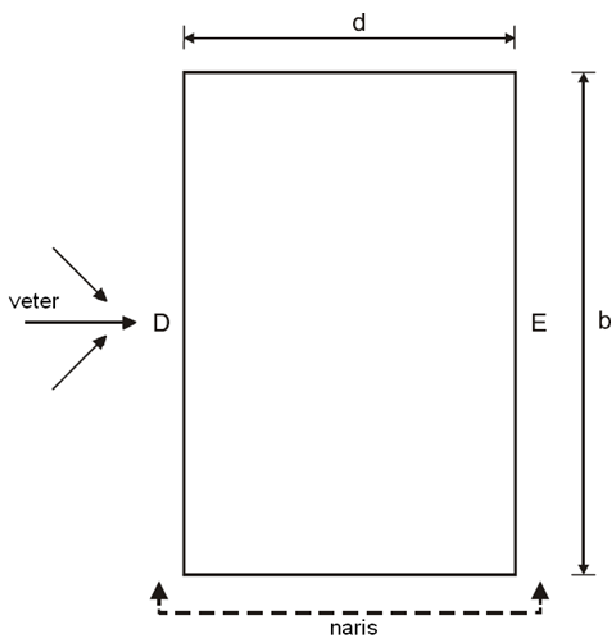


Slika 33: Razpored tlakov po višini stavbe v odvisnosti od referenčne višine z_e

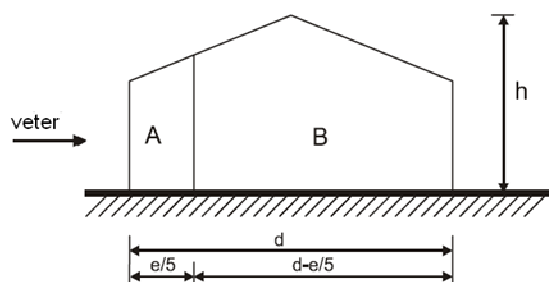
$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{32,30 \text{ m}}{2} \right\} = 16,15 \text{ m}$$

$$e = 16,15 \text{ m} < d = 16,9 \text{ m}$$

Tloris:



Naris za $e > d$:



$$h = 19,62 \text{ m} \quad b = 32,3 \text{ m} \quad d = 16,9 \text{ m}$$

$$e = 32,3 \text{ m}$$

$$\frac{e}{5} = \frac{32,3 \text{ m}}{5} = 6,46 \text{ m}$$

$$d - \frac{e}{5} = 16,9 \text{ m} - 6,46 \text{ m} = 10,44 \text{ m}$$

Slika 34: Razdelitev navpičnih sten na cone za delovanje vetra v smeri osi Y

Podobno kot za smer X določimo koeficiente zunanega tlaka tudi za delovanje vetra v smeri osi Y.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,62 \text{ m}}{16,90 \text{ m}} = 1,16$$

Preglednica 19: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2 (srk)	0,54	-0,648
B	-0,8 (srk)	0,54	-0,432
D	+0,8 (pritisk)	0,54	+0,432
E	-0,508 (srk)	0,54	-0,274

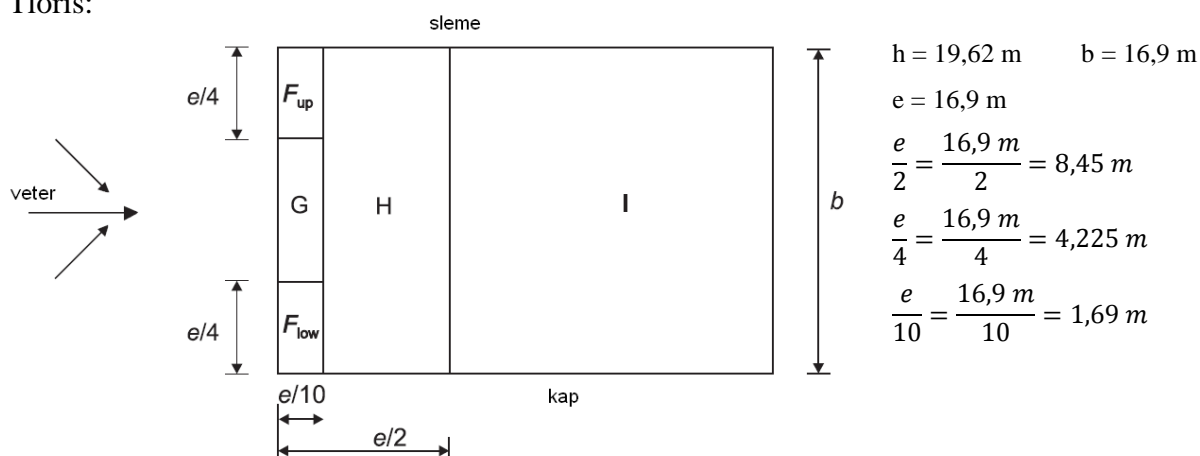
Koeficient zunanega tlaka c_{pe} na streho – enokapnico

Podobno kot pri navpičnih stenah je tudi pri enokapni strehi obtežna površina razdeljena na cone, ki so označene od F do I. Koeficient zunanega tlaka c_{pe} je odvisen od naklona strešine. Referenčna višina z_e je enaka višini objekta h , naklon enokapne strehe pa je 15° . Izračun izvedemo posebej za delovanje vetra v osi X oziroma Y.

Delovanje vetra v smeri osi X:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{16,90 \text{ m}}{2} \right\} = 8,45 \text{ m}$$

Tloris:



Slika 35: Razdelitev enokapnice na cone za delovanje vetra v smeri osi X, vzporedno s slemenom

Iz preglednice vrednosti koeficientov zunanega tlaka za enokapne strehe, ki jo navaja standard, v odvisnosti od naklona strešine določimo koeficiente zunanega tlaka.

Preglednica 20: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi X za referenčno višino $z_e = h$

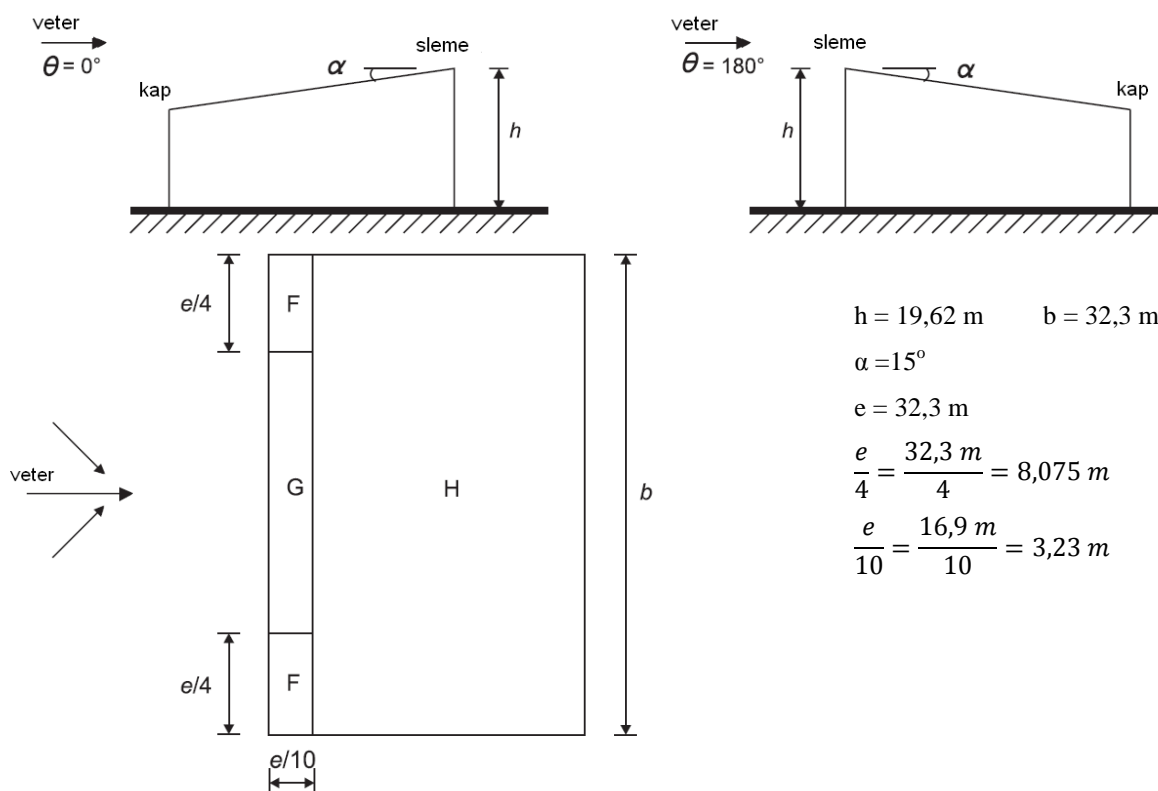
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F_{up}	-2,4 (srk)	0,54	-1,296
F_{low}	-1,6 (srk)	0,54	-0,864
G	-1,9 (srk)	0,54	-1,026
H	-0,8 (srk)	0,54	-0,432
I	-0,7 (srk)	0,54	-0,378

Delovanje vetra v smeri osi Y:

Pri delovanju tlaka vetra na enokapno streho v smeri pravokotno na smer slemena, ločimo dva načina delovanja vetra, in sicer primer, ko veter deluje iz smeri kapi proti slemenu in obratno, ko veter vpliva iz smeri slemena proti kapi. Vsakega od primerov obravnavamo ločeno.

$$e = \min \{ b \} = \min \left\{ \begin{matrix} 32,30 \text{ m} \\ 39,24 \text{ m} \end{matrix} \right\} = 32,3 \text{ m}$$

Naris:



Slika 36: Razdelitev enokapnice na cone za delovanje vetra v smeri osi Y, pravokotno na slemeno

Iz preglednice vrednosti koeficientov zunanje tlaka za enokapnice, kot jo navaja standard, v odvisnosti od naklona strešine z linearno interpolacijo določimo koeficiente zunanje tlaka. Ker so za enokapno streho v standardu za smer vetra od kapa proti slemenu ($\theta = 0^\circ$) podane pozitivne in negativne vrednosti koeficientov zunanje tlaka, moramo za to smer delovanja vetra obravnavati dva primera vplivov vetra, pri tem pa moramo paziti, da na isti strešini ne kombiniramo pozitivnih in negativnih koeficientov.

Smer vetra $\theta = 0^\circ$:

Primer I:

V primeru I obravnavamo srk na enokapno streho.

Preglednica 21: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-0,9 (srk)	0,54	-0,486
G	-0,8 (srk)	0,54	-0,432
H	-0,3 (srk)	0,54	-0,162

Primer II:

V primeru II obravnavamo tlak na enokapno streho.

Preglednica 22: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	+0,2 (pritisk)	0,54	+0,108
G	+0,2 (pritisk)	0,54	+0,108
H	+0,2 (pritisk)	0,54	+0,108

Smer vetra $\theta = 180^\circ$:

Primer III:

V primeru III obravnavamo srk na enokapno streho.

Preglednica 23: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na enokapnico pri vetru v smeri osi Y za referenčno višino $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-2,5 (srk)	0,54	-1,350
G	-1,3 (srk)	0,54	-0,702
H	-0,9 (srk)	0,54	-0,486

3.4.2.2 Tlak vetra w_i na notranje ploskve

Tlak vetra na notranje ploskve izračunamo z izrazom:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.15)$$

kjer je pomen oznak sledeč:

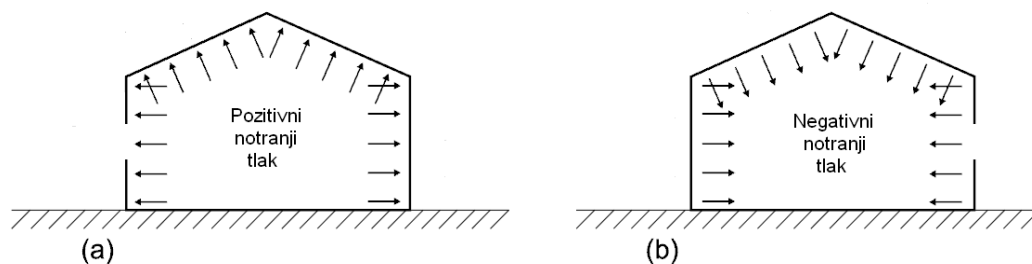
$q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra

z_i referenčna višina za notranji tlak

c_{pi} koeficient notranjega tlaka

Koeficient notranjega tlaka c_{pi} na navpične stene in obtežba vetra

Pri delovanju vplivov vetra na konstrukcijo je potrebno upoštevati sočasen vpliv notranjih in zunanjih tlakov. Ta vpliv upoštevamo takrat, kadar predpostavimo, da nam lahko odprtine v ovoju stavbe doprinesejo k prepustnosti in s tem k notranjim pritiskom oziroma srkom. Upoštevati moramo najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov glede na kombinacijo možnih odprtin in drugih vrst prepuščanja. Tlak, usmerjen proti ploskvi, je pozitivnega predznaka, srk, usmerjen od ploskve, pa negativnega (glej sliko 37).



Slika 37: Primera smeri delovanja tlakov vetra na notranje površine

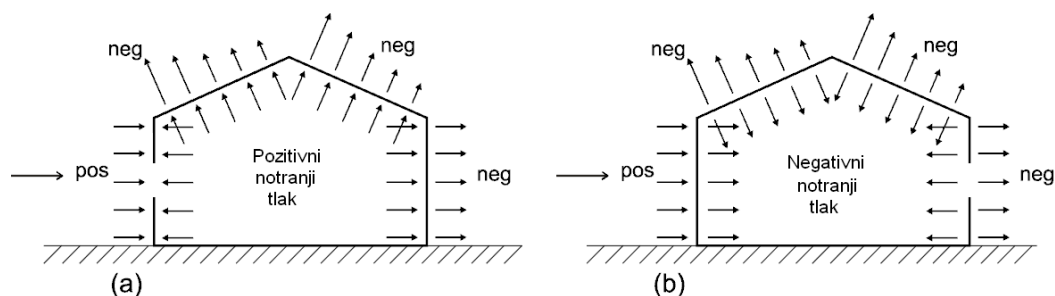
Notranji tlaki so odvisni predvsem od velikosti in razporeditve odprtin po ovoju stavbe. Za odprtine štejemo odprta okna, prezračevalnike, dimnike in drugo.

Obravnavan objekt je po namembnosti stanovanjski. Zaradi človeškega faktorja je praktično nemogoče napovedati kakšen bo delež odprtin v nekem trenutku, zato posledično tudi ne moremo smiselno določiti prevladujočo stran ovoja glede odprtin, če že niso po ovoju razporejene enakomerno. V takem primeru standard priporoča, da za vrednost c_{pi} privzamemo najneugodnejšo vrednost med +0,2 in -0,3.

Preglednica 24: Koeficienta notranjega tlaka in obtežba vetra na ploskev

Cona	c_{pi}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
vse	+0,2 (tlak)	0,54	+0,108
vse	-0,3 (srk)	0,54	-0,162

Kot smo že omenili, moramo pri sočasnem delovanju zunanjih in notranjih tlakov najti najneugodnejšo kombinacijo, to pa naredimo tako, da vplive med seboj seštevamo oziroma odštevamo. Shematsko to prikazujemo na sliki 38.



Slika 38: Primera sočasnega delovanja zunanjih in notranjih tlakov

3.4.3 Skupni vpliv delovanja tlaka vetra na zunanje ploskve v kombinaciji z notranjimi tlaki

Izračun opravimo ločeno za delovanje vetra v smeri osi X in Y.

3.4.3.1 Skupni vpliv delovanja vetra v smeri osi X

Tlak vetra na navpične stene:

$z_e = h$:

Primer I:

V primeru I seštejemo zunanje vplive in notranji tlak.

Preglednica 25: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = h$, Primer I:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,756 (srk)
B	-0,540 (srk)
C	-0,378 (srk)
D	+0,296 (tlak)
E	-0,322 (srk)

Primer II:

V primeru II seštejemo zunanje vplive in notranji srk.

Preglednica 26: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = h$, Primer II:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,486 (srk)
B	-0,270 (srk)
C	-0,108 (srk)
D	+0,566 (tlak)
E	-0,052 (srk)

$z_e = b$:

Primer I:

V primeru I seštejemo zunanje vplive in notranji tlak.

Preglednica 27: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = b$, Primer I:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,756 (srk)
B	-0,540 (srk)
C	-0,378 (srk)
D	+0,289 (tlak)
E	-0,308 (srk)

Primer II:

V primeru II seštejemo zunanje vplive in notranji srk.

Preglednica 28: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = b$, Primer II:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,486 (srk)
B	-0,270 (srk)
C	-0,108 (srk)
D	+0,559 (tlak)
E	-0,038 (srk)

Tlak vetra na enokapno streho:

Zunanjim vplivom prištejemo samo notranji tlak, saj povečuje velikost vpliva, medtem ko ga notranji srk zmanjšuje.

Preglednica 29: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi X, za referenčno višino $z_e = h$:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F _{up}	-1,404 (srk)
F _{low}	-0,972 (srk)
G	-1,134 (srk)
H	-0,540 (srk)
I	-0,486 (srk)

3.4.3.2 Skupni vpliv delovanje vetra v smeri osi Y

Tlak vetra na navpične stene:

Primer I:

V primeru I seštejemo zunanje vplive in notranji tlak.

Preglednica 30: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,756 (srk)
B	-0,540 (srk)
D	+0,324 (tlak)
E	-0,382 (srk)

Primer II:

V primeru II seštejemo zunanje vplive in notranji srk.

Preglednica 31: Skupni vpliv tlaka vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,486 (srk)
B	-0,270 (srk)
D	+0,594 (srk)
E	-0,112 (srk)

Tlak vetra na enokapno streho:**Primer I:**

V primeru I zunanjim vplivom prištejemo samo notranji tlak, saj povečuje velikost vpliva, medtem ko ga notranji srk zmanjšuje.

Preglednica 32: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	-0,594 (srk)
G	-0,540 (srk)
H	-0,270 (srk)

Primer II:

V primeru II zunanjim vplivom prištejemo samo notranji srk, saj povečuje velikost vpliva, medtem ko ga notranji tlak zmanjšuje.

Preglednica 33: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	+0,270 (tlak)
G	+0,270 (tlak)
H	+0,270 (tlak)

Primer III:

V primeru III zunanjim vplivom prištejemo samo notranji tlak, saj povečuje velikost vpliva, medtem ko ga notranji srk zmanjšuje.

Preglednica 34: Skupni vpliv tlaka vetra na enokapnico za delovanje vetra v smeri osi Y, za referenčno višino $z_e = h$:

Cona	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	-1,458 (srk)
G	-0,810 (srk)
H	-0,594 (srk)

3.4.4 Učinek trenja vetra

Kot smo že predhodno omenili, lahko učinek trenja vetra na ploskev zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih (ali pod majhnim kotom) z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (priveternih in zaveternih). V nadaljevanju preverimo, če lahko zanemarimo učinek trenja vetra. Izračun izvedemo ločeno za smer X in Y.

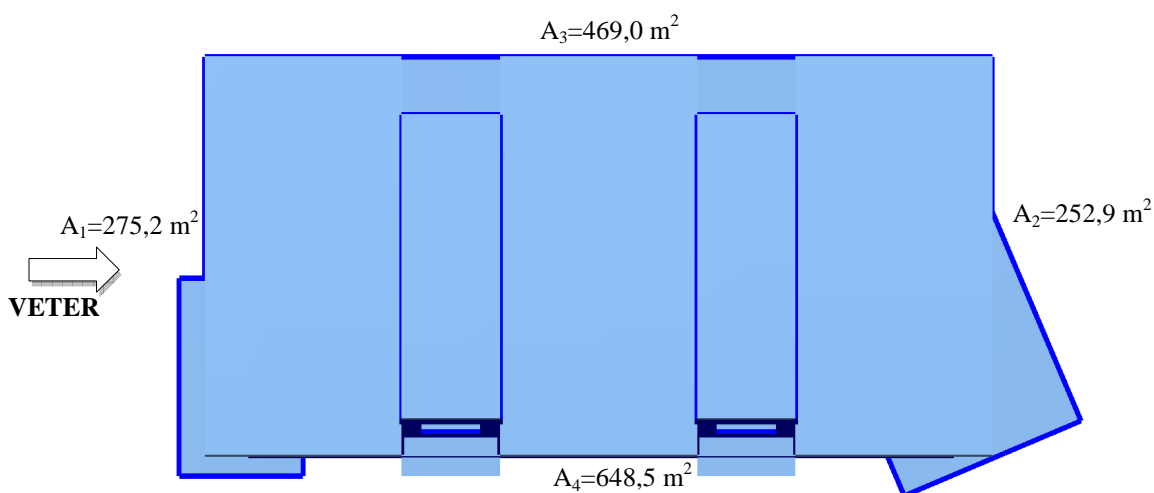
Učinek trenja pri delovanju vetra v smeri osi X

$$\begin{aligned} A_{vzporedno} &= A_{3FASADE} + A_{4FASADE} + A_{STREHE} = 469,0m^2 + 648,5m^2 + 470,8m^2 \\ &= 1588,3m^2 \end{aligned}$$

$$A_{pravokotno} = A_{1FASADE} + A_{2FASADE} = 275,2m^2 + 252,9m^2 = 528,1m^2$$

$$A_{vzporedno} \leq 4 \cdot A_{pravokotno}$$

$$1588,3m^2 \leq 4 \cdot 528,1m^2 = 2112,4m^2$$



Slika 39: Tloris strehe – delovanje vetra v smeri osi X

Na podlagi izračuna ugotovimo, da lahko v primeru delovanje vetra v smeri osi X učinek trenja na ploskev zanemarimo.

Učinek trenja pri delovanju vetra v smeri osi Y

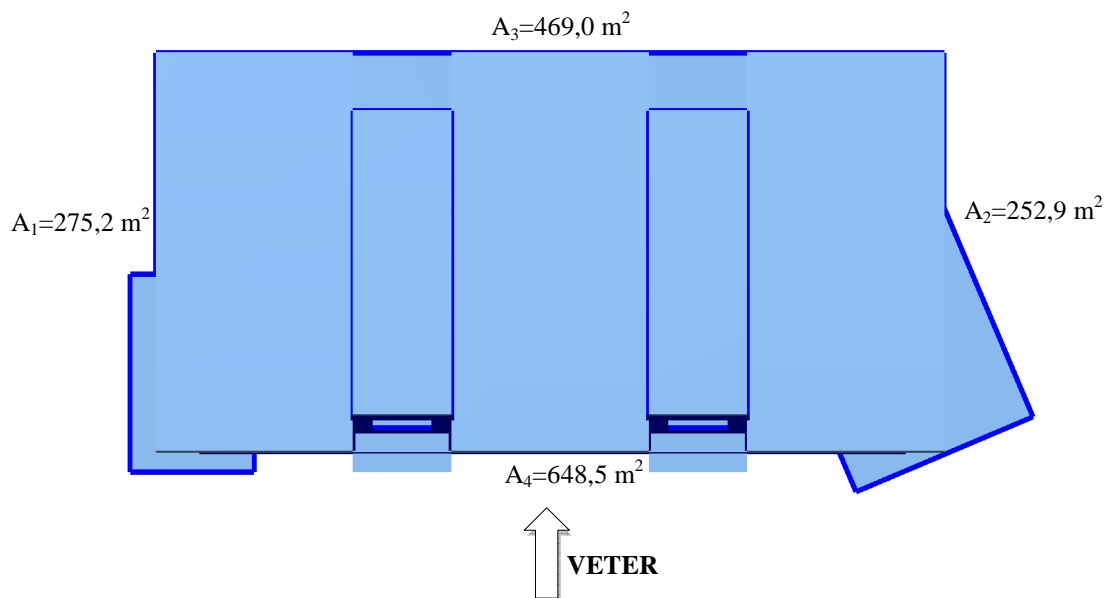
$$A_{vzporedno} = A_{1FASADE} + A_{2FASADE} + A_{STREHE} = 275,2m^2 + 252,9m^2 + 470,8m^2$$

$$= 998,9m^2$$

$$A_{pravokotno} = A_{3FASADE} + A_{4FASADE} = 469,0m^2 + 648,5m^2 = 1117,5m^2$$

$$A_{vzporedno} \leq 4 \cdot A_{pravokotno}$$

$$998,5m^2 \leq 4 \cdot 1117,5m^2 = 4470m^2$$



Slika 40: Tloris strehe – delovanje vetra v smeri osi Y

Tudi v primeru delovanja vetra v smeri osi Y lahko učinek trenja na ploskev zanemarimo.

3.5 Potresni vpliv

Potresni vpliv nastane zaradi premikanja tal, kar pa je lahko posledica različnih vzrokov. Najpogosteje gre za potrese, ki nastanejo zaradi tektonskih premikov plošč, na katere je razdeljena Zemljina skorja in zgornji del plašča.

Gradbene konstrukcije v potresnih območjih je treba projektirati in zgraditi tako, da sta izpolnjeni zahtevi o neporušitvi in omejitvi poškodb, vsaka s primerno stopnjo zanesljivosti. Zahteva o neporušitvi pravi, da se konstrukcija ali del te v primeru potresa ne sme porušiti in da mora biti po potresu ohranjena integriteta konstrukcije in njena preostala nosilnost, zahteva po omejitvi poškodb pa, da ne sme priti do takšnih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

Projektna obtežba je določena glede na izbrano sprejemljivo potresno tveganje. V Sloveniji je privzeto, da se običajne stavbe, kamor spada tudi obravnavana stavba, projektirajo na potres, za katerega obstaja 10 % verjetnost, da bo dosežen oz. prekoračen v obdobju 50 let. Povratna doba (povprečen časovni interval med dvema potresoma določene (ali večje) jakosti) takega potresa je 475 let, 50 let pa predstavlja predvideno amortizacijsko dobo običajnih objektov. Omenimo, da projektni potres ni enak maksimalnemu možnemu potresu na lokaciji objekta.

V standardu SIST EN 1998-1:2005 je potresno gibanje predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov oziroma elastičnega spektra odziva. Vpliv potresa lahko analiziramo prostorsko oziroma v treh medseboj pravokotnih oseh (X, Y, Z), vendar bomo v okviru diplomske naloge obravnavali le potresni vpliv v horizontalni ravnini, ki ga opisujeta dve pravokotni komponenti (X in Y). Vertikalni komponenti Z tudi drugače posvečamo manj pozornosti, saj objekti, ki so dimenzionirani na več kot 1 g vertikalnega pospeška (lastna teža), običajno brez težav prenesejo vertikalni vpliv potresa. Predpostavljamo tudi, da sta horizontalni komponenti med seboj neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

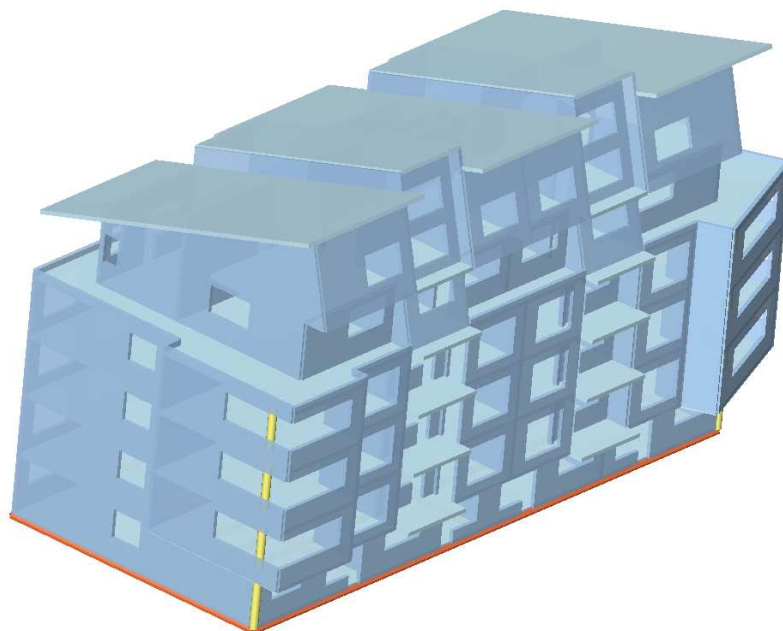
Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju na splošno dovoljuje, da pri projektiranju uporabljamo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov

ali z drugimi mehanizmi, upoštevamo tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva, to pa izvedemo z uporabo faktorja obnašanja q .

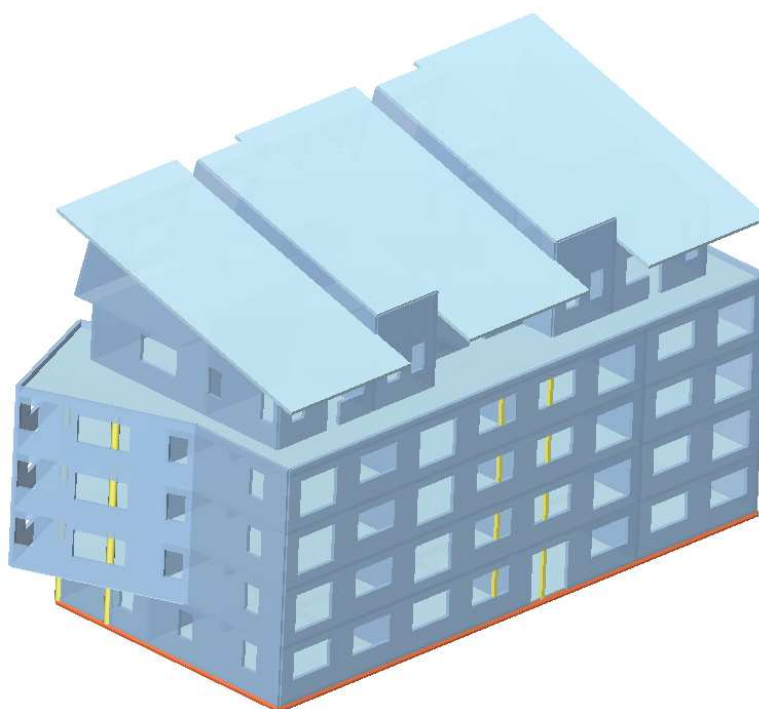
Za določitev potresnih vplivov uporabimo modalno analizo s spektrom odziva, in sicer uporabimo komercialni računalniški program Tower. Konstrukcijo obravnavamo prostorsko. Predpostavimo, da:

- je obnašanje konstrukcije linearno elastično,
- so plošče v svoji ravnini absolutno toge in se obnašajo kot »toge šipe«, ki prenašajo vplive na vertikalne konstrukcijske elemente,
- se mase skoncentrirajo na nivoju etaž v masnem središču posamezne etaže,
- pri določanju elastične upogibne in strižne togosti vertikalnih nosilnih elementov upoštevamo vpliv razpokanosti prečnih prerezov s polovično vrednostjo ustrezne togosti nerazpokanih prečnih prerezov.

Na sliki 41 in 42 prikazujemo računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.



Slika 41: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER - pogled na S in Z fasado



Slika 42: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER - pogled na J in V fasado

3.5.1 Kontrola mas in središča togosti posamezne etaže

Preden izvedemo modalno analizo stavbe je smiselno, da opravimo kontrolo izračuna mase. Tako lahko preverimo, če je geometrija in obtežba računskega modela skladna s podatki iz projekta. Izberemo 2. etažo stavbe (slika 6). Masa etaže iz programa Tower je: $m = 621,61 \text{ T}$. V nadaljevanju v preglednici 35 podajamo še maso etaže, izračunane po »peš« postopku.

Preglednica 35: Izračun mase izbrane etaže

Lastna teža	Površina A [m ²]	Obtežba q [kN/m ²]	Masa $m = A \cdot q / g$ [T]
plošča	501,47	5,00	255,59
tlaki - balkoni	15,40	2,91	4,57
tlaki - hodnik	49,28	1,95	9,80
tlaki - bivalni del	436,79	1,52	67,68
zunanje stene	222,86	5,00	113,59
notranje stene	280,08	5,00	142,75

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

fasada	222,86	0,43	9,77
stopnice			8,71
Lastna teža	Volumen V [m³]	Prost. teža γ [kN/m³]	Masa $m = V \cdot \gamma / g$ [T]
stebri in nosilci	2,54	25	6,47
			$\Sigma m = 618,93 T$

Pri računu mas upoštevamo gravitacijski pospešek $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Ugotovimo, da se masi skoraj popolnoma ujemata (razlika je 0,4%). Menimo, da je razlika posledica zaokroževanja rezultatov.

Pred nadaljnjo analizo preverimo še lego središča togosti posameznih etaž. V središče togosti postavimo dovolj veliko vodoravno silo oz. moment (F_x , F_y in M_z), pripadajoči pomiki oz. rotacije etaže pa morajo biti samo v smeri obremenitve.

Rezultati pokažejo, da komercialni program Tower napačno izračuna center togosti, zato razdaljo med središčem togosti in masnim središčem posamezne etaže določimo neodvisno od programa, in sicer z naslednjima izrazoma:

$$e_{0X} = \frac{R_z(F_y=1)}{R_z(M_z=1)} \quad \text{in} \quad e_{0Y} = \frac{R_z(F_x=1)}{R_z(M_z=1)} \quad (3.16)$$

kjer so:

e_{0X} ekscentričnost v smeri X

e_{0Y} ekscentričnost v smeri Y

$R_z(F_x = 1)$ rotacija etaže zaradi sile 1 v smeri X, ki deluje v masnem središču etaže

$R_z(F_y = 1)$ rotacija etaže zaradi sile 1 v smeri Y, ki deluje v masnem središču etaže

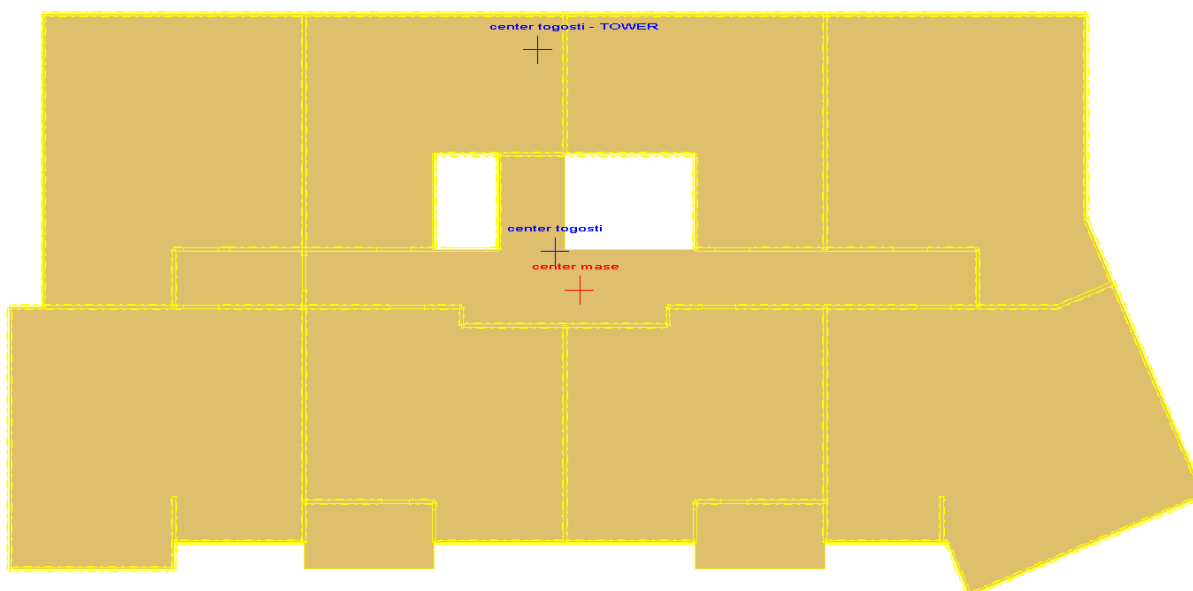
$R_z(M_z = 1)$ rotacija etaže zaradi momenta 1 okoli osi Z, ki deluje v masnem središču etaže

Pri tem koordinate masnega središča posamezne etaže odčitamo iz programa Tower, središče togosti pa dobimo tako, da masnemu središču prištejemo ekscentričnost. Kot smo že omenili, so plošče v svoji ravnini absolutno toge, vsa masa pa je skoncentrirana na nivoju plošče. V masnem središču mora delovati dovolj velika sila oziroma moment (npr. 10^5), zato da so premiki dovolj veliki in da se izognemo numerični napaki. Vsak vpliv obravnavamo posebej, to pomeni, da pri vsaki etaži obravnavamo tri obtežne primere. Izračun prikazujemo v preglednici 36.

Preglednica 36: Izračun središča togosti posamezne etaže

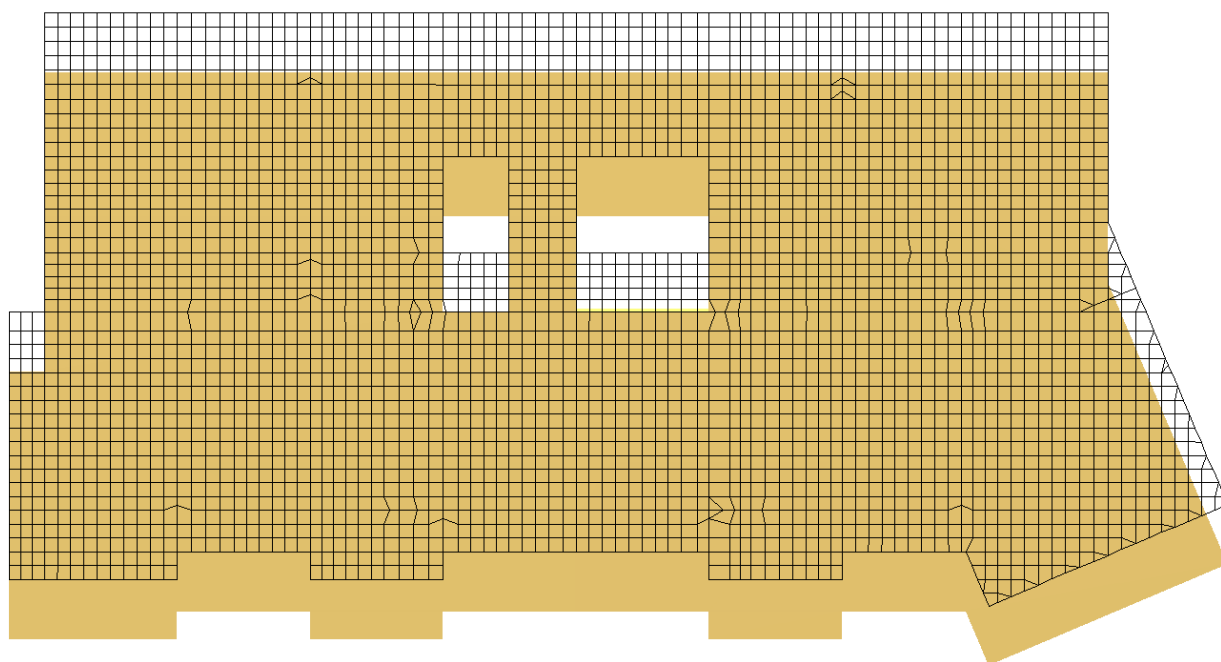
zgornji nivo etaže	kota H_i [m]	center mase i -te etaže (iz TOWER-ja)		rotacija i -te etaže zaradi delovanja sile oz. torz.momenta v centru mase i -te etaže			razdalja med togostnim in masnim središčem		center togosti i -te etaže	
		$X_{CM,i}$ [m]	$Y_{CM,i}$ [m]	rotacija $R_{Z,i}$ zaradi $F_{X,i}$	rotacija $R_{Z,i}$ zaradi $F_{Y,i}$	rotacija $R_{Z,i}$ zaradi $M_{Z,i}$	$e_{0X,i}$ [m]	$e_{0Y,i}$ [m]	$X_{CR,i}$ [m]	$Y_{CR,i}$ [m]
4/1. nadstr.	14,75	15,43	5,12	0,000135	0,000025	0,0000964	-0,26	1,40	15,17	6,52
4. nadstr.	11,8	15,74	6,22	0,000079	0,0000388	0,0000646	-0,60	1,22	15,14	7,44
3. nadstr.	8,85	15,84	6,25	0,0000548	0,0000345	0,0000479	-0,72	1,14	15,12	7,39
2. nadstr.	5,9	15,78	6,28	0,0000323	0,0000215	0,0000313	-0,69	1,03	15,09	7,31
1. nadstr.	2,95	15,74	6,33	0,0000106	0,0000125	0,000015	-0,83	0,71	14,91	7,04
prilhiče	0	15,43	7,17	0,0000000	0,0000000	0,0000001	0,00	0,00	15,43	7,17

Na sliki 43 prikazujemo lego masnega središča ter napačno lego središča togosti za primer tipične etaže stavbe. Dodana je tudi pravilna lega središča togosti. Razlika je očitna.



Slika 43: Prikaz središča mase, ter pravega in napačnega središča togosti za tipične etaže

Na sliki 44 prikazujemo pomike tipične etaže stavbe v primeru obremenitve z vodoravno obtežbo, ki deluje v središču togosti. Etaža se premakne le v smeri delovanja obtežbe, kar pomeni, da sila res učinkuje v središču togosti etaže. To potrjuje pravilnost izračuna središča togosti.



Slika 44: Prikaz deformiranega modela tipične etaže za silo v smeri Y

3.5.2 Faktor obnašanja q

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju ob uporabi običajnega elastičnega modela. Vrednosti faktorja obnašanja q so odvisne od materiala in od konstrukcijskega sistema glede na ustrezne stopnje duktilnosti. Faktor obnašanja je lahko v vodoravnih smereh različen, medtem ko mora biti za stopnjo duktilnosti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev.

Betonske stavbe so glede na njihovo obnašanje pri potresni obtežbi razdeljene v različne konstrukcijske sisteme. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe lahko uvrstimo med stenaste sisteme, pri katerih tako navpično kot vodoravno obtežbo prenašajo navpične stene z odprtini ali brez njih. Pri tem pa mora imeti sistem minimalno torzijsko togost, ki v obeh vodoravnih smereh in za vsako etažo zadošča izrazu 3.17:

$$r_x \geq l_s \quad \text{in} \quad r_y \geq l_s \quad (3.17)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \quad \text{in} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (3.18)$$

$$K_M = \frac{1}{R_Z(M_T=1)}, \quad K_{FX} = \frac{1}{U_X(F_{TX}=1)}, \quad K_{FY} = \frac{1}{U_Y(F_{TY}=1)} \quad (3.19)$$

$$l_s = \sqrt{\frac{I_X + I_Y}{A}} \quad (3.20)$$

kjer so:

r_x	torzijski polmer v smeri X
r_y	torzijski polmer v smeri Y
l_s	vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa)
K_M	torzijska togost
K_{FX}	translacijska togost v smeri X
K_{FY}	translacijska togost v smeri Y
$R_Z(M_T = 1)$	rotacija etaže zaradi momenta 1, ki deluje v togostnem središču etaže T
$U_X(F_{TX} = 1)$	pomik etaže zaradi sile 1 v smeri X, ki deluje v togostnem središču etaže T
$U_Y(F_{TY} = 1)$	pomik etaže zaradi sile 1 v smeri Y, ki deluje v togostnem središču etaže T
I_X in I_Y	vztrajnostni moment etaže okoli osi X in okoli osi Y
A	površina etaže

Kontrolo minimalne torzijske togosti sistema izvedemo v nadaljevanju. Uporabimo računski model iz programa Tower. Podobno kot pri računu razdalje med središčem togosti in masnim središčem, tudi v tem primeru definiramo tri obtežne primere za vsako etažo, prijemališče vodoravnih sil oziroma torzijskega momenta pa postavimo v središče togosti posamezne etaže. Velikost obtežbe povečamo na 10^5 , tako se izognemo morebitni numerični napaki zaradi premajhnih pomikov oziroma zasukov etaže. V preglednici 37 prikazujemo pomike posameznih etaž, izračun torzijske podajnosti pa podajamo v preglednici 38.

Preglednica 37: Pomiki in rotacije zaradi sile oz. momenta v središču togosti posamezne etaže

		pomiki in rotacija i -te etaže zaradi delovanja sile oz. torz.momenta v centru togosti i -te etaže		
zgornji nivo etaže	kota H_i [m]	pomik $U_{X,i}$ zaradi sile $F_{X,i}$	pomik $U_{Y,i}$ zaradi sile $F_{Y,i}$	rotacija $R_{Z,i}$ zaradi torz.momenta $M_{Z,i}$
4. nadstr.	11,8	0,010208	0,01075	0,0000647
3. nadstr.	8,85	0,00744	0,00703	0,000048
2. nadstr.	5,9	0,00486	0,00418	0,0000314
1. nadstr.	2,95	0,00244	0,00195	0,0000151

Preglednica 38: Izračun torzijske podajnosti

zgornji nivo etaže	kota H_i [m]	torzijska in translacijski togosti i -te etaže			torzijski polmer i -te etaže		vztr.momenta in površina i -te etaže			vztr.polmer i -te etaže
		$K_{Mz,i}$ [kNm/m]	$K_{Fx,i}$ [kN/m]	$K_{Fy,i}$ [kN/m]	$r_{X,i}$ [m]	$r_{Y,i}$ [m]	$I_{x,i}$ [m ⁴]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	A [m ²]	
4. nadstr.	11,8	15455950541	97962382	93023256	12,89	12,56	10983,75	45737,68	501,47	10,64
3. nadstr.	8,85	20833333333	134408602	142247511	12,10	12,45	10985,43	45742,94	501,47	10,64
2. nadstr.	5,9	31847133758	205761317	239234450	11,54	12,44	10982,16	45742,94	501,47	10,64
1. nadstr.	2,95	66225165563	409836066	512820513	11,36	12,71	10997,64	45741,89	501,47	10,64

ali je pogoj izpolnjen?		
smer X $r_{X,i} \geq l_{S,i}$	smer Y $r_{Y,i} \geq l_{S,i}$	torzijska podajnost
DA	DA	ne
DA	DA	ne
DA	DA	ne
DA	DA	ne

Ugotovimo, da konstrukcija zadošča pogoju (3.17), kar pomeni, da ima konstrukcijski sistem obravnavanega objekta minimalno torzijsko togost in ga zato lahko uvrstimo med stenaste sisteme, natančneje med sisteme povezanih sten. To velja v obeh vodoravnih smereh, X in Y.

Faktor obnašanja q izračunamo z izrazom:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.21)$$

kjer sta:

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

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami

Kot smo že omenili, konstrukcijski sistem spada med sistem povezanih sten, za stopnjo duktilnosti pa si izberemo srednjo stopnjo duktilnosti DCM. V tem primeru je osnovna vrednost faktorja obnašanja za smer X oziroma Y:

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_U}{\alpha_1} \quad (3.22)$$

kjer sta:

α_U faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni vpliv tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije

α_1 faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni vpliv tako, da se v prvem elementu konstrukcije doseže upogibna odpornost

Za sistem povezanih sten je razmerje $\alpha_U/\alpha_1 = 1,2$. Torej:

$$q_0 = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6$$

Faktor k_w za torzijsko fleksibilne sisteme izračunamo s pomočjo izraza:

$$k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1, \text{ toda ne manj kot } 0,5 \quad (3.23)$$

kjer je:

α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (3.24)$$

kjer sta:

h_{wi} višina stene »i«

l_{wi} dolžina prereza stene »i«

Faktor obnašanja q izračunamo za vsako smer posebej:

Smer X:

$$\begin{aligned} \sum_i h_{wi} &= 12,2 + 2 \cdot 3,93 + 16,27 + 14,75 + 14,75 + 5,3 + 5,3 + 2,35 + 9,25 + 11,8 \\ &+ 17,58 + 17,75 + 17,58 + 11,8 + 8,85 + 2,84 + 2,95 + 17,75 + 2 \cdot 2,95 \\ &+ 3 \cdot 2,95 + 2 \cdot 11,8 + 2 \cdot 2,95 + 2,95 + 2 \cdot 8,47 + 2 \cdot 4,67 + 4,67 + 2 \\ &\cdot 9,25 + 9,25 + 9,25 + 9,25 = 321,33 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\sum_i l_{wi} = 30,8 + 2 \cdot 9,85 + 7,7 + 7,95 + 8,35 + 3,8 + 1,7 + 5,8 + 1 + 4,15 + 4,65 + 6,1$$

$$+ 4,65 + 6,87 + 1,77 + 6,1 + 0,83 + 6,1 + 2 \cdot 3,85 + 3 \cdot 7,7 + 2 \cdot 3,85 + 2$$

$$\cdot 6 + 7,7 + 2 \cdot 3,85 + 2 \cdot 6 + 7,7 + 2 \cdot 3,85 + 7,7 + 4,85 + 7,51 = 249,08 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} = \frac{321,33 \text{ m}}{249,08 \text{ m}} = 1,29$$

$$k_w = \frac{1 + 1,29}{3} = 0,76 \leq 1$$

$$q_x = 3,6 \cdot 0,76 = 2,74 \geq 1,5$$

Smer Y:

$$\sum_i h_{wi} = 2,95 + 12,2 + 9,25 + 2 \cdot 5,3 + 2,95 + 2 \cdot 9,25 + 2,95 + 8,85 + 2 \cdot 6,8 + 2 \cdot 8,85$$

$$+ 2 \cdot 11,8 + 2 \cdot 6,8 + 2 \cdot 17,65 + 14,15 + 2,95 + 8,85 + 11,8 + 6,75 + 2,95$$

$$+ 8,85 + 11,8 + 11,8 + 2,95 + 12,2 + 9,25 + 9,25 = 285,60 \text{ m}$$

$$\sum_i l_{wi} = 5,75 + 8,65 + 7,75 + 2 \cdot 12,15 + 1,6 + 2 \cdot 2,15 + 14,4 + 15,6 + 2 \cdot 13,35 + 2$$

$$\cdot 1,2 + 2 \cdot 2,8 + 2 \cdot 13,35 + 2 \cdot 0,55 + 2,8 + 5,2 + 6,4 + 4,15 + 6,4 + 5,75$$

$$+ 6,95 + 6,95 + 1,7 + 8,33 + 6,07 + 8,87 + 1,7 = 216,12 \text{ m}$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} = \frac{285,60 \text{ m}}{216,12 \text{ m}} = 1,32$$

$$k_w = \frac{1 + 1,32}{3} = 0,77 \leq 1$$

$$q_y = 3,6 \cdot 0,77 = 2,77 \geq 1,5$$

3.5.3 Pravilnost konstrukcije

Konstrukcije stavb pri projektiranju na potresnih območjih delimo na pravilne in nepravilne. Pri analizi in projektiranju se posebej upoštevajo nepravilnosti stavbe glede na tloris in višino stavbe.

3.5.3.1 Tlorisna pravilnost

Da objekt opredelimo kot tlorisno pravilen, morajo biti izpolnjeni pogoji glede vitkosti tlorisa objekta in pogoji glede ekscentričnosti konstrukcije ter torzijskega polmera in vztrajnostnega polmera mase etaže. Najprej preverimo pogoj glede vitkosti tlorisa objekta, in sicer z enačbo:

$$\lambda = L_{max}/L_{min} \leq 4 \quad (3.25)$$

kjer so:

λ vitkost

L_{max} večja tlorisna dimenzija, merjena v pravokotnih smereh

L_{min} manjša tlorisna dimenzija, merjena v pravokotnih smereh

$$\lambda = \frac{32,3m}{16,9m} = 1,91 \leq 4$$

Pogoj glede ekscentričnosti konstrukcije ter torzijskega polmera in vztrajnostnega polmera mase etaže pa preverimo z naslednjimi neenačbami:

$$r_X \geq l_S \quad \text{in} \quad r_Y \geq l_S \quad (3.26)$$

$$e_{0X} \leq 0,30 \cdot r_X \quad \text{in} \quad e_{0Y} \leq 0,30 \cdot r_Y \quad (3.27)$$

Izračun prikazujemo v preglednici 39. Ugotovimo, da konstrukcija izpolnjuje pogoje.

Preglednica 39: Kontrola pogojev glede tlorisne pravilnosti objekta

zgornji nivo etaže	torzijski polmer <i>i</i> -te etaže		vztr.polmer <i>i</i> -te etaže	ali je pogoj izpolnjen?		razdalja med togostnim in masnim središčem		ali je pogoj izpolnjen?	
	$r_{X,i}$ [m]	$r_{Y,i}$ [m]	$l_{S,i}$ [m]	smer X $r_{X,i} \geq l_{S,i}$	smer Y $r_{Y,i} \geq l_{S,i}$	$e_{0X,i}$ [m]	$e_{0Y,i}$ [m]	smer X $e_{0X,i} \leq 0,3r_{X,i}$	smer Y $e_{0Y,i} \leq 0,3r_{Y,i}$
4. nadstr.	12,89	12,56	10,64	DA	DA	-0,60	1,22	DA	DA
3. nadstr.	12,10	12,45	10,64	DA	DA	-0,72	1,14	DA	DA
2. nadstr.	11,54	12,44	10,64	DA	DA	-0,69	1,03	DA	DA
1. nadstr.	11,36	12,71	10,64	DA	DA	-0,83	0,71	DA	DA

Izpolnjen je tudi pogoj o približno simetrični razporeditvi togosti in mas glede na dve pravokotni osi ter pogoj o obodu vsake etaže, ki predstavlja poligonalno konveksno linijo in pogoj o dovolj veliki togosti stropov v vodoravni ravnini. Ugotovimo, da so izpolnjeni vsi pogoji, zato objekt opredelimo kot tlorisno pravičnega.

3.5.3.2 Pravilnost po višini

Ker imajo posamezni deli objekta različne višine in ker vsi konstrukcijski elementi (v našem primeru stene) za prenos obtežbe v vodoravni smeri ne potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe oz. do vrha posameznega dela stavbe, pogoj o pravilnosti po višini ni izpolnjen.

V tem primeru moramo faktor obnašanja reducirati za 20%, in sicer:

$$q_X = 0,8 \cdot 2,74 = 2,19 \geq 1,5$$

$$q_Y = 0,8 \cdot 2,77 = 2,22 \geq 1,5$$

3.5.4 Kategorija in faktor pomembnosti

S faktorjem pomembnosti γ glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenje ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice porušitve, povečamo ali zmanjšamo projektne potresne sile. V standardu so stavbe razdeljene na štiri kategorije: za običajne stavbe, kakor spada obravnavana stavba, je faktor pomembnosti $\gamma = 1,0$.

3.5.5 Analiza potresnih vplivov z modalno analizo s spektrom odziva

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je potrebno upoštevati vse mase, ki so povezane s težnostnimi silami. Mase, ki so povezane s stalnim oz. lastnim vplivom so upoštevane s faktorjem 1, medtem, ko so mase povezane s spremenljivim vplivom, upoštevane s faktorjem manjšim od 1, odvisno od vrste in položaja spremenljivega vpliva:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.28)$$

kjer so:

- $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j
- $\Psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i , ki upošteva verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa
- $Q_{k,i}$ karaktersitična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i

Koeficiente za kombinacijo $\psi_{E,i}$ določimo z izrazom:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (3.29)$$

kjer sta:

φ koeficient, ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in lege vpliva po etažah

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

Obravnavan objekt je po namembnosti stanovanjski, zato so površine objekta uvrščene v kategorijo A, razen površine strehe, ki je uvrščena v kategorijo H. Za vrhno etažo je $\varphi = 1,0$, medtem ko je za ostale etaže, ki so zasedene neodvisno, $\varphi = 0,5$.

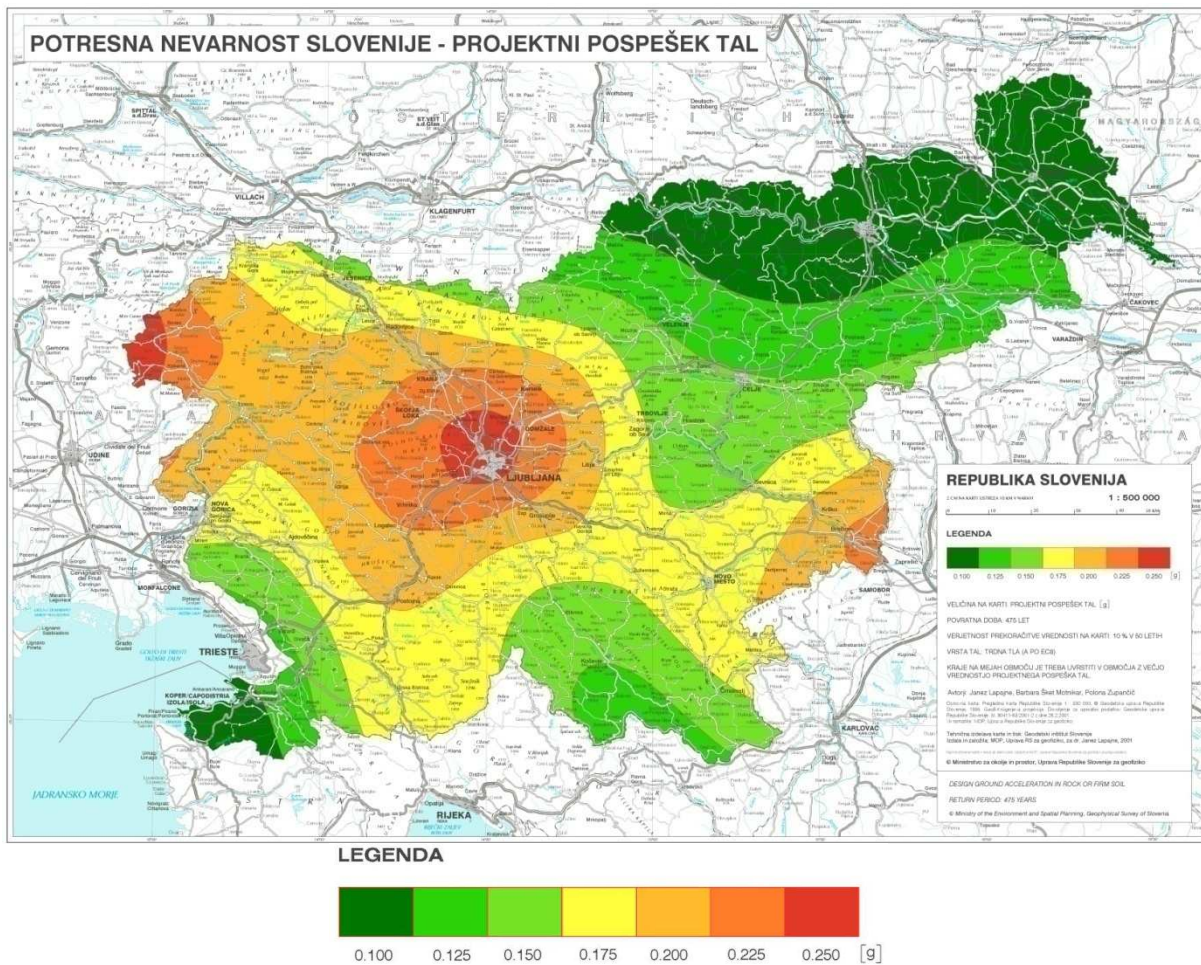
Koeficient $\Psi_{2,i}$ je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in je za površine, uvrščene v kategorijo A enak 0,3, za površine v kategoriji H pa 0,0.

V preglednici 40 podajamo velikosti mas ter lego masnih središč posameznih etaž.

Preglednica 40: Razporeditev mas po višini objekta

Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]	Masa [T]
4/1. nadstr.	14,75	15,43	5,12	794,38
4. nadstr	11,80	15,74	6,22	701,77
3. nadstr.	8,85	15,84	6,25	665,08
2. nadstr.	5,90	15,78	6,28	664,18
1. nadstr.	2,95	15,74	6,33	661,32
pritličje	0,00	15,43	7,17	459,42
SKUPNO	8,05	15,66	6,14	3946,15

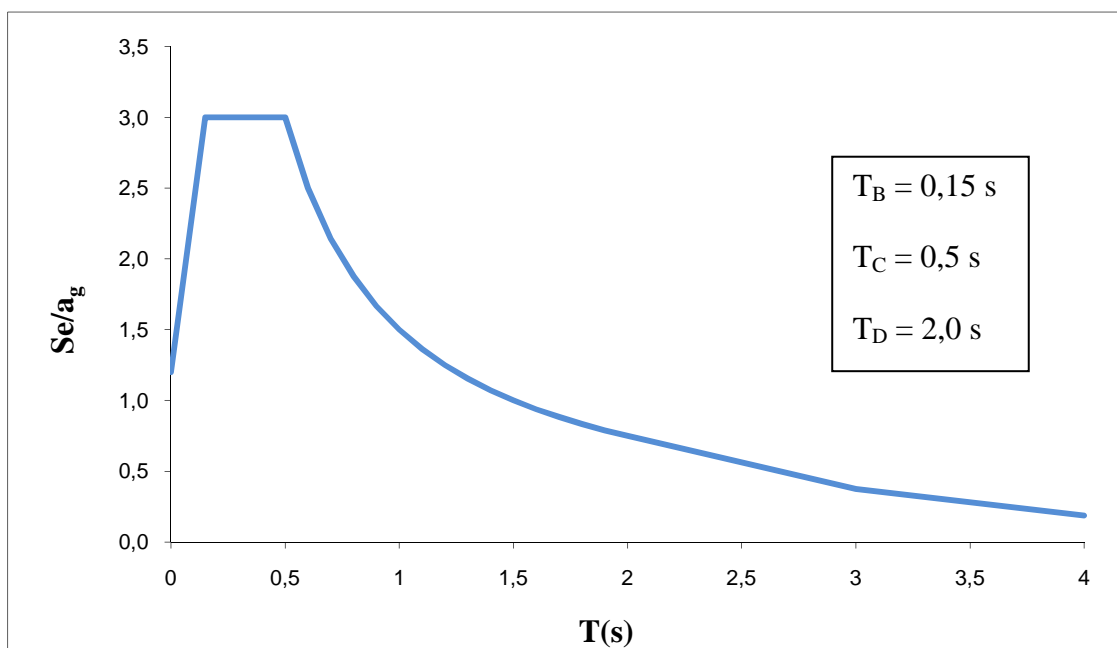
Obravnavan objekt se nahaja v Kočevju, zato je na podlagi karte projektnih pospeškov, ki je prikazana na sliki 45, projektni pospešek tal a_g enak 0,15g.



Slika 45: Karta projektnih pospeškov tal za povratno dobo 475 let

Podatke o temeljnih tleh smo pridobili iz geotehničnega poročila. Raziskave so pokazale, da so temeljna tla sestavljena iz pliokvartarne gline, ki prekriva hribinsko podlago, kar ustreza kategoriji B v standardu.

Na sliki 46 prikazujemo projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt.



Slika 46: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt

V preglednici 41 podajamo izračunane nihajne čase konstrukcije ter pripadajoče frekvence in smeri. Vsi podatki so odčitani iz programa Tower.

Preglednica 41: Izračunani nihajni časi konstrukcije ter pripadajoče frekvence in smeri

No.	T [s]	f [Hz]	smer
1	0,1328	7,5308	Y
2	0,1245	8,0336	X
3	0,1221	8,1894	Y
4	0,1170	8,5463	Y
5	0,1144	8,7408	Y
6	0,1092	9,1608	Y
7	0,0963	10,3818	X
8	0,0738	13,5546	Y

3.5.6 Slučajna ekscentričnost

Poleg dejanske ekscentričnosti moramo v modalni analizi upoštevati tudi slučajno ekscentričnost mase, ki je 5% tlorisne dimenzije objekta v obeh vodoravnih smereh. S slučajno ekscentričnostjo zajamemo morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti, pa tudi morebitno prostorsko spreminjanje potresnega gibanja. Slučajno ekscentričnost lahko upoštevamo tako, da v vsaki etaži premaknemo maso iz masnega središča za $\pm 5\%$ ustrezne tlorisne dimenzije, in sicer:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.30)$$

kjer sta:

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

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

Zaradi nekaterih omejitev v programu Tower vplive naključne ekscentričnosti določimo kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo. Obtežbo predstavljajo torzijski momenti okrog navpične osi v vsaki etaži. Izračunamo jih z izrazom:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.31)$$

kjer sta:

M_{ai} dodaten torzijski moment zaradi ekscentričnosti mase okoli navpične osi v etaži i

F_i vodoravna potresna sila na nivoju etaže i

Velikost vodoravnih potresnih sil F_i ocenimo z metodo z vodoravnimi silami.

3.5.6.1 Celotna potresna sila F_b

Celotno potresno silo F_b za obe horizontalne smeri določimo, kot produkt celotne mase in vrednosti v projektne spektru pospeškov po izrazu:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.32)$$

kjer so:

- $S_d(T)$ projektni spekter za elastično analizo
- m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo (glej poglavje 3.5.5)
- λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih je $\lambda = 1,0$.

Projektni spekter odziva $S_d(T)$ je odvisen od nihajnega časa konstrukcije, faktorja obnašanja, projektnega pospeška in od tipa tal, na katerih je konstrukcija. Kot smo že omenili se temeljna tla uvrščajo v kategorijo B v standardu.

Ker sta oba osnovna nihajna časa za obe horizontalne smeri manjša od T_B in večja od 0, za oba primera določimo vrednost v spektru pospeškov po izrazu:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.33)$$

kjer so:

- a_g projektni pospešek tal
- S faktor tal
- T nihajni čas konstrukcije
- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
- q faktor obnašanja

Nihajni čas je za osnovni nihajni obliki $T_X = 0,12$ s in $T_Y = 0,13$ s, faktor obnašanja $q_X = 2,19$ in $q_Y = 2,22$, faktor tal (S) je za kategorijo B 1,2, medtem ko sta $T_B = 0,15$ s in $T_C = 0,5$ s. Projektni pospešek tal a_g znaša 0,15 g.

$$S_{d,X}(T) = 0,15g \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0,12}{0,15} \cdot \left(\frac{2,5}{2,19} - \frac{2}{3} \right) \right] = \mathbf{0,188g}$$

$$S_{d,Y}(T) = 0,15g \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0,13}{0,15} \cdot \left(\frac{2,5}{2,22} - \frac{2}{3} \right) \right] = \mathbf{0,192g}$$

Korekcijski faktor λ je za obravnavano konstrukcijo $\lambda = 0,85$, saj sta oba nihajna časa T_X in T_Y manjša od $2 \cdot T_C$, število etaž stavbe pa je večje od 2.

Celotna potresna sila F_b za obe horizontalne smeri torej znaša:

$$F_{b,X} = 0,188 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 3946,15 T \cdot 0,85 = \mathbf{6186 \text{ kN}}$$

$$F_{b,Y} = 0,192 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 3946,15 T \cdot 0,85 = \mathbf{6318 \text{ kN}}$$

3.5.6.2 Potresne sile po etažah F_i

Če so za osnovno nihajno obliko, kot približek izbrani vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo po višini, lahko vodoravne potresne sile po etažah F_i izračunamo s pomočjo izraza:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^6 z_i \cdot m_i} \quad (3.34)$$

kjer sta:

z_i višinska kota etaže i

m_i masa etaže i

Izračun potresnih sil po etažah predstavljamo v preglednici 42.

Preglednica 42: Izračun potresnih sil po etažah za smer X in Y

Etaža i	z_i [m]	m_i [T]	$F_{b,X}$ [kN]	$F_{b,Y}$ [kN]	$z_i \cdot m_i$ [m · T]	F_{Xi} [kN]	F_{Yi} [kN]
4/1. nadstr.	14,75	794,38	6186	6318	11717,11	2282,65	2331,35
4. nadstr.	11,80	701,77	6186	6318	8280,89	1613,23	1647,65
3. nadstr.	8,85	665,08	6186	6318	5885,96	1146,66	1171,13
2. nadstr.	5,90	664,18	6186	6318	3918,66	763,41	779,70
1. nadstr.	2,95	661,32	6186	6318	1950,89	380,06	388,17
pritličje	0,00	459,42	6186	6318	0,00	0,00	0,00
				Σ	31753,51	6186,00	6318,00

Sedaj lahko izračunamo dodatne torzijske momente zaradi vpliva slučajne torzije. Dobimo dva različna statična primera s torzijskimi momenti in zaradi upoštevanja pozitivnega in

negativnega predznaka štiri kombinacije s potresnimi vplivi. Prijemališče dodatnih momentov je v masnem središču posamezne etaže.

$$M_{X,i} = \pm F_{X,i} \cdot e_{Y,i} \quad \text{in} \quad M_{Y,i} = \pm F_{Y,i} \cdot e_{X,i} \quad (3.35)$$

kjer so:

$M_{X,i}$ in $M_{Y,i}$ torzijski moment v i -ti etaži zaradi potresne sile v X smeri oz. v Y smeri

$F_{X,i}$ in $F_{Y,i}$ potresna sila v i -ti etaži, ki deluje v smeri X oz. v smeri Y

V preglednici 43 podajamo vrednosti torzijskih momentov zaradi slučajne torzije.

Preglednica 43: Izračun torzijskih momentov zaradi slučajne torzije

Etaža i	F_{Xi} [kN]	F_{Yi} [kN]	L_{Xi} [m]	L_{Yi} [m]	e_{Xi} [m]	e_{Yi} [m]	M_{Xi} [kNm]	M_{Yi} [kNm]
4/1. nadstr.	2282,65	2331,35	27,60	12,15	1,38	0,61	1386,71	3217,27
4. nadstr.	1613,23	1647,65	27,60	12,15	1,38	0,61	980,03	2273,76
3. nadstr.	1146,66	1171,13	33,50	16,40	1,68	0,82	940,26	1961,64
2. nadstr.	763,41	779,70	33,50	16,40	1,68	0,82	625,99	1305,99
1. nadstr.	380,06	388,17	33,50	16,40	1,68	0,82	311,65	650,18
pritličje	0,00	0,00	30,80	14,40	1,54	0,72	0,00	0,00

4 PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA

Pri projektiranju na mejna stanja moramo za vsa mejna stanja in vse obtežne primere preveriti, ali ni katero od mejnih stanj preseženo. Pri tem v analizi upoštevamo projektne vrednosti vplivov, karakteristik materialov, lastnosti proizvodov in geometrije konstrukcije.

4.1 Preverjanje mejnih stanj nosilnosti MSN

Pri mejnem stanju nosilnosti preverimo varnost proti porušitvi oz. prevelikimi deformacijami prereza, elementa ali povezave. Varnost je zagotovljena, če je izpolnjen pogoj:

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

kjer sta:

E_d projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile, momenti ali vektor, ki predstavlja notranje sile ali momente

R_d projektna vrednost pripadajoče odpornosti

Projektno vrednost učinkov vplivov E_d dobimo s kombinacijo učinkov vplivov.

4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Posamezne vplive podrobneje predstavljamo v 3. poglavju diplomske naloge. Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja določimo skladno s standardom SIST EN 1990:2004, in sicer po pravilu:

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

kjer so:

" + " pomeni "kombinirano z"

Σ pomeni "kombiniran učinek"

$\gamma_{G,j}$ delni faktor za stalni vpliv j

$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva j
$\gamma_{Q,1}$	delni faktor za spremenljivi vpliv 1
$Q_{k,1}$	karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva 1
$\gamma_{Q,i}$	delni faktor za spremenljivi vpliv i
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i
$\Psi_{0,i}$	faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva i

V preglednici 44 prikazujemo vplive, ki jih upoštevamo za stalna in začasna projektna stanja. Prikazujemo tudi delne faktorje γ , pri spremenljivih vplivih pa še faktorje za kombinacijsko vrednost ψ_0 .

Preglednica 44: Vplivi za stalna in začasna projektna stanja

N_o - ozn. vpliva	Vpliv	Opis	γ	Ψ_0
I	stalni (G_k)	lastna teža + stalna obtežba	1,35 ali 1,0	/
II	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba – razpored po obliki šahovnice 1	1,50 ali 0,0	0,7
III	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba – razpored po obliki šahovnice 2	1,50 ali 0,0	0,7
IV	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba – povesod	1,50 ali 0,0	0,7
V	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba – streha	1,50 ali 0,0	0,0
VI	spremenljivi (Q_k)	sneg	1,50 ali 0,0	0,5
VII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +X – primer 1	1,50 ali 0,0	0,6
VIII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -X – primer 1	1,50 ali 0,0	0,6
IX	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +Y – primer 1	1,50 ali 0,0	0,6
X	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -Y – primer 1	1,50 ali 0,0	0,6
XI	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +X – primer 2	1,50 ali 0,0	0,6
XII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -X – primer 2	1,50 ali 0,0	0,6
XIII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +Y – primer 2	1,50 ali 0,0	0,6
XIV	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -Y – primer 2	1,50 ali 0,0	0,6

Kombinacije vplivov I-XIV za stalna in začasna projektna stanja, ki smo jih določili s pomočjo programa Tower, prikazujemo, v preglednici 55, v prilogi 1.

4.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacije za potresna projektna stanja določimo v skladu s standardom SIST EN 1990:2004 z naslednjim izrazom:

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

kjer sta:

A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa ($A_{Ed} = A_{Ek} \cdot \gamma$, kjer je γ faktor pomobnosti)

$\Psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva i

Pomen ostalih oznak je enak kot v enačbi 4.2, zato jih tukaj ne navajamo.

V preglednici 45 prikazujemo vplive, ki jih kombiniramo za potresna projektna stanja. Za spremenljive vplive podajamo vrednosti faktorja ψ_2 .

Preglednica 45: Vplivi za potresna projektna stanja

N_o - ozn. vpliva	Vpliv	Opis	Ψ_2
I	stalni (G_k)	lastna teža + stalna obtežba	/
II	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba - razpored po obliki šahovnice 1	0,0
III	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba - razpored po obliki šahovnice 2	0,0
IV	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba – povesod	0,3
V	spremenljivi (Q_k)	koristna obtežba – streha	0,0
VI	spremenljivi (Q_k)	sneg	0,0
VII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +X – primer 1	0,0
VIII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -X – primer 1	0,0
IX	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +Y – primer 1	0,0
X	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -Y – primer 1	0,0
XI	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +X – primer 2	0,0

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

XII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -X – primer 2	0,0
XIII	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri +Y – primer 2	0,0
XIV	spremenljivi (Q_k)	veter v smeri -Y – primer 2	0,0
XV	potresni (A_{ed})	vpliv potresa v smeri X	/
XVI	potresni (A_{ed})	vpliv potresa v smeri Y	/
XVII	potresni (A_{ed})	dodatni torzijski moment zaradi vpliva potresa v smeri X	/
XVIII	potresni (A_{ed})	dodatni torzijski moment zaradi vpliva potresa v smeri Y	/

V projektni vrednosti potresnega vpliva A_{Ed} upoštevamo potresni vpliv E_E iz modalne analize ter dodatne torzijske momente M_a zaradi slučajne torzije.

V splošnem velja, da lahko vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno. To pomeni, da poleg delovanja potresnega vpliva v eni smeri deluje del vpliva potresa tudi v drugi smeri. To zapišemo z izrazom:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (4.4)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.5)$$

kjer so:

" + " "kombinirano z"

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri X konstrukcije

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri Y konstrukcije

Posamezni obtežni primer je torej sestavljen iz vsote 100% vpliva v eni smeri in 30% vpliva v smeri pravokotno na osnovno smer. Če upoštevamo še pozitivni in negativni predznak delovanja potresnega vpliva, dobimo štiri različne obtežne primere.

Prav tako imamo štiri obtežne primere zaradi delovanja naključne torzije (glej poglavje 3.5.6). To pomeni, da moramo v isti kombinaciji sočasno upoštevati vse obtežne primere, ki so posledica delovanja potresnega vpliva v isti smeri.

V preglednici 46 prikazujemo kombinacije vplivov I-XVIII za potresna projektna stanja, ki jih tvorimo v programu Tower.

Preglednica 46: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

N_o – obt. kombinacija	Kombinacije vplivov
405.	$1.00 \times I + 1.00 \times 0.30 \times IV + 1.00 \times XV + 1.00 \times XVII$
406.	$1.00 \times I + 1.00 \times 0.30 \times IV - 1.00 \times XV - 1.00 \times XVII$
407.	$1.00 \times I + 1.00 \times 0.30 \times IV + 1.00 \times XVI + 1.00 \times XVIII$
408.	$1.00 \times I + 1.00 \times 0.30 \times IV - 1.00 \times XVI - 1.00 \times XVIII$

4.2 Krovni sloj betona

4.2.1 Krovni sloj betona za vzdolžno armaturo

Eden izmed glavnih ukrepov za doseganje projektne življenske dobe konstrukcije je ustrezna zaščita vsakega dela konstrukcije pred vplivi okolja. Ker je jeklo, iz katerega je armatura, še posebej občutljivo, moramo posebno pozornost posvetiti zaščitnemu sloju betona.

Krovni sloj opredelimo kot razdaljo od površine armature do zunanje betonske površine. Odvisen je od namena uporabe in od izpostavljenosti na različne vplive. Določimo ga z vsoto najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektne odstopanja Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.6)$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja moramo zagotoviti zaradi zaščite jekla proti koroziji, ustrezne požarne odpornosti in varnega prenosa sidrskih sil. Izračunamo jo z izrazom:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} \quad (4.7)$$

kjer so:

$c_{min,b}$	najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti
$c_{min,dur}$	najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja
$\Delta c_{dur,\gamma}$	dodatni varnostni sloj
$\Delta c_{dur,st}$	zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla
$\Delta c_{dur,add}$	zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite

Najmanjša debelina krovnega sloja $c_{min,b}$ glede sprijemnosti je določena s premerom palic. Ob predpostavki, da je premer največje armaturene palice $\emptyset 16$ mm, je najmanjša debelina krovnega sloja $c_{min,b} = 16$ mm.

Pri določanju najmanjšega krovnega sloja glede na pogoje okolja $c_{min,dur}$ moramo najprej konstrukcijo razvrstiti v ustrezen razred. Za konstrukcijo s projektno dobo 50 let je priporočen razred S4. Konstrukcijo lahko glede na izpostavljenost uvrstimo v razred XC1, kamor spada

beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka. Iz preglednice 4.4N v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 na podlagi izbranih razredov odčitamo $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$.

Priporočene vrednosti za: $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ in $\Delta c_{dur,add}$ so 0,0 mm.

$$c_{min} = \max \{16 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0,0 \text{ mm} - 0,0 \text{ mm} - 0,0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\}$$

Zaradi upoštevanja odstopanja Δc_{dev} moramo najmanjšo debelino krovnega sloja betona c_{min} povečati za absolutno vrednost dopustnega negativnega odstopanja. Priporočena vrednost je $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$. Torej:

$$c_{nom} = 16 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = \mathbf{26 \text{ mm}}$$

4.2.2 Krovni sloj betona za stremensko in mrežno armaturo

Podobno kot za vzdolžno armaturo določimo krovni sloj betona tudi za stremensko in mrežno armaturo. Postopek računa je enak kot v podglavju 4.2.1.

Ob predpostavki, da je premer največje armaturne palice $\varnothing 10 \text{ mm}$, znaša najmanjša debelina krovnega sloja $c_{min,b} = 10 \text{ mm}$. Najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja znaša $c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$. Priporočene vrednosti za: $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ in $\Delta c_{dur,add}$ so 0,0 mm ter za $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$. Torej:

$$c_{min} = \max \{10 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0,0 \text{ mm} - 0,0 \text{ mm} - 0,0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.8)$$

$$c_{nom} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = \mathbf{25 \text{ mm}} \quad (4.9)$$

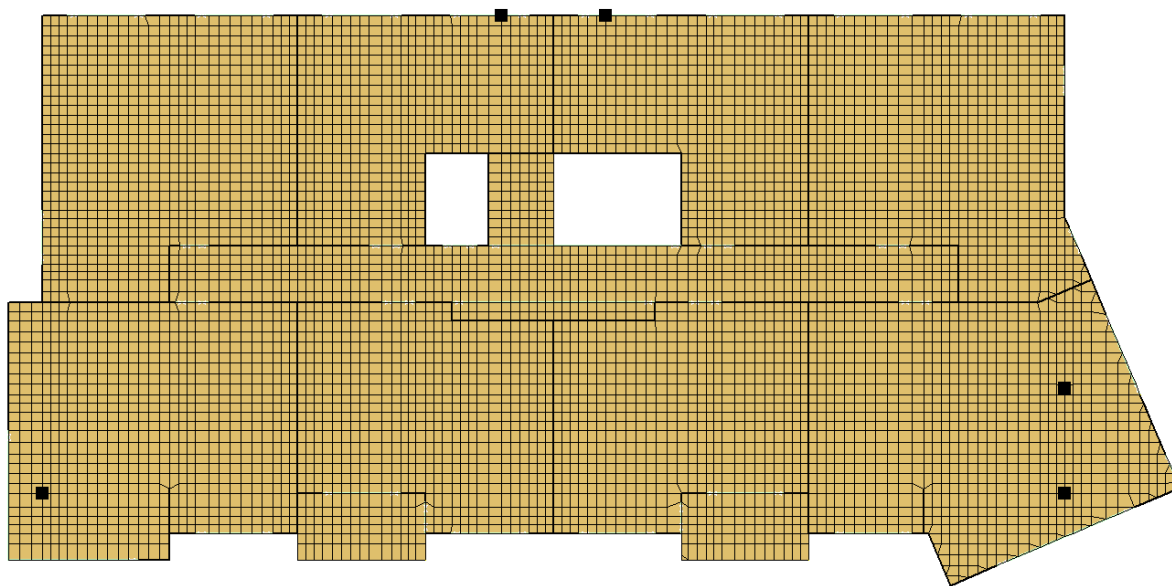
5 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV STAVBE

5.1 Tipična medetažna konstrukcija

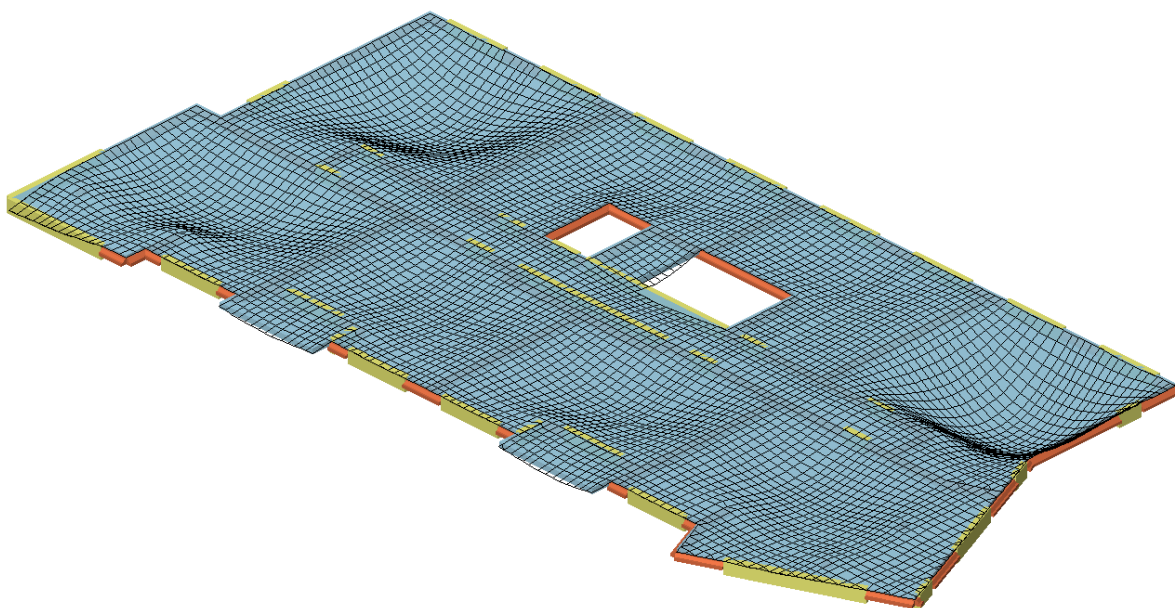
5.1.1 Obremenitve

Tipično medetažno konstrukcijo predstavlja masivna AB plošča nad 1. nadstropjem, debeline 20 cm. Plošča je nosilna v dveh smereh.

Ploščo dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Notranje statične količine plošče izračunamo s pomočjo programa Tower. Ploščo modeliramo z metodo končnih elementov, pri tem uporabimo štirivozliščne končne elemente. Na sliki 47 prikazujemo mrežo končnih elementov iz programa Tower, na sliki 48 pa deformirano obliko plošče.

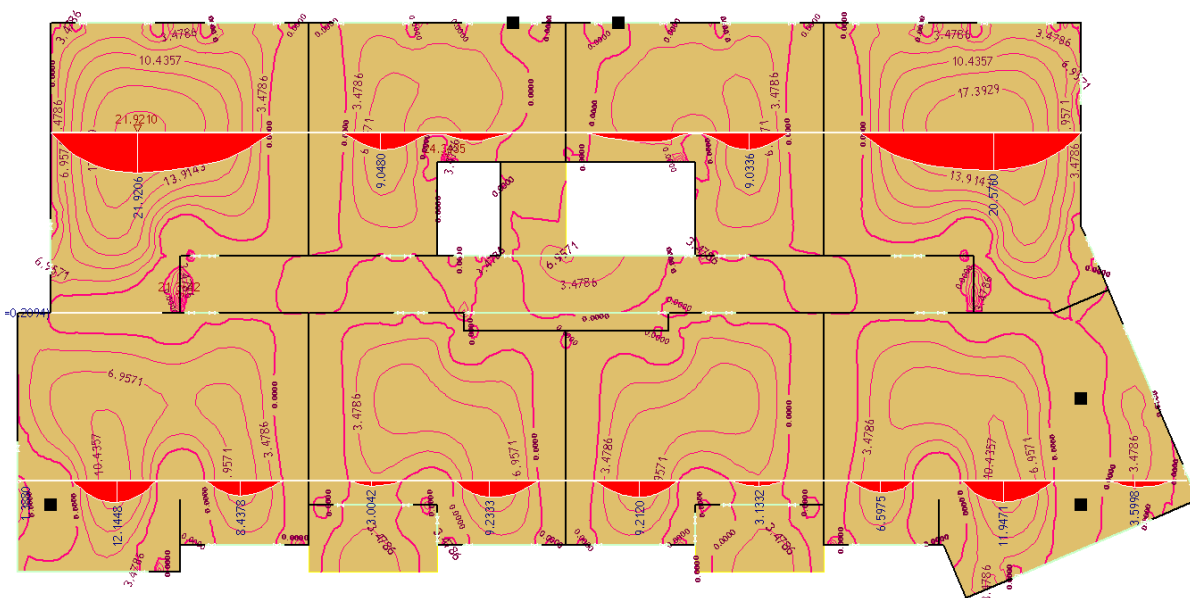


Slika 47: Mreža končnih elementov za obravnavano ploščo

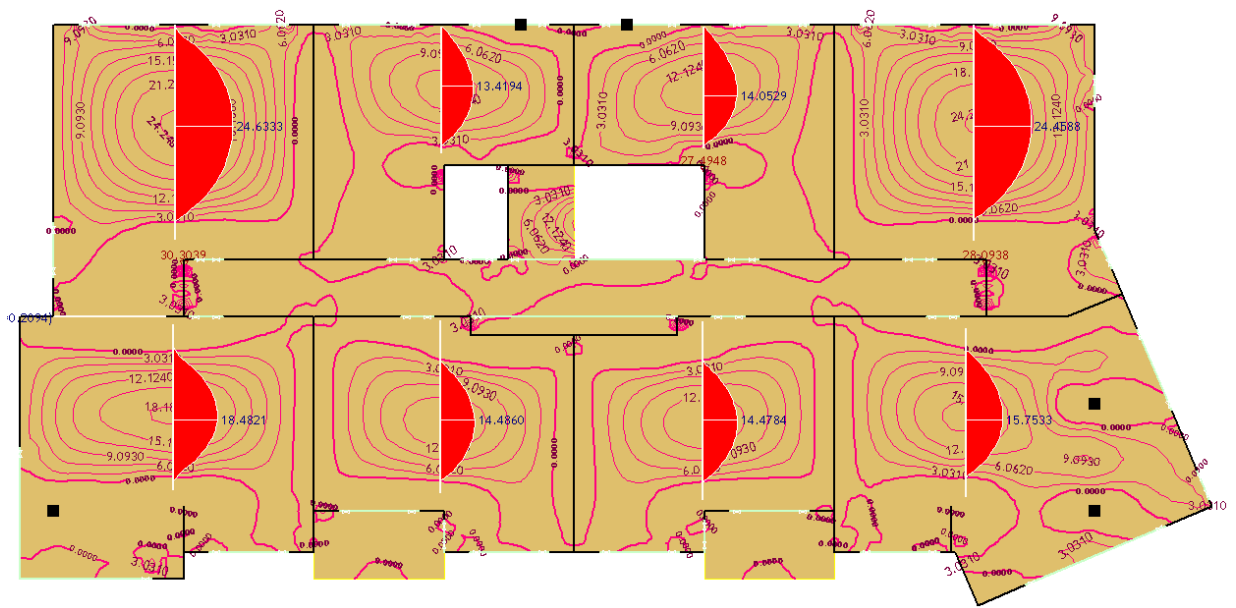


Slika 48: Deformirana oblika obravnavane plošče

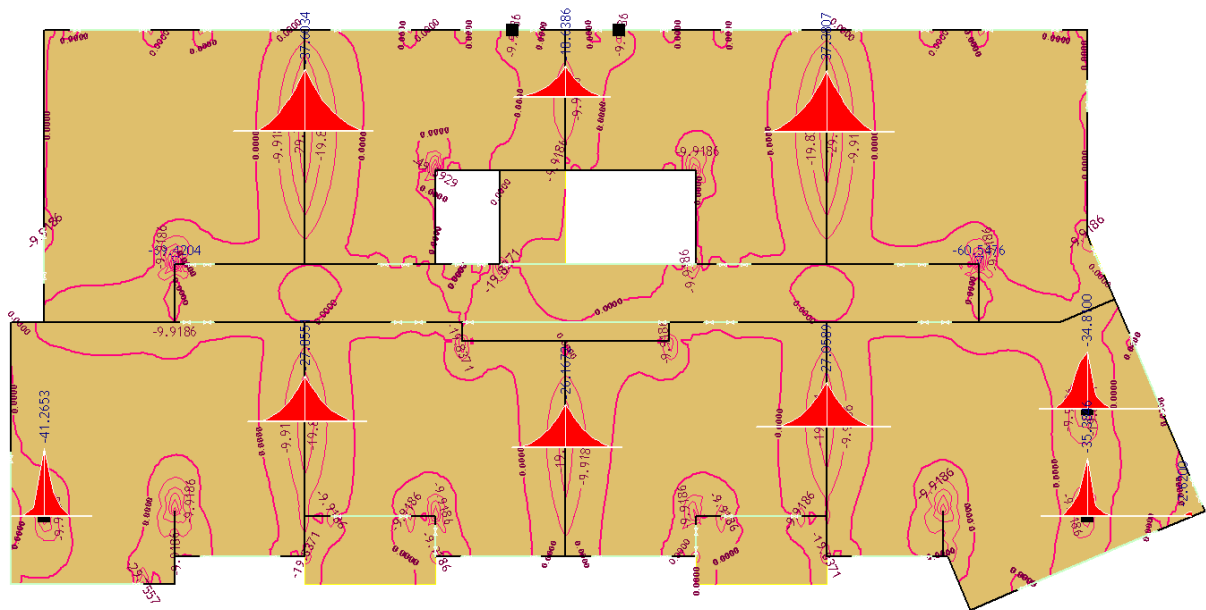
Kombinacijo vplivov izvedemo skladno z opisom v podpoglavju 4.1.1. Ovojnice obremenitev prikazujemo na slikah 49 do 52. Največji vrednosti upogibnih momentov sta $M_{X,max} = 21,92 \text{ kNm/m}$ in $M_{Y,max} = 24,64 \text{ kNm/m}$, najmanjši vrednosti pa $M_{X,min} = -41,27 \text{ kNm/m}$ in $M_{Y,min} = -40,23 \text{ kNm/m}$.



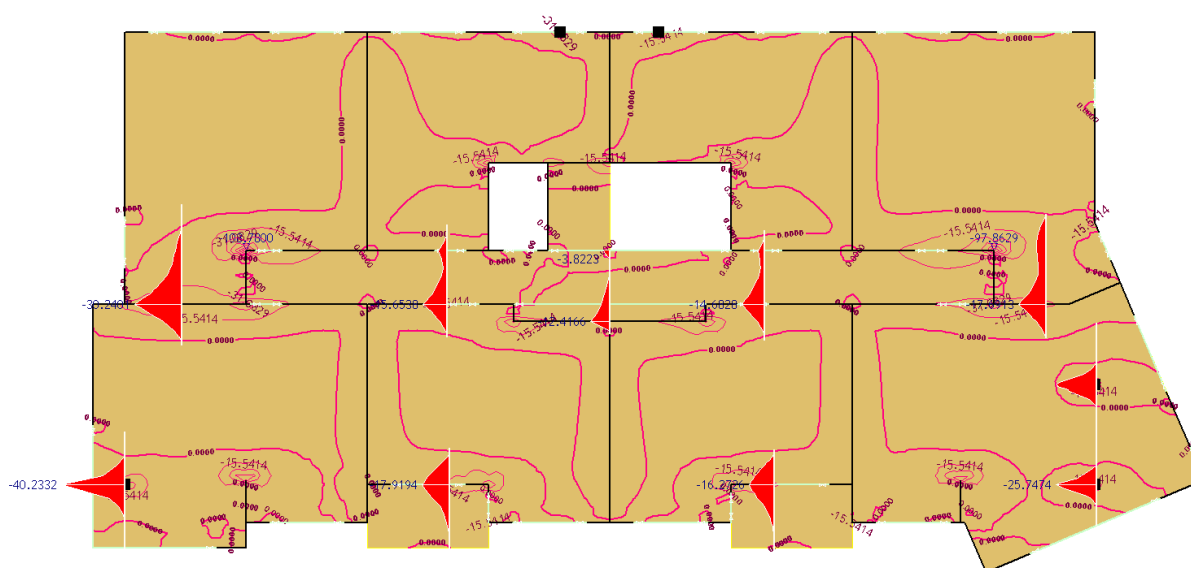
Slika 49: Ovojnica upogibnih momentov $+M_X$ [kNm/m] v smeri X v tipični etaži objekta



Slika 50: Ovojnica upogibnih momentov $+M_Y$ [kNm/m] v smeri Y v tipični etaži objekta



Slika 51: Ovojnica upogibnih momentov $-M_X$ [kNm/m] v smeri X v tipični etaži objekta



Slika 52: Ovojnica upogibnih momentov $-M_y$ [kNm/m] v smeri Y v tipični etaži objekta

Na določenih mestih v plošči prihaja do koncentracije obremenitev. Težavo rešimo z izravnavo momentov.

5.1.2 Dimenzioniranje plošče

Najmanjši prerez vzdolžne armature mora biti skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 večji od minimalnega prereza vzdolžne armature $A_{s,min}$, ki je:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right\} \quad (5.1)$$

kjer so:

f_{ctm} povprečna natezna trdnost betona ($0,26 \text{ kN/cm}^2$ za C25/30)

f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature

b_t širina natezne cone prereza

d statična višina prereza

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{40} \cdot 100 \cdot 17 = 2,87 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 17 = 2,21 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{s,min} = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

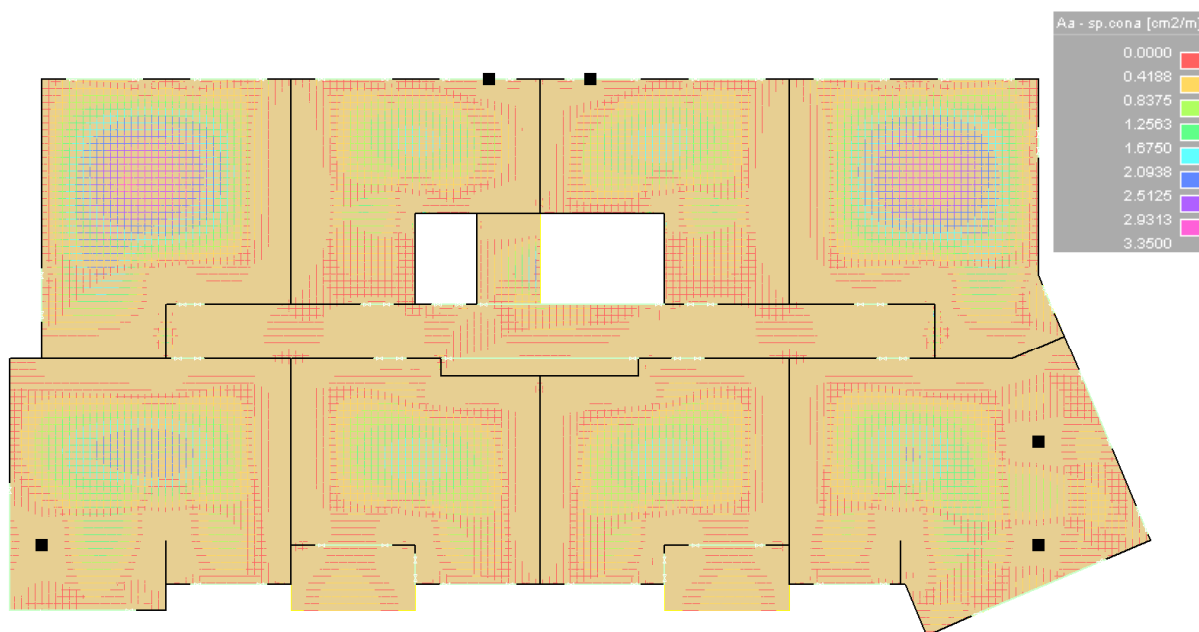
Prečni prerez upogibne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem pa ne sme biti večji od maksimalnega prereza vzdolžne armature $A_{s,max}$, ki je:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 20 = 80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.2)$$

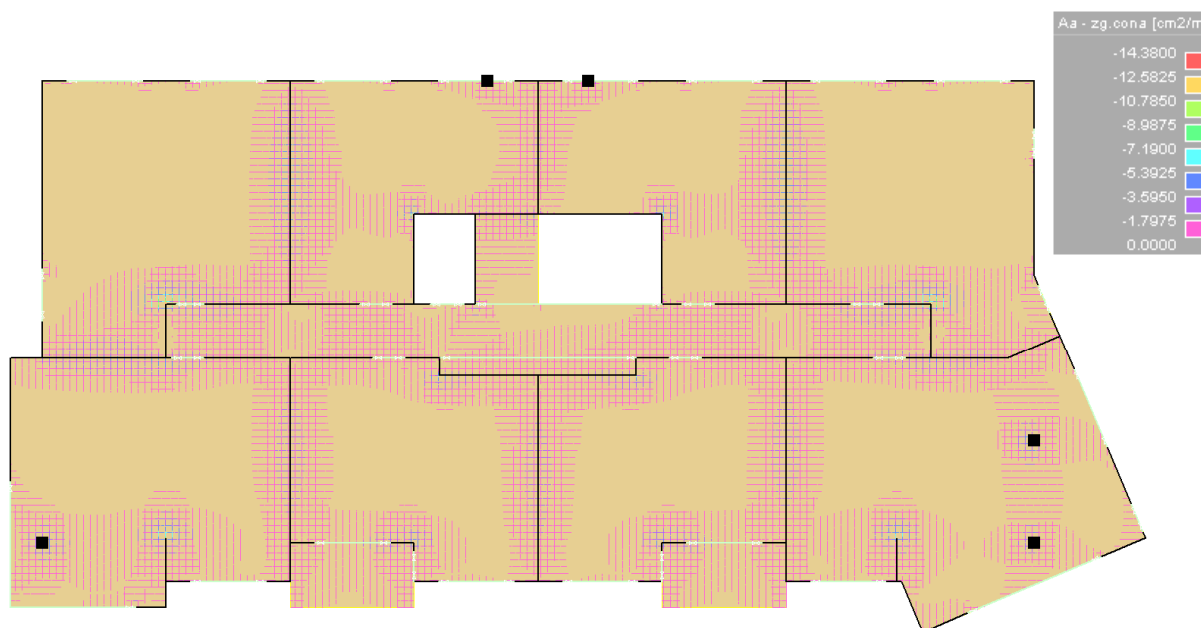
kjer je:

A_c površina prečnega prereza elementa

Potrebno količino upogibne armature A_s za obravnavano ploščo izračunamo s pomočjo programa Tower. Na sliki 53 prikazujemo potrebno količino spodnje armature, na sliki 54 pa potrebno količino zgornje armature.



Slika 53: Potrebna količina spodnje armature v smeri X in Y



Slika 54: Potrebna količina zgornje armature v smeri X in Y

Kot smo že predhodno omenili, prihaja na določenih mestih v plošči do koncentracij napetosti in posledično so tam potrebne količine armature nerealne. Izbrano količino armature podrobneje prikazujemo v armaturnih načrtih v prilogah A1 in A2.

5.1.3 Kontrola povesov

Deformacije nosilne konstrukcije ne smejo presegati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije... Če so izpolnjena določena enostavna pravila, kot je npr. pravilo za omejitev razmerja med razpetino in statično višino plošče, nam v splošnem povesov ni potrebno preverjati, saj lahko sklepamo, da povesi ne presegajo dopustnih vrednosti.

Mejno vrednost razmerja med razpetino in statično višino plošče lahko ocenimo s pomočjo izraza (5.3). Pri tem predpostavimo, da velja $\rho \leq \rho_0$ (nizek nivo napetosti v betonu):

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (5.3)$$

kjer so:

l/d	razmerje med razpetino in statično višino
K	faktor, ki upošteva vpliv različnih sistemov
f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost betona v MPa
ρ_0	referenčno razmerje armiranja $= 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$
ρ	zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb

Za faktor K , ki je odvisen od statičnega sistema, je vrednost za krajno polje neprekinjenih plošč, nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice $K = 1,3$. Karakteristična tlačna trdnost betona C25/30 je $f_{ck} = 25$ MPa, referenčno razmerje armiranja je $\rho_0 = 0,005$, medtem ko je zahtevana stopnja armiranja na sredini razpetine obravnavane plošče $\rho = 0,17\% = 0,0017$. Za plošče, nosilne v dveh smereh, upoštevamo za vrednost l manjšo izmed razpetin. Torej:

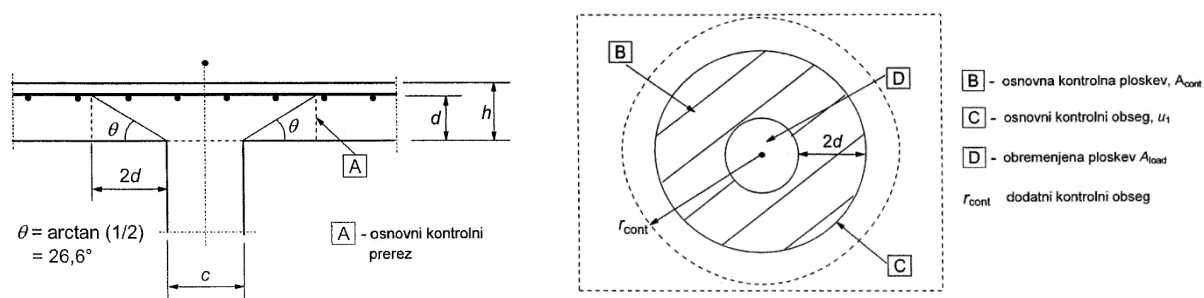
$$\frac{7,7}{0,175} = 1,3 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0017} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,005}{0,0017} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$44,00 \leq 76,33$$

Kot lahko vidimo, mejno razmerje med razpetino in debelino plošče ni preseženo, zato nam povesov ni potrebno računati.

5.1.4 Kontrola preboja plošče

Strig pri preboju plošč se lahko pojavi zaradi koncentrirane obtežbe ali reakcije, ki deluje na razmeroma majhni površini plošče. Računski model za preverjanje varnosti pred porušitvijo proti preboju prikazujemo na sliki 55.



Slika 55: Računski model za dokaz striga pri preboju

Potrebno je preveriti strižno odpornost ob robu stebra in v osnovnem kontrolnem obsegu u_1 . Izvesti moramo naslednje kontrole:

- Ob obodu stebra oz. ob obsegu obremenjene ploskve največja strižna napetost v_{Ed} ne sme biti večja od največje projektne strižne odpornosti $v_{Rd,max}$:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (5.4)$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \quad (5.5)$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (5.6)$$

kjer so:

V_{Ed}	prečna sila, ki deluje ob obodu stebra
β	koeficient, ki upošteva ekscentričnost obtežbe
u_0	obseg ob obodu stebra
d	statična višina plošče
v	redukcijski faktor strižne nosilnosti betona
f_{cd}	projektna tlačna trdnost betona

Projektna prečna sila je $V_{Ed} = 221$ kN, za vogalni steber znaša koeficient $\beta = 1,5$, statična višina plošče je $d_{eff} = (d_y + d_z)/2 = 0,17$ m, obseg ob obodu stebra je $u_0 = 2 \cdot \pi \cdot r = 1,07$ m, projektna tlačna trdnost betona znaša $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 2,5 / 1,5 = 1,67$ kN/cm², redukcijski faktor strižne nosilnosti betona pa se določi po izrazu: $v = 0,60 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 25 / 250) = 0,54$.

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{221}{107 \cdot 17} = \mathbf{0,18 \text{ kN/cm}^2} \leq v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 1,67 = \mathbf{0,45 \text{ kN/cm}^2}$$

→ Pogoj je izpolnjen! ✓

- Kadar je projektna strižna napetost v_{Ed} manjša od projektne vrednosti strižne odpornosti plošče brez strižne armature $v_{Rd,c}$, posebna armatura proti preboju ni potrebna:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (5.7)$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (5.8)$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (5.9)$$

kjer so:

k koeficient statične višine plošče

ρ_l stopnja armiranja plošče

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v Mpa

σ_{cp} normalna napetost betona v kritičnem prerezu (tlačna napetost je pozitivna)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (5.10)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,08 \leq 2 \rightarrow k = 2 \quad (5.11)$$

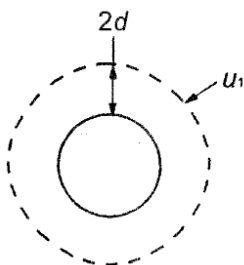
$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{5,09}{100 \cdot 17} = 0,003 \leq 0,02 \quad (5.12)$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad (5.13)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,49 \text{ MPa} = 0,049 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.14)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0 = 0,47 \text{ MPa} = 0,047 \text{ kN/cm}^2 \geq v_{min} \\ = 0,049 \text{ kN/cm}^2$$

Za osnovni kontrolni obseg u_1 privzamemo, da je na oddaljenosti $2d$ od obremenjenega preseka stebra. Obravnavana plošča je obremenjena z okroglim stebrom, zato osnovni kontrolni obseg določimo, kot je prikazano na sliki 56: $u_1 = 2 \cdot \pi \cdot (0,2 + 2 \cdot 0,17) = 3,39$ m.



Slika 56: Osnovni kontrolni obseg pri okroglem steburu

$$v_{Ed} = 1,5 \cdot \frac{221}{339 \cdot 17} = 0,0575 \text{ kN/cm}^2$$

$$v_{Rd,c} = 0,049 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < v_{Ed} = 0,058 \text{ kN/cm}^2$$

→ Pogoji ni izpolnjen! → potrebna je strižna armatura!

Izberemo poševne palice $\alpha = 45^\circ$. Odpornost strižno armiranih plošč je določena z izrazom:

$$v_{Rd,cs} = v_{Ed} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha \quad (5.15)$$

kjer so:

- d srednja vrednost statičnih višin v medsebojno pravokotnih smereh [mm]
- s_r radialna razdalja med obsegi strižne armature [mm]
- A_{sw} ploščina prečnega prereza enega obsega strižne armature okoli stebra [mm²]
- $f_{ywd,ef}$ učinkovita projektna trdnost strižne armature proti preboju
- α kot med strižno armaturo proti preboju in med ravnino plošče

Če so navzdol ukrivljene palice predvidene v eni sami vrsti, lahko za razmerje d/s_r privzamemo vrednost 0,67. Učinkovito projektno trdnost strižne armature proti preboju $f_{ywd,ef}$ izračunamo z izrazom:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d = 250 + 0,25 \cdot 170 = 292,5 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 347,8 \text{ MPa} \quad (5.16)$$

S pomočjo izraza (5.15) izračunamo potrebno strižno armaturo:

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot u_1 \cdot d}{1,5 \cdot (d/s_r) \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} = \frac{(0,58 - 0,75 \cdot 0,49) \cdot 3390 \cdot 170}{1,5 \cdot 0,67 \cdot 292,5 \cdot 0,707} = 589 \text{ mm}^2 = 5,89 \text{ cm}^2 \quad (5.17)$$

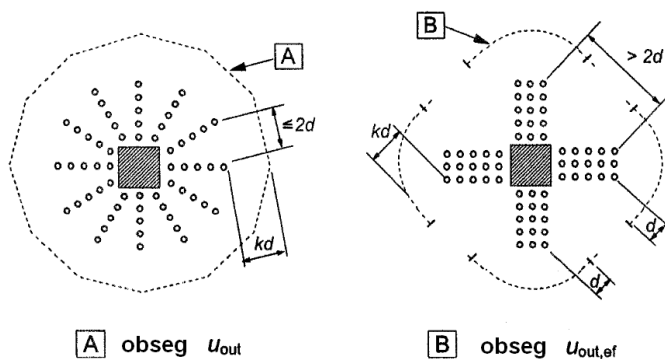
Izberemo 8Ø12 mm (po dve palici v obeh pravokotnih smereh).

Strižno armaturo moramo postaviti na oddaljenosti od stebra, ki je za dolžino $k \cdot d$ manjša od obsega u_{out} (ali $u_{out,ef}$). Zunanji obseg izračunamo z izrazom:

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 221}{0,049 \cdot 17} = 398 \text{ cm} \quad (5.18)$$

Pri tem je dolžina $k \cdot d$, kjer za k upoštevamo priporočljivo vrednost 1,5, enaka:

$$k \cdot d = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ cm} \quad (5.19)$$

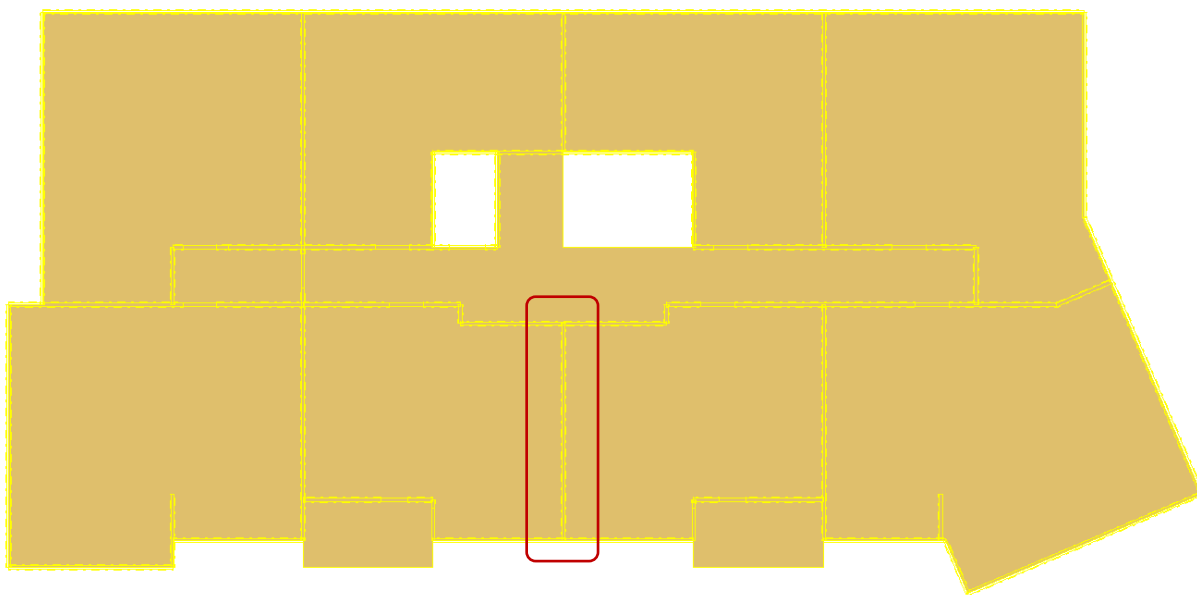


Slika 57: Kontrolni obsegi za različne postavitve armature pri notranjih stebrih

Detajl polaganja armature proti preboju prikazujemo v armaturnem načrtu v prilogi A3.

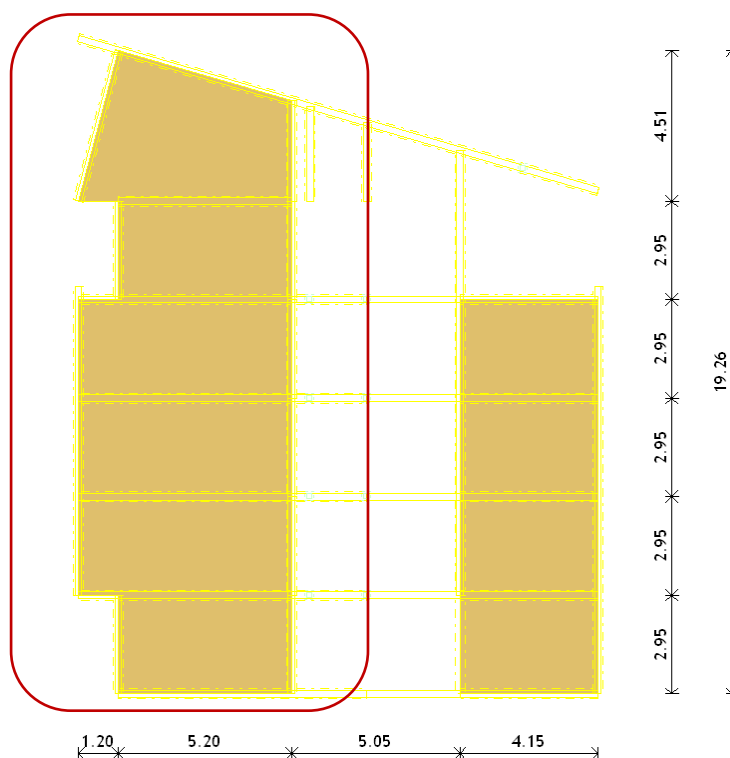
5.2 Stena v prečni smeri objekta

Stena je konstrukcijski element, ki podpira druge elemente in ima podolgovat prerez z razmerjem dolžine proti širini večjim od 4. V splošnem je ravnina stene navpična. V diplomski nalogi projektiramo steno, ki se nahaja v osrednjem delu obravnavane stavbe in leži v prečni smeri, t.j. v smeri osi Y . Lego stene prikazujemo na sliki 58.



Slika 58: Lega stene v tlorisu obravnavane stavbe

Stena poteka od nivoja temeljev pa do vrha stavbe. V analizi upoštevamo, da je mesto vpetja stene definirano na vrhu kletne etaže z relativno togo ploščo in togimi obodnimi stenami. Tako je višina stene $h_w = 19,26$ m, dolžina $l_w = 6,4$ m oziroma $5,2$ m, ter širine $b_w = 0,2$ m. Model stene iz programa Tower prikazujemo na sliki 59. Glede na to, da se obravnavana stavba nahaja na seizmičnem območju, steno projektiramo skladno z določili standarda SIST EN 1998-1:2005 za stopnjo duktilnosti DCM. Obravnavamo jo kot duktilno steno. Glede na razmerje med višino h_w in dolžino stene l_w , ki je večje od 2, steno uvrstimo med vitke stene.



Slika 59: Analizirana stena v smeri osi Y v računskem modelu iz programa Tower

5.2.1 Geometrijske omejitve za duktilne stene

Širina stojine duktilne stene b_{w0} mora zadostiti naslednjemu pogoju:

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0,15 \right\} \quad (5.20)$$

kjer je:

h_s svetla etažna višina [m]

$$b_{w0} \geq \max \left\{ \frac{0,15}{2,75/20} = 0,138 \right\} \rightarrow b_{w0} \geq 0,15 \text{ m}$$

Debelina obravnavane stene je 0,2 m, kar pomeni, da je pogoj izpolnjen.

Pri duktilnih stenah moramo posebno pozornost nameniti zaščiti tlačno obremenjenega robnega območja prereza stene, ki se imenuje robni element, da ne pride do zdrobitve tlačne cone, izklonitve armature in bočnega izklona stene. To še posebej velja za stene z odprtini.

Debelina objetega dela prereza stene b_w , t.j. robnega elementa, ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega pa morajo biti izpolnjene še naslednje zahteve:

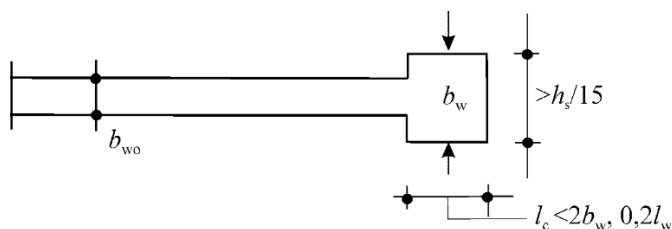
- če je dolžina objetega dela l_c manjša od $0,2 \cdot l_w$ ali b_w , debelina b_w ne sme biti manjša od $h_s/15$
- če je dolžina objetega dela l_c daljša od večje vrednosti od $0,2 \cdot l_w$ in b_w , debelina b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$

kjer je:

l_w celotna dolžina stene in

h_s svetla etažna višina.

Minimalna predpisana debelina robnega elementa ne sme biti manjša od večje izmed vrednosti $b_w = \max(20 \text{ cm}; h_s/15 = 275/15) = 18,3 \text{ cm}$. Debelina stene 20 cm ustreza omenjenemu pogoju, vendar le v primeru, če robni element ni daljši od večje izmed vrednosti $l_c = \max(2 \cdot b_w = 2 \cdot 20; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 640) = 128 \text{ cm}$ oziroma $l_c = \max(2 \cdot b_w = 2 \cdot 20; 0,2 \cdot l_w = 0,2 \cdot 520) = 104 \text{ cm}$ za krajši del stene na koti vpetja.



Slika 60: Najmanjša debelina objetih robnih elementov

Ker ne poznamo potrebne dolžine robnega elementa, predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina robnega elementa l_c , ki je večja izmed vrednosti $l_c = \max(0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 640; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 20) = 96 \text{ cm}$ oziroma $l_c = \max(0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 520; 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 20) = 78 \text{ cm}$. Minimalna dolžina robnega elementa torej znaša za daljši del stene 96 cm, za krajši del pa 78 cm. S takima predpostavljenima dolžinama pa zadostimo tudi pogoju, da je robni element krajši od 128 cm oziroma od 104 cm.

Višino kritičnega območja nad vpetjem stene določimo s pomočjo izraza:

$$h_{cr} = \max \left[\frac{l_w}{6} \right] \quad (5.21)$$

z omejitvijo:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (5.22)$$

kjer je:

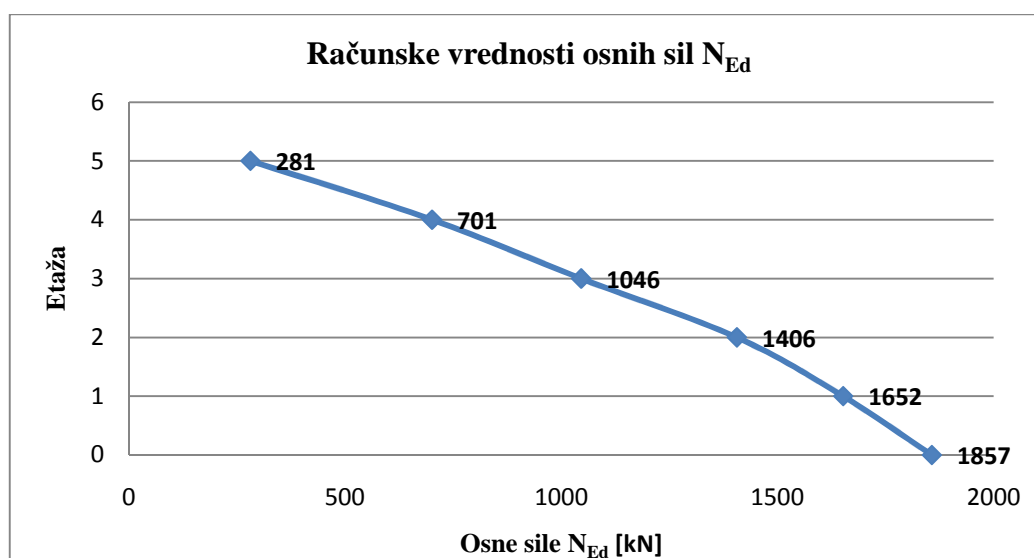
h_s svetla etažna višina

$$h_{cr} = \max \left[\frac{520}{6} = 493 \right] = 520 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 520 = 1040 \\ 275 \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 275 \text{ cm}$$

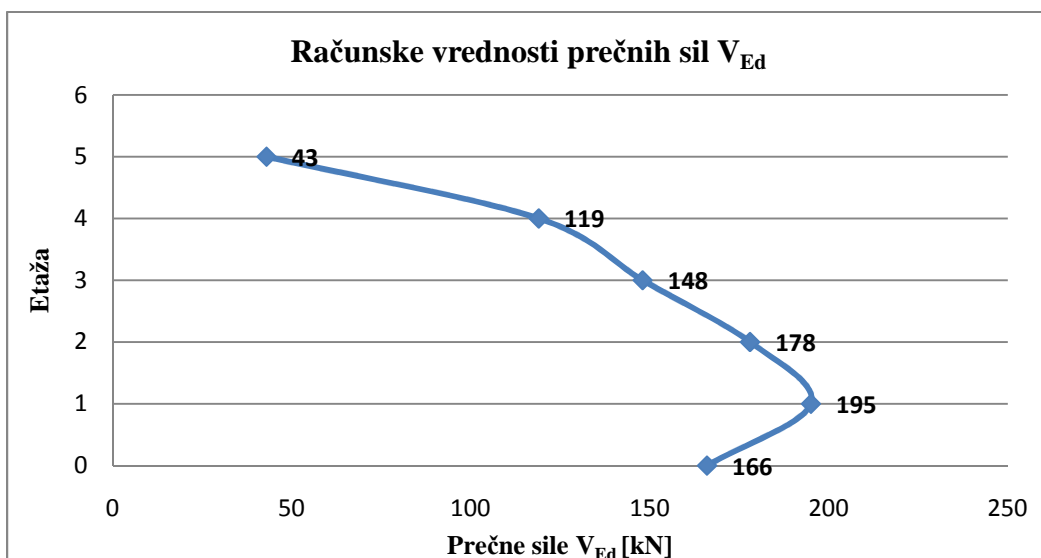
Ugotovimo, da je kritična višina stene nad vpetjem h_{cr} enaka svetli višini prve etaže. V tem območju je stena krajša, njena dolžina je $l_w = 520$ cm (glej sliko 58), zato za minimalno dolžino robnega elementa izberemo $l_c = 78$ cm.

5.2.2 Obremenitve stene

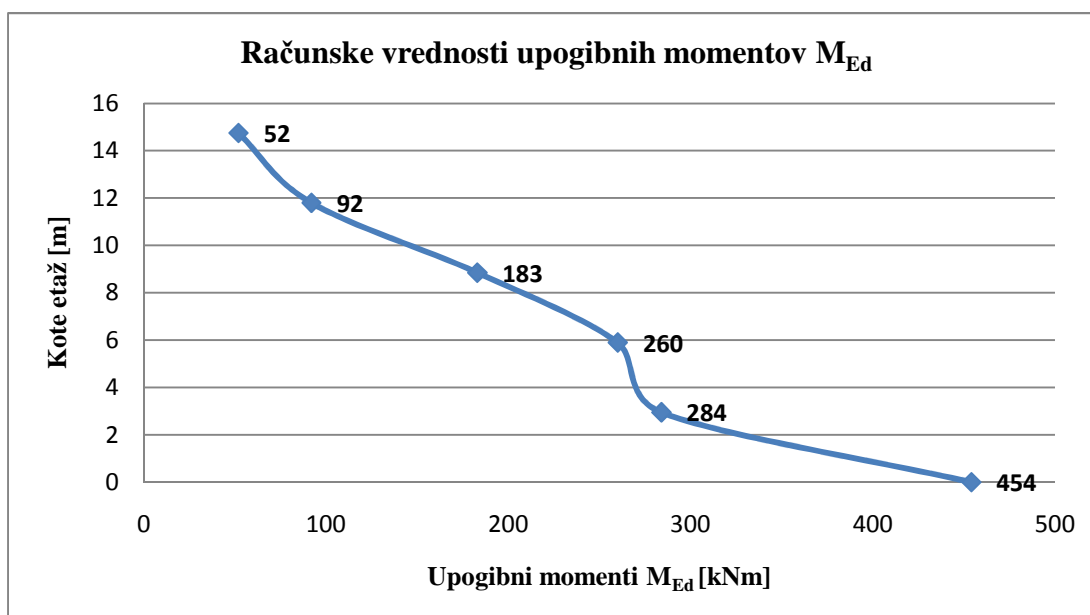
Na slikah 61 do 63 prikazujemo notranje statične količine za obravnavano steno, in sicer za primer merodajne kombinacije vplivov pri potresnem projektnejm stanju. Vrednosti odčitamo iz prostorskega modela konstrukcije v računalniškem programu Tower.



Slika 61: Potek osnih sil v obravnavani steni za merodajno kombinacijo pri potresnem projektnejm stanju



Slika 62: Potek prečnih sil v obravnavani steni za merodajno kombinacijo pri potresnem projektne stanju



Slika 63: Potek upogibnih momentov v obravnavani steni za merodajno kombinacijo pri potresnem projektne stanju

Kot vidimo iz slike 62 je prečna sila v steni največja med pritličjem in 1. etažo (sprememba dolžine stene), osna sila in upogibni moment pa sta največja na koti vpetja stene v togo klet.

5.2.3 Posebna določila za račun projektних obremenitev v steni

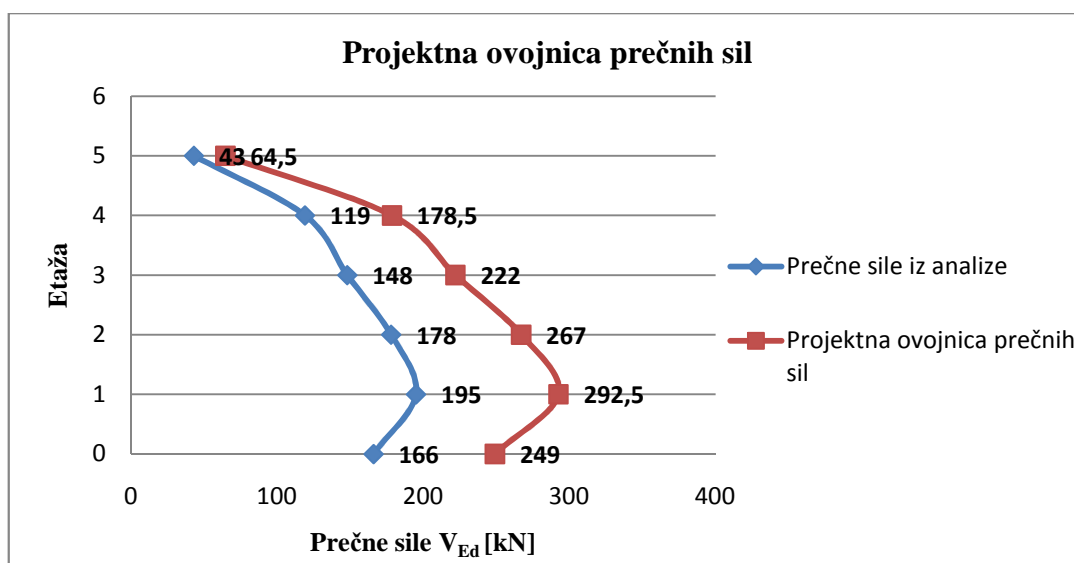
5.2.3.1 Tlačne obremenitve

Skladno z določili standarda SIST EN 1998-1:2005 normirana tlačna osna sila v primarnih potresnih stenah pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCM ne sme preseči 0,4. V obravnavani steni je vrednost normirane osne sile v_d na mestu vpetja v klet manjša in je:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{1857}{520 \cdot 20 \cdot 1,67} = 0,11 < 0,4 \quad (5.23)$$

5.2.3.2 Strižne obremenitve

Za projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM se projektne prečne sile, določene z analizo, zaradi plastifikacije ob vpetju stene povečajo za 50%. Popravljen potek prečnih sil prikazujemo na sliki 64.

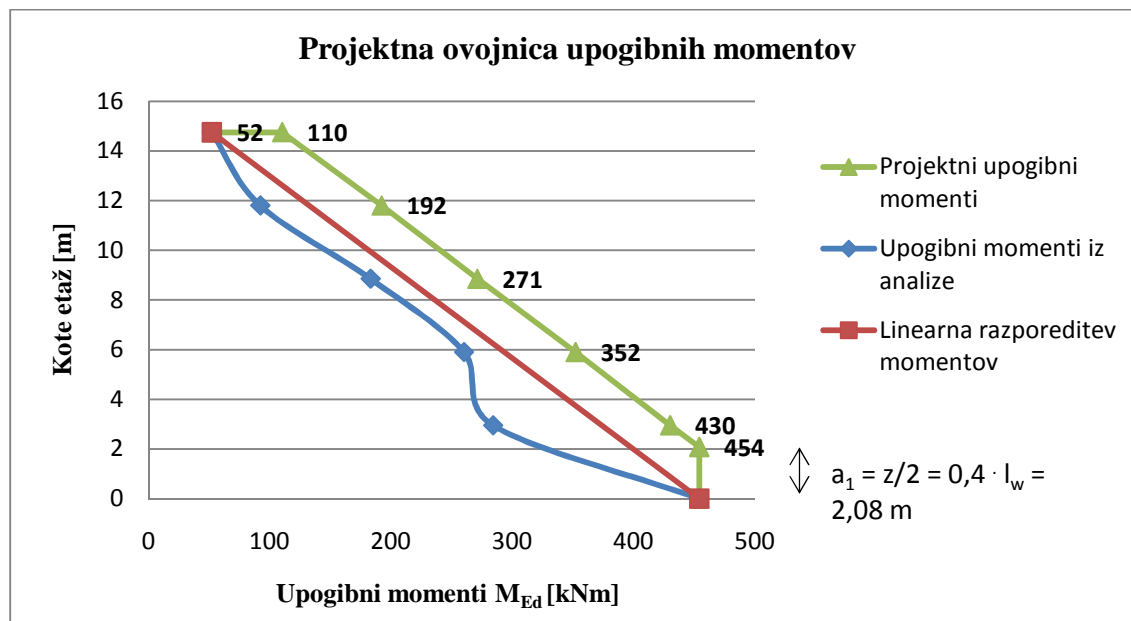


Slika 64: Projektna ovojnica prečnih sil

5.2.3.3 Upogibne obremenitve

Namen projektiranja po principu načrtovanja nosilnosti je, da z zadostno verjetnostjo preprečimo plastifikacijo stene nad kritičnim območjem (nad vpetjem stene). Upoštevati moramo nezanesljivosti pri razporeditvi upogibnega momenta vzdolž višine vitkih potresnih

sten. To naredimo tako, da linearizirano ovojnico upogibnih momentov iz analize vertikalno premaknemo za vrednost a_1 . Povečane vrednosti upogibnih momentov prikazujemo na sliki 65.



Slika 65: Projektna ovojnica upogibnih elementov

5.2.4 Dimenzioniranje stene

5.2.4.1 Dimenzioniranje stene na upogib

Upogibno nosilnost stene določimo skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1:2005, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Pri računu upogibne nosilnosti prečnega prereza stene moramo upoštevati tudi navpično armaturo v stojini, saj ta poveča nosilnost.

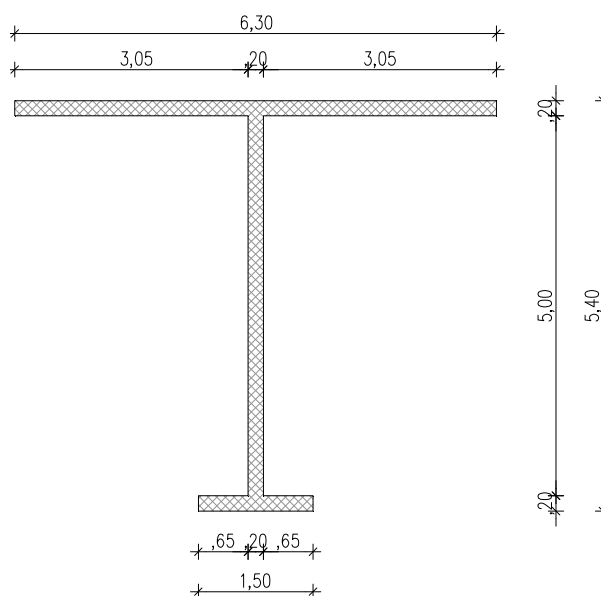
Obravnavana stena je del sestavljenega prereza sten iz povezanih pravokotnih delov, ki se v analizi upoštevajo kot celota, sestavljena iz stojin in pasnic. Stojine so vzporedne smeri delovanja potresne sile, pasnice pa so pravokotne na to smer. Pri računu upogibne nosilnosti obravnavane stene moramo torej upoštevati tudi prispevek sodelujoče širine pasnice na vsaki strani stojine. Efektivna širina pasnice od lica stojine je enaka:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \text{dejanska širina pasnice} \\ \text{polovična razdalja med sosednjima stojinama stene} \\ 25\% \text{ celotne višine stene nad obravnavanim nivojem} \end{array} \right\}, \quad (5.24)$$

V primeru obravnavane stene to pomeni na vsaki strani stojine sodelujočo širino:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} 65 \text{ cm} \\ 385 \text{ cm} \\ 490 \text{ cm} \end{array} \right\} = 65 \text{ cm} \quad \text{oziroma} \quad \min \left\{ \begin{array}{l} 305 \text{ cm} \\ 385 \text{ cm} \\ 490 \text{ cm} \end{array} \right\} = 305 \text{ cm}$$

Na sliki 66 prikazujemo obravnavano steno s prirobnicami, ki jih upoštevamo pri računu upogibne nosilnosti stene.



Slika 66: Obravnavana stena s prirobnicama

Skladno z določili iz standarda delež vzdolžne armature v robnih elementih v kritičnem območju ne sme biti manjši od 0,5% ploščine robnega elementa. Glede na predpostavljeno dolžino robnega elementa $l_c = 78 \text{ cm}$ in širino stene $b_w = 20 \text{ cm}$ je minimalna količina vzdolžne armature v robnem elementu stene:

$$A_S^{\text{robni el.}} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 78 \cdot 20 = 7,8 \text{ cm}^2 \quad (5.25)$$

Razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama, ki ju podpirajo stremena, je lahko največ 20 cm, premer navpičnih armaturnih palic pa ne sme biti manjši od 12 mm.

Zahteva je izpolnjena, če na obeh straneh robnega elementa postavimo minimalno vzdolžno armaturo, t.j. 5 palic $\emptyset 12$ na medsebojni oddaljenosti cca. 20 cm. To skupaj znaša $11,3 \text{ cm}^2$, dejanski delež armature v robnem elementu pa je $\mu = 11,3/(78 \cdot 20) = 0,0072$, kar je več od predpisane minimalne vrednosti, ki znaša 0,005.

Skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1:2005 moramo v steno vgraditi horizontalno armaturo s površino prečnega prereza vsaj 0,2% prereza stene. To je:

$$A_{s,h,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2/m \quad (5.26)$$

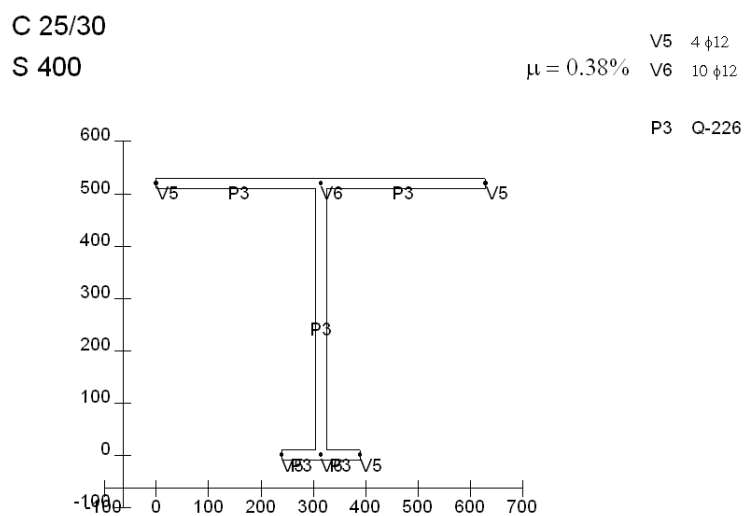
Na vsako stran stene vgradimo armaturno mrežo Q226.

Skupna količina vgrajene vertikalne armature mora biti med vrednostima $A_{s,vmin}$ in $A_{s,vmax}$. Pri tem je $A_{s,vmin} = 0,30\%$ prereza stene, $A_{s,vmax}$ pa 4% prereza stene. Skupna količina vzdolžne armature v steni nad vpetjem torej znaša: $2 \cdot 11,3 + (5,2 - 2 \cdot 0,10) \cdot 4,52 = 45,2 \text{ cm}^2$, kar predstavlja 0,43% ploščine stene in izpolnjuje zahtevo iz standarda.

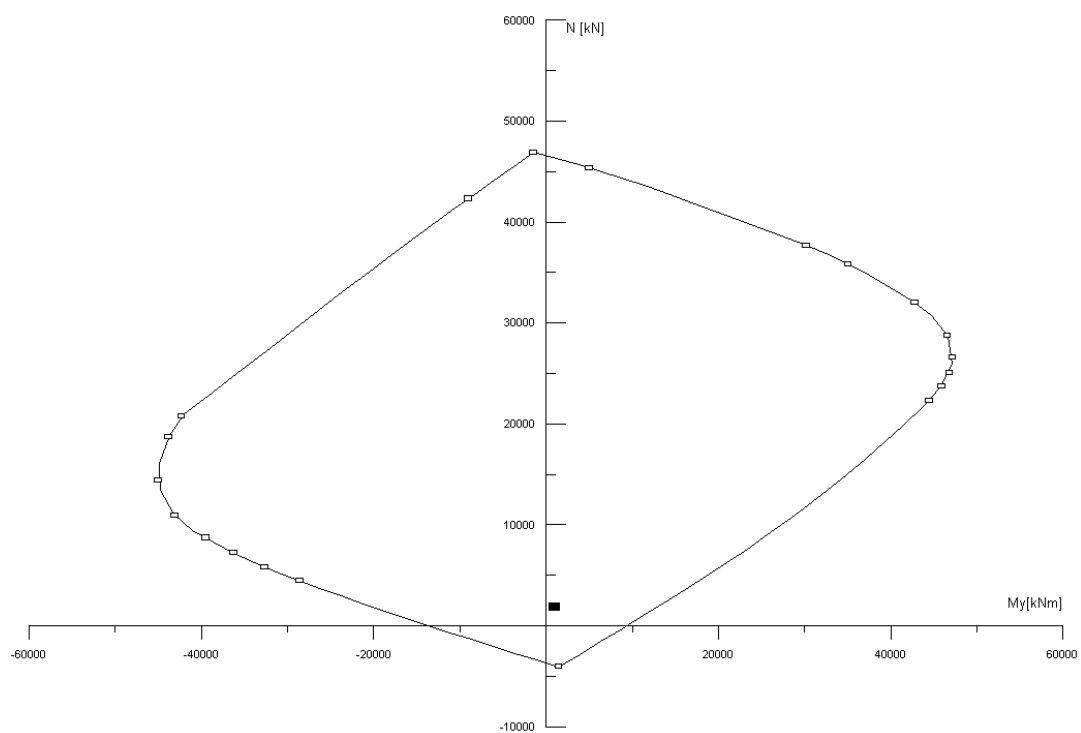
Če navpično mrežno armaturo vlečemo tudi v robni element stene, potem je dejanska količina vzdolžne armature v robnem elementu: $11,3 + 2 \cdot 2,26 \cdot (0,78 - 0,10) = 14,4 \text{ cm}^2$

Obremenitev stene na mestu vpetja v togo klet je $N_{Ed} = -1857 \text{ kN}$ in $M_{Ed} = 454 \text{ kNm}$. K upogibnemu momentu M_{Ed} prištejemo še dodatni moment, ki ga povzročata projektni osni sili v obeh prirobnicah. Le-ta znaša 554 kNm, tako da je skupni upogibni moment obravnavane stene na mestu vpetja v togo klet $M_{Ed} = 1008 \text{ kNm}$.

Steno dimenzioniramo na upogibno obremenitev s pomočjo računalniškega programa DIAS. Na sliki 67 prikazujemo prečni prerez stene s prirobnicami ter količino vgrajene armature, ki izpolnjuje vse minimalne zahteve, na sliki 68 pa interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza. V interakcijski diagram vrišemo točko, ki prikazuje obremenitve stene in ugotovimo, da leži znotraj diagrama. To pomeni, da izbrana vzdolžna armatura v steni zadostuje za prevzem osno upogibnih obremenitev stene.



Slika 67: Vzdolžna armatura stene v kritičnem območju nad vpetjem stene v programu DIAS



Slika 68: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza stene v kritičnem območju v programu DIAS

5.2.4.2 Dimenzioniranje stene na prečno silo

Strižno nosilnost stene pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCM določimo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

Projektna prečna sila v kritičnem območju nad vpetjem stene je $V_{Ed} = 249$ kN, projektna osna sila pa znaša $N_{Ed} = -1857$ kN.

Projektna strižna odpornost betonskega prereza brez strižne armature izračunamo z izrazom:

$$v_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.27)$$

kjer so:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (5.28)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{5000}} = 1,2 \leq 2 \quad (5.29)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{14,4}{20 \cdot 500} = 0,0014 \leq 0,02 \quad (5.30)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1857}{520 \cdot 20} = 0,179 \frac{kN}{cm^2} = 1,79 MPa \quad (5.31)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,23 MPa \quad (5.32)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,2 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,79] \cdot 5000 \cdot 200 = 537,9 \text{ kN} \\ [0,23 + 0,15 \cdot 1,79] \cdot 5000 \cdot 200 = 498,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \quad (5.33)$$

$$V_{Rd,c} = 537,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 249 \text{ kN}$$

Ker je projektna strižna odpornost prečnega prereza stene večja od obremenitve, strižna armatura računsko ni potrebna. Kljub temu pa moramo v steni predvideti vsaj minimalno strižno armaturo, ki zadostuje izrazu:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.34)$$

kjer so:

A_{sw} površina strižne armature

s razdalja med stremeni

$\rho_w, \rho_{w,min}$ delež in minimalni delež strižne armature v prerezu

Ugotovimo, da dve mrežni armaturi Q226 (2Ø6/12,5 cm), vgrajeni na vsako stran stene, izpoljujeta zahtevo za minimalno količino strižne armature, in sicer:

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 2,26}{12,5 \cdot 20 \cdot 1} = 0,018 \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{2,5}}{40} = 0,0032$$

5.2.4.3 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

Vso plastifikacijo smo z načrtovanjem nosilnosti omejili na kritično območje ob vpetju stene ($h_{cr} = 275$ cm), ki mora biti sposobno sipati vso potresno energijo v skladu z redukcijo sil. Zato moramo ta detajl še posebej skrbno konstruirati.

- **Robni elementi**

Z robnimi elementi zagotovimo objetje betona v robnih območjih prereza stene.

Pri konstruiranju prečne armature v robnih elementih se lahko poslužujemo le določil iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005, saj je velikost normirane projektne osne sile v_d manjša od 0,15, kar potrjuje naslednji izračun:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1857}{520 \cdot 20 \cdot 1,67} = 0,11 < 0,15 \quad (5.35)$$

Minimalno potrebno prečno armaturo v robnem elementu izračunamo z izrazom:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.36)$$

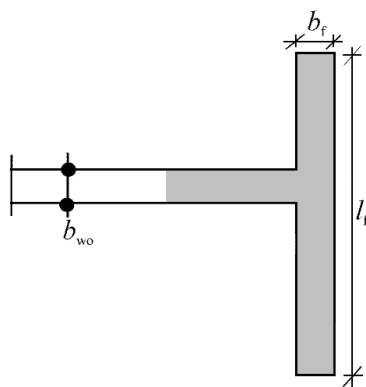
Premer posamezne armaturne palice v prečni smeri ne sme biti manjši od 6 mm. Za določitev največje razdalje med stremeni $s_{cl,tmax}$ pa uporabimo pravila za stebre, in sicer:

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \phi_{v,min} = 14,4 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm} \\ \min\{b, l\} = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (5.37)$$

Za prečno armaturno robnega eklementa izberemo dvostrizno streme $\text{Ø}8/12,5$ cm in pokažemo, da izbrana armatura zadostuje pogoju (5.36):

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 0,50}{12,5 \cdot 20 \cdot 1} = 0,004 \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{2,5}}{40} = 0,0032$$

Objet robni element vzdolž prirobnic stene ni potreben, če so izpolnjeni naslednji pogoji:



Slika 69: Robni element stene s prirobnico

$$l_f > h_s/5 \quad (5.38)$$

$$b_f \geq h_s/15 \quad (5.39)$$

kjer sta:

b_f širina prirobnice

l_f dolžina prirobnice

V nadaljevanju preverimo pogoja (5.38) in (5.39):

$$150 \text{ cm} > \frac{275}{5} = 55 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$20 \text{ cm} \geq \frac{275}{15} = 18,3 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Ugotovimo, da objekt robni element vzdolž prirobnic stene računsko ni potreben, vendar moramo vseeno preprečiti zvoj stene izven svoje ravnine. To pa zagotovimo z armiranjem sten, v katerih se obravnavane prirobnice nahajajo, po zgoraj opisanih pravilih.

5.2.4.4 Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja na upogib

Izven kritičnega območja stene so zahteve glede količine in razporeditve armature stene manj stroge kot v kritičnem območju. Pri tem moramo paziti, da je delež navpične armature v steni vsaj 0,3% prereza stene.

Izbrano vzdolžno oziroma navpično armaturo stene prikazujemo v preglednici 47.

Preglednica 47: Razporeditev navpične armature po višini stene

Višina stene [m]	Izbrana mrežna armatura [cm ² /m]	Izbrana armatura v robni elementih	Delež navpične armature v steni [%]
14,75 – 19,62	2 · Q226	2 · 4Ø12	0,30
11,80 – 14,75	2 · Q226	2 · 4Ø12	0,30
8,85 – 11,80	2 · Q226	2 · 4Ø12	0,30
5,90 – 8,85	2 · Q226	2 · 4Ø12	0,30
2,95 – 5,90	2 · Q226	2 · 6Ø12	0,35
0 – 2,95	2 · Q226	2 · 10Ø12	0,43

5.2.4.5 Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja na prečno silo

Iz analize ugotovimo, da je projektna strižna odpornost stene brez strižne armature večja od obremenitve, zato po celotni višini stene zadošča že minimalna strižna armatura. Ob tem pa delež vodoravne armature ne sme biti manjši od 0,2% površine stene.

Izbrano vodoravno armaturo stene prikazujemo v preglednici 48.

Preglednica 48: Razporeditev vodoravne armature po višini stene

Višina stene [m]	Izbrana mrežna armatura [cm ² /m]	Izbrana armatura v robni elementih	Delež vodoravne armature v steni [%]
14,75 – 19,62	2 · Q226	Ø8/12,5 cm	0,26
11,80 – 14,75	2 · Q226	Ø8/12,5 cm	0,26
8,85 – 11,80	2 · Q226	Ø8/12,5 cm	0,26
5,90 – 8,85	2 · Q226	Ø8/12,5 cm	0,26
2,95 – 5,90	2 · Q226	Ø8/12,5 cm	0,26
0 – 2,95	2 · Q226	2 · Ø8/12,5 cm	0,29

5.2.5 Kontrola etažnih pomikov

Skladno z zahtevami standarda SIST EN 1998-1:2005 moramo preveriti še etažne pomike stene. Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, velja naslednja omejitev:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (5.40)$$

kjer so:

d_r projektni etažni pomik

h etažna višina

v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa z zahtevo po omejitvi poškodb

Projektni etažni pomiki so določeni kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu posamezne obravnavane etaže:

$$d_r = d_{s,zg} - d_{s,sp} \quad (5.41)$$

Vodoravne pomike d_s , ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi poenostavljenega izraza:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (5.42)$$

kjer je:

q_d faktor obnašanja za pomike, za katerega je predpostavljeno, da je enak q

d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra

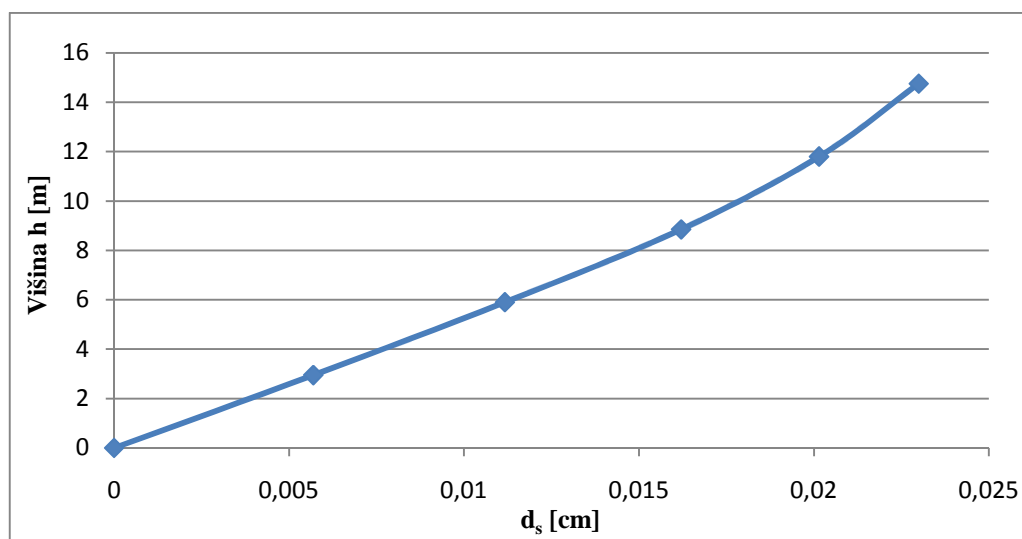
Velikost redukcijski faktorja v je odvisna od kategorije pomena objekta. Za II. kategorijo pomena, kamor spada obravnavan objekt, je faktor $v = 0,5$. Faktor obnašanja q znaša 2,19.

Izračun pomikov obravnavane stene prikazujemo v preglednici 49.

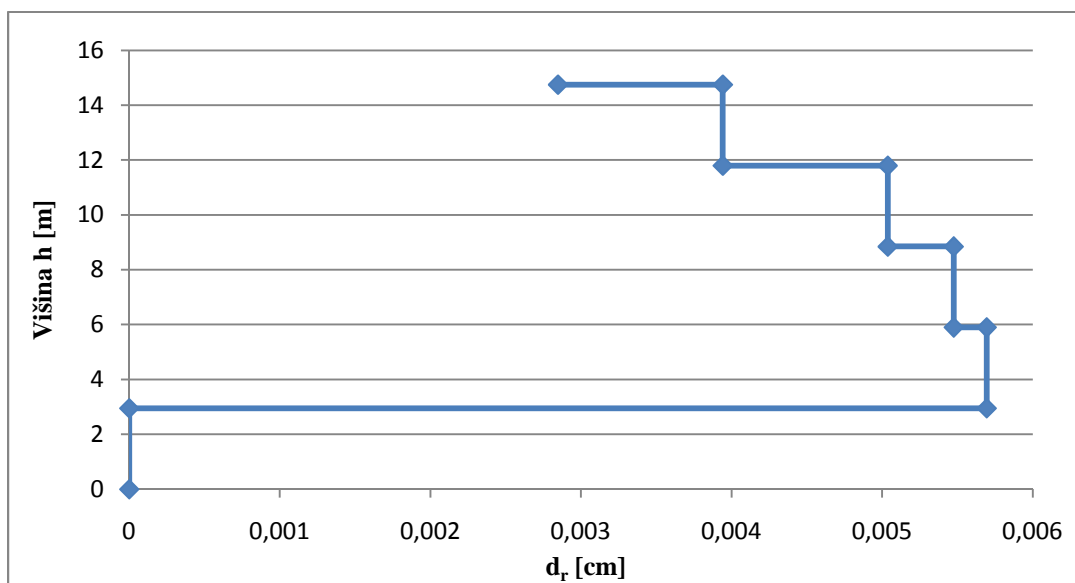
Preglednica 49: Kontrola etažnih pomikov obravnavane stene

Etaža	Kota etaže [m]	Etažna višina h [m]	d_e [cm]	d_s [cm]	d_r [cm]	$\frac{d_r \cdot v}{h}$	Omejitev	Ali je pogoj izpolnjen?
5	14,75	2,95	0,0105	0,02299	0,00284	4,825E-06	0,01	da
4	11,8	2,95	0,0092	0,02014	0,00394	6,681E-06	0,01	da
3	8,85	2,95	0,0074	0,01620	0,00503	8,537E-06	0,01	da
2	5,9	2,95	0,0051	0,01116	0,00547	9,280E-06	0,01	da
1	2,95	2,95	0,0026	0,00569	0,00569	9,651E-06	0,01	da
P	0	/	0	0	0	0	0,01	da

Ugotovimo, da projektni etažni pomiki v nobeni izmed etaž ne presegajo mejnih vrednosti. Na sliki 70 prikazujemo razporeditev pomikov po višini stene d_s zaradi projektnega potresnega vpliva, na sliki 71 pa razporeditev projektnih etažnih pomikov d_r .



Slika 70: Pomik d_s zaradi projektnega potresnega vpliva po višini stene



Slika 71: Projektni etažni pomiki d_r po višini stene

6 PRIMERJAVA REZULTATOV ANALIZE PO PBAB IN EC

V predzadnjem poglavju prikazujemo primerjavo med rezultati, predstavljenimi v diplomski nalogi, ter rezultati, ki so na voljo v obstoječi projektni dokumentaciji, kjer je bila statična presoja objekta izvedena še po starih jugoslovanskih predpisih PBAB.

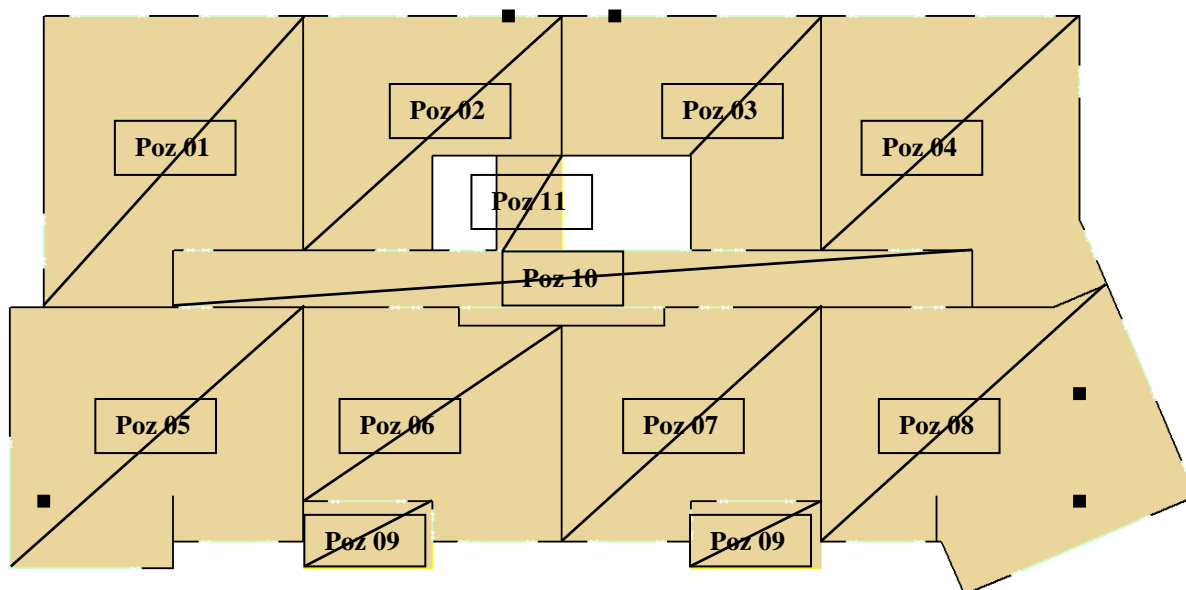
Osredotočimo se na primerjavo potrebne kočnine armature, in sicer za tipično medetažno AB ploščo in za značilno AB steno, ki poteka v prečni smeri objekta.

6.1 Medetažna konstrukcija

Ločeno obravnavamo spodnjo in zgornjo upogibno armaturo ter armaturo proti preboju.

6.1.1 Spodnja armatura

Ploščo razdelimo na pozicije, kar prikazujemo na sliki 72.



Slika 72: Plošča razdeljena na posamezne pozicije – spodnja armatura

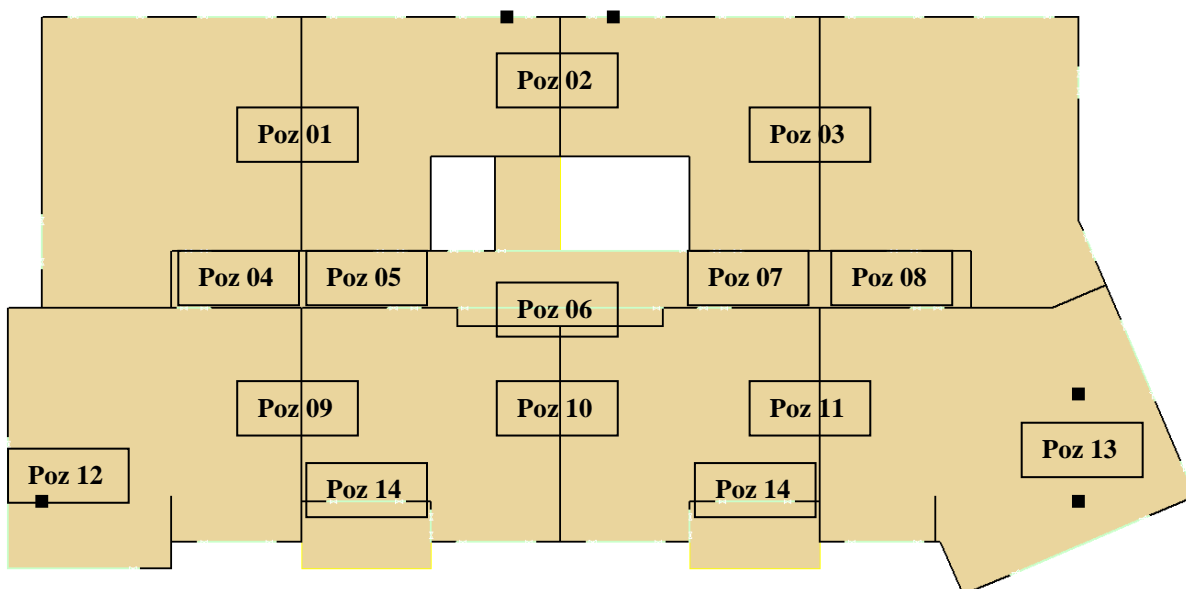
V preglednici 50 podajamo količine spodnje armature, izračunane skladno z Evrokodi ter armature, ki je vgrajena v obravnavano ploščo, izračunana pa po starih jugoslovanskih predpisih PBAB. Ugotovimo, da količina vgrajene spodnje armature v tipični medetažni stropni konstrukciji zadošča tudi zahtevam iz standarda Evrokod.

Preglednica 50: Primerjava rezultatov za medetažno konstrukcijo – spodnja armatura

Pozicija	Evrokod	PBAB
	$A_{s,potrebno} [cm^2]$	$A_{s,osvojeno} [cm^2]$
Poz 01	3,35	4,24 (Q424)
Poz 02	1,81	3,35 (Q335)
Poz 03	1,90	3,35 (Q335)
Poz 04	3,32	4,24 (Q424)
Poz 05	2,49	4,24 (Q424)
Poz 06	1,95	3,35 (Q335)
Poz 07	1,95	3,35 (Q335)
Poz 08	2,13	4,24 (Q424)
Poz 09	0,81	2,26 (Q226)
Poz 10	1,16	1,96 (Q196)
Poz 11	2,51	3,35 (Q335)

6.1.2 Zgornja armatura

Tudi v tem primeru ploščo razdelimo na pozicije, kar prikazujemo na sliki 73.



Slika 73: Plošča razdeljena na posamezne pozicije – zgornja armatura

V preglednici 51 podajamo količine zgornje armature, izračunane skladno z Evrokodi oziroma predpisi PBAB. Tudi količina vgrajene zgornje armature v tipični medetažni stropni konstrukciji zadošča zahtevam iz standarda Evrokod.

Preglednica 51: Primerjava rezultatov za medetažno konstrukcijo – zgornja armatura

Pozicija	Evrokod	PBAB
	$A_{s,potrebno} [cm^2]$	$A_{s,osvojeno} [cm^2]$
Poz 01	4,90	5,66 (Ø12/20 cm)
Poz 02	2,35	3,51 (Ø10/22,5 cm)
Poz 03	4,87	5,66 (Ø12/20 cm)
Poz 04	6,72	7,53 (Ø12/15 cm)
Poz 05	1,96	5,02 (Ø12/22,5 cm)
Poz 06	4,78	5,02 (Ø12/22,5 cm)
Poz 07	1,94	5,02 (Ø12/22,5 cm)
Poz 08	6,42	7,53 (Ø12/15 cm)
Poz 09	3,48	6,46 (Ø12/17,5 cm)
Poz 10	3,33	6,46 (Ø12/17,5 cm)
Poz 11	3,30	6,46 (Ø12/17,5 cm)
Poz 12	5,09	10,27 (Ø14/15 cm) v X in Y smeri
Poz 13	4,25	10,27 (Ø14/15 cm) v X in Y smeri
Poz 14	3,02	6,46 (Ø12/17,5 cm)
torzijska armatura	1,30	2,26 (Q226)

6.1.3 Armatura proti preboju

Tudi količina vgrajene armature v plošči proti preboju zadošča zahtevam iz standarda Evrokod.

Preglednica 52: Primerjava rezultatov za medetažno konstrukcijo – armatura proti preboju

Pozicija	Evrokod	PBAB
	$A_{s,potrebno} [cm^2]$	$A_{s,osvojeno} [cm^2]$
v območju stebrov	5,27	33,6 (8x2Ø16cm)-mozniki

6.2 Stena v prečni smeri objekta

Najprej primerjamo količine armature v kritičnem območju stene. Rezultate prikazujemo v preglednici 53. Ugotovimo, da je skupna količina vgrajene vertikalne armature v steni bistveno večja od zahtev po Evrokodu. V robnem elementu je količina vertikalne armature zadostna, vendar pa njena razporeditev ne ustreza določbam iz Evrokoda, saj je dolžina robnega elementa le 40 cm, skladno z Evrokodom pa bi morala biti vsaj 78 cm.

Preglednica 53: Primerjava rezultatov za steno – armatura v kritičnem območju

Stena v smeri osi Y	Evrokod		PBAB	
	$A_{s,potrebno}$ [cm ²]	μ [%]	$A_{s,osvojeno}$ [cm ²]	μ [%]
vertikalna armatura stene	45,2	0,43	74,56	0,72
vertikalna armatura v enem robnem elementu	11,31 (10Ø12)		16,08 (8Ø16)	
armatura objetja rob. el.	dvostr. Ø8/12,5 cm		enostr. Ø10/15 cm	
dolžina robnega elementa	78 cm		40 cm	

V preglednici 54 prikazujemo rezultate primerjave razporeditve in količine armature izven kritičnega območja stene. Ugotovitve so podobne ugotovitvam iz kritičnega območja stene, saj je tudi v tem primeru količina vgrajene vertikalne armature v steni bistveno večja od zahtev po Evrokodu. Dolžina robnega elementa izven kritičnega območja stene ustreza zahtevam iz Evrokoda.

Preglednica 54: Primerjava rezultatov za steno – izven kritičnega območja

Stena v smeri osi Y	Evrokod		PBAB	
	$A_{s,potrebno}$ [cm ²]	μ [%]	$A_{s,osvojeno}$ [cm ²]	μ [%]
vertikalna armatura stene	31,64	0,30	65,65	0,63
vertikalna armatura v enem robnem elementu	4,52 (4Ø12)		16,08 (8Ø16)	
armatura objetja rob. el.	enostr. Ø8/12,5 cm		enostr. Ø10/15 cm	
dolžina robnega elementa	20 cm		40 cm	

7 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo prikazali projektiranje karakterističnih nosilnih konstrukcijskih elementov večstanovanjske stavbe v Kočevju, skladno z določili standardov Evrokod. Projektiranje je temeljilo na mejnih stanjih, pri katerih smo morali preveriti, ali ni katero izmed njih preseženo. Analiza je temeljila na prostorskem računskem modelu konstrukcije, ki smo ga izdelali v komercialnem programu Tower. Pri analizi konstrukcije smo upoštevali stalne vplive, spremenljive vplive – koristno obtežbo, sneg in veter ter vplive potresa. Pri modeliranju nosilne konstrukcije stavbe geometrije in dimenzij konstrukcije ter uporabljenih materialov, napram obstoječi stavbi, nismo spreminjali.

S primerjavo rezultatov analize, to je potrebne količine armature, izračunane skladno z Evrokodi ter armature, ki je bila vgrajena v obravnavano konstrukcijo, izračunana pa po starih jugoslovanskih predpisih PBAB smo prišli do naslednjih zaključkov:

- količina vgrajene spodnje in zgornje armature v tipični medetažni konstrukciji zadošča zahtevam standarda Evrokod,
- količina vgrajene strižne armature proti preboju zadošča zahtevam standarda Evrokod,
- količina vgrajene armature v obravnavano AB steno, ki se nahaja v prečni smeri objekta, zadošča zahtevam standarda Evrokod,
- razporeditev vgrajene armature v robnem elementu obravnavane AB stene v kritičnem območju pa ne zadošča zahtevam standarda Evrokod.

Glavni razlog, zakaj je vgrajene armature v AB medetažno ploščo tudi po sedaj veljavnih predpisih dovolj, na nekaterih mestih pa je vgrajene armature celo bistveno preveč, je, da je projektant iz nepojasnjenih vzrokov povečal stalno obtežbo AB plošč za približno 75%. Poleg tega je razlika nastala tudi zaradi analize na globalnem modelu konstrukcije, ki je natančnejši, ter zaradi poenotenja armature.

Tudi količina vgrajene armature v obravnavano AB steno krepko presega zahteve o potrebnih količinah armature iz sedaj veljavnih predpisov. Navpična armatura v robnem elementu stene v kritičnem območju stene pa ni razporejena tako, kot zahtevajo določila iz standarda Evrokod.

Glede na rezultate primerjalne analize lahko povzamemo, da je nosilna konstrukcija obravnavane stavbe varna, ni pa ekonomsko upravičena.

VIRI

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

IGRA inženiring, gradbeništvo, razvoj in aplikacije d.o.o. Sežana. Gradnja stanovanjskih blokov v Kočevju; št. pr.: 01/07.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod - Osnove projektiranja konstrukcij; september 2004.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-1: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb; september 2004.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-3; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-3: Splošni vplivi - Obtežba snega; september 2004.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-4; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-4: Splošni vplivi - Obtežbe vetra; oktober 2005.

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

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

TOWER 6 : Navodila za delo s programom

www.radimpex.co.yu

PRILOGE

Priloga 1: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Priloga A1: Armaturni načrt medetažne konstrukcije – spodnja armatura

Priloga A2: Armaturni načrt medetažne konstrukcije – zgornja armatura

Priloga A3: Detajl armature proti preboju plošče

Priloga B: Armaturni načrt stene v prečni smeri objekta

PRILOGA 1:

V preglednici 55 prikazujemo 403 kombinacij vplivov za stalna in začasna projektna stanja, kateri so prikazani v preglednici 44. Kombinacije smo tvorili s pomočjo računalniškega programa Tower.

Preglednica 55: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

N_o – obt. kombinacija	Kombinacije vplivov
001.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VII$
002.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VII$
003.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VII$
004.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
005.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
006.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
007.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
008.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
009.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
010.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
011.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
012.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
013.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times IX$
014.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times IX$
015.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times IX$
016.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
017.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
018.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
019.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times X$
020.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times X$
021.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times X$
022.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
023.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
024.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
025.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XI$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

026.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XI$
027.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XI$
028.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
029.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
030.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
031.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
032.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
033.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XII$
034.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XII$
035.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XII$
036.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
037.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times IX$
038.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times IX$
039.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times IX$
040.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times X$
041.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VII$
042.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VIII$
043.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times X$
044.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VII$
045.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times X$
046.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VIII$
047.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XI$
048.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XI$
049.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VIII$
050.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XI$
051.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XII$
052.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XII$
053.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VII$
054.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XII$
055.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
056.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
057.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
058.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
059.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

060.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
061.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
062.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
063.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
064.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
065.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
066.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
067.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
068.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
069.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
070.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
071.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
072.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
073.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
074.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
075.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
076.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
077.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VII$
078.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VII$
079.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
080.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
081.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
082.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
083.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times X$
084.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
085.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times X$
086.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
087.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
088.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
089.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times IX$
090.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XI$
091.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times IX$
092.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XI$
093.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

094.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times IX$
095.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XI$
096.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XI$
097.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times VII$
098.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XI$
099.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times X$
100.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times XII$
101.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XII$
102.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times VII$
103.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XII$
104.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times XI$
105.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times VIII$
106.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XII$
107.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times XII$
108.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times V+1.50 \times 0.60 \times XII$
109.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VII$
110.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VIII$
111.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times IX$
112.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times IX$
113.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VIII$
114.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XI$
115.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times IX$
116.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VII$
117.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times X$
118.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times X$
119.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XI$
120.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VII$
121.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XII$
122.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VIII$
123.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XII$
124.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times X$
125.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XI$
126.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XII$
127.	$I+1.50 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times VIII$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

128.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
129.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
130.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
131.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
132.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
133.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
134.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
135.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
136.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
137.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
138.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
139.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
140.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
141.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
142.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
143.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
144.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
145.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
146.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
147.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
148.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
149.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
150.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
151.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
152.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
153.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
154.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
155.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
156.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
157.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
158.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
159.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
160.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
161.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times III+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

162.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
163.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VII$
164.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VII$
165.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VIII$
166.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VIII$
167.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VII$
168.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times X$
169.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times VI$
170.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times IX$
171.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VIII$
172.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times XI$
173.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times X$
174.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times IX$
175.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times XII$
176.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times V$
177.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times V$
178.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times XI$
179.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times V$
180.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times XII$
181.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times VI$
182.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times VI$
183.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times XII$
184.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times XI$
185.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times IX$
186.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times X$
187.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
188.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times IX$
189.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.60 \times IX$
190.	$1.35 \times I + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times IX$
191.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.60 \times IX$
192.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.60 \times VII$
193.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
194.	$1.35 \times I + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VII$
195.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times VII$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

196.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
197.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
198.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
199.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
200.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times XI$
201.	$1.35 \times I + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XI$
202.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
203.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.60 \times X$
204.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.60 \times XI$
205.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.60 \times XI$
206.	$1.35 \times I + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times X$
207.	$1.35 \times I + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
208.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.60 \times XII$
209.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.60 \times VII$
210.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.60 \times X$
211.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times XII$
212.	$1.35 \times I + 1.50 \times V + 1.50 \times 0.60 \times XII$
213.	$1.35 \times I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
214.	$1.35 \times I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.60 \times XII$
215.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
216.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times X$
217.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
218.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
219.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
220.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
221.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
222.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
223.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
224.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
225.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
226.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
227.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$
228.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
229.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

230.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XII$
231.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XI$
232.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XI$
233.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XII$
234.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times 0.60 \times XII$
235.	$1.35 \times I+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VII$
236.	$1.35 \times I+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times IX$
237.	$1.35 \times I+1.50 \times III+1.50 \times 0.50 \times VI$
238.	$1.35 \times I+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times X$
239.	$1.35 \times I+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times VIII$
240.	$1.35 \times I+1.50 \times II+1.50 \times 0.50 \times VI$
241.	$1.35 \times I+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XI$
242.	$1.35 \times I+1.50 \times IV+1.50 \times 0.50 \times VI$
243.	$1.35 \times I+1.50 \times 0.50 \times VI+1.50 \times XII$
244.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times VIII$
245.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times VIII$
246.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times IX$
247.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times VII$
248.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times X$
249.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times VII$
250.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times XI$
251.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times IX$
252.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times X$
253.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times VI$
254.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times VIII$
255.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times VII$
256.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times XI$
257.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times VI$
258.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times X$
259.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times IX$
260.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times V$
261.	$I+1.50 \times 0.70 \times II+1.50 \times XII$
262.	$I+1.50 \times 0.70 \times IV+1.50 \times XI$
263.	$I+1.50 \times 0.70 \times III+1.50 \times XII$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

264.	$I+1.50\times 0.70\times II+1.50\times V$
265.	$I+1.50\times 0.70\times III+1.50\times V$
266.	$I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times VI$
267.	$I+1.50\times 0.70\times IV+1.50\times XII$
268.	$I+1.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
269.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.60\times VIII$
270.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.60\times VIII$
271.	$I+1.50\times V+1.50\times 0.60\times VIII$
272.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.60\times VIII$
273.	$I+1.50\times V+1.50\times 0.60\times IX$
274.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.60\times IX$
275.	$I+1.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
276.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.60\times IX$
277.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.60\times VII$
278.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.60\times IX$
279.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.60\times X$
280.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.60\times X$
281.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.60\times XI$
282.	$I+1.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
283.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.60\times VII$
284.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.60\times XI$
285.	$I+1.50\times V+1.50\times 0.60\times XI$
286.	$I+1.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
287.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.60\times XI$
288.	$I+1.50\times V+1.50\times 0.60\times VII$
289.	$I+1.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
290.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.60\times XII$
291.	$I+1.50\times V+1.50\times 0.60\times X$
292.	$I+1.50\times III+1.50\times 0.60\times XII$
293.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.60\times XII$
294.	$I+1.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
295.	$I+1.50\times II+1.50\times 0.60\times VII$
296.	$I+1.50\times V+1.50\times 0.60\times XII$
297.	$I+1.50\times IV+1.50\times 0.60\times X$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

298.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times IX$
299.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times IX$
300.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times IX$
301.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times VII$
302.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times VII$
303.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
304.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
305.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times XI$
306.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times X$
307.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times XI$
308.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times XII$
309.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times X$
310.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times XII$
311.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times XII$
312.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times X$
313.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times VII$
314.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times XI$
315.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
316.	$I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VII$
317.	$I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times VIII$
318.	$I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XII$
319.	$I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times X$
320.	$I + 1.50 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI$
321.	$I + 1.50 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI$
322.	$I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times XI$
323.	$I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times IX$
324.	$I + 1.50 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI$
325.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI$
326.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI$
327.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI$
328.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
329.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times VII$
330.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times X$
331.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times IX$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

332.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XI$
333.	$1.35 \times I + 1.50 \times 0.50 \times VI + 1.50 \times 0.60 \times XII$
334.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times VII$
335.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times VII$
336.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times VII$
337.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
338.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
339.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times VIII$
340.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times IX$
341.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times IX$
342.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times IX$
343.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times XI$
344.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times X$
345.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times XII$
346.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times XI$
347.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times X$
348.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.60 \times XII$
349.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times XI$
350.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.60 \times X$
351.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.60 \times XII$
352.	$1.35 \times I + 1.50 \times IX$
353.	$1.35 \times I + 1.50 \times VIII$
354.	$1.35 \times I + 1.50 \times X$
355.	$1.35 \times I + 1.50 \times VII$
356.	$1.35 \times I + 1.50 \times III$
357.	$1.35 \times I + 1.50 \times VI$
358.	$1.35 \times I + 1.50 \times V$
359.	$1.35 \times I + 1.50 \times IV$
360.	$1.35 \times I + 1.50 \times XI$
361.	$1.35 \times I + 1.50 \times II$
362.	$1.35 \times I + 1.50 \times XII$
363.	$I + 1.50 \times 0.70 \times III + 1.50 \times 0.50 \times VI$
364.	$I + 1.50 \times 0.70 \times IV + 1.50 \times 0.50 \times VI$
365.	$I + 1.50 \times 0.70 \times II + 1.50 \times 0.50 \times VI$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

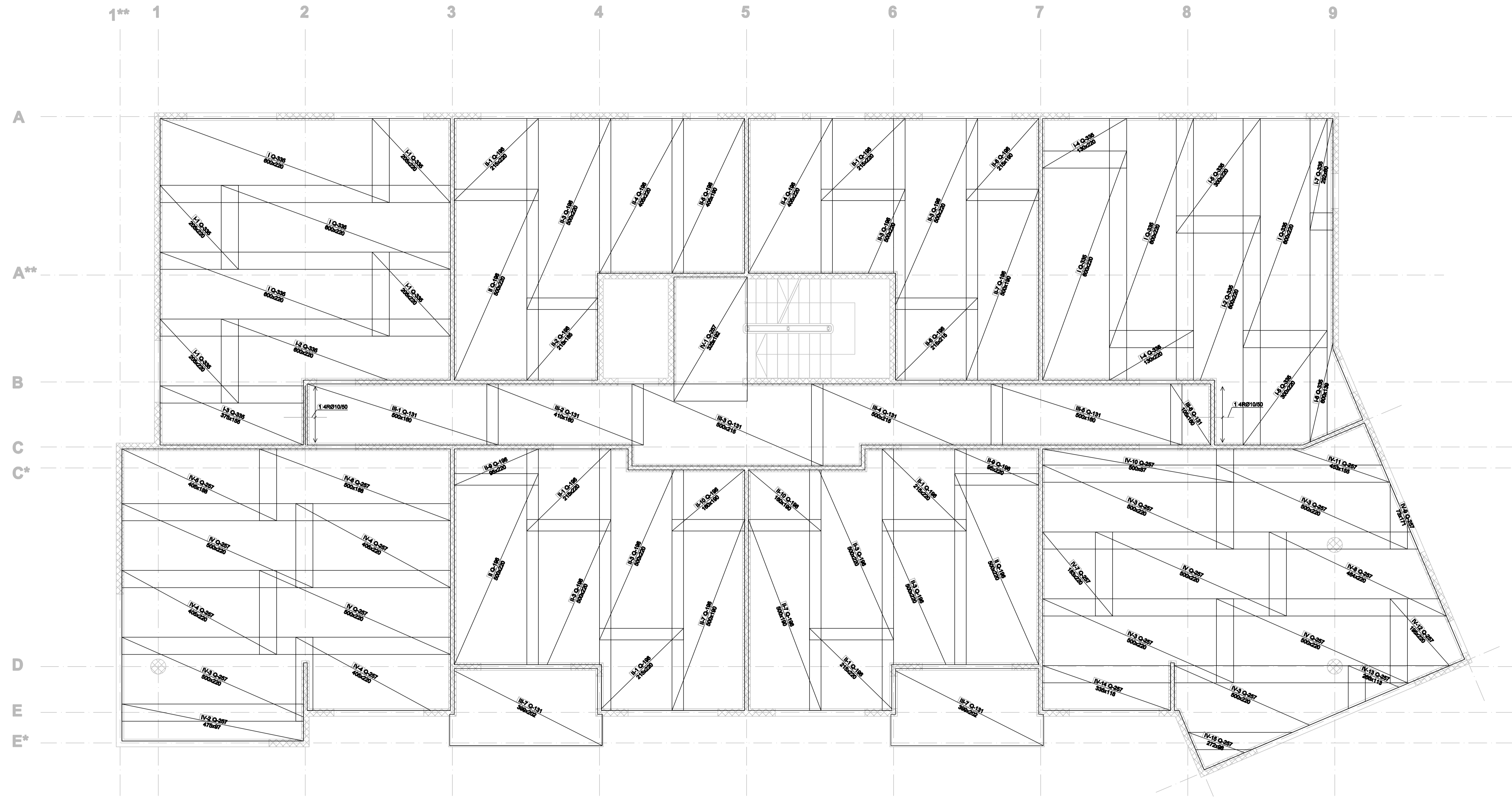
366.	$I+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times IX$
367.	$I+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VIII$
368.	$I+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times VII$
369.	$I+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times X$
370.	$I+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XI$
371.	$I+1.50\times 0.50\times VI+1.50\times 0.60\times XII$
372.	$I+1.50\times IX$
373.	$I+1.50\times VII$
374.	$I+1.50\times III$
375.	$I+1.50\times X$
376.	$I+1.50\times XII$
377.	$I+1.50\times XI$
378.	$I+1.50\times V$
379.	$I+1.50\times VI$
380.	$I+1.50\times VIII$
381.	$I+1.50\times IV$
382.	$I+1.50\times II$
383.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times III$
384.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times IV$
385.	$1.35\times I+1.50\times 0.70\times II$
386.	$1.35\times I+1.50\times 0.60\times VIII$
387.	$1.35\times I+1.50\times 0.60\times IX$
388.	$1.35\times I+1.50\times 0.60\times VII$
389.	$1.35\times I+1.50\times 0.60\times XI$
390.	$1.35\times I+1.50\times 0.60\times X$
391.	$1.35\times I+1.50\times 0.60\times XII$
392.	$1.35\times I+1.50\times 0.50\times VI$
393.	$I+1.50\times 0.70\times II$
394.	$I+1.50\times 0.70\times III$
395.	$I+1.50\times 0.70\times IV$
396.	$I+1.50\times 0.60\times VIII$
397.	$I+1.50\times 0.60\times IX$
398.	$I+1.50\times 0.60\times VII$
399.	$I+1.50\times 0.60\times X$

»se nadaljuje...«

»...nadaljevanje«

400.	I+1.50×0.60×XII
401.	I+1.50×0.60×XI
402.	I+1.50×0.50×VI
403.	1.35×I
404.	I

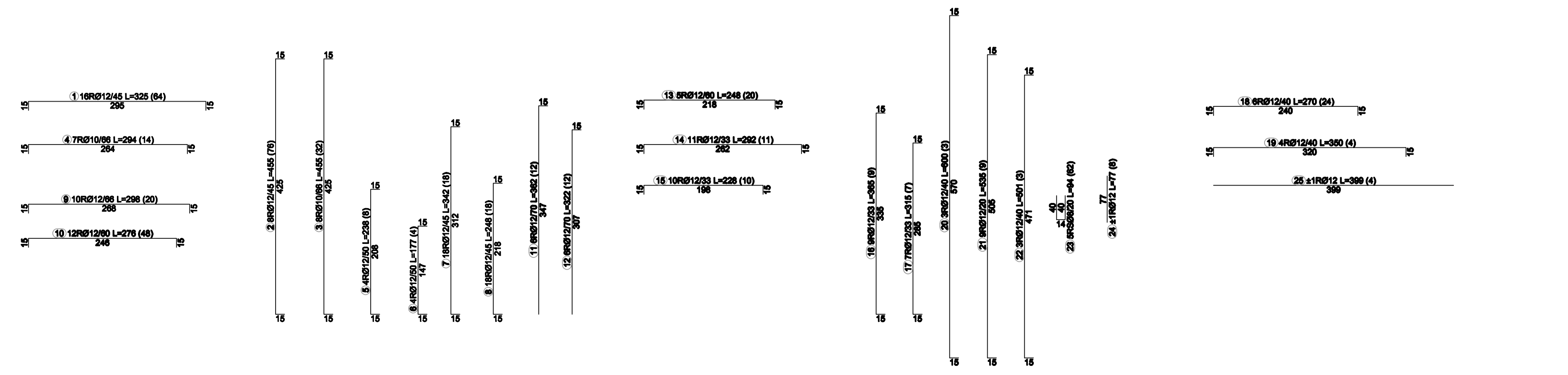
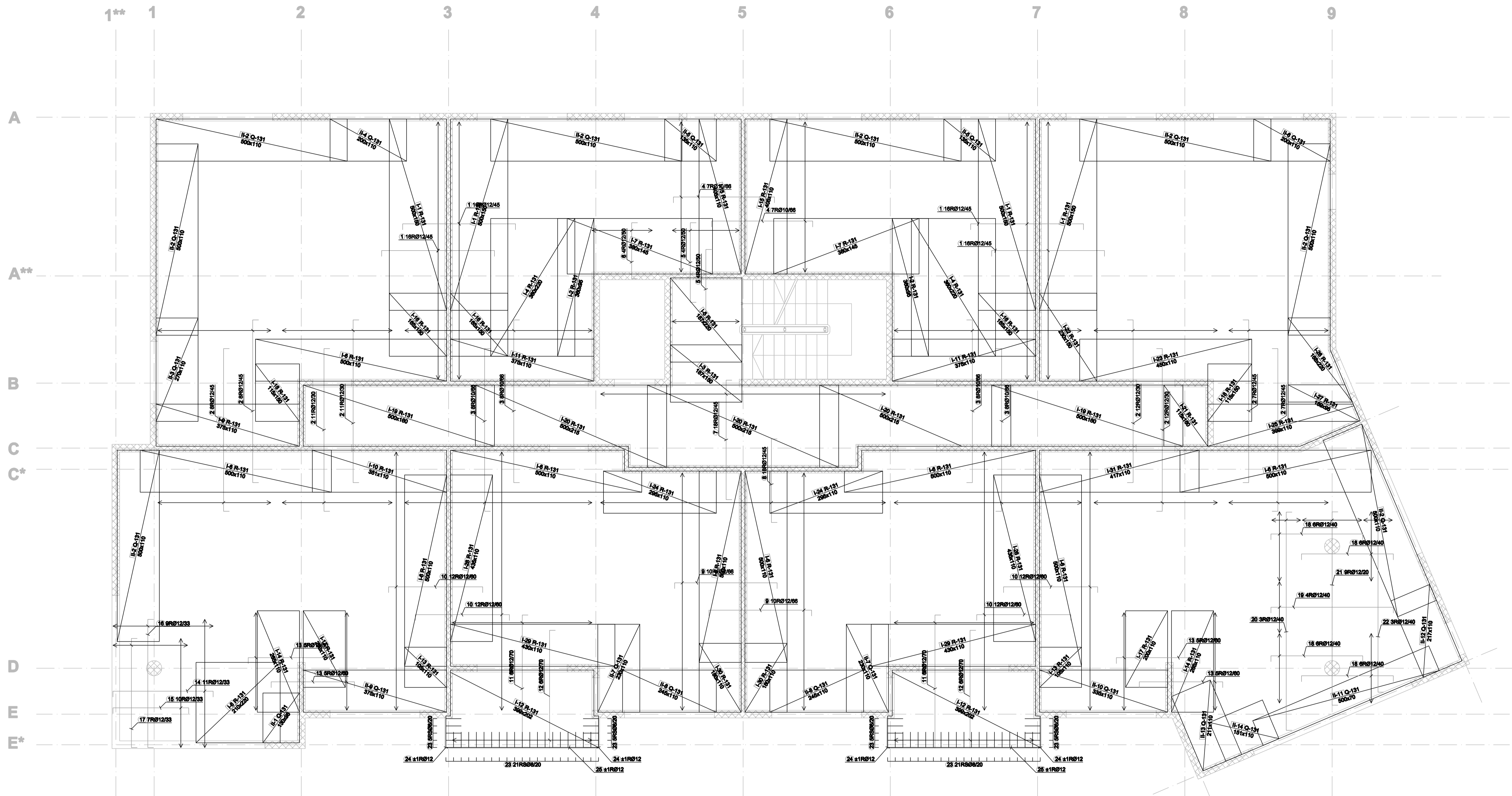
Armaturni načrt AB plošče - spodnja armatura



1.4R210/50 L=12 (8)
112

Naziv: Projektiranje večstanovanjske stavbe v Kočevju po standardih Evrokod		Vsebinsko: Armaturni načrt AB plošče Spodnja armatura	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad.	Faza: PZI	Merk: 1:50	
Somentor: /	St. projekta: D/2010	Datum: September 2010	
Avtor: Marko Keše		St. lista: Priloga A1	

Armaturni načrt AB plošče - zgornja armatura



Projektiranje večstanovanjske stavbe v Kočevju po standardih Evrokod		Armaturni načrt AB plošče Zgornja armatura	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad.		Faza: PZI	Merilo: 1:50
Avtor: Marko Keše		St. projekta: D/2010	Datum: September 2010
		St. lista: Priloga A2	

Armaturni načrt AB plošče - armatura proti preboju

Steber 1

B

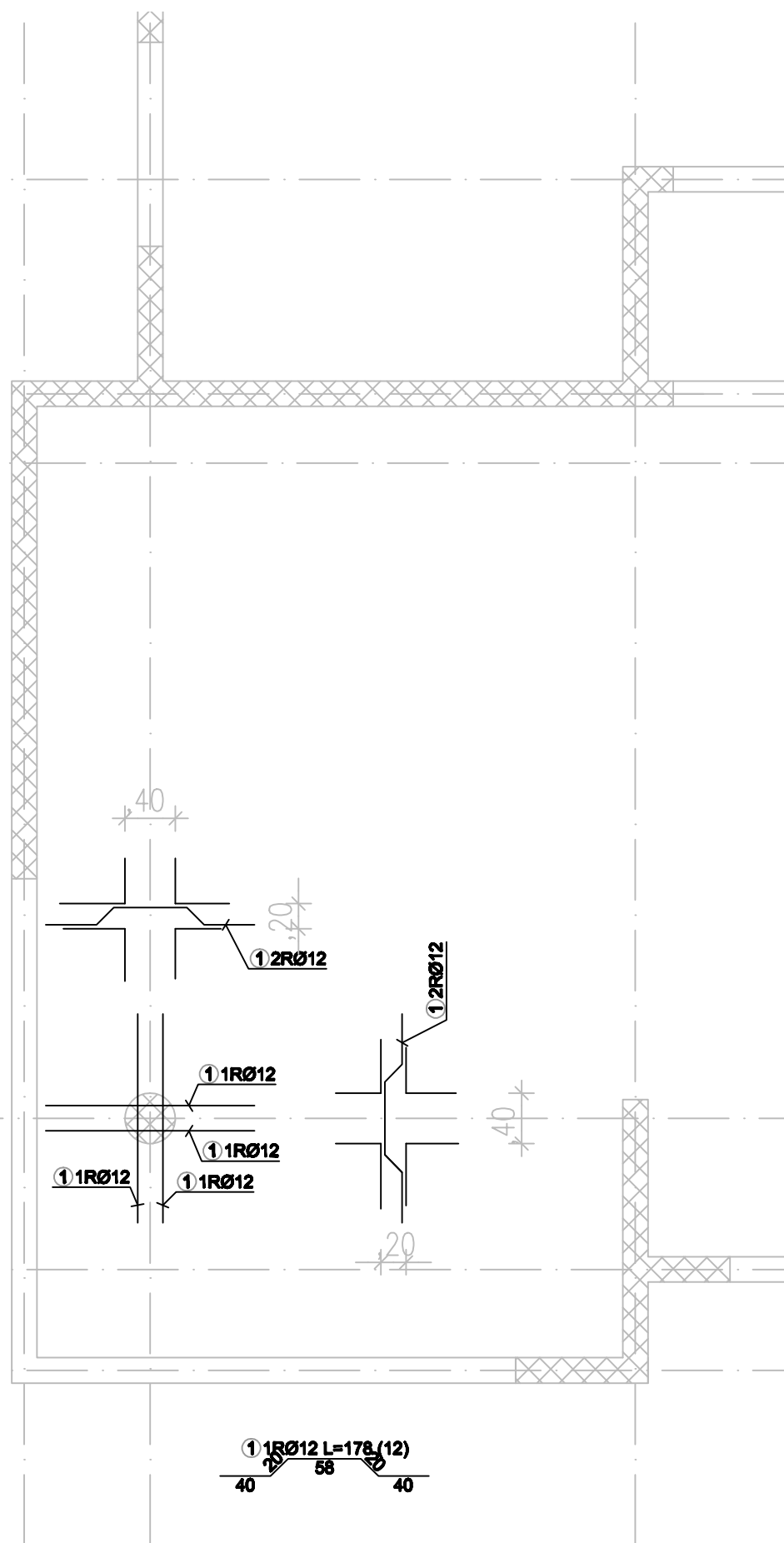
C

C*

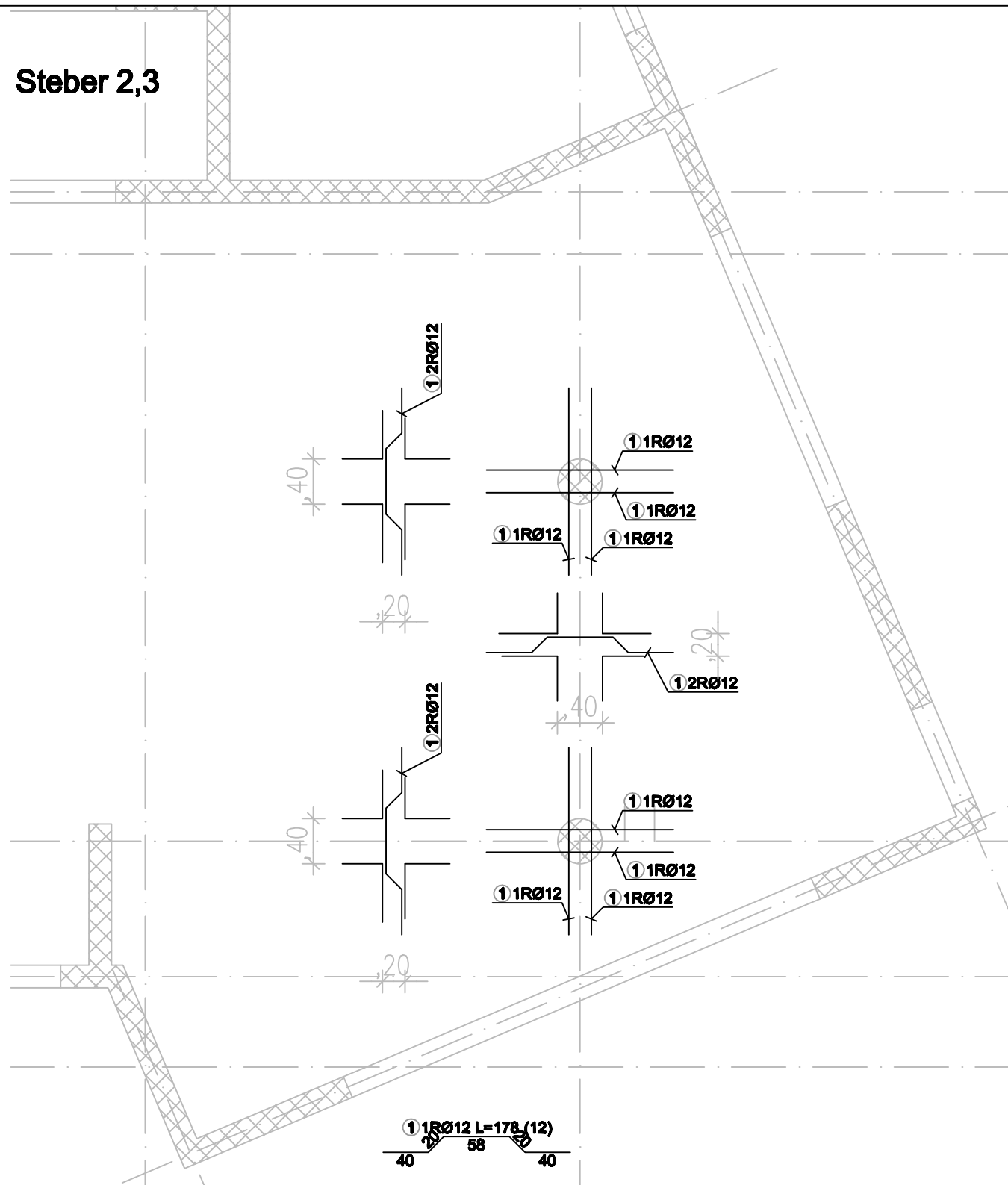
D

E

E*

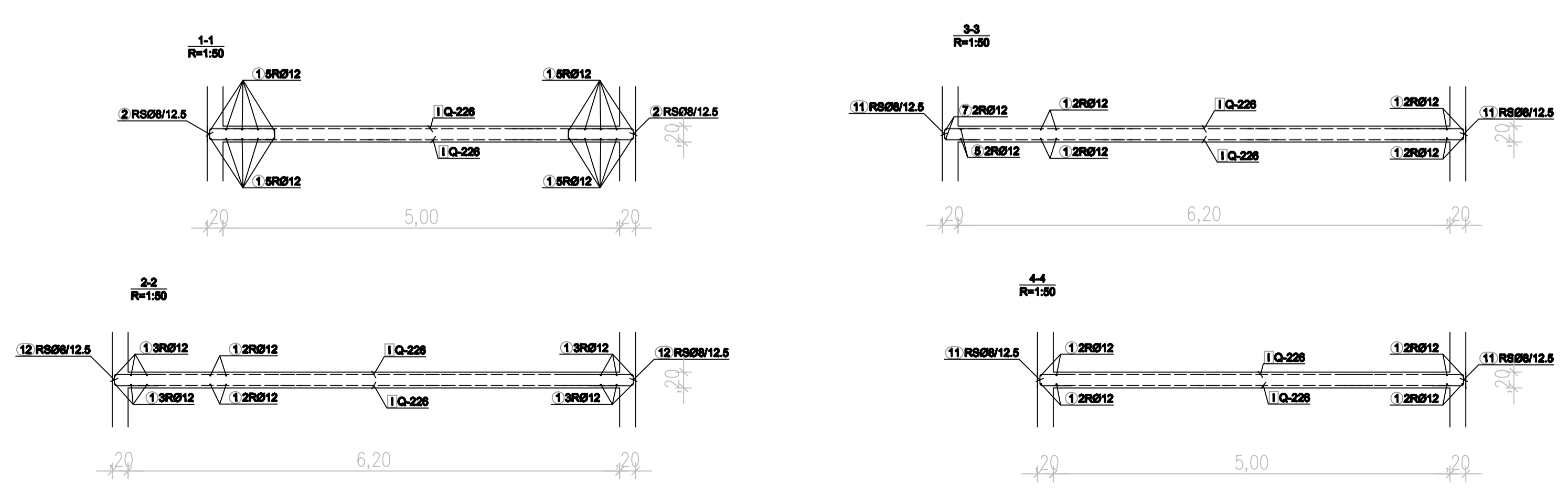
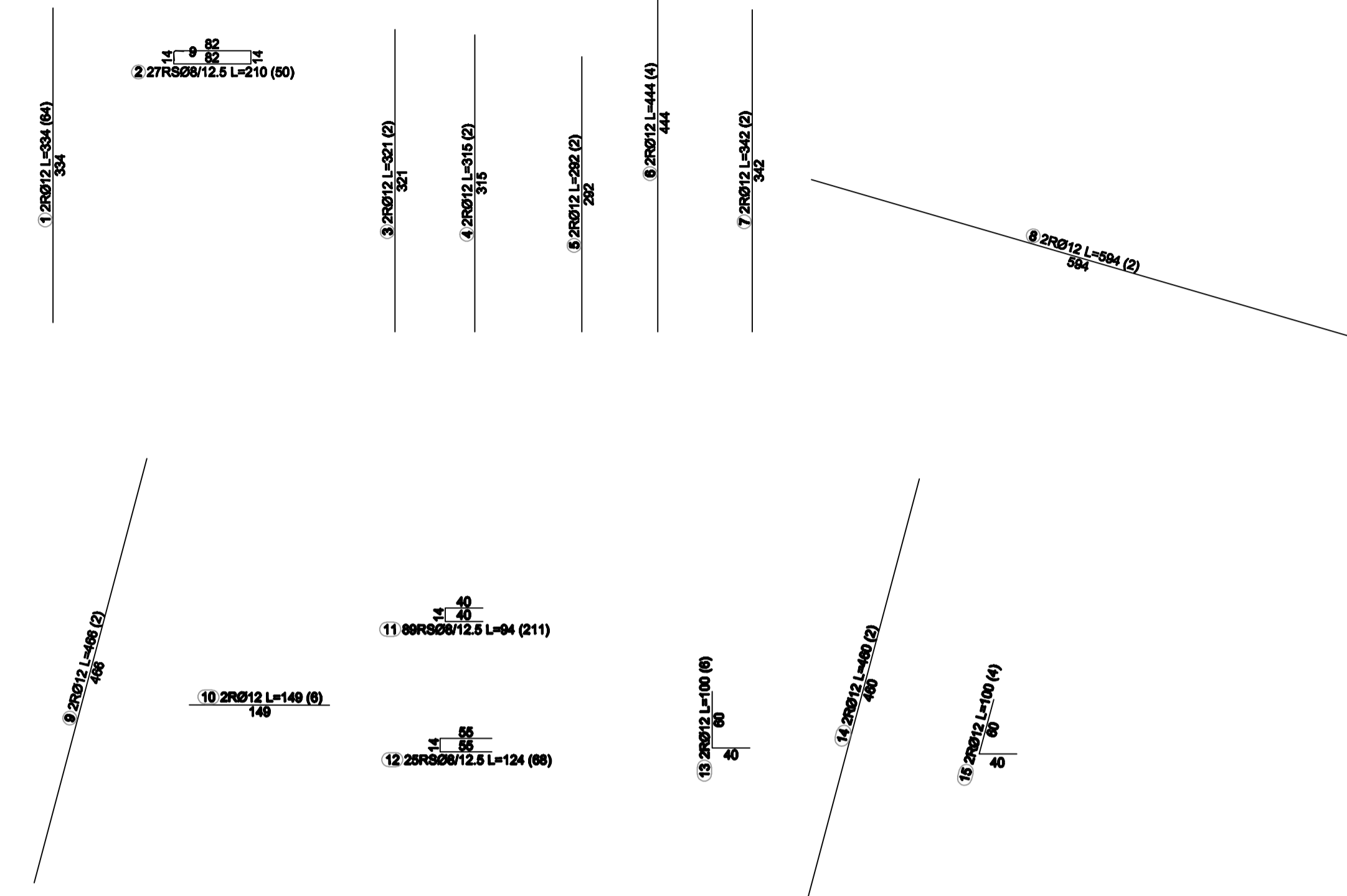
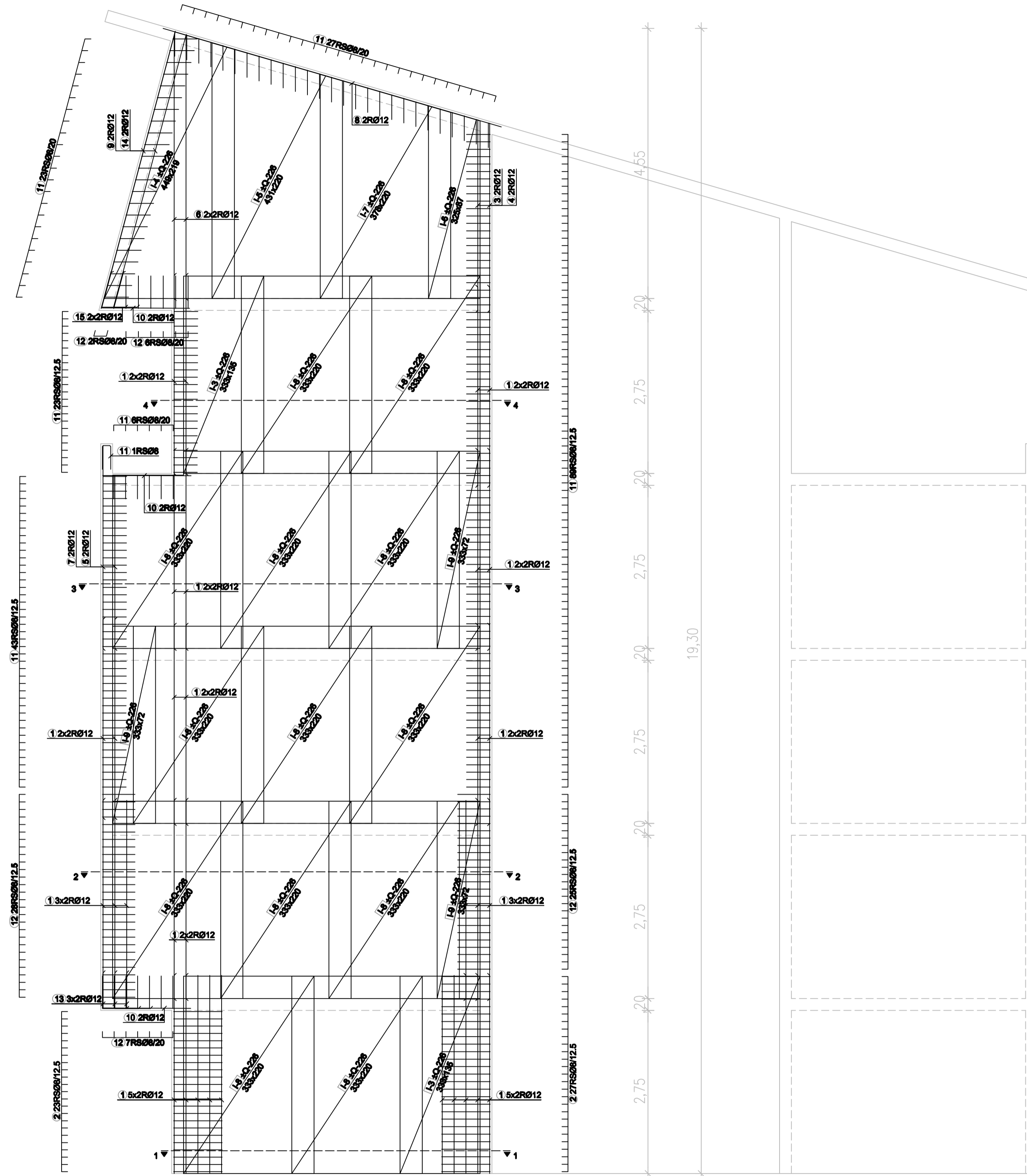


Steber 2,3



Naslov:		Vsebina:	
Projektiranje večstanovanjske stavbe v Kočevju po standardih Evrokod		Armaturni načrt AB plošče Armatura proti preboju plošče	
Mentor:	Ime in priimek doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad.	Faza:	PZI
Somentor:	/	Merilo:	1:50
Avtor:	Marko Keše	Št. projekta:	D/2010
		Datum:	September 2010
		Št. lista:	Priloga A3

Armaturni načrt AB stene



Naziv: Projektiranje večstanovanjske stavbe v Kočevju po standardih Evrokod		Vsebina: Armaturni načrt AB stene	
Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dip.inž.grad.	Faza: PZI	Merk: 1:50	
Somentor: /	St. projekta: D/2010	Datum: September 2010	
Avtor: Marko Keše		St. lista: Priloga B	