Glavni projekt poslovno-stambene zgrade u Ulici Mike Tripala u Splitu

Mijić, Ivan

Master's thesis / Diplomski rad

2017

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:
University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:123:772232

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2024-03-29**



Repository / Repozitorij:

FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split







SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

DIPLOMSKI RAD

Ivan Mijić

Split, 2017.

SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

Ivan Mijić

Glavni projekt poslovno - stambene zgrade u Ulici Mike Tripala u Splitu

Diplomski rad

Split, 2017.

Glavni projekt poslovno - stambene zgrade u Ulici Mike Tripala u Splitu

Sažetak:

U radu je prikazan glavni projekt poslovno – stambene zgrade u Ulici Mike Tripala u Splitu. Građevina se sastoji od dva dijela, a to su sjeverni i južni toranj s ukupno 11 katova iznad prizemlja i garažom ispod zemlje kojom su tornjevi povezani.

Građevina je izvedena u armiranom betonu monolitnom izvedbom s armirano-betonskim temeljima, zidovima, stupovima, gredama te armirano-betonskim pločama kao međukatnim konstrukcijama.

Projekt sadrži: tehnički opis konstrukcije, proračun nosivih konstrukcijskih elemenata te karakteristične građevinske nacrte.

Ključne riječi:

poslovno - stambena zgrada, glavni projekt, monolitna izvedba

Main design of the business and residental building in Mike Tripala street in Split

Abstract:

Main design of the business and residental building, which is positioned in Mike Tripala street in Split, is presented in this work.

The building has two parts. There are north tower and south tower with 11 storeys above the ground floor and the garage under the earth which the towers are connected with.

Building is made of reinforced concrete in monolithic construction with reinforced concrete foundations, walls, columns, beams and reinforced concrete plates as a ceiling slabs.

Keywords:

business and residental building, main design, monolithic construction

SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

STUDIJ:	**DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA**
KANDIDAT:	**Ivan Mijić**
BROJ INDEKSA:	**568**
KATEDRA:	**Katedra za Betonske konstrukcije i mostove**
PREDMET:	**Betonske konstrukcije**

ZADATAK ZA DIPLOMSKI RAD

Tema: **Glavni projekt poslovno - stambene zgrade u Ulici Mike Tripala u Splitu**

Opis zadatka: Na temelju danih arhitektonskih podloga, potrebno je izraditi glavni projekt poslovno - stambene zgrade. Izrađeni projekt mora sadržavati:

- tehnički opis
- plan kontrole i osiguranja kvalitete
- proračune
- građevinske nacrte

U Splitu, ožujak 2017.

Voditelj diplomskog rada:

prof.dr.sc. Alen Harapin

Predsjednik Povjerenstva za završne i diplomske ispite:

doc.dr.sc. Veljko Srzić

SADRŽAJ:

1. TEHNIČKI OPIS PRORAČUNA KONSTRUKCIJE 1
1.1. Općenito (projektni zadatak) 1
1.1. Oblik i veličina građevinske čestice 2
1.2. Namjena građevine 2
1.3. Konstruktivne pojedinosti – općenito 4
1.4. Konstruktivne pojedinosti - garaža 4
1.5. Konstruktivne pojedinosti - prizemlje 4
1.6. Konstruktivne pojedinosti - katovi 5
1.7. Lokacija i opterećenja 5
1.8. Izvedba 5
1.9. Materijali 6
2. GEOTEHNIČKI IZVJEŠTAJ 7
2.1. Podaci o istražnim radovima 7
3. PLAN KONTROLE I OSIGURANJA KVALITETE 9
3.1. Općenito 9
4. OPĆI I POSEBNI TEHNIČKI UVJETI 18
4.1. Oplate i skele 18
5. NAČIN ZBRINJAVANJA GRAĐEVNOG OTPADA 24
6. UVJETI ODRŽAVANJA I PROJEKTIRANI VIJEK TRAJANJA 27
7. PLANOVI POZICIJA 30
8. ANALIZA OPTEREĆENJA 32
8.1. Stalno opterećenje 32
8.2. Promjenjivo opterećenje 35
8.2.1. Korisno opterećenje 35
8.2.2. Opterećenje snijegom 36
8.2.3. Opterećenje vjetrom 37
8.3. Izvanredno opterećenje 46
8.3.1. Seizmičko opterećenje 46
8.3.2. Rezultati dinamičke analize – južni toranj 50
8.3.3. Rezultati dinamičke analize – sjeverni toranj 54
9. NUMERIČKI MODEL I KOMBINACIJE OPTEREĆENJA 59
9.1. Numerički model 59
9.2. Kombinacije opterećenja 60
9.2.1. Granično stanje nosivosti 60
9.2.2. Granično stanje uporabljivosti 60
10. DIMENZIONIRANJE HORIZONTALNIH ELEMENATA KONSTRUKCIJE 61

10.1. Proračun ploče iznad garaže 61
10.1.1. Dimenzioniranje na savijanje 63
10.1.2. Kontrola pukotina 65
10.1.3. Kontrola progiba 68
10.2. Proračun ploče iznad prizemlja 71
10.2.1. Dimenzioniranje na savijanje 73
10.2.2. Kontrola pukotina 75
10.2.3. Kontrola progiba 78
10.3. Proračun ploče južnog tornja – neparni katovi 81
10.3.1. Dimenzioniranje na savijanje 83
10.3.2. Kontrola pukotina 85
10.3.3. Kontrola progiba 88
10.4. Proračun ploče južnog tornja – parni katovi 91
10.4.1. Dimenzioniranje na savijanje 93
10.4.2. Kontrola pukotina 95
10.4.3. Kontrola progiba 98
10.5. Proračun ploče sjevernog tornja 101
10.5.1. Dimenzioniranje na savijanje 103
10.5.2. Kontrola pukotina 105
10.5.3. Kontrola progiba 108
10.6. Proračun greda južnog tornja 111
10.6.1. Rezultati proračuna 111
10.6.2. Proračun greda južnog tornja na savijanje 112
10.6.3. Proračun greda južnog tornja na poprečnu silu 114
10.6.4. Kontrola pukotina 115
10.6.5. Kontrola progiba 118
10.7. Proračun greda sjevernog tornja 121
10.7.1. Rezultati proračuna 121
10.7.2. Proračun greda sjevernog tornja na savijanje 122
10.7.3. Proračun greda sjevernog tornja na poprečnu silu 124
10.7.4. Kontrola pukotina 125
10.7.5. Kontrola progiba 128
11. DIMENZIONIRANJE VERTIKALNIH ELEMENATA KONSTRUKCIJE 131
11.1. Proračun stupova S1 u garaži 131
11.1.1. Proračun stupova S1 na savijanje i uzdužnu silu 132
11.1.2. Proračun stupova u garaži na poprečnu silu - stup S1 40x40 cm 140
11.1.3. Proračun na proboj ploče iznad garaže za unutrašnje stupove S1 141
11.1.4. Proračun na proboj ploče iznad garaže za stupove S1 uz otvore u ploči 143

11.2. Proračun stupova S2 u prizemlju 145
11.2.1. Proračun stupova S2 na savijanje i uzdužnu silu 146
11.2.2. Proračun stupova u prizemlju na poprečnu silu – stup S2 30x60 cm 154
11.3. Proračun stupova S3 u prizemlju 155
11.3.1. Proračun stupova S3 na savijanje i uzdužnu silu 156
11.3.2. Proračun stupova u prizemlju na poprečnu silu - stup S3 40x40 cm 164
11.3.3. Proračun na proboj ploče iznad prizemlja za stupove S3 na rubu ploče 165
11.3.4. Proračun na proboj ploče iznad prizemlja za stupove S3 u kutu ploče 167
11.4. Proračun stupova S4 u južnom tornju 169
11.4.1. Dimenzioniranje stupa S4 170
11.4.2. Proračun na proboj ploče južnog tornja za stupove S4 u kutu ploče 173
11.5. Proračun zidova 175
11.5.1. Proračun zidova na savijanje i uzdužnu silu: 176
11.5.2. Proračun zidova na djelovanje poprečne sile 176
11.5.3. Rezultati proračuna karakterističnog zida u X smjeru 178
11.5.4. Rezultati proračuna karakterističnog zida u Y smjeru 185
12. PRORAČUN STUBIŠTA 192
13. PRORAČUN TEMELJA 194
13.1. Proračun temelja ispod stupova (S1) u garaži 194
13.2. Proračun temelja ispod stupova (S3) u prizemlju 196
13.3. Proračun temelja ispod unutarnjih zidova 198
13.4. Proračun temelja ispod vanjskih zidova 201
14. GRAFIČKI PRILOZI 204
15. LITERATURA 205

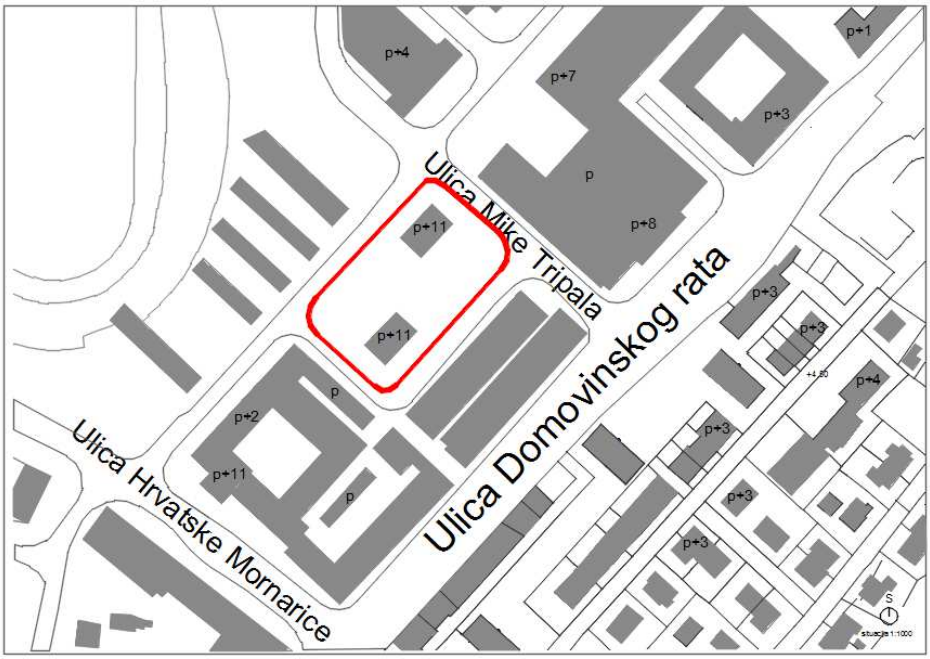
1. TEHNIČKI OPIS PRORAČUNA KONSTRUKCIJE

1.1. Općenito (projektni zadatak)

U ulici Mike Tripala u Splitu nalazi se građevinska čestica na kojoj investitor ima namjeru izgraditi poslovno-stambenu zgradu.

Građevinska parcela površine je cca 3545 m^2. Analizirajući lokaciju, oblik i veličinu građevinske parcele, visinske razlike prisutne na terenu, a vodeći računa o važećoj planskoj dokumentaciji, izrađeno je arhitektonsko rješenje samostojećeg poslovno-stambenog objekta.

Ovaj glavni projekt usklađen je sa svim prostorno – planskim parametrima s važećom lokacijskom dozvolom, formiranje čestice, namjena građevine, veličina i površina građevine, izgrađenost, visina, etažnost, smještaj građevine na građevnoj čestici, uređenje čestice, priključenje na javno – prometnu površinu i komunalnu infrastrukturu, parkirališna mjesta.



Slika 1.1. Situacija – položaj poslovno – stambene zgrade s obzirom na okolni teren

1.1. Oblik i veličina građevinske čestice

Novoformirana parcela je nepravilno oblika površine oko 3540 m^2. Tlocrtna površina objekta je 3475 m^2 . Smještaj građevine na parceli proizlazi iz prostorno – prometnih uvjeta, odnosno mogućnosti kolnog pristupa s glavnih prometnica koje se nalaze na sjevernoj, zapadnoj i istočnoj strani poslovno stambene zgrade, te pješačkog pristupa sa zapadne i istočne strane zgrade.

1.2. Namjena građevine

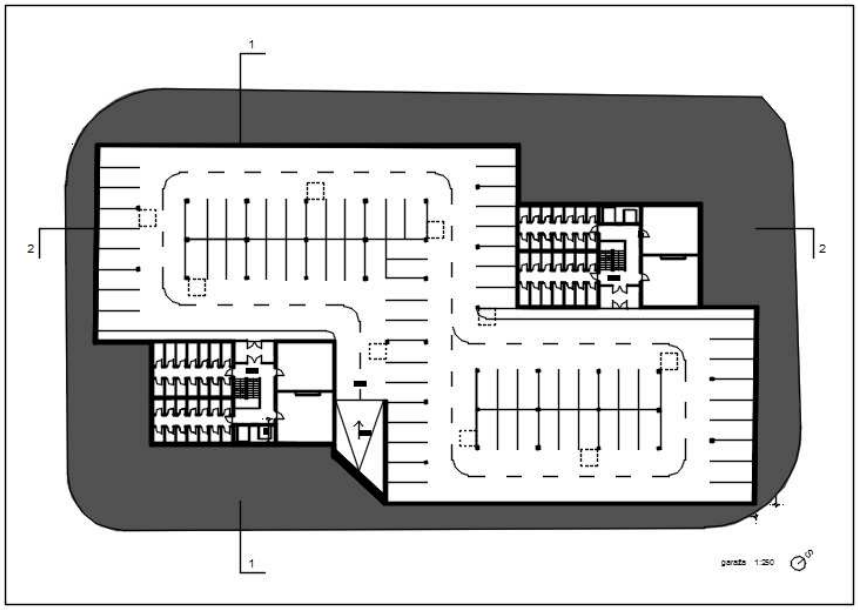
Namjena građevine je poslovno stambena. Sadržaji građevine podijeljeni su prema katovima zgrada. Uzevši u obzir problem parking mjesta izrađena je podzemna garaža. Izgrađena su dva tornja (sjeverni i južni) od kojih svaki ima 11 nadzemnih etaža.

Vertikalnu kominikaciju podzemne garaže, poslovnih prostora u suterenu i stambenih katova čine stubišta i dizala.

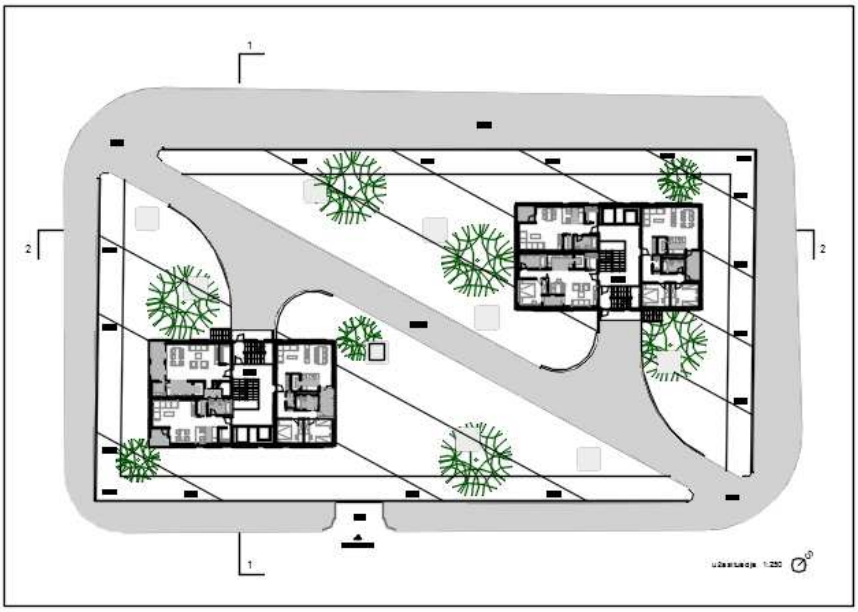
Ulaz u zgradu moguć je i kroz podzemnu garažu. Visina zgrade je 34,41 m od nulte točke terena. Južni toranj ima dva karakteristična kata, a sjeverni toranj ima jedan karakteristični kat.



Slika 1.2. Presjek poslovno - stambene zgrade



Slika 1.3. Tlocrt podzemne garaže



Slika 1.4. Karakteristični katovi poslovno – stambene zgrade

Kolni prilaz na građevinsku parcelu, tj. u garažu je s istočne strane objekta, dok se pješački prilazi, tj. ulazi u zgradu nalaze sa zapadne i istočne strane. Sa ceste se ulazi rampom u podzemnu garažu.

Okolni teren zgrada prikladno će se hortikulturalno urediti. Svi infrastrukturni priključci izvest će se prema posebnim zahtjevima komunalnih i javnih poduzeća ili stručnih službi grada i županije.

1.3. Konstruktivne pojedinosti – općenito

U konstrukcijskom smislu građevina je standardne armirano – betonska konstrukcija koja će se izvesti prema ovom projektu. Na objektu će se izvesti ravni krov. Temelji objekta izvesti će se kao trakasti temelji i temeljne stope. Dubina temelja je definirana arhitektonskim projektom i ovim projektom.

Debljina ploče nad garažom i nad prizemljem je d = 30 cm, a u tornjevima je debljina ploče d = 25 cm. Nosivi zidovi su također armirano - betonski, d = 30 cm, s potrebnim termičkim slojevima. Točan položaj betonskih zidova dan je u prilozima. Sve ostale vertikalne pregrade izvedene su kao lagane pregrade, zidane porobetonskim blokovima (npr. Ytong) ili šupljom opekom.

1.4. Konstruktivne pojedinosti - garaža

Konstrukcija ploče garaže je armirano - betonska monolitna konstrukcija koja se sastoji od armirano - betonskih ploča (d = 30 cm).

Garaža se sastoji od jedne u potpunosti ukopane etaže kojoj se prilazi rampom te koja je kao takva ukrućena obodnim zidovima i nasipom zemlje za horizontalna opterećenja.

Vertikalni nosivi sustav su stupovi kvadratnog presjeka dimenzija 40x40cm. Obodni i unutrašnji zidovi su debljine 30 cm.

Materijal izrade je beton klase C 35/45.

1.5. Konstruktivne pojedinosti - prizemlje

Konstrukcija ploče prizemlja je armirano - betonska monolitna konstrukcija koja se sastoji od armirano - betonskih ploča (d = 30 cm) i armirano – betonskih greda dimenzija 30x60cm.

Vertikalni nosivi sustav su stupovi pravokutnog presjeka dimenzija 30x60 cm i kvadratnog presjeka dimenzija 40x40 cm. Obodni i unutrašnji zidovi su debljine 30 cm.

Materijal izrade je beton klase C 35/45.

1.6. Konstruktivne pojedinosti - katovi

Za izvedbu međukatne konstrukcije predvišena je AB ploča. Izrađena je od betona klase C35/45 (prikazano u planovima pozicija), debljine 25 cm.

Betonska ploča izvodi se lijevanjem na licu mjesta u oplati. U proračunu su dane osnovne dimenzije i količine armature za pojedine konstruktivne elemente uglavnom kroz skice armature. Elementi koji nisu računati armiraju se konstruktivno (≥ 0.1% površine betonskog presjeka).

1.7. Lokacija i opterećenja

Građevina se nalazi na lokaciji koja prema važećim propisima spada u zonu za koju je zadano projektno ubrzanje tla a_g= 0.22g. Konstrukcija seizmičke sile preuzima sustavom armirano-betonskih zidova i stupova, što je u skladu s Eurokodom 2 i Eurokodom 8.

Građevina se nalazi na lokaciji koja prema važećim propisima spada u III. zonu opterećenja vjetrom.

1.8. Izvedba

Iskop građevinske jame do nivoa 3.40 m ispod nivoa prizemlja buduće građevine izvršit će se u širokom iskopu s vertikalnim zasjekom (10:1). Pristup jami predviđen je na mjestu buduće rampe.

U trenutku izrade projektne dokumentacije nije poznat izvođač konstrukcije. Prilikom izrade statičkog proračuna usklađena je geometrija presjeka elemenata konstrukcije s izvođačkim mogućnostima većine građevinskih firmi. Prilikom odabira izvođača moguće je da dođe do manjih odstupanja u obliku poprečnog presjeka pojedinih elemenata u odnosu na elemente iz statičkog proračuna, ali se ne očekuju bitna odstupanja, koja bi imala utjecaj na ukupnu stabilnost građevine te je dovoljno ove razlike obraditi u izvedbenom projektu konstrukcije.

Opterećenja su uzeta prema podacima dobivenim od strane investitora, projektanata instalacija te prema normama i pravilima struke.

Zbog veličine i složenosti građevine u cilju osiguranja što kvalitetnije izvedbe nosive konstrukcije investitor je dužan osigurati projektantski nadzor nad konstrukcijom tijekom cijelog vremena izvedbe konstrukcije u skladu s Zakonom o gradnji (NN1 53/13).

1.9. Materijali

a) Beton

Za sve betonske radove predviđen je beton C 35/45, a sve prema "Tehničkim propisima za betonske konstrukcije" ("TPBK" N.N. 139/09, 14/10, 125/10, 136/12).

b) Armatura

Predviđena armatura je B 500B (prema "TPBK") za sve elemente, u obliku šipki ili mreža. Zaštitni slojevi betona do armature iznose min 3 cm.

Veličinu zaštitnog sloja osigurati dostatnim brojem kvalitetnih distancera. Kvalitetu zaštitnog sloja osigurati kvalitetnom oplatom i ugradnjom betona te dodacima betonu i ostalim rješenjima prema zahtjevima ovog projekta i projektu betona, kojeg je dužan izraditi izvođač radova. Veličina i kvaliteta zaštitnog sloja betona presudni su za trajnost objekta.

U potpunosti poštivati projektirani raspored i položaj armaturnih šipki, koje trebaju biti nepomične kod betoniranja. Sva upotrebljena armatura treba imati odgovarajuće ateste o kakvoći.

Skidanje oplate za grede i ploče može se izvršiti nakon što beton postigne min. 70% čvrstoće (cca 7 dana uz normalnu njegu betona). Za temelje se može upotrijebiti beton niže klase.

2. GEOTEHNIČKI IZVJEŠTAJ

2.1. Podaci o istražnim radovima

Geotehnički istražni radovi su se sastojali od obilaska terena s prospekcijskim pregledom i detaljnim geološkim kartiranjem, izrade fotodokumentacije, georadarskog snimanja, seizmičkog snimanja i iskopa i pregleda dvije istražne jame. Sve istražne jame su iskopane do dubine pojave matične stijene, na dijagonalnim kutovima građevine.

U nastavku su izneseni samo najvažniji zaključci iz geotehničkog elaborata koji su bitni za ovu predmetnu građevinu.

Geološka i inženjersko - geološka istraživanja

Tlo je uglavnom ujednačenog sastava. U tlu se najčešće protežu čisti slojevi lapora koji su tvrdi i imaju karakteristike slične vapnencima.

Na području predmetne lokacije moguće je postojanje većih krških pojava (kaverne i sl.), zbog čega je potrebno nakon iskopa temeljnih jama izvršiti kompresorsku provjeru stijenske mase.

Dubina podzemne vode

U hidrogeološkom smislu, razlomljene i okršene naslage lapora imaju pukotinsku i moguće kavernoznu poroznost te se oborinske vode relativno brzo procjeđuju u podzemlje. U nijednoj istražnoj jami nije zabilježena pojava podzemne vode.

Temeljenje

Površinski sloj sačinjavaju elementi nastali trošenjem matične stijene ili nasipni materijal, koji se sastoji uglavnom od žućkasto smeđe gline, same ili pomiješane s crvenkasto smeđom zemljom.

Kako je predviđena dubina dna temelja pretpostavlja se da će se svi temelji nalaziti na kvalitetnoj laporovitoj stijeni.

Iskop građevinske jame do nivoa 3.4 m ispod nivoa prizemlja buduće građevine izvršit će se u širokom iskopu s vertikalnim zasjekom (10:1). Pri zasijecanju potrebno je ukloniti sve nestabilne stijene. Zasijek treba zaštititi prskanim betonom debljine d = 5-10 cm uz armiranje armaturnom mrežom Q-196 i geotehničkim sidrima duljine l=2.5 m po potrebi prema posebnom projektu. Pristup jami predviđen je na mjestu buduće rampe.

Nakon iskopa potrebno je temeljnu plohu ručno očistiti od ostataka razlomljenog materijala, kao i eventualnu glinovitu ispunu iz pukotina. Po obavljenom čišćenju temeljne plohe potrebno je neravnine i udubine (škrape) popuniti i izravnati podložnim betonom C 16/20 do projektirane kote temeljenja.

Ukoliko se naiđe na kavernu (pukotinu), veće udubine i relativno manje širine, a nije moguće potpuno uklanjanje gline crvenice, sanaciju izvesti tako da se glina očisti do dubine cca 50 cm ispod kote temeljenja, a nastali prostor do projektiranje kote temeljenja "plombira", tj. zapuni podbetonom.

Dopuštena centrična naprezanja tla na detaljno očišćenim naslagama matične stijene uzeta su za osnovna opterećenja 0,55 MPa.

Za predviđeni način temeljenja ne očekuju se slijeganja niti diferencijalna slijeganja.

Naročitu pažnju treba posvetiti na eventualne proširene pukotine bez ispune koje mogu biti dio većeg podzemnog sustava. Na tim mjestima je potrebno izvršiti provjeru bušenjem svrdlom Ø32 mm ("štampom") do dubine 2.0 do 3.0 m od kote temeljenja.

3. PLAN KONTROLE I OSIGURANJA KVALITETE

3.1. Općenito

Izvoditelj je odgovoran za kvaliteta izvođenja radova i za uredno poslovanje. Izvoditelj ne smije odstupati od projekta bez pismenog odobrenja nadzornog inženjera investitora, a uz prethodnu suglasnost projektanta. Sve izmjene se moraju unijeti u građevinsku knjigu i građevinski dnevnik.

Kvaliteta korištenog građevinskog materijala, poluproizvoda i gotovih proizvoda, kao i kvaliteta izvedenih radova mora odgovarati prethodno navedenim uvjetima propisanim važećim propisima, standardima, uvjetima iz tehničke dokumentacije, te uvjetima iz ugovora.

Ukoliko izvoditelj ugrađuje materijal koji nije standardiziran, za isti je dužan pribaviti odgovarajuće dokaze o kakvoći i priložiti ih u pismenoj formi.

Pri izvođenju građevine, izvoditelj se dužan pridržavati navedenih propisa kao i svih ostalih Pravilnika, Tehničkih normativa, posebnih uvjeta za izradu, ugradnju i obradu pojedinih elemenata građevine, kao i standarda propisanih za izvođenje radova na građevini (temeljenje, betonski radovi, skele i oplate, armatura, čelik za armiranje, kontrola kvalitete betona i čelika, zidanje zidova, završni radovi), kako bi osigurao da izvedena građevina odgovara projektu, te svim propisima i standardima RH.

Betonski, armirano betonski i tesarski radovi

Beton

Sve komponente betona (agregat, cement, voda, dodaci), te beton kao materijal, trebaju udovoljavati zahtjevima važećih normi, propisa i pravila struke. Izvoditelj je dužan izraditi projekt betona u skladu s projektom konstrukcije i dostaviti ga na suglasnost projektantu objekta.

Kontrola kvalitete betona sastoji se od kontrole proizvodnje i kontrole suglasnosti s uvjetima projekta konstrukcije i projekta betona.

Betonski radovi moraju se izvoditi prema projektu konstrukcije i projektu betona (kojeg je dužan izraditi Izvođač), a u svemu sukladno s Tehničkim propisom za betonske konstrukcije (N.N.139/09,14/10,125/10,136/12).

Kod projektiranog betona u projektu mora biti specificiran razred tlačne čvrstoće (marka betona) i to kao karakteristična vrijednost 95%-tne vjerojatnosti s kriterijima sukladnosti prema normi HRN EN 206-1. Sastavni materijali od kojih se beton proizvodi, ili koji mu se pri proizvodnji dodaju, moraju ispunjavati zahtjeve normi na koje upućuje norma HRN EN 206-1 i zahtjeve prema Tehničkom propisu za betonske konstrukcije.

Zahtjevi za isporuku betona i informacije proizvođača betona korisniku moraju sadržavati podatke prema normi HRN EN 206-1. Uzimanje uzoraka, priprema ispitnih uzoraka i ispitivanje svojstava svježeg betona provodi se prema normama niza HRN EN 12350, a ispitivanje svojstava očvrsnulog betona prema normama niza HRN EN 12390.

Eventualna vremenski ubrzana proizvodnja betonskih elemenata, u cilju ubrzanja građenja, dopuštena je samo uz poseban projekt tehnologije izvođenja i dokaz zahtijevanih svojstava prethodnim ispitivanjima. Za svako odstupanje od projekta, nadzorni inženjer je dužan izvijestiti projektanta i investitora. Nužna je njega ugrađenog betona da se ne pojave štetne pukotine, a u svemu prema projektu betona, važećim propisima i pravilima struke.

Betonski čelik

Betonski čelici trebaju udovoljavati zahtjevima važećih propisa. Za čelik za armiranje primjenjuju se norme nHRN EN 10080-1 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik

– 1. dio: Opći zahtjevi (prEN 10080-1:1999), nHRN EN 10080-2 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik

– 2. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda A (prEN 10080-2:1999), nHRNEN 10080-3 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik

– 3. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda B (prEN 10080-3:1999), nHRN EN 10080-4 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik

– 4. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda C (prEN 10080-4:1999), nHRN EN 10080-5 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 5. dio: Tehnički uvjeti isporuke zavarenih armaturnih mreža (prEN 10080-5:1999), nHRN EN 10080-6 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 6. dio: Tehnički uvjeti isporuke zavarenih rešetki za gredice (prEN 10080-6:1999).

Potvrđivanje sukladnosti čelika za armiranje provodi se prema odredbama Dodataka A norme nHRN EN 10080-1 i odredbama posebnog propisa.

Uzimanje uzoraka, priprema ispitnih uzoraka i ispitivanje svojstava čelika za armiranje provodi se prema normama nizova nHRN EN 10080, odnosno nHRN EN 10138, i prema normama niza HRN EN ISO 15630 i prema normi HRN EN 10002-1.

Preklopi se izvode prema odredbama priznatim tehničkim pravilima iz Priloga H Tehničkog propisa za betonske konstrukcije, odnosno prema normi HRN ENV 1992-1-1:2004.

Sva armatura je iz čelika B500 u obliku šipki ili mreža. Osobito poštivati projektom predviđene razmake i zaštitne slojeve armature. Ni jedno betoniranje elementa ne može započeti bez prethodnog detaljnog pregleda armature od strane nadzornog inženjera i njegove dozvole

Prekidi betoniranja

Prekid i nastavci betoniranja konstrukcija moraju biti obrađeni projektom betona.

Oplata

Za izvedbu svih betonskih i armiranobetonskih elemenata potrebno je pravovremeno izraditi, postaviti i učvrstiti odgovarajuću drvenu, metalnu ili sličnu oplatu. Oplata mora odgovarati mjerama građevinskih nacrta, detalja i planova oplate. Podupiranjem i razupiranjem oplate mora se osigurati njena stabilnost i nedeformabilnost pod teretom ugrađene mješavine. Unutarnje površine moraju biti ravne i glatke, bilo da su vertikalne, horizontalne ili kose. Postavljena oplata mora se lako i jednostavno rastaviti, bez udaranja i upotrebe pomoćnih alata i sredstava čime bi se "mlada" konstrukcija izložila štetnim vibracijama. Ako se nakon skidanja oplate ustanovi da izvedena konstrukcija dimenzijama i oblikom ne odgovara projektu Izvođač je obavezan istu srušiti i ponovo izvesti prema projektu. Prije ugradnje svježe mješavine betona u oplatu istu, ako je drvena, potrebno je dobro navlažiti, a ako je metalna mora se premazati odgovarajućim premazom.

Izvođač ne može započeti betoniranje dok nadzor ne izvrši pregled postavljene oplate i pismeno je ne odobri.

Primijenjeni standardi

Standardi za beton – osnovni

HRN EN 206-1:2002	Beton – 1. dio: Specifikacije, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206-1:2000)
HRN EN 206-1/A1:2004	Beton – 1. dio: Specifikacija, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206-1:2000/A1:2004)
nHRN EN 206-1/A2	Beton – 1. dio: Specifikacija, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206-1:2000/prA2:2004)

Standardi za beton - ostali

HRN EN 12350-1	Ispitivanje svježeg betona – 1. dio: Uzorkovanje
HRN EN 12350-2	Ispitivanje svježeg betona – 2. dio: Ispitivanje slijeganjem
HRN EN 12350-3	Ispitivanje svježeg betona – 3. dio: VeBe ispitivanje
HRN EN 12350-4	Ispitivanje svježeg betona – 4. dio: Stupanj zbijenosti
HRN EN 12350-5	Ispitivanje svježeg betona – 5. dio: Ispitivanje rasprostiranjem
HRN EN 12350-6	Ispitivanje svježeg betona – 6. dio: Gustoća
HRN EN 12350-7	Ispitivanje svježeg betona – 7. dio: Sadržaj pora – Tlačne metode
HRN EN 12390-1	Ispitivanje očvrsnulog betona – 1. dio: Oblik, dimenzije i drugi zahtjevi za uzorke i kalupe
HRN EN 12390-2	Ispitivanje očvrsnulog betona – 2. dio: Izradba i njegovanje uzoraka za ispitivanje čvrstoće
HRN EN 12390-3	Ispitivanje očvrsnulog betona – 3. dio: Tlačna čvrstoća uzoraka
HRN EN 12390-6	Ispitivanje očvrsnulog betona – 6. dio: Vlačna čvrstoća cijepanjem uzoraka
HRN EN 12390-7	Ispitivanje očvrsnulog betona – 7. dio: Gustoća očvrsnulog betona
HRN EN 12390-8	Ispitivanje očvrsnulog betona – 8. dio: Dubina prodiranja vode pod tlakom
prCEN/TS 12390-9	Ispitivanje očvrsnulog betona – 9. dio: otpornost na smrzavanje ljuštenjem
ISO 2859-1	Plan uzorkovanja za atributni nadzor – 1. dio: Plan uzorkovanja indeksiran prihvatljivim nivoom kvalitete (AQL) za nadzor količine po količine
ISO 3951	Postupci uzorkovanja i karta nadzora s varijablama nesukladnosti

HRN U.M1.057	Granulometrijski sastav mješavina agregata za beton
HRN U.M1.016	Beton. Ispitivanje otpornosti na djelovanje mraza
HRN EN 480-11	Dodaci betonu, mortu I injekcijskim smjesama – Metode ispitivanja – 11. dio: Utvrđivanje karakteristika zračnih pora u očvrsnulom betonu
HRN EN12504-1	Ispitivanje betona u konstrukcijama – 1. dio: Izvađeni uzorci – Uzimanje, pregled i ispitivanje tlačne čvrstoće
HRN EN 12504-2	Ispitivanje betona u konstrukcijama – 2. dio: Nerazorno ispitivanje – Određivanje veličine odskoka
HRN EN 12504-3	Ispitivanje betona u konstrukciji – 3. dio: Određivanje sile čupanja
HRN EN 12504-4	Ispitivanje betona u konstrukciji – 4. dio: Određivanje brzine ultrazvuka
prEN 13791:2003	Ocjena tlačne čvrstoće betona u konstrukcijama ili u konstrukcijskim elementima

Standardi za čelik za armiranje – osnovni

nHRN EN 10080-1	Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 1.dio: Opći zahtjevi (prEN 10080-1:1999)
nHRN EN 10080-2	Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 2. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda A (prEN 10080-2:1999)
nHRNEN 10080-3	Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 3. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda B (prEN 10080-3:1999)
nHRN EN 10080-4	Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 4. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda C (prEN 10080- 4:1999)

nHRN EN 10080-5	Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 5. dio: Tehnički uvjeti isporuke zavarenih armaturnih mreža (prEN 10080-5:1999)
nHRN EN 10080-6	Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 6. dio: Tehnički uvjeti isporuke zavarenih rešetki za gredice (prEN 10080-6:1999)

Standardi za čelik za armiranje – ostali

HRN EN 10020	Definicije i razredba vrsta čelika
HRN EN 10025	Toplovaljani proizvodi od nelegiranih konstrukcijskih čelika – Tehnički uvjeti isporuke
HRN EN 10027-1	Sustavi označivanja čelika – 1. dio: Nazivi čelika, glavni simboli
HRN EN 10027-2	Sustavi označivanja čelika – 2. dio: Brojčani sustav
EN 10079	Definicije čeličnih proizvoda
HRN EN 10204	Metalni proizvodi – Vrste dokumenata o ispitivanju (uključuje dopunu A1:1995)
prEN ISO 17660	Zavarivanje čelika za armiranje
HRN EN 287-1	Provjera osposobljenosti zavarivača – Zavarivanje taljenjem – 1. dio: Čelici
HRN EN 719	Koordinacija zavarivanja – Zadaci i odgovornosti
HRN EN 729-3	Zahtjevi za kakvoću zavarivanja– Zavarivanje taljenjem metalnih materijala – 3. dio: Standardni zahtjevi za kakvoću

HRN EN ISO 4063	Zavarivanje i srodni postupci – Nomenklatura postupaka i referentni brojevi
HRN EN ISO 377	Čelik i čelični proizvodi – Položaj i priprema uzoraka i ispitnih uzoraka za mehanička ispitivanja
HRN EN 10002-1	Metalni materijali – Vlačni pokus – 1. dio: Metoda ispitivanja (pri sobnoj temperaturi)
HRN EN ISO 15630-1	Čelik za armiranje i prednapinjanje betona – Ispitne metode – 1. dio: Armaturne šipke i žice
HRN EN ISO 15630-2	Čelik za armiranje i prednapinjanje betona – Ispitne metode – 2. dio: Zavarene mreže

Ostali standardi

ENV 1992-1-1	Eurokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcija – 1. dio: Opća pravila i pravila za zgrade
ENV 1992-1-2	Eurokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcija – 1-2 dio: Opća pravila – Projektiranje konstrukcije na požar

Ovlaštene organizacije i institucije za atestiranje su na listi u Glasniku Zavoda kojeg izdaje Državni zavod za normizaciju i graditeljstvo.

Izvoditelj je dužan osiguravati dokaze o kvaliteti radova i ugrađenih proizvoda i opreme prema Zakonu i prema zahtjevima iz projekta, te u tom smislu mora čuvati dokumentaciju o ispitivanju ugrađenog materijala, proizvoda i opreme prema programu ispitivanja iz projekta.

Nadzorni inženjer dužan je voditi računa da je kvaliteta radova, ugrađenih proizvoda i opreme u skladu sa zahtjevima projekta te da je kvaliteta dokazana propisanim ispitivanjima i dokumentima. Nadzorni inženjer dužan je da za tehnički pregled priredi završno izvješće o izvedbi građevine.

Ostali radovi i materijali

Svi ostali materijali i proizvodi koji se ugrađuju u objekt trebaju biti kvalitetni i trajni, uz zadovoljenje svih važećih normi, propisa i pravila struke. Za sve se upotrijebljene materijale provode tekuća i kontrolna ispitivanja, odnosno prilažu atesti isporučitelja. Izvedba svih radova treba biti ispravna, kvalitetna i pod stalnim stručnim nadzorom. Za svako odstupanje primijenjenog gradiva ili gotovog proizvoda od projekta, potrebna je suglasnost projektanta i investitora.

4. OPĆI I POSEBNI TEHNIČKI UVJETI

4.1. Oplate i skele

Skele i oplate moraju imati takvu sigurnost i krutost da bez slijeganja i štetnih deformacija mogu primiti opterećenja i utjecaje koji nastaju tijekom izvedbe radova. Skela i oplata moraju biti izvedeni tako da se osigurava puna sigurnost radnika i sredstava rada kao i sigurnost prolaznika, prometa, susjednih objekata i okoline uopće.

Materijali za izradu skela i oplata moraju biti propisane kvalitete. Nadzorni inženjer treba odobriti oplatu prije početka betoniranja.

Kod izrade projekta oplate mora se uzeti u obzir kompaktiranje pomoću vibratora na oplati tamo gdje je to potrebno.

Oplata mora sadržavati sve otvore i detalje prikazane u nacrtima, odnosno tražene od nadzornog inženjera.

Oplata odnosno skela treba osigurati da se beton ne onečisti. Obje moraju biti dovoljno čvrste i krute da odole pritiscima kod ugradnje i vibriranja i da spriječe ispupčenja. Nadzorni inženjer će, tamo gdje mu se čini potrebno, tražiti proračunski dokaz stabilnosti i progibanja.

Nadvišenja oplate dokazuju se računski i geodetski se provjeravaju prije betoniranja.

Oplata mora biti toliko vodotijesna da spriječi istjecanje cementnog mlijeka.

Ukoliko se za učvršćenje oplate rabe metalne šipke od kojih dio ostaje ugrađen u betonu, kraj stalno ugrađenog dijela ne smije biti bliži površini od 5 cm. Šupljina koja ostaje nakon uklanjanja šipke mora se dobro ispuniti, naročito ako se radi o plohama koje će biti izložene protjecanju vode. Ovakav način učvršćenja ne smije se upotrijebiti za vidljive plohe betona.

Žičane spojnice za pridržavanje oplate ne smiju prolaziti kroz vanjske plohe gdje bi bile vidljive.

Radne reške moraju biti, gdje god je moguće, horizontalne ili vertikalne i moraju biti na istoj visini zadržavajući kontinuitet.

Pristup oplati i skeli radi čišćenja, kontrole i preuzimanja, mora biti osiguran.

Oplata mora biti tako izrađena, naročito za nosače i konstrukcije izložene proticanju vode, da se skidanje može obaviti lako i bez oštećenja rubova i površine.

Površina oplate mora biti očišćena od inkrustacija i sveg materijala koji bi mogao štetno djelovati na izložene vanjske plohe.

Kad se oplata premazuje uljem, mora se spriječiti prljanje betona i armature.

Oplata, ukoliko je drvena, mora prije betoniranja biti natopljena vodom na svim površinama koje će doći u dodir s betonom i zaštićena od prianjanja za beton premazom vapnom.

Skidanje oplate se mora izvršiti čim je to provedivo, naročito tamo gdje oplata ne dozvoljava polijevanje betona, ali nakon što je beton dovoljno očvrsnuo. Svi popravci betona trebaju se izvršiti na predviđen način i to što je prije moguće.

Oplata se mora skidati prema određenom redoslijedu, pažljivo i stručno, da se izbjegnu oštećenja. Moraju se poduzeti mjere predostrožnosti za slučaj neplaniranog kolapsa. Nadzorni inženjer će odrediti kad se mora, odnosno može, skidati oplata.

Sve skele (za oplatu, pomoćne i fasadne) moraju se izvesti od zdravoga drva ili čeličnih cijevi potrebnih dimenzija.

Sve skele moraju biti stabilne, ukrućene dijagonalno u poprečnom i uzdužnom smislu, te solidno vezane sponama i kliještima. Mosnice i ograde trebaju biti također dovoljno ukrućene. Skelama treba dati nadvišenje koje se određuje iskustveno u ovisnosti o građevini ili proračunski. Ako to traži nadzorni inženjer, vanjska skela, s vanjske strane, treba biti prekrivena tršćanim ili lanenim pletivom kako bi se uz općenitu zaštitu osigurala i kvalitetnija izvedba i zaštita fasadnog lica.

Skele moraju biti izrađene prema pravilima struke i propisima Pravilnika o higijenskim i tehničkim zaštitnim mjerama u građevinarstvu.

Nadzorni inženjer mora zabraniti izradu i primjenu oplata i skela koje prema njegovom mišljenju ne bi mogle osigurati traženu kvalitetu lica gotovog betona ili su neprihvatljive

kvalitete ili sigurnosti. Prijem gotove skele ili oplate vrši se vizualno, geodetskom kontrolom i ostalom izmjerom. Pregled i prijem gotove skele, oplate i armature vrši nadzorni inženjer. Bez obzira na odobrenu primjenu skela, oplate i armature, izvođač snosi punu odgovornost za sigurnost i kvalitetu radova.

Transport i ugradnja betona

S betoniranjem se može početi samo na osnovi pismene potvrde o preuzimanju podloge, skele, oplate i armature te po odobrenju programa betoniranja od nadzornog inženjera.

Beton se mora ugrađivati prema unaprijed izrađenom programu i izabranom sistemu.

Vrijeme transporta i drugih manipulacija sa svježim betonom ne smije biti duže od onog koje je utvrđeno u toku prethodnih ispitivanja (promjena konzistencije s vremenom pri raznim temperaturama).

Transportna sredstva ne smiju izazivati segregaciju smjese betona.

U slučaju transporta betona auto-miješalicama, poslije pražnjenja auto-miješalice treba oprati bubanj, a prije punjenja treba provjeriti je li ispražnjena sva voda iz bubnja.

Zabranjeno je korigiranje sadržaja vode u gotovom svježem betonu bez prisustva tehnologa za beton.

Dozvoljena visina slobodnog pada betona je 1,0 m. Nije dozvoljeno transportiranje betona po kosinama.

Transportna sredstva se ne smiju oslanjati na oplatu ili armaturu kako ne bi dovela u pitanje njihov projektirani položaj.

Svaki započeti betonski odsjek, konstruktivni dio ili element objekta mora biti neprekidno izbetoniran u opsegu, koji je predviđen programom betoniranja, bez obzira na radno vrijeme, brze vremenske promjene ili isključenja pojedinih uređaja mehanizacije pogona.

Ako dođe do neizbježnog, nepredvidljivog prekida rada, betoniranje mora biti završeno tako da se na mjestu prekida može izraditi konstruktivno i tehnološki odgovarajući radni spoj. Izrada takvog radnog spoja moguća je samo uz odobrenje nadzornog inženjera.

Svježi beton mora se ugrađivati vibriranjem u slojevima čija debljina ne smije biti veća od 70 cm. Sloj betona koji se ugrađuje mora vibriranjem biti dobro spojen s prethodnim donjim slojem betona. Ako dođe do prekida betoniranja, prije nastavka betoniranja površina donjeg sloja betona mora biti dobro očišćena ispuhivanjem i ispiranjem, a po potrebi i pjeskarenjem.

Beton treba ubaciti što bliže njegovom konačnom položaju u konstrukciji da bi se izbjegla segregacija. Smije se vibrirati samo oplatom ukliješten beton. Nije dozvoljeno transportiranje betona pomoću pervibratora.

Ugrađeni beton ne smije imati temperaturu veću od 45 °C u periodu od 3 dana nakon ugradnje.

Betoniranje pri visokim vanjskim temperaturama

Niska početna temperatura svježeg betona ima višestruko povoljan utjecaj na poboljšanje uvjeta za betoniranje masivnih konstrukcija. Stoga je sniženje temperature svježeg betona i održavanje iste u propisanim granicama od posebnog značaja. Za održavanje temperature svježeg betona unutar dopuštenih 25 °C, neophodno je poduzeti sljedeće mjere:

-krupne frakcije agregata hladiti raspršivanjem vode po površini deponije, što se ne preporuča s frakcijama do 8 mm, zbog poteškoća s održavanjem konzistencije betona,

-deponije pijeska zaštititi nadstrešnicama,

-silose za cement, rezervoare, miješalicu, cijevi itd. zaštititi od sunca bojenjem u bijelo.

Ukoliko ovi postupci hlađenja nisu dostatni, daljnje sniženje temperature može se postići hlađenjem vode u posebnim postrojenjima (coolerima).

Za vrijeme visokih dnevnih temperatura (oko 30 °C), kada postoje poteškoće s održavanjem dozvoljene temperature svježeg betona, početak radova na betoniranju treba pomaknuti prema hladnijem dijelu dana (noć, jutro).

Vrijeme od spravljanja betona do ugradnje treba biti što kraće, kako bi se izbjegli problemi pri pražnjenju transportnih sredstava i ugradnji zbog smanjenja obradivosti.

Ugrađivanje se mora odvijati brzo i bez zastoja. Redoslijed betoniranja mora omogućiti povezivanje novog betona s prethodnim.

U uvjetima vrućeg vremena najpogodnije je njegovanje vodom. Njegovanje treba početi čim beton počne očvršćivati. Ako je intenzitet isparavanja blizu kritične granice, površina se može finim raspršivanjem vode održavati vlažnom, bez opasnosti od ispiranja.

Čelične oplate treba rashlađivati vodom, a podloga prije betoniranja mora biti dobro nakvašena.

Ukoliko se u svježem betonu pojave pukotine, treba ih zatvoriti revibriranjem.

Voda koja se upotrebljava za njegovanje ne smije biti mnogo hladnija od betona, kako razlike između temperature betona na površini i unutar jezgre ne bi prouzročile pojavu pukotina. Stoga je efikasan način njegovanja pokrivanje betona materijalima koji vodu upijaju i zadržavaju (juta, spužvasti materijal i sl.) te dodatno prekrivanje plastičnom folijom.

Prekrivanje povoljno djeluje i na utjecaj razlika temperatura noć - dan.

Betoniranje pri niskim vanjskim temperaturama

Betoniranje pri temperaturama nižim od +5 °C moguće je uz pridržavanje mjera za zimsko betoniranje.

Upotreba smrznutog agregata u mješavini nije dozvoljena, a zagrijavanje pijeska parom nije preporučljivo zbog poteškoća s održavanjem konzistencije betona.

Pri ugradnji svježi beton mora imati minimalnu temperaturu od +6 °C, koja se na nižim temperaturama zraka (0 < t < +5 °C) može postići samo zagrijavanjem vode, pri čemu temperatura mješavine agregata i vode prije dodavanja cementa ne smije prijeći +25 °C. Temperatura svježeg betona u zimskom periodu na mjestu ugradnje mora biti od +6 °C do +15 °C.

Da bi se omogućio normalni tok procesa stvrdnjavanja i spriječilo smrzavanje, odmah poslije ugradnje, beton se toplinski zaštićuje prekrivanjem otvorenih površina izolacijskim materijalima i izolacijom čeličnih oplata.

Toplinska izolacija betona mora biti takva da osigura postizanje najmanje 50 % projektirane čvrstoće na pritisak prije nego što beton bude izložen djelovanju mraza.

Pri temperaturama zraka nižim od +5 °C, temperatura svježeg betona mjeri se najmanje jedanput u toku 2h.

5. NAČIN ZBRINJAVANJA GRAĐEVNOG OTPADA

Način zbrinjavanja građevnog otpada mora biti u skladu s propisima o otpadu. Osnovni propis iz tog područja je: Zakon o održivom gospodarenju otpadom (NN 94/13), koji u sebi sadrži sve ostale relevantne pravilnike: Pravilnik o vrstama otpada, Pravilnik o postupanju s otpadom, itd.

Prema navedenom zakonu građevni otpad spada u inertni otpad jer uopće ne sadrži ili sadrži malo tvari koje podliježu fizikalnoj, kemijskoj i biološkoj razgradnji pa ne ugrožavaju okoliš.

Nakon završetka radova gradilište treba očistiti od otpadaka i suvišnog materijala i okolni dio terena dovesti u prvobitno stanje.

Pravilnikom o vrstama otpada određeno je da je proizvođač otpada čija se vrijedna sredstva mogu iskoristiti dužan otpad razvrstavati na mjestu nastanka, odvojeno skupljati po vrstama i osigurati uvjete skladištenja za očuvanje kakvoće u svrhu ponovne obrade.

Taj pravilnik predviđa slijedeće moguće postupke s otpadom:

- kemijsko-fizikalna obrada

- biološka obrada

- termička obrada

- kondicioniranje otpada

- odlaganje otpada

Kemijsko-fizikalna obrada otpada je obrada kemijsko-fizikalnim metodama s ciljem mijenjanja njegovih kemijsko-fizikalnih, odnosno bioloških svojstava, a može biti: neutralizacija, taloženje, ekstrakcija, redukcija, oksidacija, dezinfekcija, centrifugiranje, filtracija, sedimentacija, rezervna osmoza.

Biološka obrada je obrada biološkim metodama s ciljem mijenjanja kemijskih, fizikalnih, odnosno bioloških svojstava, a može biti: aerobna i anaerobna razgradnja.

Termička obrada je obrada termičkim postupkom. Provodi se s ciljem mijenjanja kemijskih, fizikalnih, odnosno bioloških svojstava, a može biti: spaljivanje, piroliza, isparavanje, destilacija, sinteriranje, žarenje, taljenje, zataljivanje u staklo.

Kondicioniranje otpada je priprema za određeni način obrade ili odlaganja, a može biti: usitnjavanje, ovlaživanje, pakiranje, odvodnjavanje, oprašivanje, očvršćivanje te postupci kojima se smanjuje utjecaj štetnih tvari koje sadrži otpad.

S građevnim otpadom treba postupiti u skladu s Pravilnikom o uvjetima za postupanje s otpadom.

Taj pravilnik predviđa moguću termičku obradu za slijedeći otpad:

-drvo

-plastiku

-asfalt koji sadrži katran

-katran i proizvodi koji sadrže katran

Kondicioniranjem se može obraditi slijedeći otpad:

-građevinski materijali na bazi azbesta

-asfalt koji sadrži katran

-asfalt (bez katrana)

-katran i proizvodi koji sadrže katran

-izolacijski materijal koji sadrži azbest

-miješani građevni otpad i otpad od rušenja

Najveći dio građevnog otpada (prethodno obrađen ili neobrađen) može se odvesti u najbliže javno odlagalište otpada: beton, cigle, pločice i keramika, građevinski materijali

na bazi gipsa, drvo, staklo, plastika, bakar, bronca, mjed, aluminij, olovo, cink, željezo i čelik, kositar, miješani materijali, kablovi, zemlja i kamenje i ostali izolacijski materijali.

Nakon završetka radova gradilište treba očistiti od otpada i suvišnog materijala, postupiti prema iznesenom, a okolni dio terena dovesti u prvobitno stanje.

6. UVJETI ODRŽAVANJA I PROJEKTIRANI VIJEK TRAJANJA

Razmatrana građevina ne zahtijeva poseban tretman održavanja.

Ipak, ukopanost u tlo zahtijeva povećanu mjeru opreza i pojačani nadzor nad svim elementima (konstruktivnim i nekonstruktivnim) građevina. Tehnološkim mjerama, koje su navedene u ovom projektu pokušalo se dobiti što kvalitetniju i trajniju konstrukciju. U tom smislu neophodno je poštovati mjere za postizanje kvalitete materijala i konstrukcija, kao i posebne tehničke uvjete.

Radnje u okviru održavanja betonskih konstrukcija treba provoditi prema odredbama Priloga J.3. Održavanje betonskih konstrukcija, Tehničkog propisa za betonske konstrukcije (N.N. 139/09, 14/10, 125/10,136/12) i normama na koje upućuje Prilog J.3., te odgovarajućom primjenom odredaba ostalih priloga Tehničkog propisa za betonske konstrukcije (N.N. 139/09, 14/10, 125/10,136/12).

Redoviti pregled predmetne građevine, od strane kvalificiranih osoba, a u svrhu održavanja konstrukcije za predmetnu građevinu treba provoditi najmanje svakih 5 godina (zgrade javne namjene). Izvanredne preglede građevine provoditi nakon nekog izvanrednog događaja (ekstremne vremenske neprilike, potres, požar, eksplozija i slično) ili prema zahtjevu inspekcije.

Osim ovih pregleda preporučuje se da korisnici građevine vrše godišnje preglede i ukoliko primijete neku nepravilnost na konstrukciji zatraže redoviti ili izvanredni pregled i prije roka predviđenog ovim projektom. Način obavljanja pregleda uključuje:

- vizualni pregled, u kojeg je uključeno utvrđivanje položaja i veličine napuklina i pukotina te drugih oštećenja bitnih za očuvanje mehaničke otpornosti i stabilnosti građevine,

- utvrđivanja stanja zaštitnog sloja armature, za betonske konstrukcije u umjereno ili jako agresivnom okolišu,

- utvrđivanje veličine progiba glavnih nosivih elemenata betonske konstrukcije za slučaj osnovnog djelovanja, ako se na temelju vizualnog pregleda sumnja u ispunjavanje bitnog zahtjeva mehaničke otpornosti i stabilnosti.

Nakon obavljenih pregleda konstrukcije potrebno je izraditi dokumentaciju o stanju konstrukcije nakon pregleda sa potrebnim mjerama i radovima na saniranju i održavanju konstrukcije. Ovu i drugu dokumentaciju o održavanju betonske konstrukcije dužan je trajno čuvati vlasnik građevine.

Manje nedostatke može ispraviti stručna osoba (zanatlija) na licu mjesta, a kod većih zahvata vlasnik (ili korisnici) građevine dužni su postupiti prema potrebnim zahtjevima i mjerama iz dokumentacije o stanju konstrukcije te izvesti neophodne radove održavanja, obnove i izmjene uređaja i dijelova te radove popravka, ojačanja i rekonstrukcije.

Sve radove pregleda i izvedbe radova na konstrukciji potrebno je povjeriti za to ovlaštenim osobama.

Norme za ispitivanje i održavanje građevina :

HRN ENV 13269	Održavanje – Smjernice za izradu ugovora o održavanju
HRN EN 13306	Nazivlje u održavanju
HRN ENV 13670-1:2002	Izvedba betonskih konstrukcija – 1. dio: Općenito (ENV 13670-1:2000)
HRN U.M1.047:1987	Ispitivanje konstrukcija visokogradnje pokusnim opterećenjem i ispitivanje do sloma
HRN EN 4866:1999	Mehaničke vibracije i udari – Vibracije građevina – Smjernice za mjerenje vibracija i ocjenjivanje njihova utjecaja na građevine (ISO 4866:1990+Dopuna 1:1994+Dopuna 2:1996)
prEN 13791:2003	Ocjena tlačne čvrstoće betona u konstrukcijama ili u konstrukcijskim elementima
HRN ISO 15686-1:2002	Zgrade i druge građevine – Planiranje vijeka uporabe – 1. dio: Opća načela (ISO 15686-1:2000)

HRN ISO 15686-2:2002	Zgrade i druge građevine – Planiranje vijeka uporabe – 2. dio: Postupci predviđanja vijeka uporabe (ISO 15686-2:2001)
HRN ISO 15686-3:2004	Zgrade i druge građevine – Planiranje vijeka uporabe – 3. dio: Neovisne ocjene (auditi) i pregledi svojstava (ISO 15686-3:2002)
HRN 12504-1:2000	Ispitivanje betona u konstrukcijama – 1. dio: Izvađeni uzorci – Uzimanje, pregled i ispitivanje tlačne čvrstoće (EN 12504-1:2000)
HRN 12504-2:2001	Svojstva betona u konstrukcijama – 2.dio: Nerozorno ispitivanje – Određivanje indeksa sklerometra (EN 12504-2:2001)
nHRN EN 12504-3	Ispitivanje betona u konstrukcijama – 3. dio: Određivanje sile čupanja (pull-out) (prEN 12504-3:2003)
HRN EN 12504-4:2004	Ispitivanje betona – 4. dio: Određivanje brzine ultrazvučnog impulsa (EN 12504-4:2004)
HRN EN 12390-1:2001	Ispitivanje očvrsloga betona – 1. dio: Oblik, dimenzije i drugi zahtjevi za uzorke i kalupe (EN 12390-1:2000)
HRN EN 12390-3:2002	Ispitivanje očvrsloga betona – 3. dio: Tlačna čvrstoća ispitnih uzoraka (EN 12390-3:2001)

Očekivani vijek trajanja građevina je 50 godina. Preduvjet za postizanje očekivanog vijeka trajanja je pravilna izvedba te pravilno održavanje u skladu s prethodno navedenim zahtjevima te zakonima i pravilima struke.

7. PLANOVI POZICIJA

Planovi pozicija i relevantni tlocrti i presjeci prikazani su u grafičkim prilozima.

Ploče su označavane velikim slovom P (P1, P2, ...)i pripadajućim brojem, grede su označavane velikim slovom G (G1, G2, ...) i pripadajućim brojem, stupovi velikim slovom S (S1, S2, ...) i pripadajućim brojem.

Zbog jednostavnosti grede i stupovi su podijeljeni prema tipu (dimenzijama).

U grafičkim prilozima numeričkog proračuna vidljiva je potrebna količina armature na pojedinim mjestima u ploči.

Svi računalni proračuni su izvršeni računalnim programom “Scia Engineer 17.0”. Zbog opširnosti projekta prikazani su samo oni rezultati koji su smatrani relevantnim. Svi ulazni i izlazni podaci se mogu, na zahtjev, dobiti kod autora ovog projekta.

Svi ostali podaci i detalji relevantni za predmetni objekt dani su kroz projektna rješenja.

Za sve izmjene i dopune konzultirati projektanta.

Sva opterećenja uzeta prema:

HRN ENV 1991-1	Eurokod 1: Osnove projektiranja i djelovanja na konstrukcije – 1. dio: Osnove projektiranja (ENV 1991-1:1994)
HRN ENV 1991-2-1	Eurokod 1: Osnove projektiranja i djelovanja na konstrukcije – 2-1. dio: Djelovanja na konstrukcije – Prostorne težine, vlastite težine, uporabna opterećenja (ENV 1991-2-1:1995)
HRN ENV 1991-2-2	Eurokod 1: Osnove proračuna i djelovanja na konstrukcije – 2-2. dio: Djelovanja na konstrukcije – Djelovanja na konstrukcije izložene požaru (ENV 1991-2-2:1995)
HRN ENV 1991-2-3	Eurokod 1: Osnove projektiranja i djelovanja na konstrukcije – 2-3. dio: Djelovanja na konstrukcije – Opterećenje snijegom (ENV 1991-2-3:1995)

HRN ENV 1991-2-4 Eurokod 1: Osnove projektiranja i djelovanja na konstrukcije – 2-4. dio: Djelovanja na konstrukcije – Opterećenje vjetrom (ENV 1991-2-4:1995)

HRN ENV 1991-2-6 Eurokod 1: Osnove projektiranja i djelovanja na konstrukcije – 2-6. dio: Djelovanja na konstrukcije – Djelovanja tijekom izvedbe (ENV 1991-2-6:1997)

HRN ENV 1991-2-7 Eurokod 1: Osnove projektiranja i djelovanja na konstrukcije – 2-7. dio: Djelovanja na konstrukcije – Izvanredna djelovanja prouzročena udarom i eksplozijom (ENV 1991-2-7:1998)

HRN ENV 1998-1-1:2005 Eurokod 8: Projektiranje konstrukcija otpornih na potres – 1-1. dio: Opća pravila – Potresna djelovanja i opći zahtjevi za konstrukcije (ENV 1998-1-1:1994)

8. ANALIZA OPTEREĆENJA

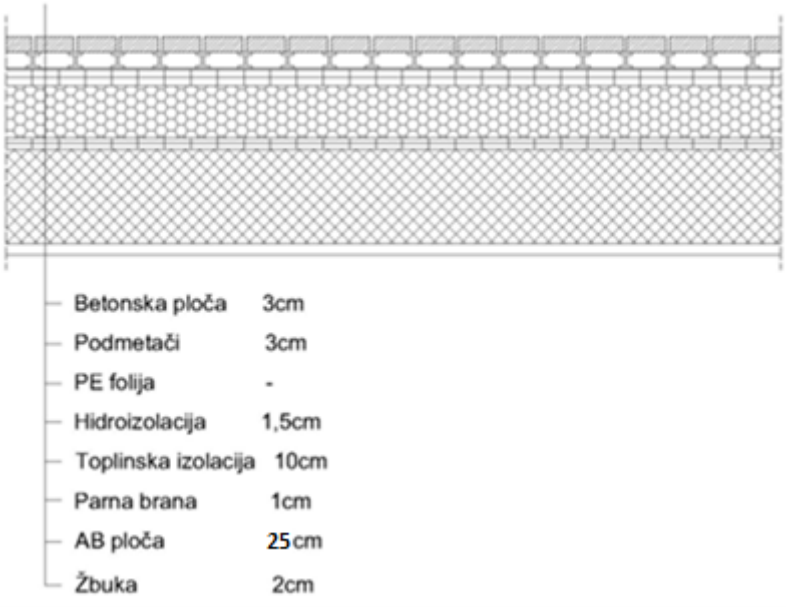
8.1. Stalno opterećenje

Vlastita težina

Vlastita težina svih konstruktivnih elementa je automatski uključena u programskom paketu Scia Engineer.

Dodatno stalno opterećenje

a) Ravni krov

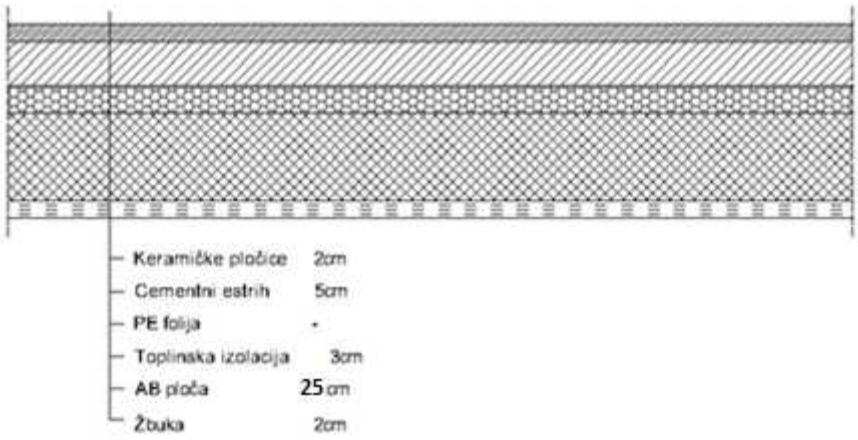


Tablica 8.1 Slojevi ravnog krova

Sloj:	d(m)	g(kN/m3)	d x g(kN/m^2)
Betonska ploča	0,03	25	0,750
Podmetači	0,03		
PE folija	-	-	-
Hidroizolacija	0,015x2	5,90	0,177
Toplinska izolacija	0,1	1,5	0,30
Parna brana	0,01x2	0,15	0,003
AB ploča	0,25	Uključena	kroz program
Žbuka	0,02	19	0,38

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 1,46$ (kN/m^2)

b) Pod između stanova

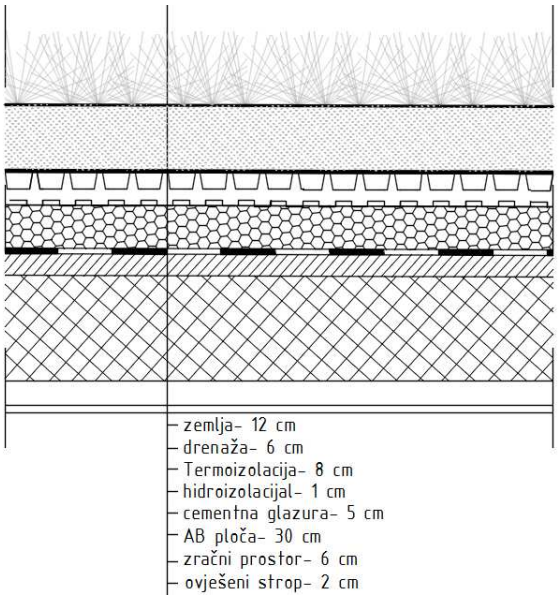


Tablica 8.2 Slojevi poda između stanova

Sloj:	d(m)	g(kN/m3)	d x g(kN/m^2)
Keramičke pločice	0,02	24	0,48
Cementni estrih	0,05	24	1,20
PE folija	-	-	-
Topl.-zvuč. izolacija	0,03	2,0	0,015
AB ploča	0,25	Uključena	kroz program
Žbuka	0,02	19	0,38

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 2,12$ (kN/m^2)

c) Pod iznad garaže

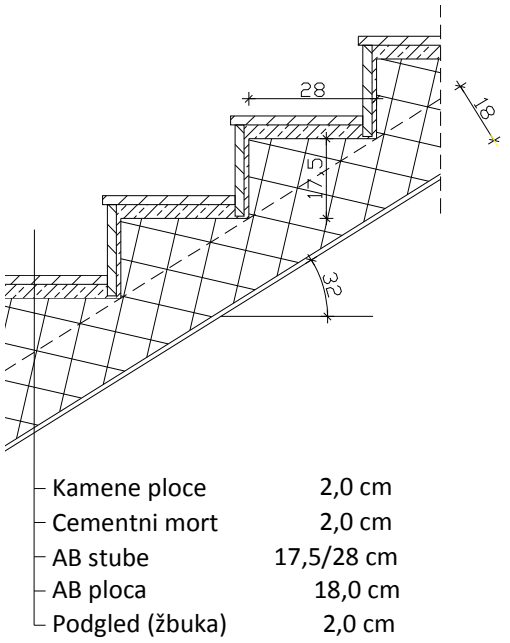


Tablica 8.3 Slojevi poda iznad garaže

Sloj:	d(m)	g(kN/m3)	d x g(kN/m^2)
Zemlja	0,12	18	2,16
Drenaža	0,06	0,01	0,0006
Termoizolacija	0,08	1,5	0,12
Hidroizolacija	0,015x2	5,90	0,177
Cementna glazura	0,05	24	1,20
AB ploča	0,30	Uključena kroz program	
Zračni prostor	0,06	-	-
Ovješeni strop	0,02	0,15	0,003

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 3,66$ (kN/m^2)

d) Stubište



Tablica 8.4 Slojevi poda stubišta

Sloj:	d(m)	g(kN/m3)	d x g(kN/m^2)
Kamene ploče	0,02	28	0,56
Cementni mort	0,02	21	0,42
Stepenik	0,075	Uključen kroz program	
AB ploča	0,18	Uključena kroz program	
Žbuka	0,02	19	0,38

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 1,36$ (kN/m^2)

8.2. Promjenjivo opterećenje

8.2.1. Korisno opterećenje

Minimalno korisno opterećenje za zgrade definirano je u EC1991-1-1. Ovo korisno (pokretno) opterećenje je najmanje koje se smije primijeniti na zgradama. Na zahtjev investitora ili pri procjeni projektanta smije se koristiti i veće opterećenje. Za potrebe proračuna, a prema EC1991-1-1 korištena su sljedeća opterećenja:

- Ravni krov: q = 1,0 kN/m2
- Stambeni prostori: q = 2,0 kN/m2
- Stubišta i poslovni prostori: q = 3,0 kN/m2
- Pod iznad garaže: q = 2,0 kN/m2

NAPOMENA: Neće se raditi kombinacija korisnog opterećenja, tj. postavljanje korisnog opterećenja u najkritičnije položaje, već je korisno opterećenje uvećano za 20%.

- Ravni krov: q = 1,0 · 1,2 = 1,2 kN/m2
- Stambeni prostori: q = 2,0 · 1,2 = 2,4 kN/m2
- Stubišta i poslovni prostori: q = 3,0 · 1,2 = 3,6 kN/m2
- Pod iznad garaže: q = 2,0 · 1,2 = 2,4 kN/m2

8.2.2. Opterećenje snijegom

Opterećenje snijegom na krovu

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

- μ_i - koeficijent oblika za opterećenje snijegom

- krov nagiba $\alpha_1 = \alpha_2 \cong 5^\circ \Rightarrow \mu_1 = \mu_2 = 0,8$

Predmetni objekti se nalaze u Splitu. Prema preporukama europske norme ENV 1991-2-3:1995, karakteristično opterećenje snijegom je $s_k = 0.45 \ kN/m^2$ (Zona III - do 100 m nadmorske visine).

Nadmorska visina [m]	s_k [kN/m^2]			
	I	II	III	IV
0	0,88	0,75	0,14	0,18
100	1,09	1,05	0,45	0,33
200	1,31	1,38	0,80	0,50
300	1,55	1,76	1,20	0,70
400	1,80	2,18	1,65	0,92
500	2,06	2,63	2,15	1,16
600	2,34	3,13	2,70	



- C_e - koeficijent izloženosti $\Rightarrow C_e = 1,0$

- C_t - toplinski koeficijent $\Rightarrow C_t = 1,0$

$$\Rightarrow s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,45 = 0,36(kN/m^2)$$

8.2.3. Opterećenje vjetrom

Opterećenje vjetrom definirano je Eurokodom 1991-1-4 – Djelovanje vjetra (Eurocode 1: Actions on structures - General actions - Part 1-4: Wind actions).

v_{b0} (ili $v_{ref\,0}$ - u prednormi) je poredbena vrijednost brzine vjetra ovisna o geografskom položaju objekta (dana na karti). Poredbena vrijednost brzine vjetra je karakteristična srednja 10-minutna vrijednost brzine vjetra, neovisna o smjeru vjetra, vremenu i godišnjem dobu, na 10 m iznad površine otvorenog terena, koji može biti obrastao travom i grmljem i manjim preprekama.

Vrijednost poredbene brzine vjetra v_{b0} dodatno se korigira s obzirom na smjer vjetra, godišnje doba i nadmorsku visinu, te se tako dobiva osnovna brzina vjetra:

$$v_b = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{bo}$$

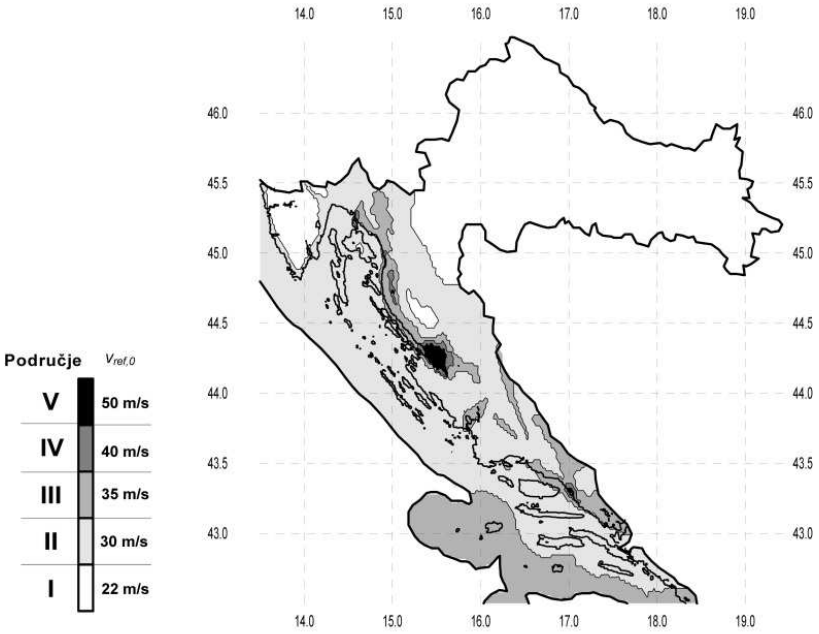
Koeficijent smjera vjetra (c_{DIR}) proizlazi iz odnosa brzine vjetra za različiti smjer vjetra i uzima se za cijelo područje Hrvatske: $c_{DIR} = 1,0$.

Koeficijent godišnjeg doba (c_{TEM}) uzima se za cijelo područje Hrvatske: $c_{TEM} = 1,0$.

Koeficijent nadmorske visine (c_{ALT}) koji obuhvaća povećanje brzine vjetra s nadmorskom visinom, zbog ograničenog broja mjernih mjesta na planinskom području Republike Hrvatske nije moguće egzaktno odrediti, te se koristi izraz:

$$c_{ALT} = 1 + 0,0001 \cdot a_s$$

gdje je as = nadmorska visina mjesta u (m).



Srednja brzina vjetra na nekoj visini z:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

$$c_r(z) = \left[k_r \cdot \ln\left(z / z_0\right) \right] \qquad za \qquad z_{\min} \le z \le z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \qquad za \qquad z \le z_{\min} \qquad -koeficijent \;\; hrapavosti$$

$$k_r = 0{,}19 \left(\frac{z_0}{z_{o.II}} \right)^{0.07} \qquad -koeficijent \;\; terena(dan\ u\ tablici)$$

$$c_o\left(z\right) - koeficijent \;\; topografije\left(uglavnom \;\; se \;\; uzima \;\; 1.0\right)$$

	Opis	k_r	z_0 [m]	Z_{min} [m]
0	More ili područje uz more otvoreno prema moru	0.156	0.003	1
I	Uzburkano otvoreno more ili jezero, s najmanje 5 km dužine navjetrine i gladak ravan teren bez prepreka	0.170	0.01	1
II	Poljoprivredno zemljište s ogradama, povremenim malim poljoprivrednim objektima, kućama ili drvećem	0.190	0.05	2
III	Predgrađa ili industrijske zone i stalne šume	0.215	0.30	5
IV	Urbane zone u kojima je najmanje 15% površine pokriveno zgradama čija je srednja visina veća od 15 m	0.234	1.00	10

Maksimalna visina z_{max} se obično uzima 200 m.

Turbulencija vjetra na visini z iznad terena dana je izrazom:

$$I_v(z) = \frac{1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \qquad \text{za} \qquad z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \qquad \text{za} \qquad z \le z_{min}$$

Pa je maksimalni tlak brzine vjetra :

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{\rho_{zr}}{2} \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$$q_b = \frac{\rho_{zr}}{2} \cdot v_b^2(z)$$

$$\rho_{zr} = 1.25\ kg/m^3$$

Za, npr. ravna područja, kod kojih je =1.0, Faktor izloženosti je prikazan na dijagramu u ovisnosti kategorije terena i visine iznad terena.

Rezultirajuća sila vjetra:

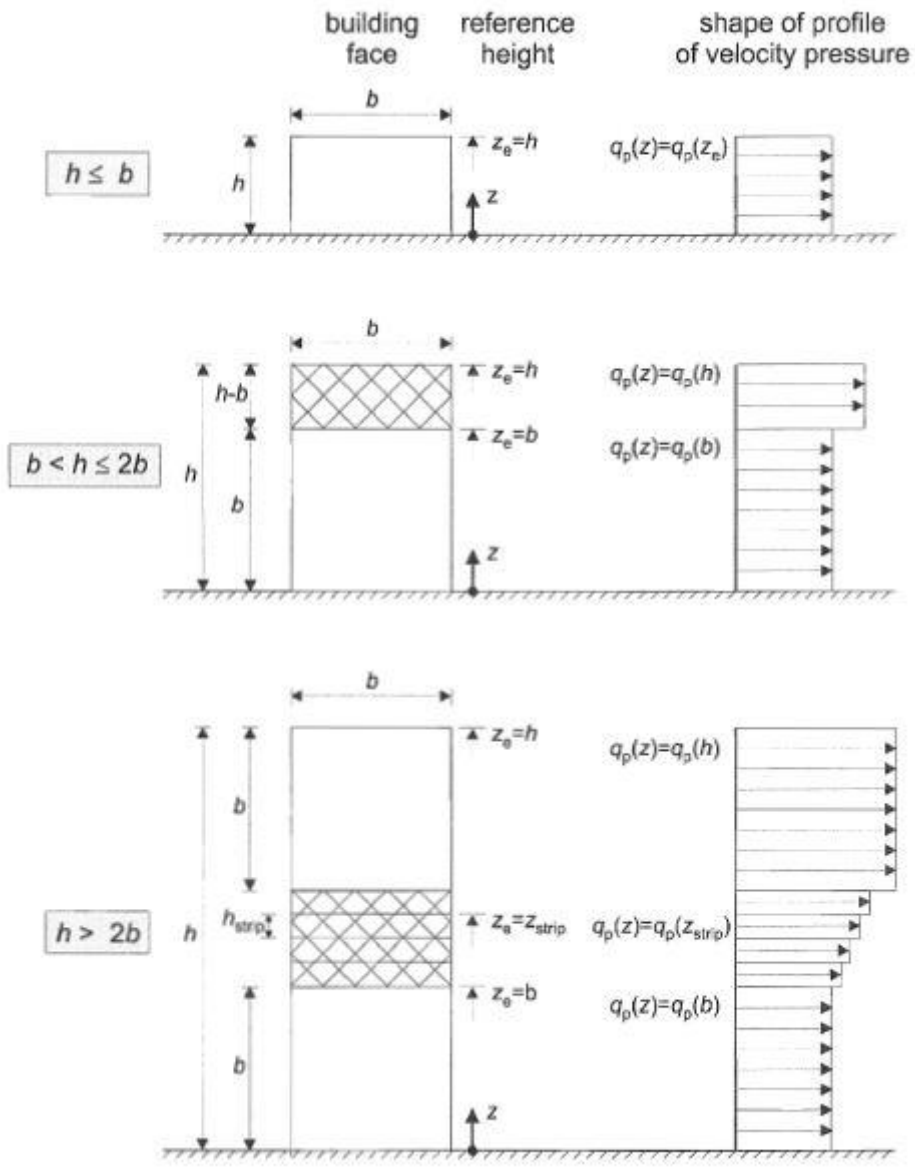
$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$ - sila vjetra na vanjske plohe; c_{pe} - koeficijent vanjskog tlaka

$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi}$ - sila vjetra na unutarnje plohe; c_{pi} - koeficijent unutarnjeg tlaka

z_e - referentna visina objekta

Određivanje koeficijenta vanjskog tlaka c_{pe}

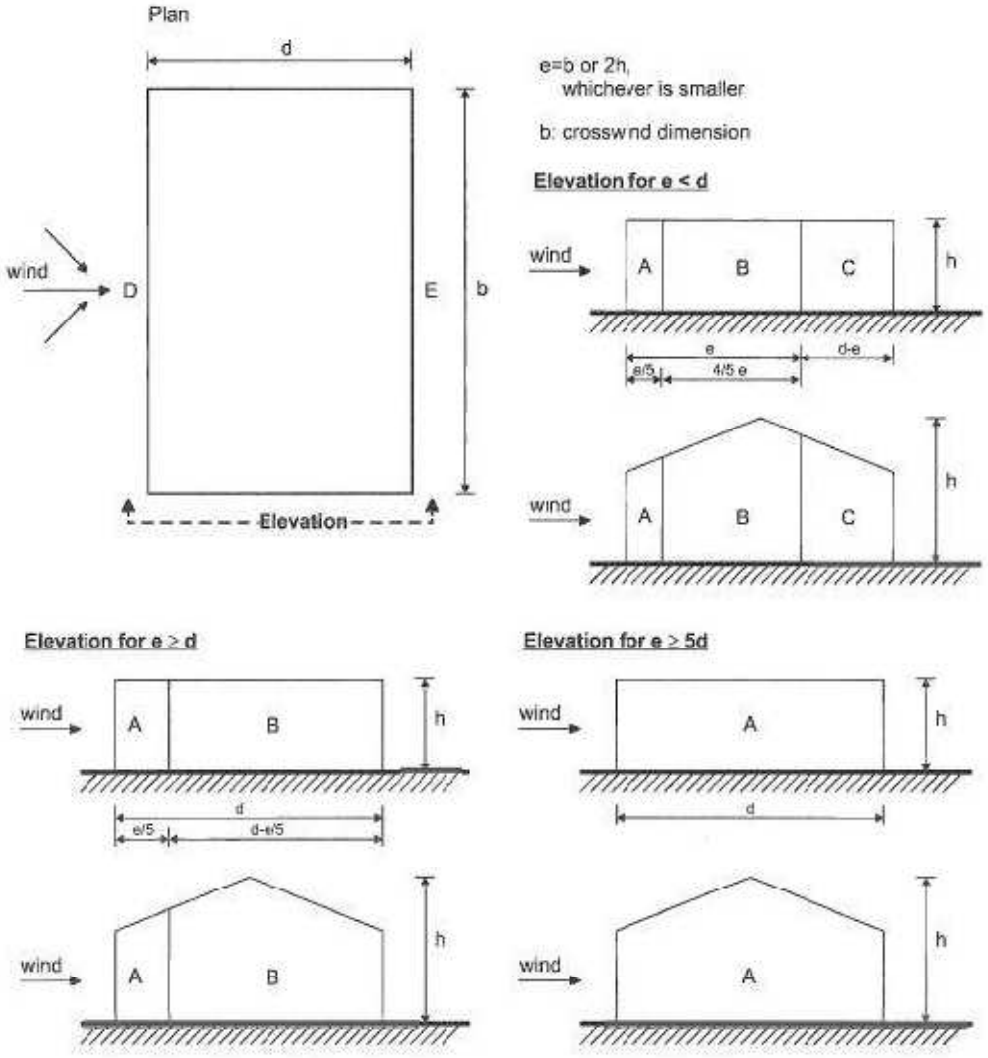
1) Referentna visina objekta ze – određuje se prema odnosu h/b



Slika 8.1 Referentna visina ze u ovisnosti o h i b, te odgovarajući profil brzina

2) Podjela zgrade na zone

- vertikalni zidovi

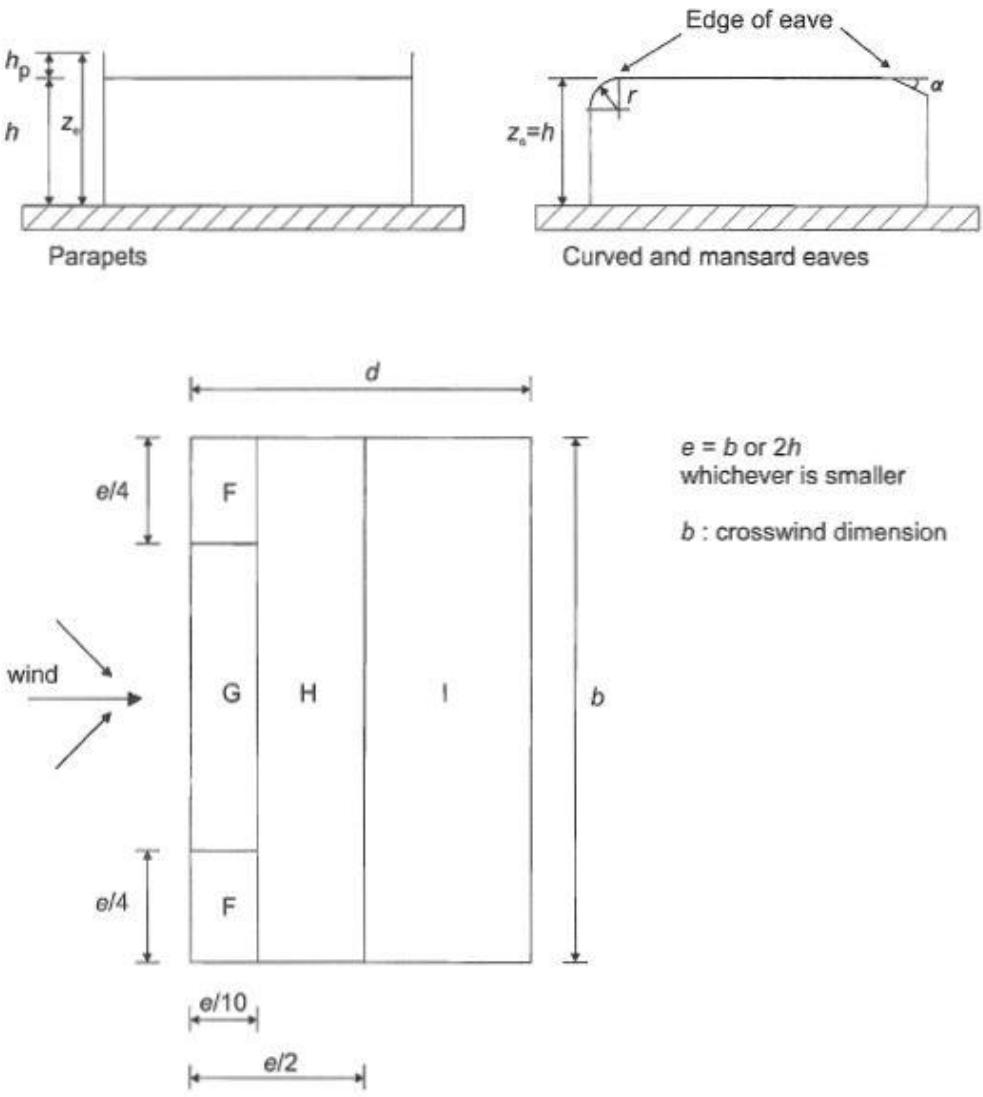


Slika 8.2 Podjela na zone A,B,C,D i E u ovisnosti o e i d

Tablica 8.5 Preporučene vrijednosti koeficijenta vanjskog tlaka za vertikalne zidove tlocrtno pravokutnih zgrada

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

− ravni krov



Slika 8.3 Podjela ravnog krova na zone F,G,H i I

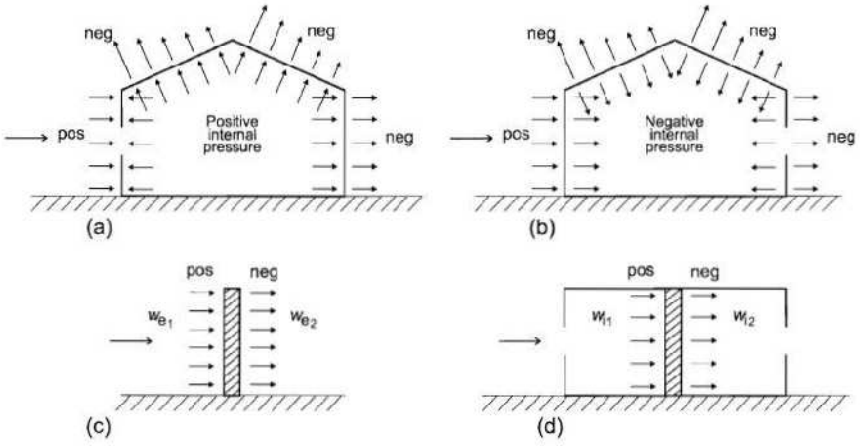
Tablica 8.6 Preporučene vrijednosti koeficijenta vanjskog tlaka za ravne krovove

Roof type		Zone							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
With Parapets	h_p/h=0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	h_p/h=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	h_p/h=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
Curved Eaves	r/h = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	r/h = 0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	r/h = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	
								-0,2	
Mansard Eaves	α = 30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	α = 45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	α = 60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	
								-0,2	

Određivanje koeficijenta unutarnjeg tlaka c_{pi}

Maksimalni koeficijent unutarnjeg tlaka je 0,8, a minimalni koeficijent unutarnjeg tlaka (podtlak) je -0,5.

Rezultirajuća sila vjetra na vanjske i unutarnje plohe (we i wi) se rasporedi prema shemi prikazanoj na slici 8.4 te se zbrajanjem odnosno oduzimanjem rezultirajuće sile vjetra dobije ekvivalentna sila vjetra na plohu.



Slika 8.4 Tlak na površine

Rezultati proračuna zgrade

– smjer x ⇒ $w_x = w_{90}$

Tablica 8.7 Proračun maksimalnog tlaka brzine vjetra q_p

$v_{b,0}$=35 m/s, k_r=0,234, z_{min}=10 m, z_0=1 m	
z_e (m)	34,41
$v_{b,0}$ (m/s)	35
a_s (m)	50
c_{ALT}	1,005
c_{DIR}	1
c_{TEM}	1
v_b (m/s)	35,18
$c_r(z)$	0,828
k_r	0,234
$z = z_e$	34,41
z_0	1
c_0	1
v_m (z)	29,13
Iv(z)	0,283
ρ_{zr} (kg/m^3)	1,25
q_p (z)	1,580

Tablica 8.8 Proračun ekvivalentnog opterećenja vjetrom w_{ekv}

z_e =34,41m	q_p(kN/m^2)	c_{Pe}=$c_{Pe,10}$	c_{Pi}-max	c_{Pi}-min	w_e(kN/m^2)	w_i-max(kN/m^2)	w_i-min(kN/m^2)	w_{uk}-max(kN/m^2)	w_{uk}-min(kN/m^2)	w_{ekv}-min(kN/m^2)
A	1,580	-1,2	0,8	-0,5	-1,896	1,264	-0,790	-3,160	-1,106	-3,160
B	1,580	-0,8	0,8	-0,5	-1,264	1,264	-0,790	-2,528	-0,474	-2,528
C	1,580	-0,5	0,8	-0,5	-0,790	1,264	-0,790	-2,054	0,000	-2,054
D	1,580	0,8	0,8	-0,5	1,264	1,264	-0,790	0,000	2,054	2,054
E	1,580	-0,53	0,8	-0,5	-0,837	1,264	-0,790	-2,101	-0,047	-2,101

– smjer y ⇒ $w_y = w_0$

Tablica 8.9 Proračun maksimalnog tlaka brzine vjetra q_p

$v_{b,0}$=35 m/s, k_r=0,234, z_{min}=10 m, z_0=1 m	
z_e (m)	34,41
$v_{b,0}$ (m/s)	35
a_s (m)	50
c_{ALT}	1,005
c_{DIR}	1
c_{TEM}	1
v_b (m/s)	35,18
$c_r(z)$	0,828
k_r	0,234
$z = z_e$	34,41
z_0	1
c_0	1
v_m (z)	29,13
Iv(z)	0,283
ρ_{zr} (kg/m^3)	1,25
q_p (z)	1,580

Tablica 8.10 Proračun ekvivalentnog opterećenja vjetrom w_{ekv}

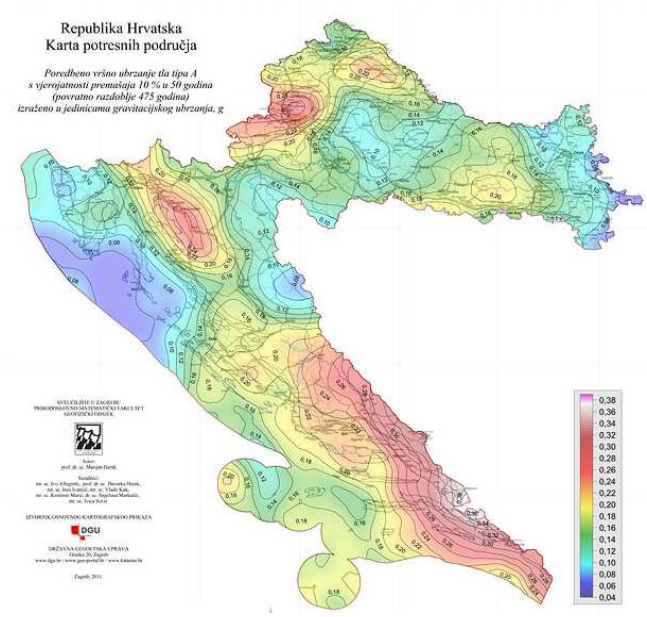
z_e =34,41m	q_p(kN/m^2)	c_{Pe}=$c_{Pe,10}$	c_{Pi}-max	c_{Pi}-min	w_e(kN/m^2)	w_i-max(kN/m^2)	w_i-min(kN/m^2)	w_{uk}-max(kN/m^2)	w_{uk}-min(kN/m^2)	w_{ekv}-min(kN/m^2)
A	1,580	-1,2	0,8	-0,5	-1,896	1,264	-0,790	-3,160	-1,106	-3,160
B	1,580	-0,8	0,8	-0,5	-1,264	1,264	-0,790	-2,528	-0,474	-2,528
D	1,580	0,8	0,8	-0,5	1,264	1,264	-0,790	0,000	2,054	2,054
E	1,580	-0,58	0,8	-0,5	-0,916	1,264	-0,790	-2,180	-0,126	-2,180

8.3. Izvanredno opterećenje

8.3.1. Seizmičko opterećenje

Za proračun seizmičkog opterećenja korištena je višemodalna (spektralna) analiza. Pri izračunu masa korištena je kombinacija stalnog opterećenja (težina konstrukcije i dodatno stalno opterećenje) i 30% pokretnog opterećenja.

Potresne sile proračunate su metodom višemodalne (spektralne) analize prema EC-8 pomoću računalnog programa Scia Engineer 17.0 koristeći prostorni model konstrukcije. Građevina se nalazi na području Splita gdje poredbeno vršno ubrzanje tla iznosi a_{gR} = 0,22g prema seizmološkoj karti Republike Hrvatske. Računsko ubrzanje je očitano za povratni period 475 godina.



Slika 8.5 Seizmološka karta Republike Hrvatske



Slika 8.6 Parametar vršnog ubrzanja tla za promatranu lokaciju

Građevina je temeljena na tlu klase A, a pretpostavlja se srednja klasa (DCM) duktilnog ponašanja građevine.

Klasa tla	A
Računsko ubrzanje tla ag	0,22g
Koeficijent računskog ubrzanja tla $\alpha=a_{gR}/g$	0,22
Faktor tla S za klasu tla A	1
Donja vrijednost faktora horizontalnog spektra odziva β	0,2
Granični periodi osciliranja za klasu tla A	T_B=0,15s T_C=0,40s T_D=2,0s

Proračun faktora ponašanja

- faktor ponašanja za klasu DCM

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

- osnovni faktor ponašanja: $q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \rightarrow za\ zidni\ sustav$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}0 \rightarrow za\ tlocrtno\ nepravilne\ sustave$$

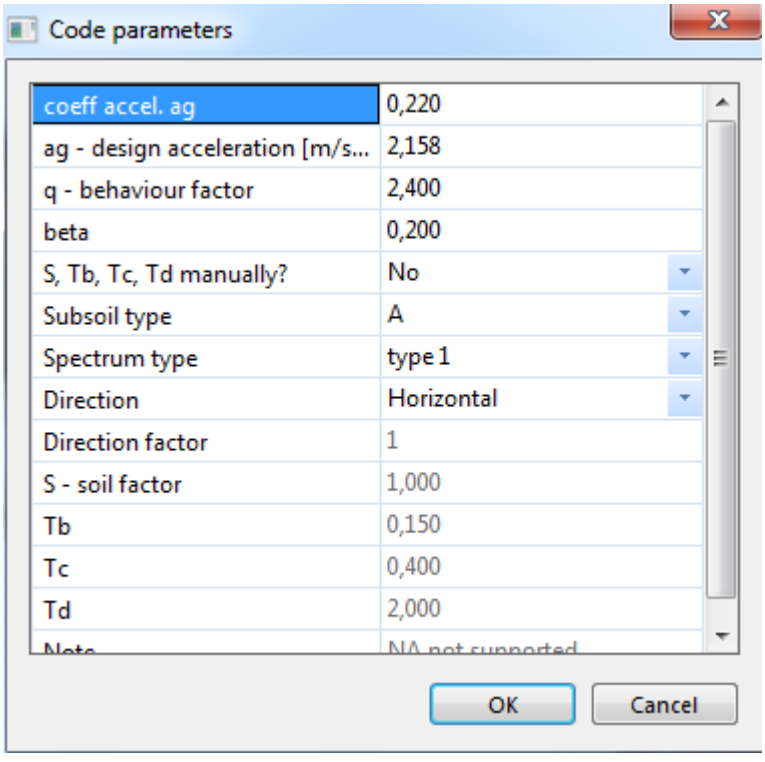
$$q_0 = 3 \cdot 1 = 3{,}0$$

- faktor prevladavajućeg sloma: $k_w = \frac{1+\alpha_0}{3}\ uz\ uvjet\ 0{,}5 \leq k_w \leq 1\ ;\ \alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$

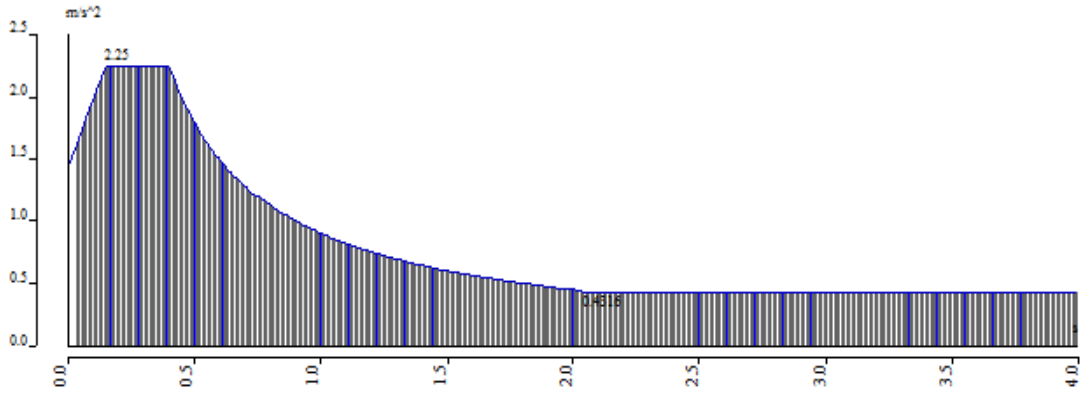
$$k_w = 1\ za\ smjer\ x\ i\ y$$

- za zgrade nepravilne po visini faktor ponašanja se umanjuje za 20%

$$q = 0{,}8 \cdot q_0 \cdot k_w = 0{,}8 \cdot 3 \cdot 1 = 2{,}4$$



Slika 8.7. Upotrijebljeni parametri u proračunu



Slika 8.8. Normirani računski spektar odziva

Potresno opterećenje je automatski generirano na temelju sudjelujućih masa generiranih iz opterećenja vlastitom težinom, dodatnog stalnog opterećenja i jednog dijela korisnog opterećenja: 1,0 mG(vlastita težina) + 1,0 mdG(dodatno stalno) + 0,3 mQ(korisno).

Na temelju tih ulaznih podataka napravljena je modalna analiza iz koje su dobiveni vlastiti oblici konstrukcije i njima pripadajući periodi sa sudjelujućim masama.

U nastavku su prikazani rezultati dinamičke analize posebno za svaki toranj poslovno stambenog kompleksa. Rezultati su prikazani odvojeno za svaki toranj zbog toga što na taj način dobivamo točniji uvid jer se dinamički ponašaju neovisno jedan o drugome.

8.3.2. Rezultati dinamičke analize – južni toranj

a) Prikaz aktivacije masa

Combination of mass groups	MC 1 CM1
Number of frequencies	150
Method	Lanczos
Bending theory	Mindlin
Type of analysis model	Standard
Start of calculation	28.06.2017 17:28
End of calculation	28.06.2017 17:31

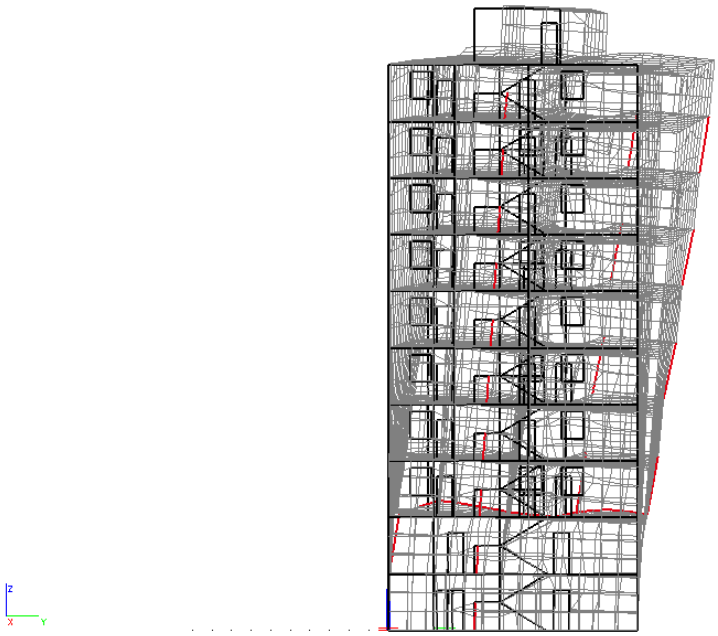
Mode	Omega (rad/s)	Period (s)	Frequency (Hz)	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Wztot_R
1	25.3642	0.2477	4.0368	0.1616	0.3791	0.0007	0.1424	0.0667	0.1551
2	30.4466	0.2064	4.8457	0.2571	0.3071	0.0008	0.1416	0.1037	0.0887
3	35.2897	0.1780	5.6165	0.2467	0.0020	0.0022	0.0132	0.1067	0.4218
4	68.6489	0.0915	10.9258	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
5	69.4426	0.0905	11.0521	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0001	0.0000
6	70.3958	0.0893	11.2038	0.0023	0.0002	0.0990	0.0003	0.0361	0.0003
7	70.6487	0.0889	11.2441	0.0012	0.0001	0.0482	0.0002	0.0173	0.0002
8	71.6609	0.0877	11.4052	0.0000	0.0000	0.0013	0.0000	0.0005	0.0000
9	72.5954	0.0866	11.5539	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
10	73.0595	0.0860	11.6278	0.0000	0.0000	0.0043	0.0000	0.0016	0.0000
11	74.2160	0.0847	11.8118	0.0001	0.0000	0.0007	0.0000	0.0003	0.0000
12	75.4732	0.0833	12.0119	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	78.2171	0.0803	12.4486	0.0000	0.0000	0.0214	0.0000	0.0096	0.0000
14	83.3301	0.0754	13.2624	0.0013	0.1058	0.0178	0.2568	0.0012	0.0337
15	86.7710	0.0724	13.8100	0.0383	0.0014	0.1532	0.0021	0.0884	0.0047
16	89.3589	0.0703	14.2219	0.0001	0.0000	0.0086	0.0006	0.0033	0.0000
17	90.0541	0.0698	14.3326	0.0115	0.0000	0.0335	0.0000	0.0222	0.0003
18	94.6315	0.0664	15.0611	0.0013	0.0001	0.0001	0.0006	0.0008	0.0003
19	95.5165	0.0658	15.2019	0.0008	0.0000	0.0020	0.0000	0.0017	0.0000
20	96.1149	0.0654	15.2972	0.0006	0.0000	0.0007	0.0000	0.0010	0.0000
21	100.4221	0.0626	15.9827	0.0448	0.0000	0.0679	0.0001	0.0836	0.0001
22	103.9596	0.0604	16.5457	0.0066	0.0015	0.0107	0.0009	0.0024	0.0014
23	105.1673	0.0597	16.7379	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	105.9860	0.0593	16.8682	0.0000	0.0004	0.0003	0.0008	0.0000	0.0007
25	106.7358	0.0589	16.9875	0.0049	0.0056	0.0016	0.0014	0.0022	0.0054
26	107.2406	0.0586	17.0679	0.0002	0.0022	0.0018	0.0034	0.0001	0.0034
27	107.6216	0.0584	17.1285	0.0043	0.0252	0.0424	0.0559	0.0027	0.0438
28	108.3362	0.0580	17.2422	0.0003	0.0014	0.0037	0.0011	0.0004	0.0018
29	108.8885	0.0577	17.3301	0.0042	0.0047	0.0035	0.0164	0.0068	0.0164
30	108.9748	0.0577	17.3439	0.0001	0.0003	0.0002	0.0008	0.0002	0.0012
31	109.4022	0.0574	17.4119	0.0004	0.0000	0.0001	0.0001	0.0004	0.0001
32	109.7618	0.0572	17.4691	0.0008	0.0001	0.0001	0.0004	0.0010	0.0001
33	109.9132	0.0572	17.4932	0.0479	0.0033	0.0018	0.0029	0.0689	0.0003
34	110.5048	0.0569	17.5874	0.0095	0.0083	0.0170	0.0119	0.0149	0.0106
35	111.8338	0.0562	17.7989	0.0004	0.0002	0.0003	0.0000	0.0008	0.0000
36	111.9850	0.0561	17.8230	0.0005	0.0012	0.0061	0.0002	0.0009	0.0020
37	117.3025	0.0536	18.6693	0.0009	0.0011	0.0020	0.0019	0.0022	0.0040
38	117.9577	0.0533	18.7736	0.0025	0.0003	0.0024	0.0005	0.0047	0.0013
39	120.2199	0.0523	19.1336	0.0000	0.0000	0.0048	0.0004	0.0020	0.0000
40	120.4536	0.0522	19.1708	0.0124	0.0101	0.1240	0.0094	0.0341	0.0336
41	120.8948	0.0520	19.2410	0.0024	0.0015	0.0181	0.0025	0.0116	0.0049
42	123.2999	0.0510	19.6238	0.0001	0.0000	0.0000	0.0001	0.0005	0.0000
43	125.5879	0.0500	19.9879	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000
44	127.0000	0.0495	20.2127	0.0012	0.0001	0.0000	0.0003	0.0030	0.0003
45	127.7920	0.0492	20.3387	0.0005	0.0001	0.0000	0.0002	0.0012	0.0002
46	128.5052	0.0489	20.4522	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000

47	141.1307	0.0445	22.4616	0.0047	0.0014	0.0568	0.0004	0.0009	0.0073
48	142.8007	0.0440	22.7274	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0003	0.0005
49	143.9600	0.0436	22.9119	0.0026	0.0110	0.0021	0.0173	0.0078	0.0018
50	144.3168	0.0435	22.9687	0.0010	0.0002	0.0007	0.0002	0.0005	0.0000
51	145.0640	0.0433	23.0876	0.0008	0.0008	0.0000	0.0014	0.0012	0.0002
52	145.8180	0.0431	23.2076	0.0000	0.0007	0.0003	0.0007	0.0001	0.0000
53	146.7133	0.0428	23.3502	0.0001	0.0009	0.0000	0.0011	0.0002	0.0001
54	146.9845	0.0427	23.3933	0.0001	0.0002	0.0004	0.0010	0.0007	0.0000
55	147.7763	0.0425	23.5193	0.0004	0.0013	0.0002	0.0014	0.0001	0.0000
56	147.8447	0.0425	23.5302	0.0000	0.0006	0.0021	0.0020	0.0000	0.0002
57	148.2262	0.0424	23.5909	0.0004	0.0001	0.0004	0.0008	0.0004	0.0000
58	148.6977	0.0423	23.6660	0.0004	0.0004	0.0005	0.0002	0.0000	0.0004
59	148.7353	0.0422	23.6720	0.0000	0.0022	0.0001	0.0024	0.0005	0.0003
60	150.2876	0.0418	23.9190	0.0003	0.0009	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003
61	151.0159	0.0416	24.0349	0.0000	0.0011	0.0003	0.0012	0.0005	0.0002
62	151.3174	0.0415	24.0829	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
63	155.7868	0.0403	24.7942	0.0019	0.0020	0.0360	0.0078	0.0004	0.0000
64	161.2860	0.0390	25.6695	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0001	0.0000
65	162.2637	0.0387	25.8251	0.0000	0.0001	0.0000	0.0002	0.0003	0.0000
66	162.8379	0.0386	25.9165	0.0010	0.0012	0.0047	0.0040	0.0050	0.0000
67	163.7788	0.0384	26.0662	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
68	165.0634	0.0381	26.2707	0.0000	0.0000	0.0013	0.0000	0.0002	0.0001
69	165.8052	0.0379	26.3887	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0003	0.0001
70	166.1330	0.0378	26.4409	0.0000	0.0003	0.0000	0.0007	0.0002	0.0002
71	166.4126	0.0378	26.4854	0.0000	0.0001	0.0016	0.0000	0.0002	0.0002
72	166.9912	0.0376	26.5775	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000
73	167.2223	0.0376	26.6143	0.0002	0.0002	0.0004	0.0004	0.0008	0.0002
74	168.4438	0.0373	26.8087	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
75	169.2446	0.0371	26.9361	0.0001	0.0000	0.0004	0.0000	0.0004	0.0000
76	169.5032	0.0371	26.9773	0.0000	0.0001	0.0028	0.0003	0.0011	0.0001
77	170.2701	0.0369	27.0993	0.0000	0.0000	0.0004	0.0001	0.0005	0.0000
78	170.5476	0.0368	27.1435	0.0000	0.0001	0.0024	0.0001	0.0005	0.0000
79	171.1272	0.0367	27.2357	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80	171.5986	0.0366	27.3108	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000
81	172.5295	0.0364	27.4589	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0005	0.0000
82	172.6518	0.0364	27.4784	0.0000	0.0000	0.0002	0.0006	0.0009	0.0000
83	173.1709	0.0363	27.5610	0.0000	0.0000	0.0008	0.0010	0.0010	0.0000
84	173.8671	0.0361	27.6718	0.0002	0.0000	0.0002	0.0010	0.0001	0.0000
85	173.9545	0.0361	27.6857	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0004	0.0000
86	174.1873	0.0361	27.7228	0.0006	0.0000	0.0020	0.0002	0.0013	0.0002
87	175.0112	0.0359	27.8539	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0010	0.0000
88	175.0788	0.0359	27.8647	0.0003	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
89	175.5555	0.0358	27.9405	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0005	0.0000
90	175.8315	0.0357	27.9844	0.0010	0.0000	0.0008	0.0003	0.0008	0.0003
91	176.6269	0.0356	28.1110	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
92	177.1185	0.0355	28.1893	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0001
93	177.5188	0.0354	28.2530	0.0003	0.0000	0.0020	0.0000	0.0006	0.0000
94	178.6895	0.0352	28.4393	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
95	179.2988	0.0350	28.5363	0.0005	0.0000	0.0025	0.0004	0.0000	0.0003
96	180.2579	0.0349	28.6889	0.0000	0.0000	0.0003	0.0001	0.0002	0.0000
97	180.5077	0.0348	28.7287	0.0004	0.0002	0.0000	0.0004	0.0006	0.0001
98	182.0494	0.0345	28.9741	0.0005	0.0002	0.0004	0.0007	0.0015	0.0000
99	184.7460	0.0340	29.4032	0.0030	0.0001	0.0007	0.0002	0.0019	0.0003
100	186.7946	0.0336	29.7293	0.0001	0.0002	0.0018	0.0000	0.0000	0.0003
101	187.7035	0.0335	29.8739	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
102	187.8170	0.0335	29.8920	0.0004	0.0000	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000
103	188.2548	0.0334	29.9617	0.0003	0.0001	0.0004	0.0000	0.0002	0.0001
104	188.4482	0.0333	29.9925	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0001
105	188.8026	0.0333	30.0489	0.0011	0.0002	0.0017	0.0000	0.0008	0.0007
106	190.9526	0.0329	30.3910	0.0003	0.0003	0.0105	0.0006	0.0002	0.0018
107	193.5704	0.0325	30.8077	0.0001	0.0005	0.0198	0.0000	0.0109	0.0012
108	196.1420	0.0320	31.2170	0.0220	0.0036	0.0000	0.0083	0.0389	0.0039
109	198.8604	0.0316	31.6496	0.0009	0.0003	0.0001	0.0000	0.0016	0.0013
110	199.6208	0.0315	31.7706	0.0007	0.0029	0.0001	0.0177	0.0025	0.0004
111	202.8360	0.0310	32.2823	0.0004	0.0000	0.0003	0.0015	0.0000	0.0037
112	204.6373	0.0307	32.5690	0.0014	0.0005	0.0000	0.0008	0.0003	0.0005
113	206.5549	0.0304	32.8742	0.0022	0.0060	0.0001	0.0109	0.0024	0.0013
114	208.0309	0.0302	33.1091	0.0001	0.0039	0.0000	0.0078	0.0000	0.0037

115	210.1626	0.0299	33.4484	0.0001	0.0002	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002
116	211.2056	0.0297	33.6144	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
117	211.3996	0.0297	33.6453	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
118	211.7669	0.0297	33.7038	0.0005	0.0003	0.0000	0.0002	0.0019	0.0000
119	212.6484	0.0295	33.8440	0.0001	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0001
120	212.8498	0.0295	33.8761	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
121	213.1341	0.0295	33.9214	0.0011	0.0003	0.0002	0.0001	0.0037	0.0002
122	213.8037	0.0294	34.0279	0.0008	0.0000	0.0005	0.0000	0.0009	0.0000
123	214.1665	0.0293	34.0857	0.0005	0.0001	0.0001	0.0001	0.0013	0.0000
124	214.7997	0.0293	34.1864	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000
125	218.8963	0.0287	34.8384	0.0001	0.0000	0.0012	0.0000	0.0008	0.0001
126	219.7242	0.0286	34.9702	0.0009	0.0076	0.0004	0.0144	0.0020	0.0068
127	220.0034	0.0286	35.0146	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0001	0.0001
128	220.8835	0.0284	35.1547	0.0001	0.0014	0.0001	0.0011	0.0004	0.0013
129	223.3964	0.0281	35.5546	0.0001	0.0004	0.0001	0.0010	0.0000	0.0002
130	223.7580	0.0281	35.6122	0.0001	0.0000	0.0000	0.0002	0.0001	0.0000
131	224.5211	0.0280	35.7336	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
132	224.8289	0.0279	35.7826	0.0001	0.0001	0.0003	0.0002	0.0003	0.0002
133	225.0167	0.0279	35.8125	0.0006	0.0000	0.0003	0.0000	0.0011	0.0002
134	225.4557	0.0279	35.8824	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000
135	225.6918	0.0278	35.9200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
136	225.7618	0.0278	35.9311	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
137	226.0314	0.0278	35.9740	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
138	226.6572	0.0277	36.0736	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000
139	227.1514	0.0277	36.1523	0.0010	0.0000	0.0012	0.0001	0.0012	0.0000
140	227.9043	0.0276	36.2721	0.0004	0.0000	0.0008	0.0001	0.0002	0.0001
141	228.6227	0.0275	36.3864	0.0002	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0000
142	228.7747	0.0275	36.4106	0.0000	0.0002	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000
143	230.0920	0.0273	36.6203	0.0000	0.0002	0.0001	0.0009	0.0000	0.0001
144	230.2450	0.0273	36.6446	0.0007	0.0000	0.0003	0.0002	0.0011	0.0007
145	231.4276	0.0271	36.8328	0.0000	0.0002	0.0000	0.0007	0.0003	0.0006
146	232.1968	0.0271	36.9553	0.0002	0.0001	0.0000	0.0003	0.0002	0.0003
147	232.7688	0.0270	37.0463	0.0001	0.0001	0.0002	0.0001	0.0004	0.0001
148	232.8184	0.0270	37.0542	0.0001	0.0010	0.0000	0.0024	0.0000	0.0002
149	233.6642	0.0269	37.1888	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0004
150	234.5189	0.0268	37.3248	0.0000	0.0000	0.0007	0.0000	0.0004	0.0000
				0.9279	0.9212	0.8712	0.7903	0.8183	0.8817

Skupljeno je prosječno 90 % mase u tri glavna smjera deformacija (Wx, Wy, Wz_ Rotation) koja promatramo za 150 modova.

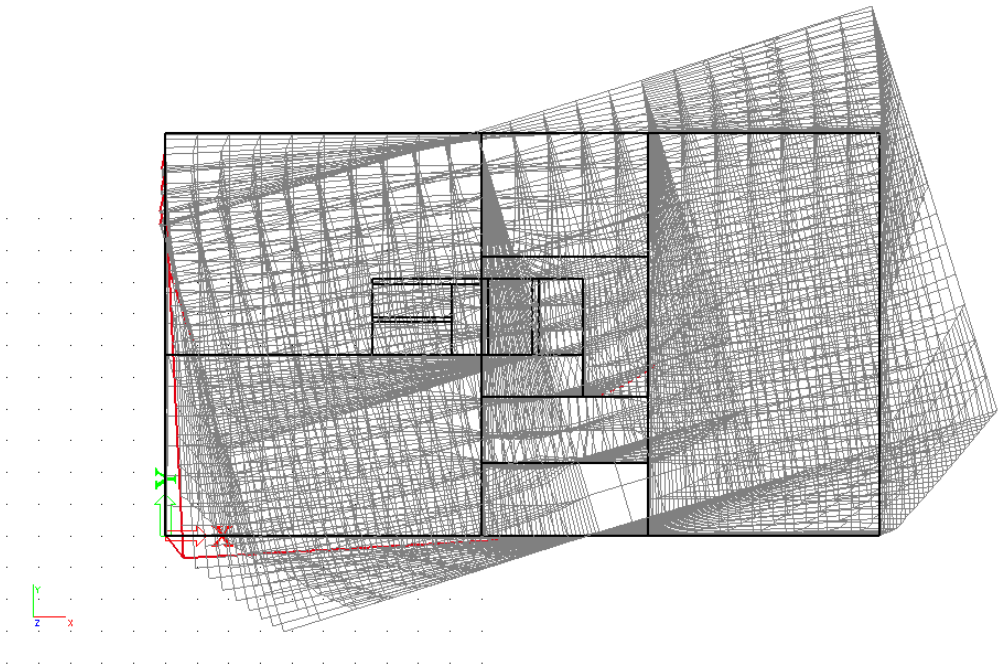
b) Grafički prikaz deformacija uslijed nekoliko modova osciliranja



Slika 8.9. Translacija u smjeru globalne osi y - mod 1



Slika 8.10. Translacija u smjeru globalne osi x - mod 2



Slika 8.10. Torzija oko globalne osi z - mod 3

8.3.3. Rezultati dinamičke analize – sjeverni toranj

a) Prikaz aktivacije masa

Combination of mass groups	MC 1 CM1
Number of frequencies	150
Method	Lanczos
Bending theory	Mindlin
Type of analysis model	Standard
Start of calculation	28.06.2017 17:37
End of calculation	28.06.2017 17:40

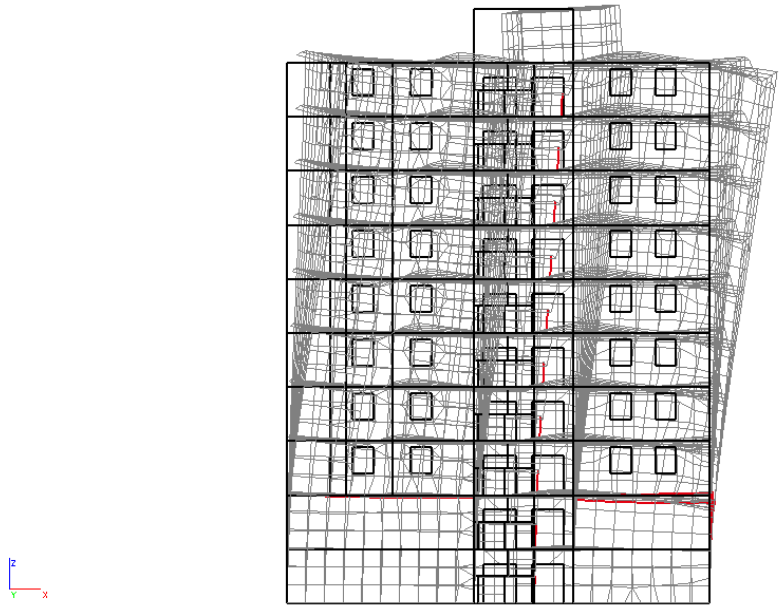
Mode	Omega (rad/s)	Period (s)	Frequency (Hz)	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Wztot_R
1	23.9062	0.2628	3.8048	0.2881	0.1310	0.0005	0.0535	0.1090	0.2358
2	28.6057	0.2196	4.5527	0.1862	0.4885	0.0000	0.2218	0.0732	0.0000
3	35.1163	0.1789	5.5889	0.2007	0.0573	0.0018	0.0314	0.0872	0.4180
4	68.2890	0.0920	10.8685	0.0182	0.0001	0.1909	0.0008	0.0730	0.0131
5	68.5375	0.0917	10.9081	0.0001	0.0000	0.0010	0.0000	0.0004	0.0001
6	69.1497	0.0909	11.0055	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
7	70.1428	0.0896	11.1636	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
8	71.2514	0.0882	11.3400	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
9	72.1881	0.0870	11.4891	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0002	0.0000
10	72.8913	0.0862	11.6010	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0001	0.0000
11	73.0581	0.0860	11.6276	0.0000	0.0000	0.0016	0.0000	0.0008	0.0000
12	74.1808	0.0847	11.8062	0.0000	0.0000	0.0003	0.0001	0.0001	0.0001
13	74.8722	0.0839	11.9163	0.0000	0.0000	0.0121	0.0000	0.0060	0.0000
14	83.5789	0.0752	13.3020	0.0000	0.0001	0.0011	0.0003	0.0004	0.0000
15	84.3906	0.0745	13.4312	0.0004	0.0005	0.0108	0.0016	0.0045	0.0000

16	84.9868	0.0739	13.5261	0.0073	0.0059	0.1366	0.0185	0.0601	0.0002
17	85.7437	0.0733	13.6465	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
18	87.1150	0.0721	13.8648	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
19	88.2523	0.0712	14.0458	0.0000	0.0001	0.0002	0.0001	0.0000	0.0000
20	88.9891	0.0706	14.1631	0.0000	0.0001	0.0016	0.0000	0.0003	0.0000
21	89.4325	0.0703	14.2336	0.0000	0.0002	0.0010	0.0003	0.0001	0.0000
22	89.7544	0.0700	14.2849	0.0001	0.0015	0.0015	0.0023	0.0001	0.0003
23	92.0341	0.0683	14.6477	0.0061	0.0687	0.0387	0.1175	0.0000	0.0348
24	92.1736	0.0682	14.6699	0.0050	0.0449	0.0001	0.1023	0.0075	0.0249
25	98.1777	0.0640	15.6255	0.1401	0.0267	0.0124	0.0497	0.2236	0.0093
26	99.6821	0.0630	15.8649	0.0034	0.0124	0.0139	0.0451	0.0066	0.0459
27	104.8348	0.0599	16.6850	0.0004	0.0003	0.0000	0.0008	0.0008	0.0002
28	105.4807	0.0596	16.7878	0.0001	0.0001	0.0000	0.0002	0.0002	0.0001
29	106.5072	0.0590	16.9511	0.0001	0.0000	0.0001	0.0003	0.0002	0.0000
30	106.8991	0.0588	17.0135	0.0000	0.0003	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
31	107.9773	0.0582	17.1851	0.0001	0.0002	0.0000	0.0001	0.0002	0.0001
32	109.0075	0.0576	17.3491	0.0002	0.0003	0.0003	0.0002	0.0003	0.0000
33	109.8992	0.0572	17.4910	0.0002	0.0005	0.0003	0.0004	0.0005	0.0000
34	110.0047	0.0571	17.5078	0.0003	0.0006	0.0017	0.0004	0.0006	0.0001
35	111.7008	0.0563	17.7777	0.0001	0.0021	0.0107	0.0028	0.0013	0.0025
36	112.7781	0.0557	17.9492	0.0021	0.0111	0.2334	0.0186	0.0004	0.0080
37	116.2938	0.0540	18.5087	0.0105	0.0206	0.0258	0.0242	0.0475	0.0582
38	116.7866	0.0538	18.5872	0.0000	0.0001	0.0075	0.0002	0.0000	0.0002
39	117.3081	0.0536	18.6702	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40	119.8524	0.0524	19.0751	0.0000	0.0000	0.0044	0.0000	0.0004	0.0001
41	120.9012	0.0520	19.2420	0.0000	0.0000	0.0020	0.0008	0.0019	0.0000
42	122.7397	0.0512	19.5346	0.0001	0.0000	0.0003	0.0002	0.0004	0.0000
43	125.1739	0.0502	19.9220	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0002	0.0000
44	126.5422	0.0497	20.1398	0.0004	0.0001	0.0005	0.0006	0.0009	0.0000
45	127.3565	0.0493	20.2694	0.0002	0.0001	0.0003	0.0003	0.0004	0.0000
46	128.0789	0.0491	20.3844	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
47	137.1000	0.0458	21.8201	0.0028	0.0012	0.0519	0.0001	0.0000	0.0024
48	141.8804	0.0443	22.5810	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
49	142.5161	0.0441	22.6821	0.0000	0.0000	0.0007	0.0002	0.0000	0.0000
50	143.3676	0.0438	22.8177	0.0000	0.0000	0.0003	0.0001	0.0001	0.0000
51	143.8253	0.0437	22.8905	0.0002	0.0000	0.0092	0.0000	0.0009	0.0000
52	144.5983	0.0435	23.0135	0.0000	0.0000	0.0011	0.0002	0.0000	0.0000
53	145.9208	0.0431	23.2240	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
54	146.9463	0.0428	23.3872	0.0000	0.0001	0.0015	0.0006	0.0001	0.0000
55	147.6033	0.0426	23.4918	0.0000	0.0002	0.0001	0.0002	0.0000	0.0001
56	147.7626	0.0425	23.5171	0.0001	0.0003	0.0013	0.0016	0.0002	0.0000
57	147.9315	0.0425	23.5440	0.0000	0.0002	0.0009	0.0011	0.0000	0.0000
58	148.1917	0.0424	23.5854	0.0001	0.0002	0.0005	0.0006	0.0000	0.0000
59	148.6596	0.0423	23.6599	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
60	149.4306	0.0420	23.7826	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
61	150.2561	0.0418	23.9140	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
62	150.8682	0.0416	24.0114	0.0011	0.0004	0.0058	0.0001	0.0006	0.0001
63	150.9553	0.0416	24.0253	0.0002	0.0000	0.0017	0.0001	0.0002	0.0005
64	151.2626	0.0415	24.0742	0.0001	0.0000	0.0014	0.0001	0.0005	0.0005
65	151.8082	0.0414	24.1610	0.0000	0.0000	0.0003	0.0001	0.0003	0.0000
66	153.3675	0.0410	24.4092	0.0002	0.0002	0.0019	0.0000	0.0005	0.0007
67	160.5556	0.0391	25.5532	0.0009	0.0006	0.0013	0.0000	0.0045	0.0002
68	161.3804	0.0389	25.6845	0.0004	0.0002	0.0012	0.0000	0.0027	0.0000
69	161.7305	0.0388	25.7402	0.0005	0.0005	0.0022	0.0001	0.0009	0.0000
70	162.6696	0.0386	25.8897	0.0002	0.0001	0.0036	0.0000	0.0001	0.0000
71	163.3619	0.0385	25.9999	0.0001	0.0000	0.0005	0.0000	0.0028	0.0000
72	164.5849	0.0382	26.1945	0.0001	0.0003	0.0009	0.0002	0.0001	0.0000
73	165.1163	0.0381	26.2791	0.0001	0.0003	0.0045	0.0004	0.0023	0.0000
74	165.9603	0.0379	26.4134	0.0011	0.0007	0.0008	0.0006	0.0016	0.0003
75	166.6846	0.0377	26.5287	0.0007	0.0001	0.0002	0.0002	0.0016	0.0003
76	166.9458	0.0376	26.5702	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000
77	168.9437	0.0372	26.8882	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0003	0.0001
78	169.2227	0.0371	26.9326	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0001
79	170.4581	0.0369	27.1292	0.0003	0.0000	0.0057	0.0002	0.0010	0.0001
80	171.1358	0.0367	27.2371	0.0003	0.0000	0.0059	0.0001	0.0006	0.0000
81	172.1258	0.0365	27.3947	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
82	172.9643	0.0363	27.5281	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
83	173.1525	0.0363	27.5581	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0002	0.0000

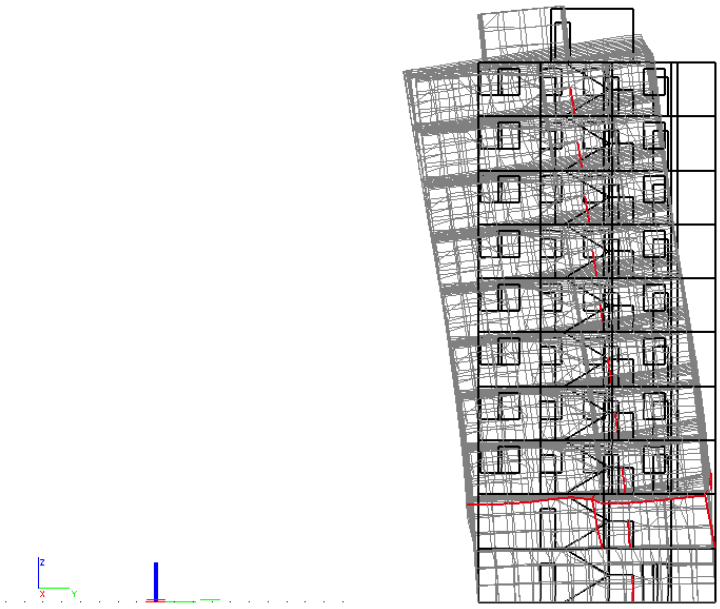
84	174.5441	0.0360	27.7796	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000
85	175.0317	0.0359	27.8572	0.0011	0.0001	0.0023	0.0000	0.0003	0.0002
86	175.3957	0.0358	27.9151	0.0047	0.0010	0.0028	0.0008	0.0023	0.0016
87	175.6753	0.0358	27.9596	0.0021	0.0008	0.0014	0.0006	0.0001	0.0005
88	176.5468	0.0356	28.0983	0.0006	0.0011	0.0000	0.0006	0.0001	0.0002
89	176.7435	0.0355	28.1296	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
90	176.8256	0.0355	28.1427	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0006	0.0000
91	177.6447	0.0354	28.2730	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000
92	178.3856	0.0352	28.3909	0.0001	0.0000	0.0010	0.0001	0.0001	0.0000
93	178.6750	0.0352	28.4370	0.0005	0.0002	0.0003	0.0007	0.0032	0.0002
94	179.2821	0.0350	28.5336	0.0033	0.0043	0.0017	0.0074	0.0110	0.0015
95	179.8618	0.0349	28.6259	0.0007	0.0007	0.0010	0.0012	0.0031	0.0005
96	180.2496	0.0349	28.6876	0.0001	0.0024	0.0003	0.0035	0.0004	0.0000
97	181.4371	0.0346	28.8766	0.0006	0.0015	0.0015	0.0020	0.0001	0.0003
98	182.9911	0.0343	29.1239	0.0036	0.0002	0.0086	0.0004	0.0011	0.0002
99	184.5080	0.0341	29.3654	0.0003	0.0074	0.0020	0.0137	0.0001	0.0001
100	185.3137	0.0339	29.4936	0.0055	0.0013	0.0006	0.0000	0.0228	0.0072
101	187.3575	0.0335	29.8189	0.0000	0.0001	0.0001	0.0008	0.0029	0.0001
102	187.9453	0.0334	29.9124	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	0.0001	0.0000
103	188.0425	0.0334	29.9279	0.0011	0.0001	0.0000	0.0005	0.0004	0.0001
104	188.5710	0.0333	30.0120	0.0002	0.0001	0.0001	0.0002	0.0000	0.0000
105	188.7872	0.0333	30.0464	0.0001	0.0003	0.0001	0.0010	0.0003	0.0000
106	189.1191	0.0332	30.0992	0.0004	0.0009	0.0010	0.0020	0.0000	0.0001
107	190.3945	0.0330	30.3022	0.0006	0.0066	0.0027	0.0139	0.0013	0.0022
108	191.8437	0.0328	30.5329	0.0075	0.0036	0.0038	0.0048	0.0123	0.0062
109	193.1150	0.0325	30.7352	0.0003	0.0065	0.0206	0.0217	0.0001	0.0007
110	198.0644	0.0317	31.5229	0.0006	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000	0.0005
111	205.4753	0.0306	32.7024	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000
112	207.1896	0.0303	32.9752	0.0008	0.0000	0.0001	0.0002	0.0017	0.0007
113	207.5583	0.0303	33.0339	0.0018	0.0000	0.0003	0.0000	0.0036	0.0018
114	208.5292	0.0301	33.1885	0.0014	0.0008	0.0003	0.0009	0.0033	0.0055
115	208.9991	0.0301	33.2632	0.0001	0.0007	0.0013	0.0054	0.0003	0.0002
116	210.1978	0.0299	33.4540	0.0000	0.0004	0.0002	0.0010	0.0001	0.0007
117	211.7321	0.0297	33.6982	0.0000	0.0001	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000
118	212.7456	0.0295	33.8595	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
119	212.9842	0.0295	33.8975	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0001	0.0000
120	213.8241	0.0294	34.0312	0.0002	0.0000	0.0000	0.0001	0.0006	0.0000
121	214.0494	0.0294	34.0670	0.0005	0.0002	0.0002	0.0013	0.0016	0.0001
122	215.2556	0.0292	34.2590	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
123	215.3524	0.0292	34.2744	0.0002	0.0008	0.0003	0.0030	0.0005	0.0000
124	215.6385	0.0291	34.3199	0.0000	0.0006	0.0000	0.0007	0.0001	0.0004
125	216.1912	0.0291	34.4079	0.0003	0.0000	0.0002	0.0001	0.0009	0.0000
126	216.3976	0.0290	34.4408	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	0.0008	0.0002
127	217.1468	0.0289	34.5600	0.0002	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
128	217.1863	0.0289	34.5663	0.0000	0.0001	0.0001	0.0010	0.0001	0.0000
129	217.6534	0.0289	34.6406	0.0000	0.0009	0.0001	0.0020	0.0000	0.0011
130	217.9091	0.0288	34.6813	0.0004	0.0001	0.0008	0.0009	0.0016	0.0000
131	218.2064	0.0288	34.7286	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0000
132	219.2798	0.0287	34.8995	0.0001	0.0006	0.0000	0.0014	0.0004	0.0014
133	223.0798	0.0282	35.5042	0.0000	0.0007	0.0001	0.0014	0.0000	0.0001
134	223.4001	0.0281	35.5552	0.0000	0.0006	0.0000	0.0018	0.0002	0.0003
135	223.6958	0.0281	35.6023	0.0002	0.0001	0.0004	0.0005	0.0004	0.0000
136	224.2847	0.0280	35.6960	0.0000	0.0001	0.0000	0.0004	0.0000	0.0001
137	224.7628	0.0280	35.7721	0.0002	0.0001	0.0000	0.0001	0.0005	0.0001
138	225.4446	0.0279	35.8806	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
139	225.5688	0.0279	35.9004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140	225.6754	0.0278	35.9173	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
141	225.6767	0.0278	35.9176	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
142	226.1639	0.0278	35.9951	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0001	0.0000
143	226.2110	0.0278	36.0026	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
144	226.8484	0.0277	36.1040	0.0001	0.0004	0.0000	0.0000	0.0001	0.0005
145	227.3849	0.0276	36.1894	0.0000	0.0010	0.0001	0.0029	0.0003	0.0009
146	228.2949	0.0275	36.3343	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
147	228.6794	0.0275	36.3955	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
148	230.1803	0.0273	36.6343	0.0000	0.0001	0.0002	0.0001	0.0002	0.0000
149	230.9964	0.0272	36.7642	0.0000	0.0001	0.0000	0.0002	0.0002	0.0001
150	232.2351	0.0271	36.9614	0.0002	0.0000	0.0001	0.0002	0.0005	0.0000
				0.9213	0.9288	0.8779	0.8065	0.8148	0.8951

Skupljeno je prosječno 90 % mase u tri glavna smjera deformacija (Wx, Wy, Wz_ Rotation) koja promatramo za 150 modova.

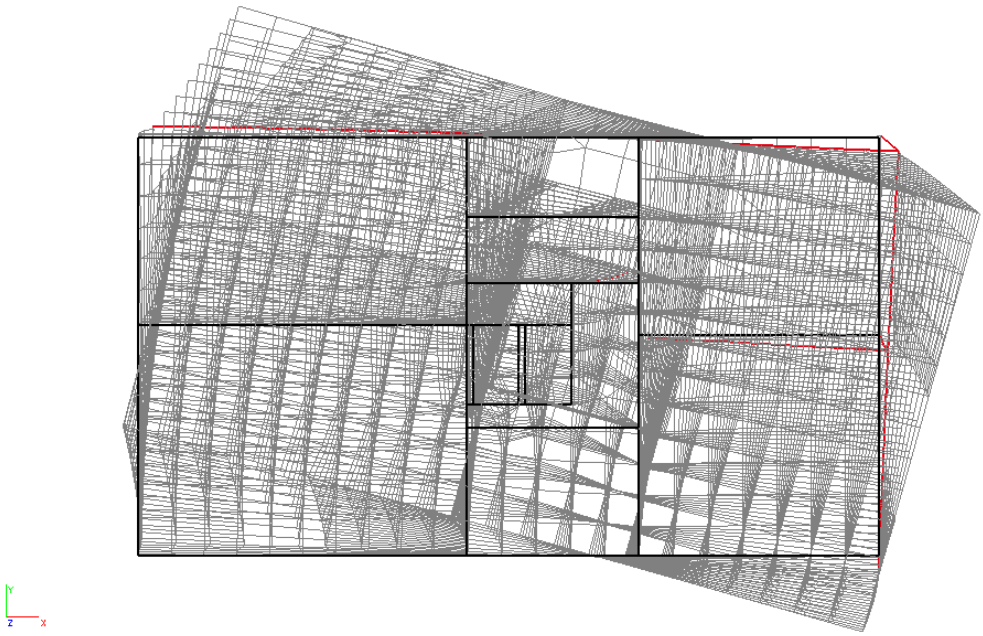
b) Grafički prikaz deformacija uslijed nekoliko modova osciliranja



Slika 8.11. Translacija u smjeru globalne osi x - mod 1



Slika 8.12. Translacija u smjeru globalne osi y - mod 2



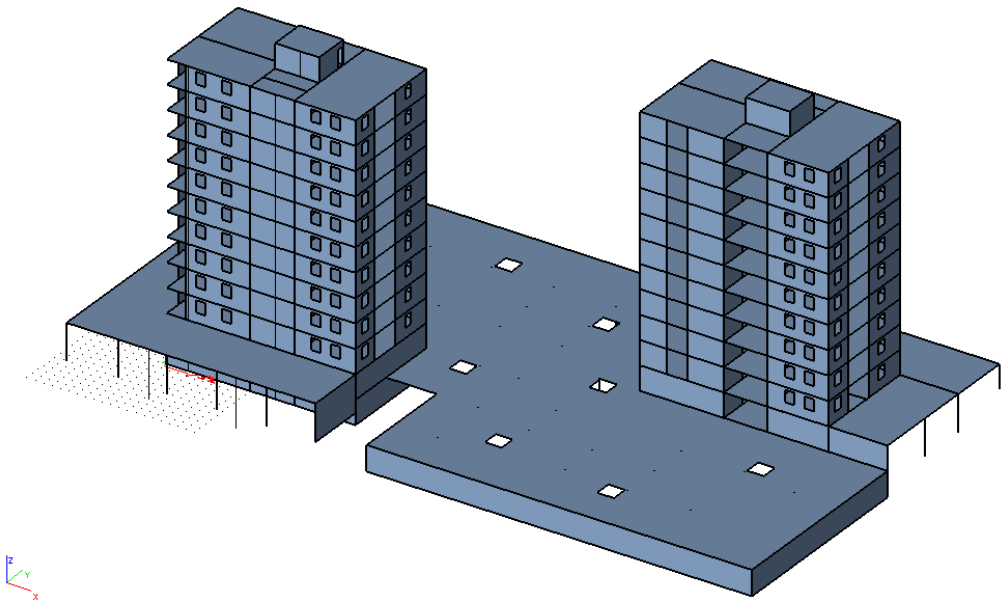
Slika 8.13. Torzija oko globalne osi z - mod 3

9. NUMERIČKI MODEL I KOMBINACIJE OPTEREĆENJA

9.1. Numerički model

Numerički model je izrađen u računalnom programu Scia Engineer 17.0. Modelom su obuhvaćene sve ploče, stupovi i zidovi. Model je opterećen stalnim opterećenjem (vlastita težina konstrukcije), dodatnim stalnim opterećenjem (nekonstruktivni slojevi konstrukcije), korisnim opterećenjem, snijegom, vjetrom u dva glavna smjera te seizmičkim opterećenjem (potresom) u dva glavna smjera pri čemu su sva opterećenja, osim seizmičkog koje je generirano kroz računalni program, zadana kao raspodijeljena opterećenja po pločama i zidovima.

Zidovi su armirano-betonski debljine 30 cm, modelirani kao 2D elementi. Stupovi su armirano-betonski kvadratnog poprečnog presjeka dimenzija 40x40 cm u garaži (S1) i prizemlju (S3), a u prizemlju su i tri stupa (S2) dimenzija 30x60 cm te su svi modelirani kao štapni elementi. Stupovi na neparnim katovima južnog tornja su čelični šupljeg okruglog poprečnog presjeka dimenzija 168,3x3,2 mm. Međukatne konstrukcije su pune armirano-betonske ploče debljine 25 cm , a iznad garaže i prizemlja debljine 30 cm i modelirane kao pločasti elementi. Grede imaju poprečni presjek 30x60 cm te su modelirane kao štapni elementi. Svi nosivi elementi su klase betona C 35/45 te kvalitete čelika B 500B.



Slika 9.1. Prikaz numeričkog modela

9.2. Kombinacije opterećenja

Rezultati numeričkog proračuna su prikazani za računsko granično opterećenje koje se dobiva kao kombinacija stalnog, dodatno stalnog, korisnog, vjetra, snijega i potresnog opterećenja, prema izrazima navedenim u nastavku.

9.2.1. Granično stanje nosivosti

a) Osnovne kombinacije djelovanja:

GSN 1 – Snijeg : $1,35\ (g+\Delta g) + 1,5s$

GSN 2 – Vjetar X : $1,35\ (g+\Delta g) + 1,5w_x$

GSN 3 – Vjetar Y : $1,35\ (g+\Delta g) + 1,5w_y$

GSN 4 : $1,35\ (g+\Delta g) + 1,5q$

GSN 5 : $1,35\ (g+\Delta g) + 1,5q + 0,9\ (1,5s)$

b) Seizmičke kombinacije djelovanja:

GSN 6 – KS_X : $1,0\ (g+\Delta g) + 0,3q + 1,0S_x$

GSN 7 – KS_Y : $1,0\ (g+\Delta g) + 0,3q + 1,0S_y$

U potresnom opterećenju S_x je uključeno 30% potresnog opterećenja iz suprotnog smjera, tj. y smjera. Isto vrijedi i za potresno opterećenje S_y.

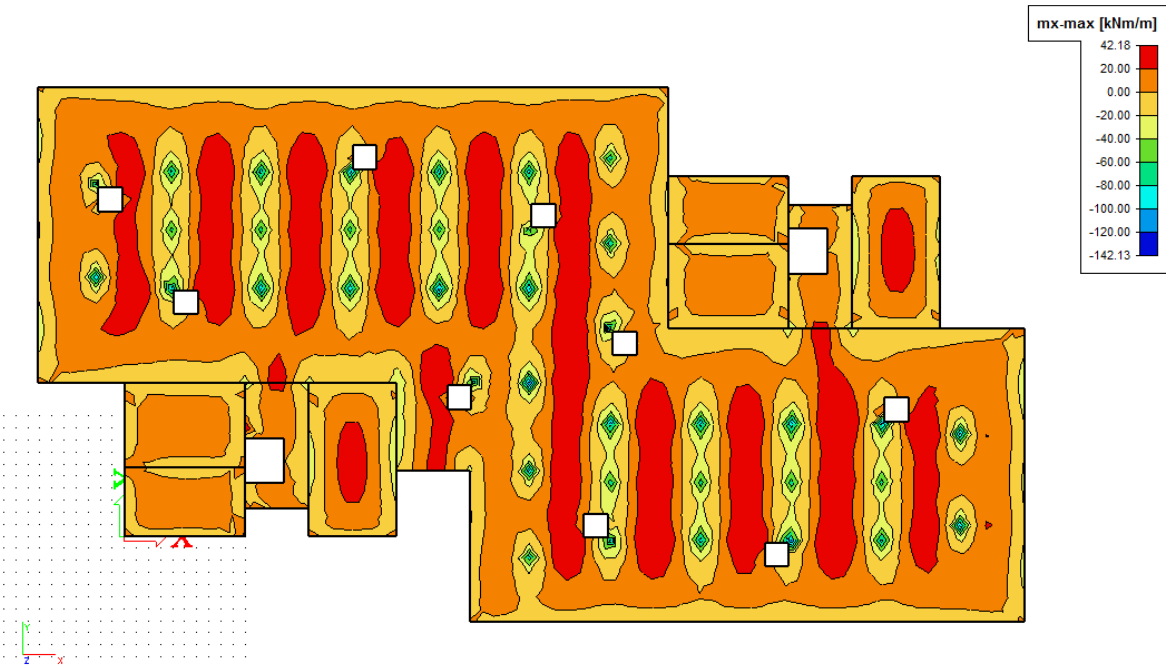
9.2.2. Granično stanje uporabljivosti

GSU 1 : $1,0\ (g+\Delta g) + 1,0q$

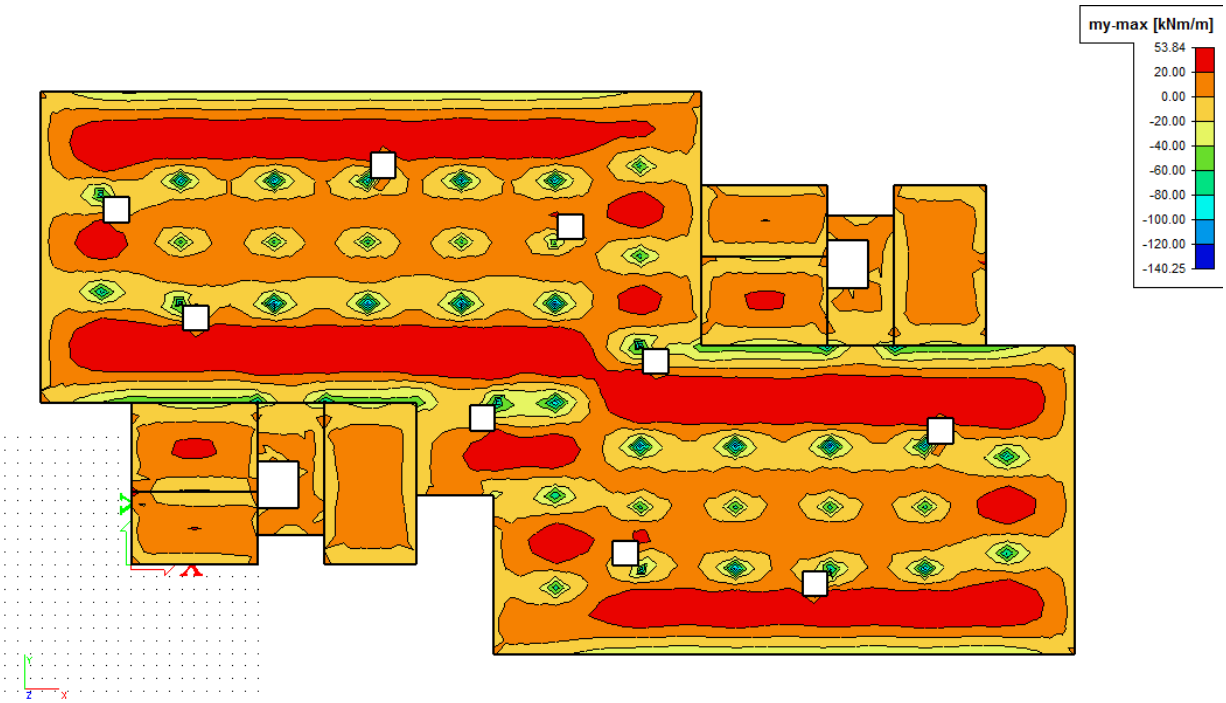
GSU 2 : $1,0\ (g+\Delta g) + 1,0s$

10. DIMENZIONIRANJE HORIZONTALNIH ELEMENATA KONSTRUKCIJE

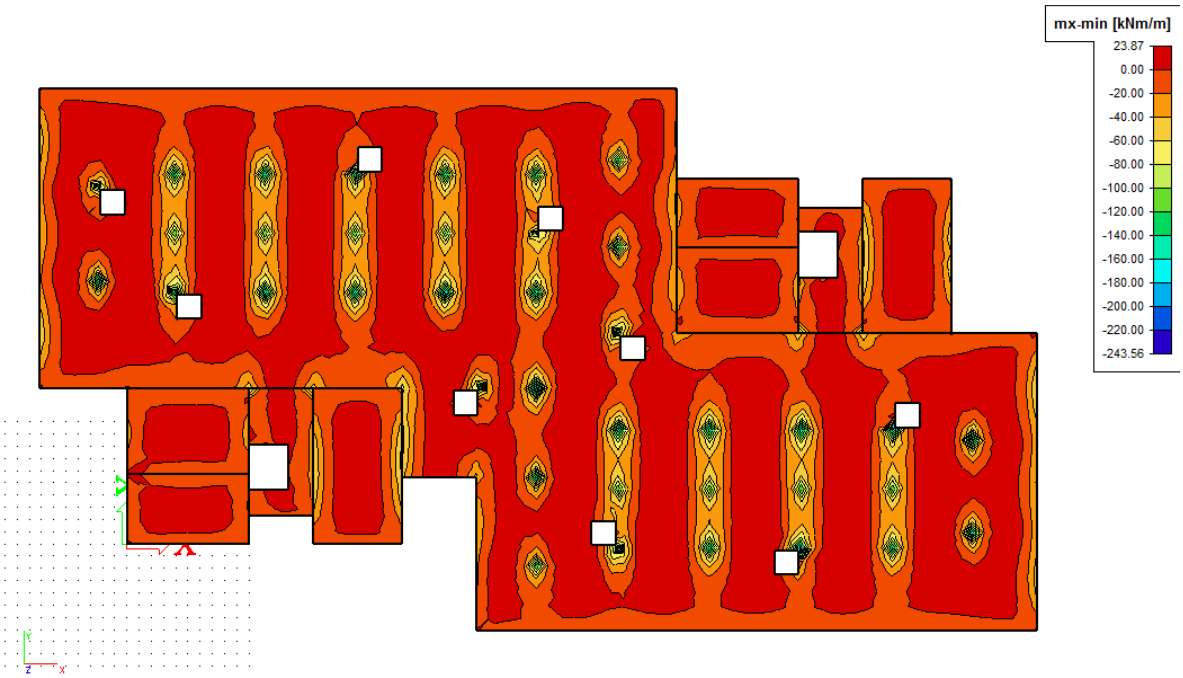
10.1. Proračun ploče iznad garaže



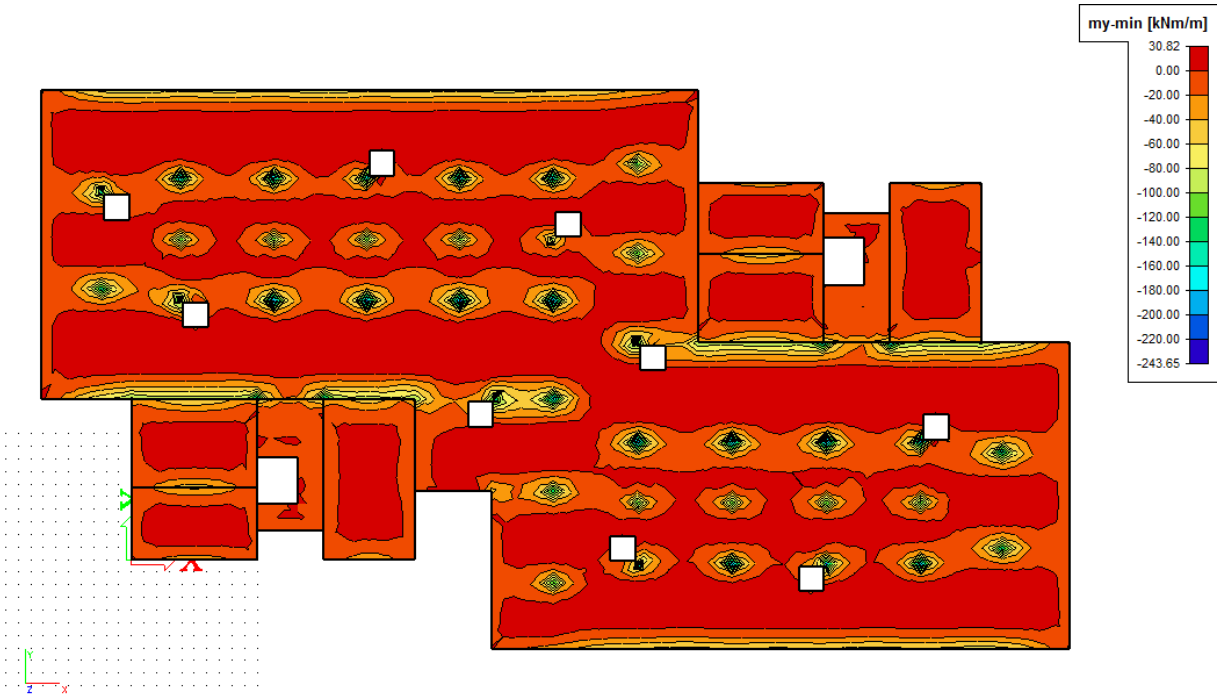
Slika 10.1. Prikaz momenata savijanja u polju - mx



Slika 10.2. Prikaz momenata savijanja u polju – my

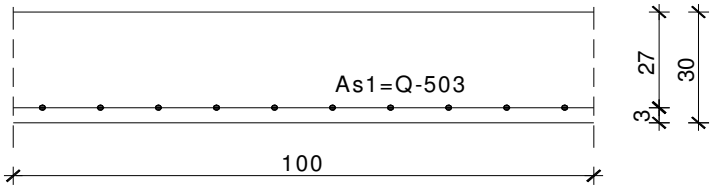


Slika 10.3. Prikaz momenata savijanja na ležajevima - mx



Slika 10.4. Prikaz momenata savijanja na ležajevima - my

10.1.1. Dimenzioniranje na savijanje



Slika 10.5. Skica armature ploče u polju

Postupak dimenzioniranja:

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1{,}5} = 23{,}3 \text{ MPa}; \qquad f_{cd} = 2{,}33 \text{ kN/cm}^2$

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}8 \text{ MPa}; \qquad f_{yd} = 43{,}48 \text{ kN/cm}^2$

b=100 cm; h=30 cm; d=27 cm

$$\mu_{sds}^{*} = 0{,}159;\ \zeta \approx 0{,}9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3{,}5/10$$

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot b \cdot h = 0{,}001 \cdot 100 \cdot 30 = 3{,}0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot b \cdot h = 0{,}02 \cdot 100 \cdot 30 = 60 \text{ cm}^2$$

U sljedećoj tablici prikazani su ultimativni momenti nosivosti za odabranu mrežastu armaturu za dimenzije ploče prema prethodnoj slici:

Mreža	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
R/Q - 335	3,35	270,07	35,41	0,11
R/Q - 385	3,85	270,07	40,70	0,13
R/Q - 424	4,24	270,07	44,82	0,14
R/Q - 503	5,03	270,07	53,17	0,17
R - 524	5,24	270,07	55,39	0,17
R/Q - 636	6,36	270,07	67,23	0,21
R/Q - 785	7,85	270,07	82,98	0,26

Sva armatura je veća od minimalne i manja od maksimalne. Zbog preraspodjele kod dugotrajnih efekata armaturu u polju uvijek birati veću od izračunate, a armaturu na ležajevima u skladu s izračunatom. Skica armature prikazana je u grafičkim prilozima. Ako se u obzir uzmu i preklopi ≥40 cm:

Mreža	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
R/Q - 257	3,05	270,07	32,22	0,10
R/Q - 283	3,36	270,07	35,48	0,11
R/Q - 335	3,97	270,07	42,00	0,13
R/Q - 385	4,57	270,07	48,27	0,15
R/Q - 424	5,03	270,07	53,16	0,17
R/Q - 503	5,97	270,07	63,06	0,20
R - 524	6,21	270,07	65,69	0,21
R/Q - 636	7,54	270,07	79,74	0,25
R/Q - 785	9,31	270,07	98,42	0,31

Donja zona ploče (polje) -> pozitivni moment savijanja: $M_{Ed,max}$ = 53,84 kNm

Odabrana armatura: Q - 503 + preklop 40 cm (A_s = 5,97 cm^2)

Gornja zona ploče (ležajevi) -> negativni moment savijanja:

$M_{Ed,min}$ = 243,65 · 1/3 = 82,84 kNm

Odabrana armatura: R - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

Napomena: Vrijednost momenta savijanja uzeta iz skale na slikama rezultata nije mjerodavna zbog toga što računalni program numerički daje rezultate u beskonačno maloj točki. Mjerodavna i realna vrijednost momenta savijanja je otprilike na 1/3 najvećih prikazanih rezultata što se vidi i prema boji iz slika ploče.

10.1.2. Kontrola pukotina

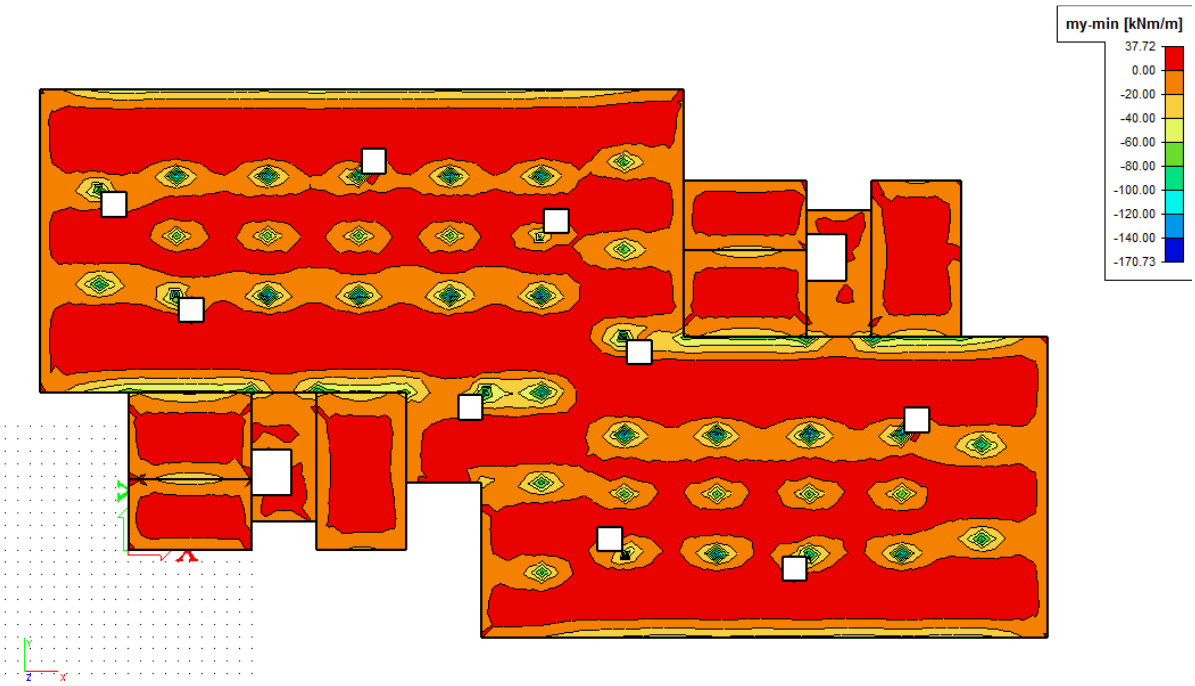
Mjerodavni momenti u ploči su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3$ mm (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$

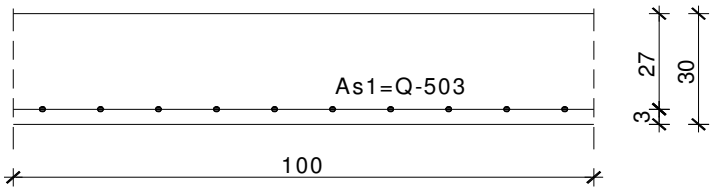


Slika 10.6. Maksimalni momenti savijanja za proračun ploče nad garažom za kombinaciju GSU - 1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 37,72 kNm

Armatura ploče donja zona: Q - 503 + preklop 40 cm (A_s = 5,97 cm^2)

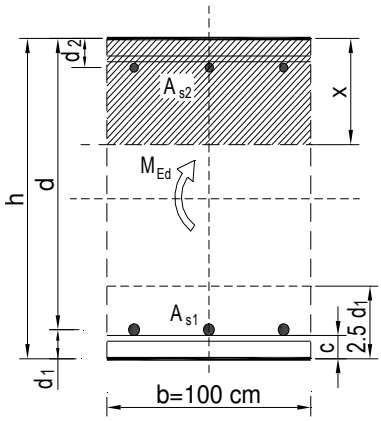
Skica armature u polju:



Slika 10.7. Skica armature ploče u polju

b =	100,0 cm	d =	27,0 cm	h =	30,0 cm
f_{ck} =	35,0 MN/m^2	f_{ctm} =	3,21 MN/m^2	w_g =	0,30 mm
A_{s1} =	5,97 cm^2	A_{s2} =	0,00 cm^2	$d_1 = d_2$ =	3,0 cm
E_s =	200,00 GN/m^2	E_{cm} =	34,00 GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88
M_{Ed} =	37,7 kNm	k_t =	0,40		
s_s =	246,22 MN/m^2				
x =	4,02 cm	$r_{p,eff}$ =	0,0080		
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	0,000387 <	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000739		
Ø =	8,0 mm	c =	3,00 cm		
k_1 =	0,8	k_2 =	0,50		
k_3 =	3,4	k_4 =	0,43		
$s_{r,max}$ =	272,85 mm				

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ = 0,202 mm < wg

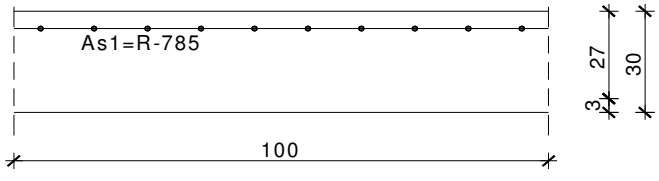


→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: M_{Ed} = 170,73 · 1/3 = 58,04 kNm

Armatura ploče gornja zona: R - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

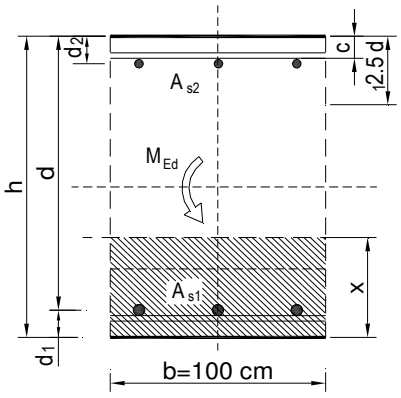
Skica armature na ležaju:



Slika 10.8. Skica armature ploče na ležaju

$b =$	100,0	cm	$d =$	27,0	cm	$h =$	30,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	9,31	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	58,0	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	245,82	MN/m^2						
$x =$	4,92	cm	$r_{p,eff} =$	0,0124				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,000674	<	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000737				
$Ø =$	10,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	238,95	mm						

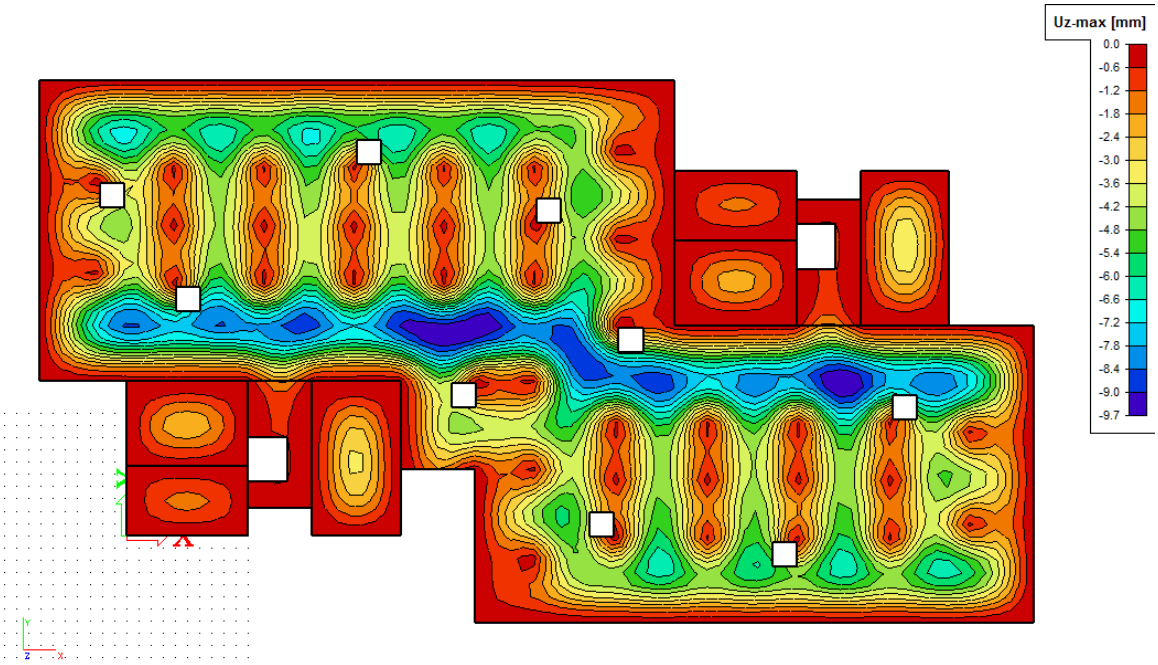
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,176 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.1.3. Kontrola progiba

Progibi ploča su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.9. Maximalni progib za ploču nad garažom za kombinaciju GSU - 1

Progib ploče iznad garaže

Granična vrijednost progiba ploče u polju: $f_{p,dop} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$

Granični progib:

$$v_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 37,72 \; kNm$$

$$\beta = \left| M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj} \right| / \left| M_{Ed,polje} \right| = |0 + 58,04| / |37,72| = 1,54$$

$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.088$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

$l = 700$ cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$$I_I = 225000 + 6,01 \cdot \left[5,97 \cdot \left(\frac{30}{2} - 3 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{30}{2} - 3 \right)^2 \right] = 230166,67\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{3772}{3328 \cdot 230166,67} = 0,0000049\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 4,02\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$$I_{II} = \frac{100 \cdot 4,02^3}{12} + 100 \cdot 4,02 \cdot \left(\frac{4,02}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[5,97 \cdot \left(27 - 4,02 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(4,02 - 3 \right)^2 \right]$$

$$I_{II} = 21112,85\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{37,72 \cdot 100}{3328 \cdot 21112,85} = 0,000054 \frac{1}{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35\right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{100 \cdot 30^2}{6} = 4800 kNcm = 48,0 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{4800}{\left(27 - \frac{4,02}{3}\right) \cdot 5,97} = 31,33 \frac{kN}{cm^2} = 313,3\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = \frac{37,72 \cdot 100}{\left(27 - \frac{4,02}{3}\right) \cdot 5,97} = 24,62 \frac{kN}{cm^2} = 246,2\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000049\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000054 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{313,3}{246,2}\right)^2\right] = 0,19$$

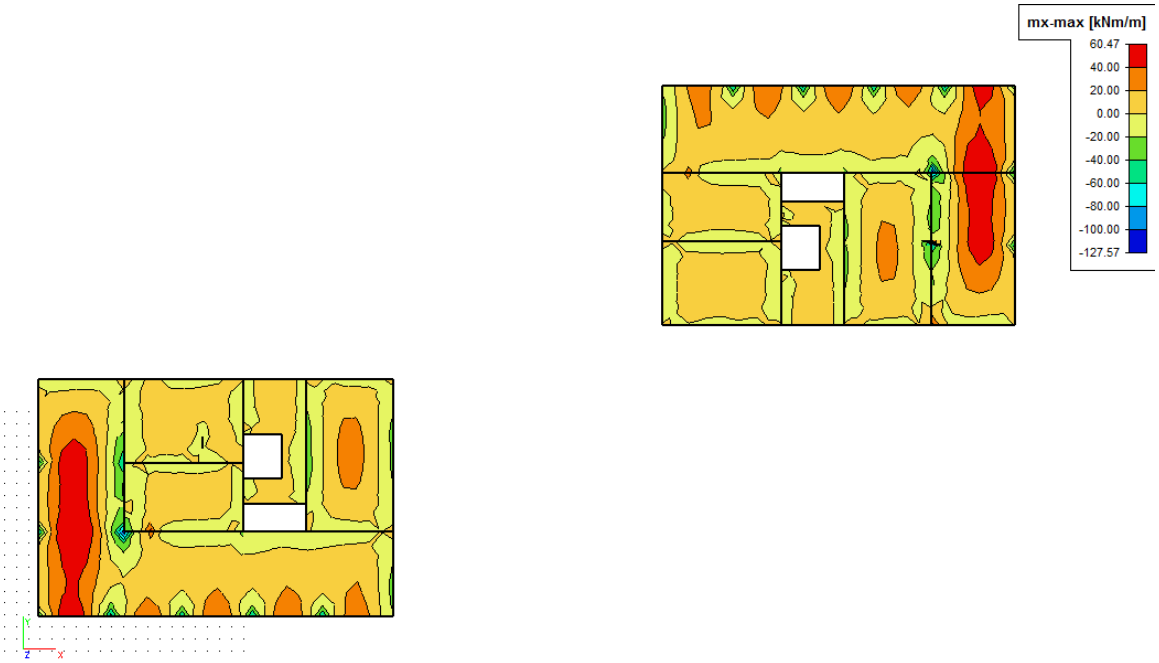
$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta\right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = 0,19 \cdot 0,0000049 + \left(1 - 0,19\right) \cdot 0,000054 = 0.000044 \frac{1}{cm}$$

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.088 \cdot 700^2 \cdot 0.000044 = 1,89\ \text{cm} < \nu_{\text{lim}} = 2,8\ \text{cm}$$

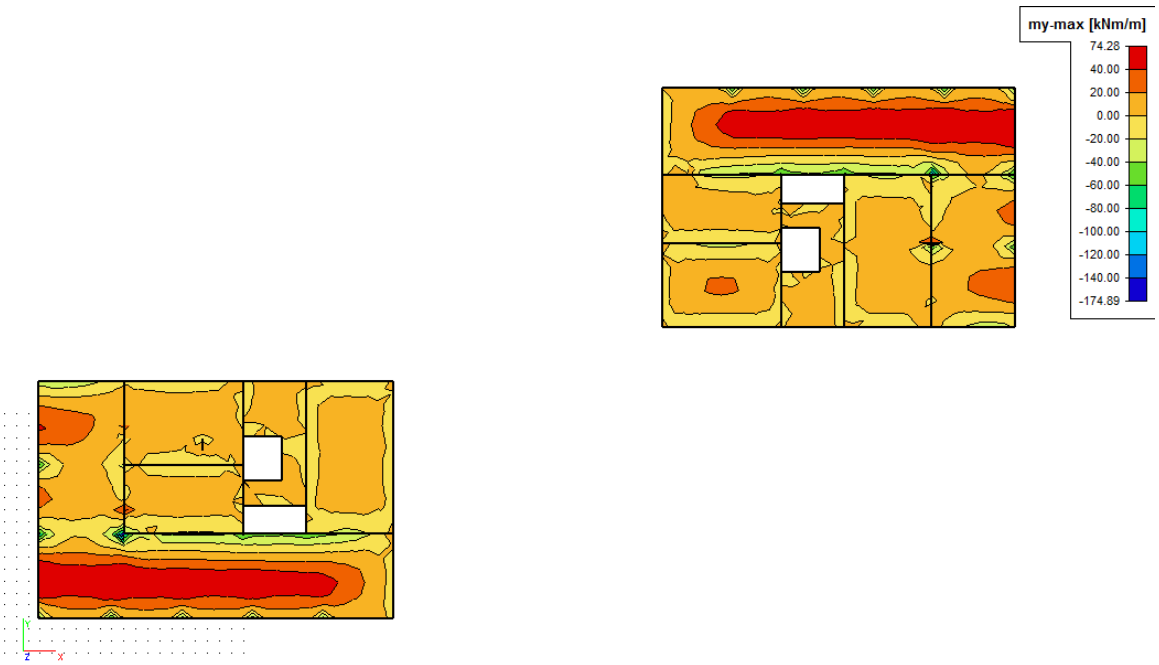
→ Odabrane dimenzije ploče i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

Iz estetskih razloga pri izradi dati nadvišenje ploče od 1,0 cm u sredini.

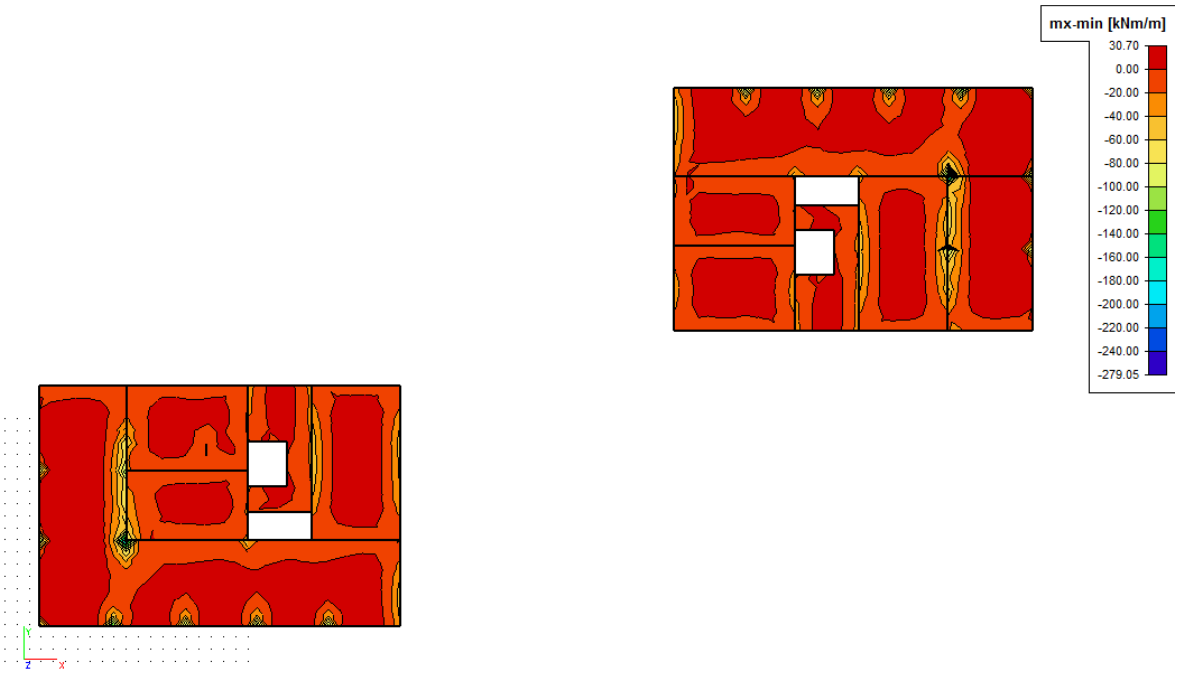
10.2. Proračun ploče iznad prizemlja



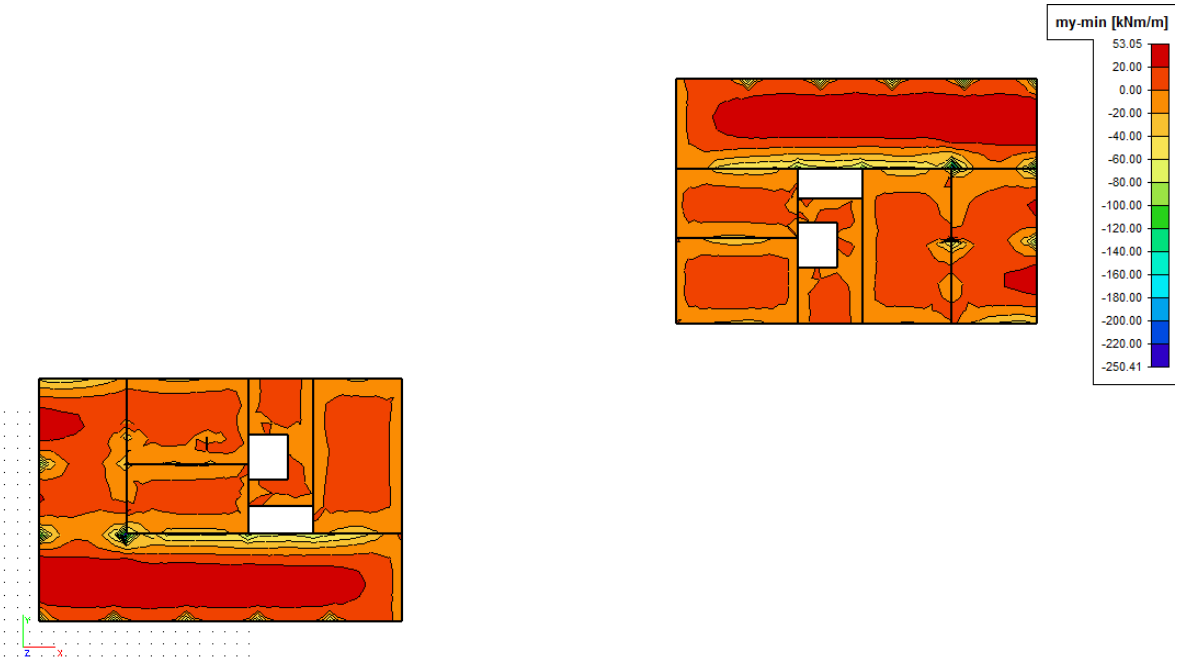
Slika 10.10. Prikaz momenata savijanja u polju – mx



Slika 10.11. Prikaz momenata savijanja u polju – my

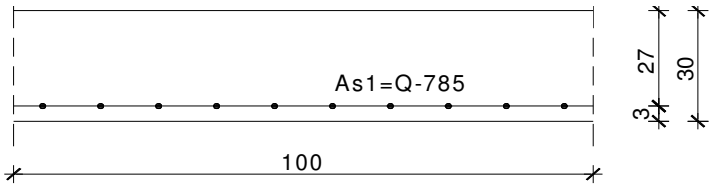


Slika 10.12. Prikaz momenata savijanja na ležajevima – mx



Slika 10.13. Prikaz momenata savijanja na ležajevima - my

10.2.1. Dimenzioniranje na savijanje



Slika 10.13. Skica armature ploče u polju

Postupak dimenzioniranja:

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1{,}5} = 23{,}3 \text{ MPa};$ $f_{cd} = 2{,}33 \text{ kN/cm}^2$

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}8 \text{ MPa};$ $f_{yd} = 43{,}48 \text{ kN/cm}^2$

b=100 cm; h=30 cm; d=27 cm

$$\mu_{sds}^{*} = 0{,}159;\ \zeta \approx 0{,}9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3{,}5/10$$

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot b \cdot h = 0{,}001 \cdot 100 \cdot 30 = 3{,}0 \text{ cm}^2$

$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot b \cdot h = 0{,}02 \cdot 100 \cdot 30 = 60 \text{ cm}^2$

U sljedećoj tablici prikazani su ultimativni momenti nosivosti za odabranu mrežastu armaturu za dimenzije ploče prema prethodnoj slici ako se u obzir uzmu i preklopi koji mogu biti ≥40 cm.

Mreža	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
R/Q - 257	3,05	270,07	32,22	0,10
R/Q - 283	3,36	270,07	35,48	0,11
R/Q - 335	3,97	270,07	42,00	0,13
R/Q - 385	4,57	270,07	48,27	0,15
R/Q - 424	5,03	270,07	53,16	0,17
R/Q - 503	5,97	270,07	63,06	0,20
R - 524	6,21	270,07	65,69	0,21
R/Q - 636	7,54	270,07	79,74	0,25
R/Q - 785	9,31	270,07	98,42	0,31

Sva armatura je veća od minimalne i manja od maksimalne. Zbog preraspodjele kod dugotrajnih efekata armaturu u polju uvijek birati veću od izračunate, a armaturu na ležajevima u skladu s izračunatom. Skica armature prikazana je u grafičkim prilozima.

Donja zona ploče (polje) -> pozitivni moment savijanja: $M_{Ed,max}$ = 74,28 kNm

Odabrana armatura: Q - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

Gornja zona ploče (ležajevi) -> negativni moment savijanja:

$M_{Ed,min}$ = 279,05 · 1/3 = 94,87 kNm

Odabrana armatura: R - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

Napomena: Vrijednost momenta savijanja uzeta iz skale na slikama rezultata nije mjerodavna zbog toga što računalni program numerički daje rezultate u beskonačno maloj točki. Mjerodavna i realna vrijednost momenta savijanja je otprilike na 1/3 najvećih prikazanih rezultata što se vidi i prema boji iz slika ploče.

10.2.2. Kontrola pukotina

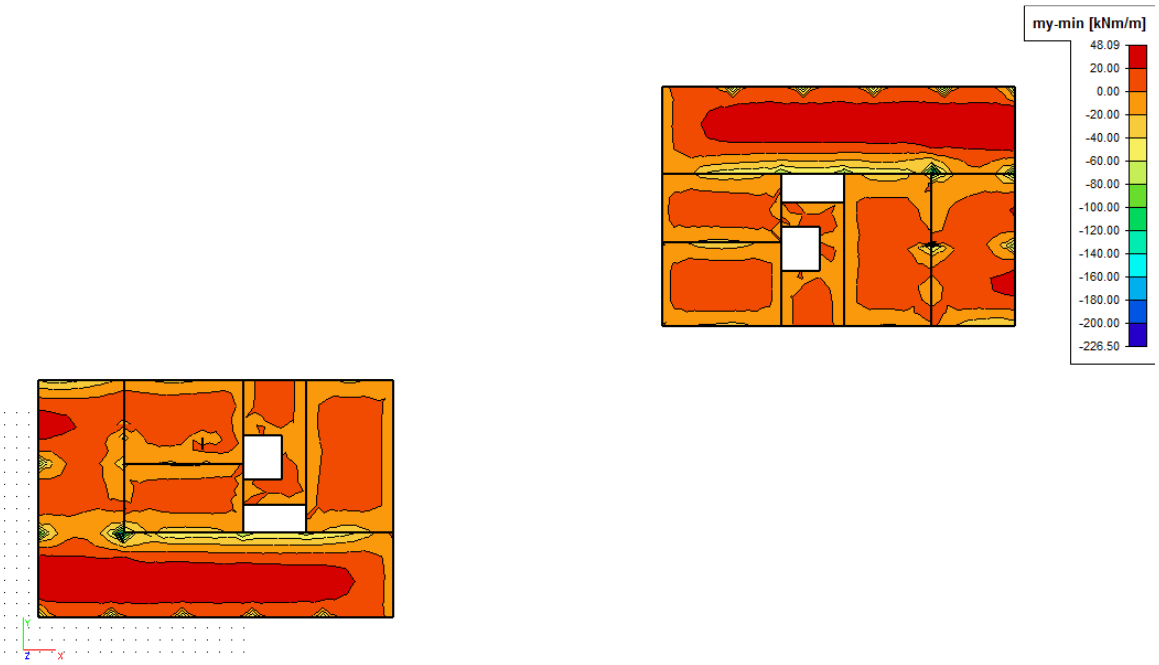
Mjerodavni momenti u ploči su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3$ mm (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$

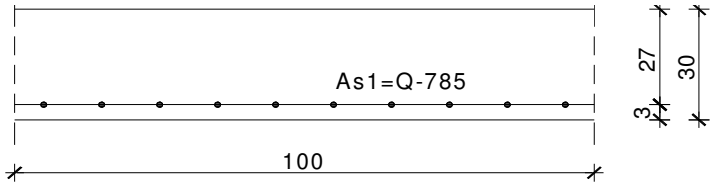


Slika 10.14. Maksimalni momenti savijanja za proračun ploče nad prizemljem za kombinaciju GSU - 1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 48,09 kNm

Armatura ploče donja zona: Q - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

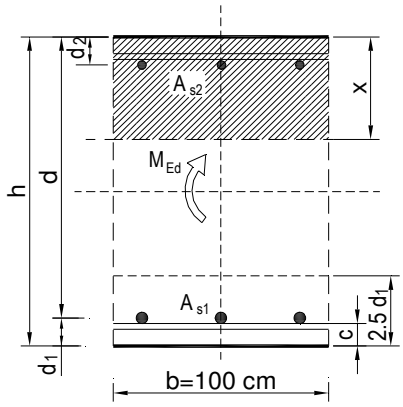
Skica armature u polju:



Slika 10.15. Skica armature ploče u polju

$b =$	100,0	cm	$d =$	27,0	cm	$h =$	30,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	9,31	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	48,1	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	203,68	MN/m^2						
$x =$	4,92	cm	$r_{p,eff} =$	0,0124				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,000463	<	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000611				
$Ø =$	10,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	238,95	mm						

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,146 mm < wg

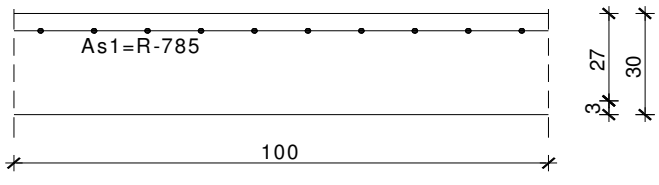


→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: $M_{Ed} = 226,5 \cdot 1/3 = 77,01$ kNm

Armatura ploče gornja zona: R - 785 + preklop 40 cm ($A_s = 9,31$ cm^2)

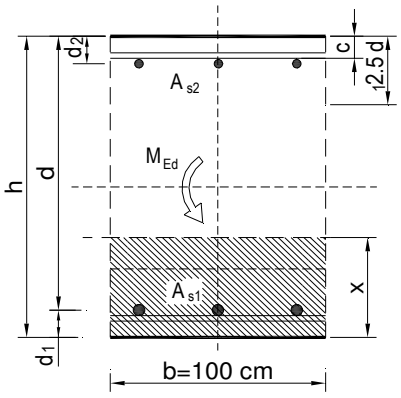
Skica armature na ležaju:



Slika 10.16. Skica armature ploče na ležaju

$b =$	100,0	cm	$d =$	27,0	cm	$h =$	30,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	9,31	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	77,0	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	326,16	MN/m^2						
$x =$	4,92	cm	$r_{p,eff} =$	0,0124				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,001076	>	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000978				
$Ø =$	10,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	238,95	mm						

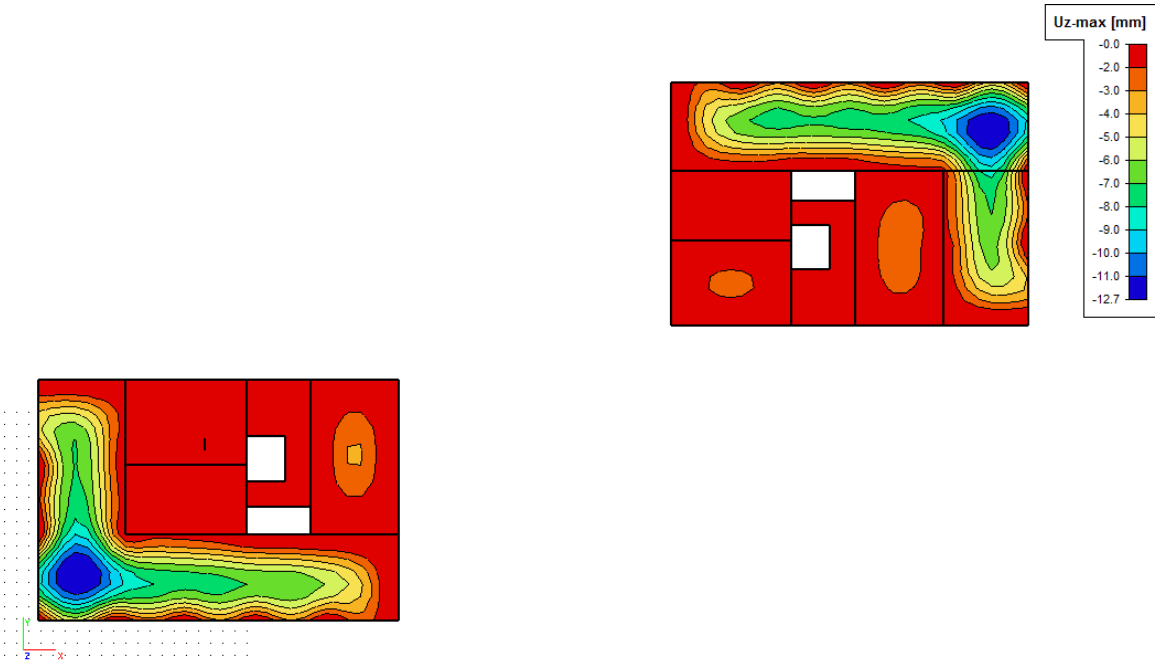
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,257 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.2.3. Kontrola progiba

Progibi ploča su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.17. Maximalni progib za ploču nad prizemljem za kombinaciju GSU - 1

Progib ploče iznad prizemlja

Granična vrijednost progiba ploče u polju: $f_{p,dop} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$

Granični progib:

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 48,09 \; kNm$$

$$\beta = \left| M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj} \right| / \left| M_{Ed,polje} \right| = |0 + 77,01| / |48,09| = 1,6$$

$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.087$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

l = 700 cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$$I_I = 225000 + 6,01 \cdot \left[9,31 \cdot \left(\frac{30}{2} - 3 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{30}{2} - 3 \right)^2 \right] = 233057,25\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{4809}{3328 \cdot 233057,25} = 0,0000062\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 4,92\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$$I_{II} = \frac{100 \cdot 4,92^3}{12} + 100 \cdot 4,92 \cdot \left(\frac{4,92}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[9,31 \cdot \left(27 - 4,92 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(4,92 - 3 \right)^2 \right]$$

$$I_{II} = 30457,71\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{48,09 \cdot 100}{3328 \cdot 30457,71} = 0,000047 \frac{1}{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35\right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{100 \cdot 30^2}{6} = 4800 kNcm = 48,0 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{4800}{\left(27 - \frac{4,92}{3}\right) \cdot 9,31} = 20,33 \frac{kN}{cm^2} = 203,3\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = \frac{48,09 \cdot 100}{\left(27 - \frac{4,92}{3}\right) \cdot 9,31} = 20,36 \frac{kN}{cm^2} = 203,6\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000062\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000047 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{203,3}{203,6}\right)^2\right] = 0,51$$

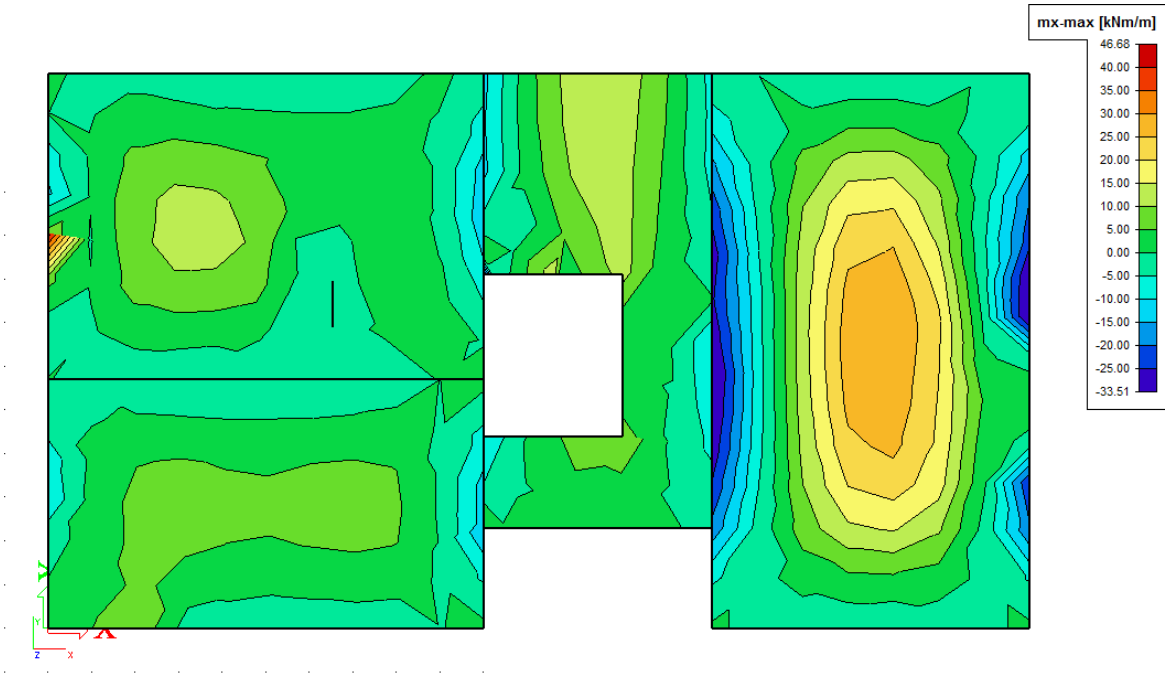
$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta\right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = 0,51 \cdot 0,0000062 + \left(1 - 0,51\right) \cdot 0,000047 = 0,000026 \frac{1}{cm}$$

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.087 \cdot 700^2 \cdot 0.000026 = 1,11\ \text{cm} < \nu_{\text{lim}} = 2,8\ \text{cm}$$

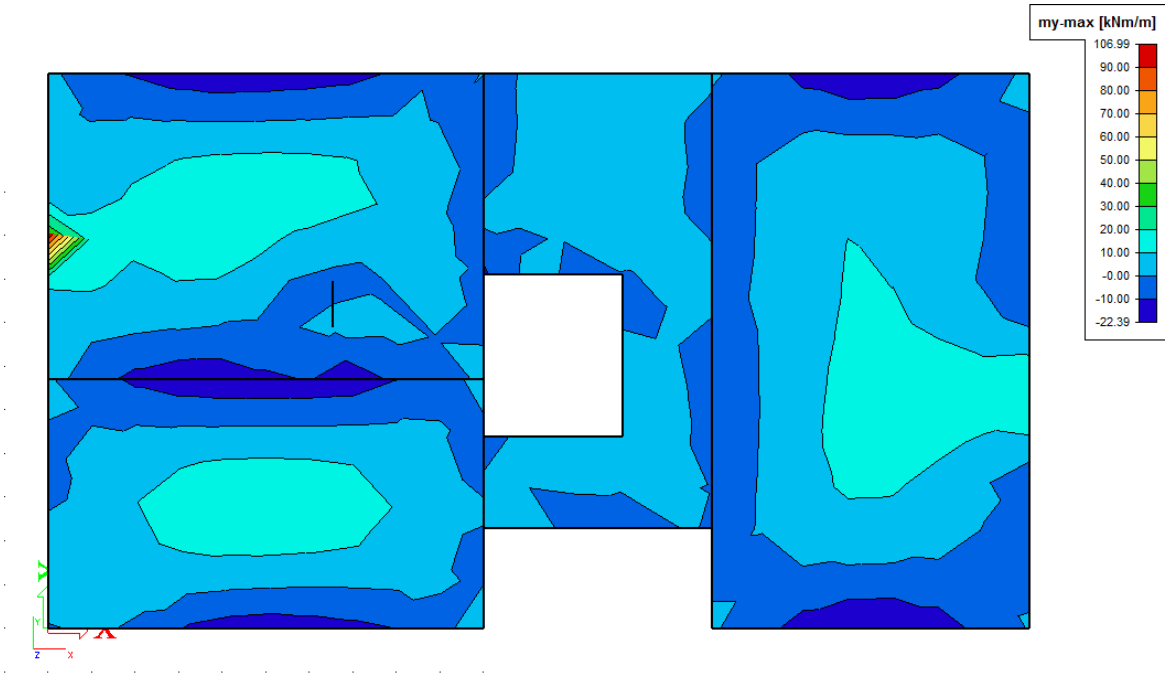
→ Odabrane dimenzije ploče i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

Iz estetskih razloga pri izradi dati nadvišenje ploče od 1,0 cm u sredini.

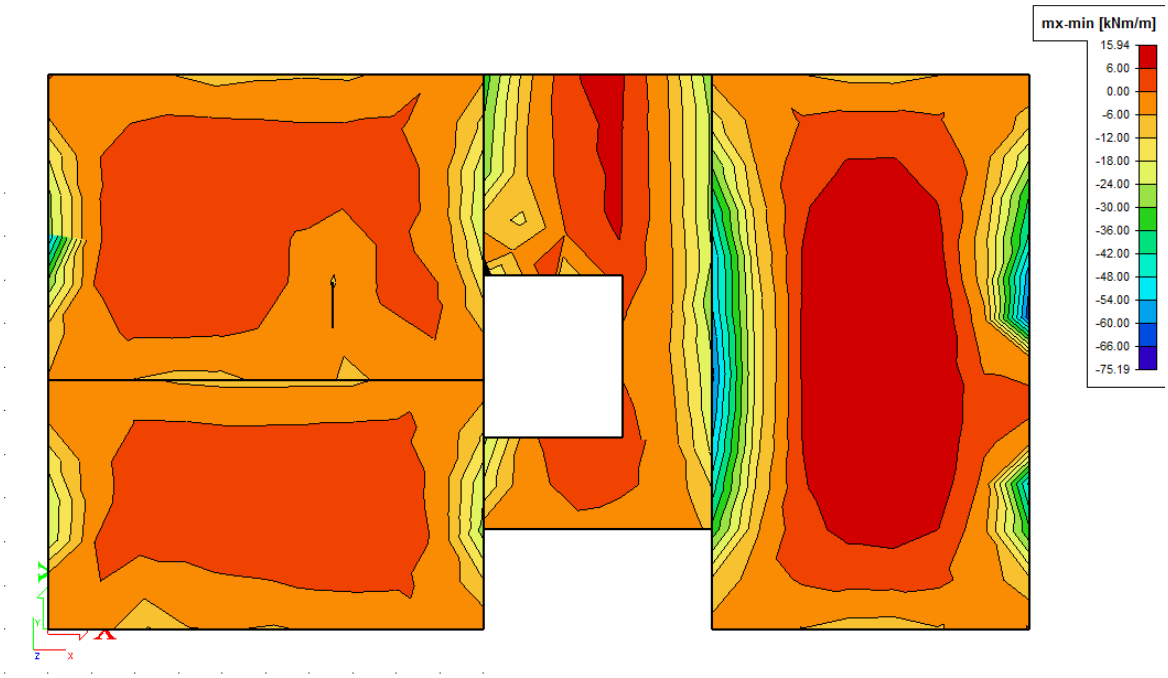
10.3. Proračun ploče južnog tornja – neparni katovi



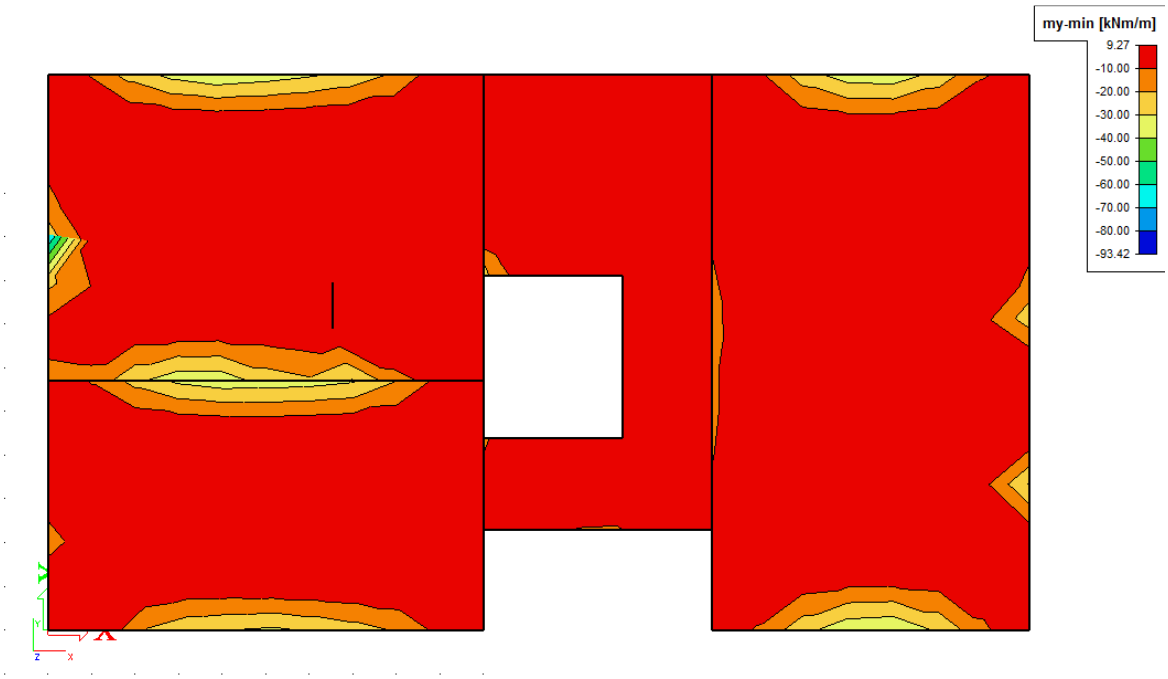
Slika 10.18. Prikaz momenata savijanja u polju – mx



Slika 10.19. Prikaz momenata savijanja u polju – my

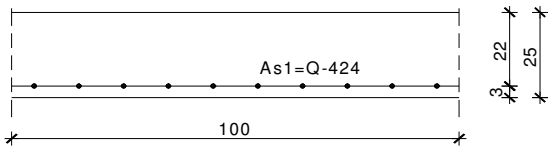


Slika 10.20. Prikaz momenata savijanja na ležajevima – mx



Slika 10.21. Prikaz momenata savijanja na ležajevima - my

10.3.1. Dimenzioniranje na savijanje



Slika 10.22. Skica armature ploče u polju

Postupak dimenzioniranja:

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1{,}5} = 23{,}3 \text{ MPa}; \qquad f_{cd} = 2{,}33 \text{ kN/cm}^2$

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}8 \text{ MPa}; \qquad f_{yd} = 43{,}48 \text{ kN/cm}^2$

b=100 cm; h=25 cm; d=22 cm

$$\mu_{sds}^{*} = 0{,}159;\ \zeta \approx 0{,}9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3{,}5/10$$

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot b \cdot h = 0{,}001 \cdot 100 \cdot 25 = 2{,}5 \text{ cm}^2$

$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot b \cdot h = 0{,}02 \cdot 100 \cdot 25 = 50 \text{ cm}^2$

U sljedećoj tablici prikazani su ultimativni momenti nosivosti za odabranu mrežastu armaturu za dimenzije ploče prema prethodnoj slici ako se u obzir uzmu i preklopi koji mogu biti ≥40 cm.

Mreža	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
R/Q - 257	3,05	179,31	26,25	0,12
R/Q - 283	3,36	179,31	28,91	0,13
R/Q - 335	3,97	179,31	34,22	0,16
R/Q - 385	4,57	179,31	39,33	0,18
R/Q - 424	5,03	179,31	43,31	0,20
R/Q - 503	5,97	179,31	51,38	0,24
R - 524	6,21	179,31	53,53	0,25
R/Q - 636	7,54	179,31	64,97	0,30
R/Q - 785	9,31	179,31	80,19	0,37

Sva armatura je veća od minimalne i manja od maksimalne. Zbog preraspodjele kod dugotrajnih efekata armaturu u polju uvijek birati veću od izračunate, a armaturu na ležajevima u skladu s izračunatom. Skica armature prikazana je u grafičkim prilozima.

Donja zona ploče (polje) -> pozitivni moment savijanja: $M_{Ed,max} = 106,99 \cdot 1/3 = 36,37$ kNm

Odabrana armatura: Q - 424 + preklop 40 cm ($A_s = 5,03$ cm^2)

Gornja zona ploče (ležajevi) -> negativni moment savijanja: $M_{Ed,min} = 75,19$ kNm

Odabrana armatura: R - 785 + preklop 40 cm ($A_s = 9,31$ cm^2)

Napomena: Vrijednost momenta savijanja uzeta iz skale na slikama rezultata nije mjerodavna zbog toga što računalni program numerički daje rezultate u beskonačno maloj točki. Mjerodavna i realna vrijednost momenta savijanja je otprilike na 1/3 najvećih prikazanih rezultata što se vidi i prema boji iz slika ploče.

10.3.2. Kontrola pukotina

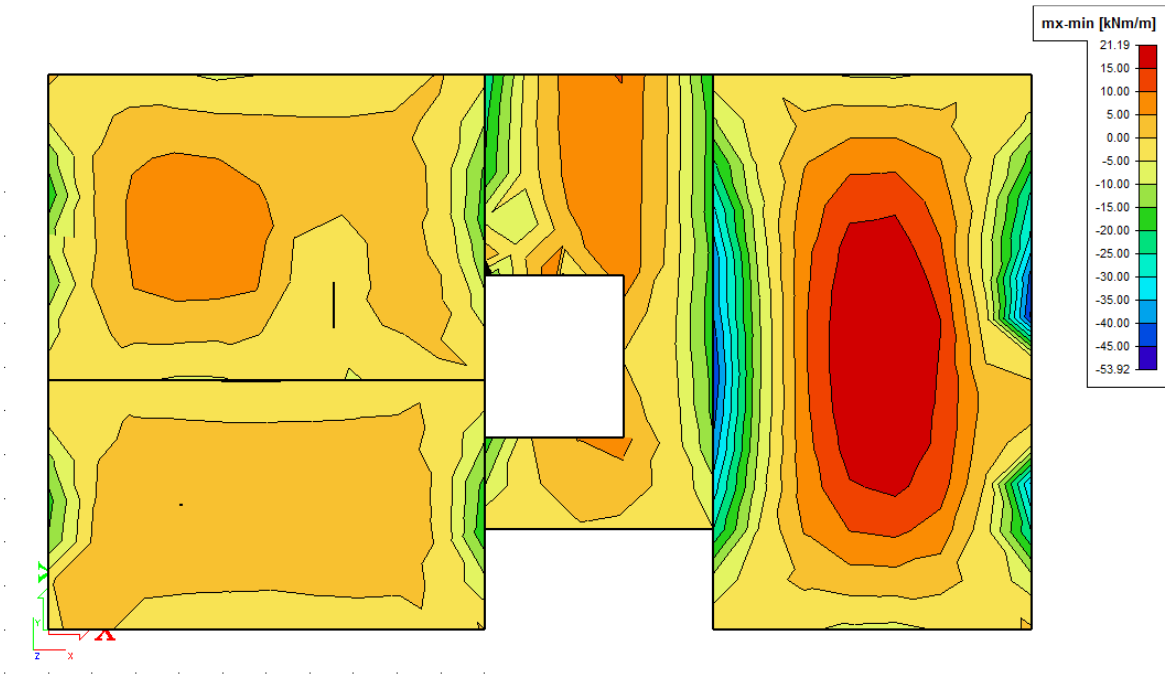
Mjerodavni momenti u ploči su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3$ mm (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$

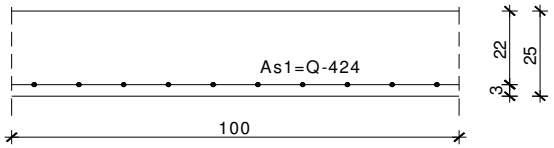


Slika 10.23. Maksimalni momenti savijanja za proračun ploče južnog tornja (neparni katovi) za kombinaciju GSU - 1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 21,19 kNm

Armatura ploče donja zona: Q - 424 + preklop 40 cm (A_s = 5,03 cm^2)

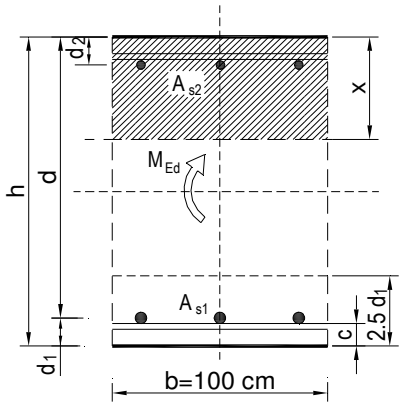
Skica armature u polju:



Slika 10.24. Skica armature ploče u polju

$b =$	100,0	cm	$d =$	22,0	cm	$h =$	25,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	5,03	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	21,2	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	201,64	MN/m^2						
$x =$	3,32	cm	$r_{p,eff} =$	0,0067				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,000013	<	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000605				
$Ø =$	9,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	330,13	mm						

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,200 mm < wg

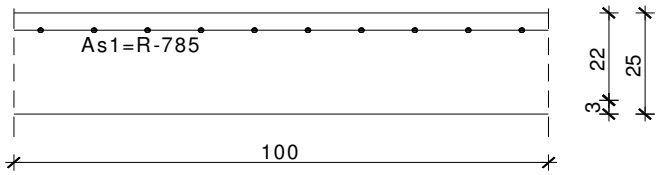


→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: $M_{Ed} = 53,92$ kNm

Armatura ploče gornja zona: R - 785 + preklop 40 cm ($A_s = 9,31$ cm^2)

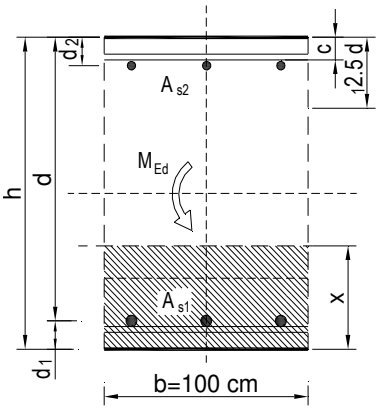
Skica armature na ležaju:



Slika10.25. Skica armature ploče na ležaju

$b =$	100,0	cm	$d =$	22,0	cm	$h =$	25,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	9,31	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	53,9	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	282,02	MN/m^2						
$x =$	4,39	cm	$r_{p,eff} =$	0,0124				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,000855	>	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000846				
$Ø =$	10,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	238,95	mm						

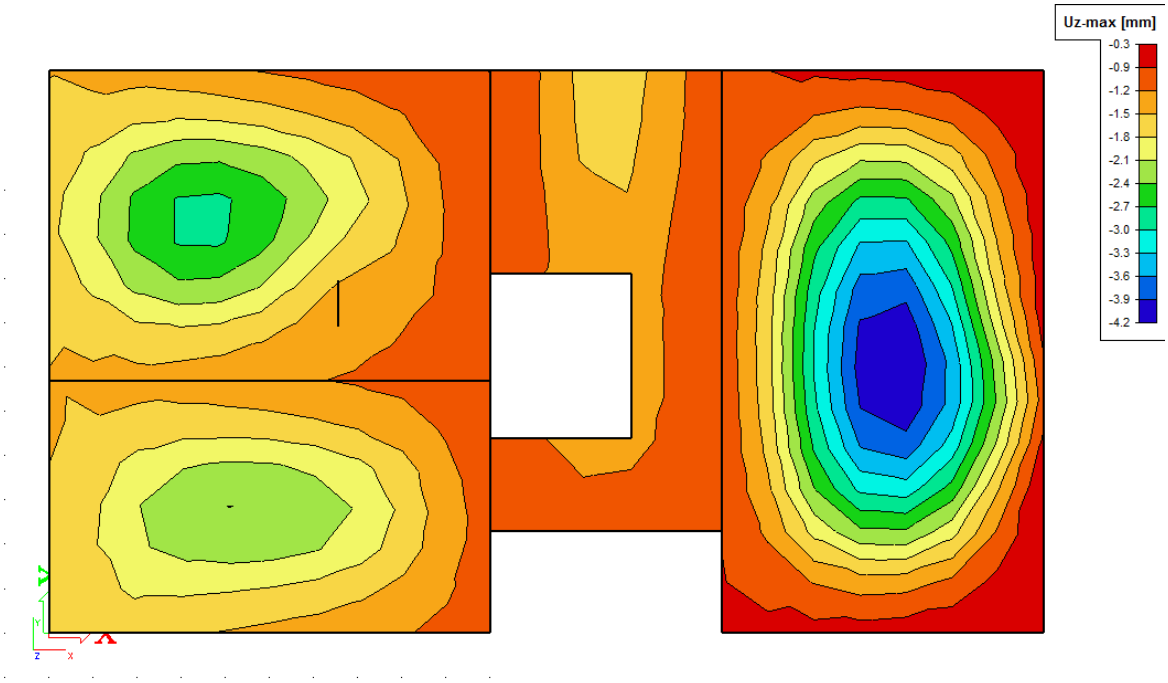
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,204 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.3.3. Kontrola progiba

Progibi ploča su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.26. Maximalni progib za ploču južnog tornja (neparni katovi) za kombinaciju GSU - 1

Progib ploče južnog tornja (neparni katovi)

Granična vrijednost progiba ploče u polju: $f_{p,dop} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$

Granični progib:

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 21,19 \; kNm$$

$$\beta = \left| M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj} \right| / \left| M_{Ed,polje} \right| = |0 + 53,92| / |21,19| = 2,54$$

$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.078$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

l = 700 cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$$I_I = 130208,33 + 6,01 \cdot \left[5,03 \cdot \left(\frac{25}{2} - 3 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{25}{2} - 3 \right)^2 \right] = 141121,47\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{2119}{3328 \cdot 141121,47} = 0,0000045\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 3,32\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$$I_{II} = \frac{100 \cdot 3,32^3}{12} + 100 \cdot 3,32 \cdot \left(\frac{3,32}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[5,03 \cdot \left(22 - 3,32 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(3,32 - 3 \right)^2 \right]$$

$$I_{II} = 11768,43\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{21,19 \cdot 100}{3328 \cdot 11768,43} = 0,000054 \frac{1}{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck} \right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck} \right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35 \right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{100 \cdot 25^2}{6} = 3333,3 kNcm = 33,33 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3} \right) \cdot A_s} = \frac{3333}{\left(22 - \frac{3,32}{3} \right) \cdot 5,03} = 31,71 \frac{kN}{cm^2} = 317,1\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3} \right) \cdot A_{s1}} = \frac{21,19 \cdot 100}{\left(22 - \frac{3,32}{3} \right) \cdot 5,03} = 20,16 \frac{kN}{cm^2} = 201,6\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000045\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000054 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{317,1}{201,6} \right)^2 \right] = 0,23$$

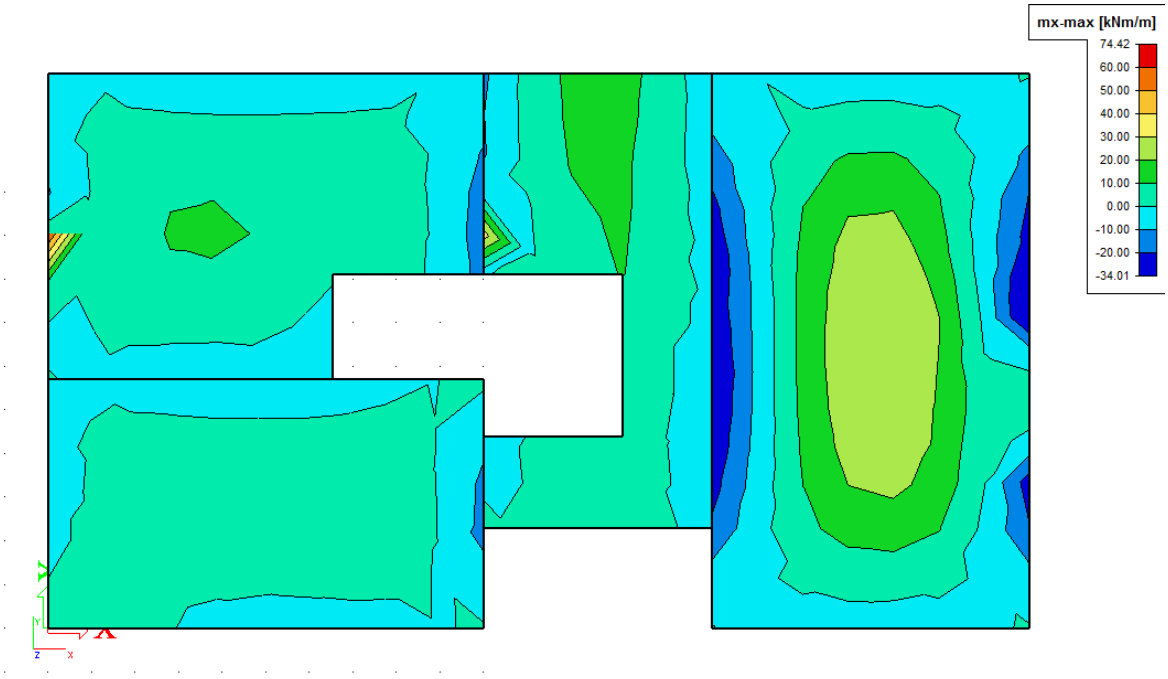
$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta \right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = 0,23 \cdot 0,0000045 + \left(1 - 0,23 \right) \cdot 0,000054 = 0.000042 \frac{1}{cm}$$

$$v_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.078 \cdot 700^2 \cdot 0.000042 = 1,61\ \text{cm} < v_{\lim} = 2,8\ \text{cm}$$

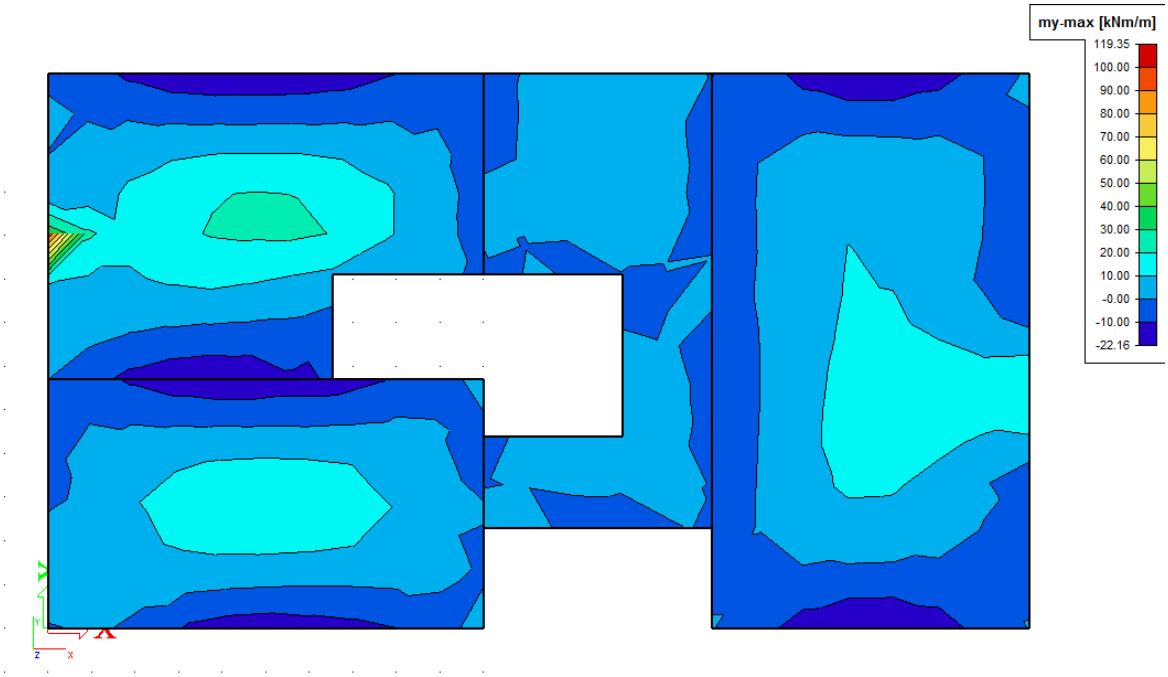
→ Odabrane dimenzije ploče i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

Iz estetskih razloga pri izradi dati nadvišenje ploče od 1,0 cm u sredini.

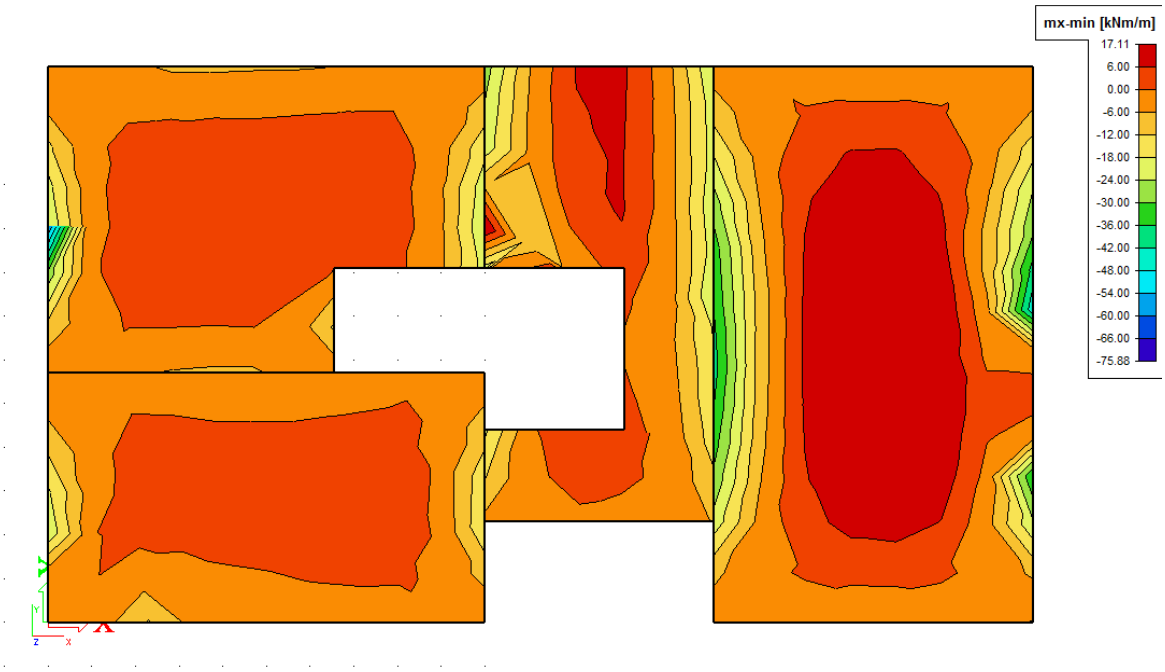
10.4. Proračun ploče južnog tornja – parni katovi



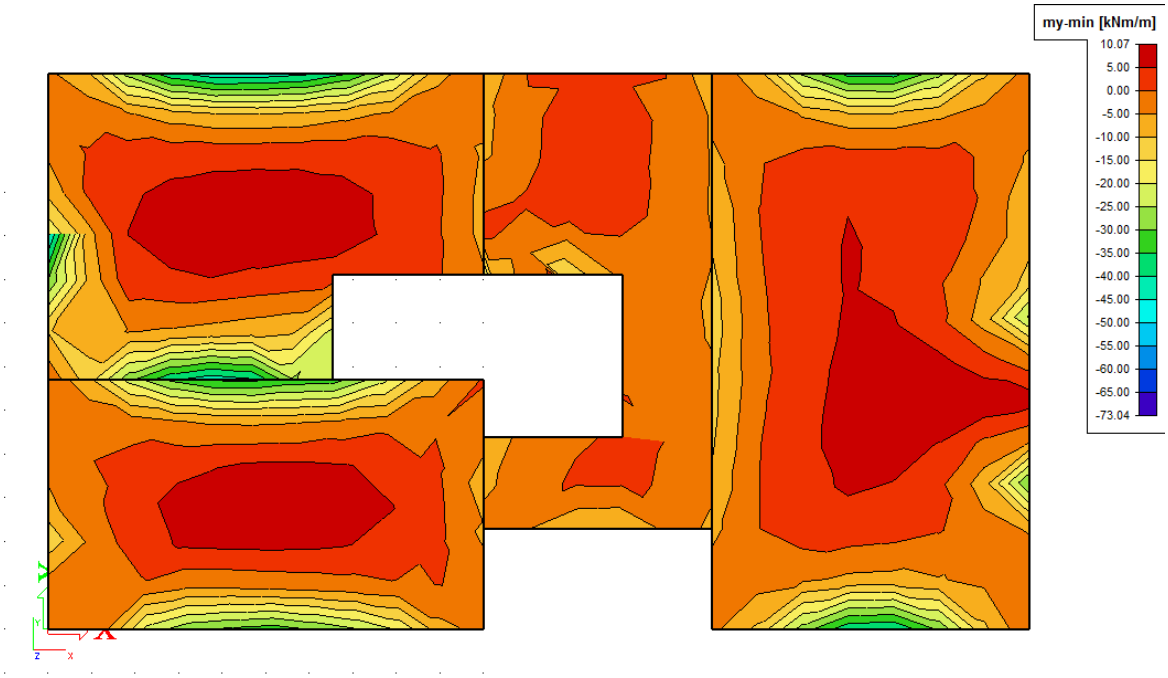
Slika 10.27. Prikaz momenata savijanja u polju – mx



Slika 10.28. Prikaz momenata savijanja u polju – my

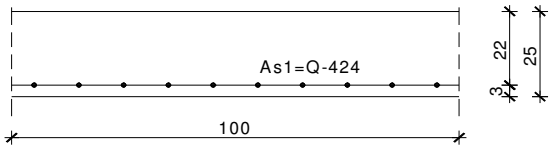


Slika 10.29. Prikaz momenata savijanja na ležajevima – mx



Slika 10.30. Prikaz momenata savijanja na ležajevima - my

10.4.1. Dimenzioniranje na savijanje



Slika 10.31. Skica armature ploče u polju

Postupak dimenzioniranja:

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1{,}5} = 23{,}3 \text{ MPa}; \qquad f_{cd} = 2{,}33 \text{ kN/cm}^2$

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}8 \text{ MPa}; \qquad f_{yd} = 43{,}48 \text{ kN/cm}^2$

b=100 cm; h=25 cm; d=22 cm

$$\mu_{sds}^{*} = 0{,}159;\ \zeta \approx 0{,}9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3{,}5/10$$

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot b \cdot h = 0{,}001 \cdot 100 \cdot 25 = 2{,}5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot b \cdot h = 0{,}02 \cdot 100 \cdot 25 = 50 \text{ cm}^2$$

U sljedećoj tablici prikazani su ultimativni momenti nosivosti za odabranu mrežastu armaturu za dimenzije ploče prema prethodnoj slici ako se u obzir uzmu i preklopi koji mogu biti ≥40 cm.

Mreža	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
R/Q - 257	3,05	179,31	26,25	0,12
R/Q - 283	3,36	179,31	28,91	0,13
R/Q - 335	3,97	179,31	34,22	0,16
R/Q - 385	4,57	179,31	39,33	0,18
R/Q - 424	5,03	179,31	43,31	0,20
R/Q - 503	5,97	179,31	51,38	0,24
R - 524	6,21	179,31	53,53	0,25
R/Q - 636	7,54	179,31	64,97	0,30
R/Q - 785	9,31	179,31	80,19	0,37

Sva armatura je veća od minimalne i manja od maksimalne. Zbog preraspodjele kod dugotrajnih efekata armaturu u polju uvijek birati veću od izračunate, a armaturu na ležajevima u skladu s izračunatom. Skica armature prikazana je u grafičkim prilozima.

Donja zona ploče (polje) -> pozitivni moment savijanja: $M_{Ed,max} = 119,35 \cdot 1/3 = 40,58$ kNm

Odabrana armatura: Q - 424 + preklop 40 cm ($A_s = 5,03$ cm^2)

Gornja zona ploče (ležajevi) -> negativni moment savijanja: $M_{Ed,min} = 75,88$ kNm

Odabrana armatura: R - 785 + preklop 40 cm ($A_s = 9,31$ cm^2)

Napomena: Vrijednost momenta savijanja uzeta iz skale na slikama rezultata nije mjerodavna zbog toga što računalni program numerički daje rezultate u beskonačno maloj točki. Mjerodavna i realna vrijednost momenta savijanja je otprilike na 1/3 najvećih prikazanih rezultata što se vidi i prema boji iz slika ploče.

10.4.2. Kontrola pukotina

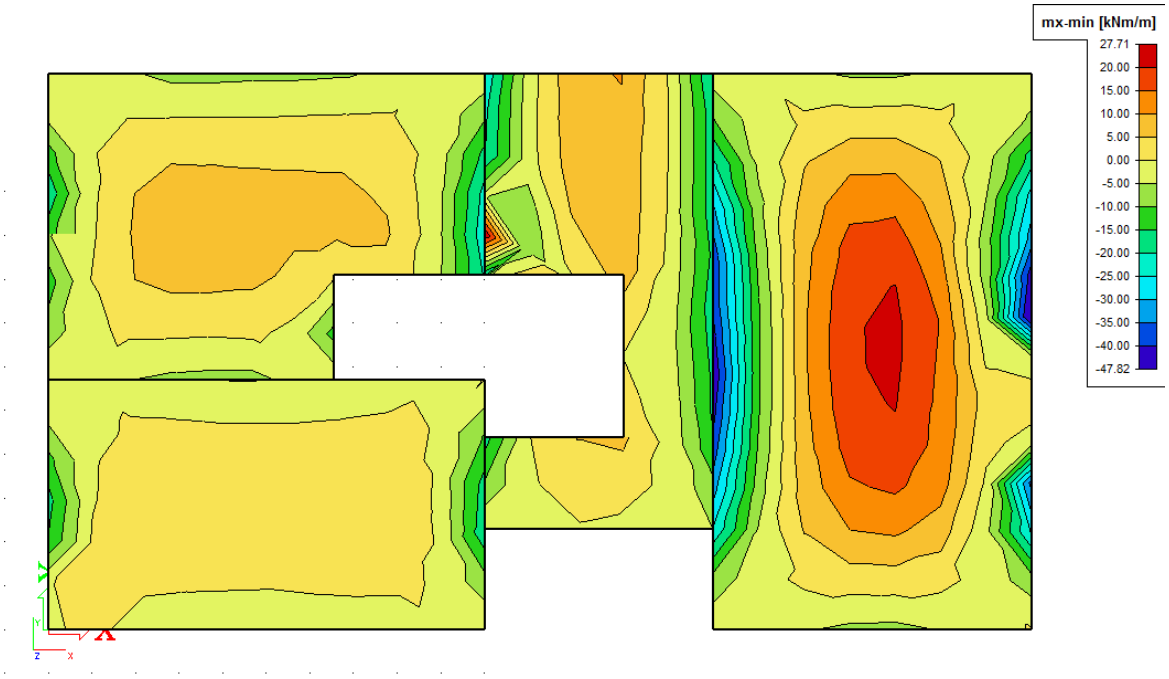
Mjerodavni momenti u ploči su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3$ mm (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$

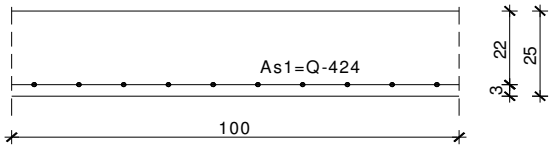


Slika 10.32. Maksimalni momenti savijanja za proračun ploče južnog tornja(parni katovi) za kombinaciju GSU1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 27,71 kNm

Armatura ploče donja zona: Q - 424 + preklop 40 cm (A_s = 5,03 cm^2)

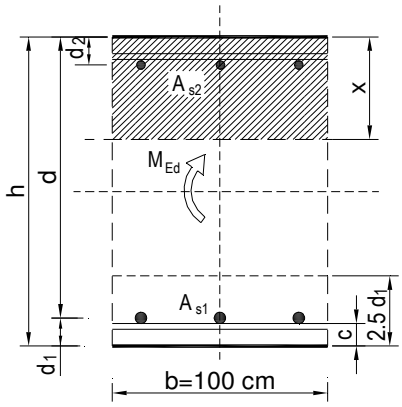
Skica armature u polju:



Slika 10.33. Skica armature ploče u polju

b =	100,0	cm	d =	22,0	cm	h =	25,0	cm
f_{ck} =	35,0	MN/m^2	f_{ctm} =	3,21	MN/m^2	w_g =	0,30	mm
A_{s1} =	5,03	cm^2	A_{s2} =	0,00	cm^2	$d_1 = d_2$ =	3,0	cm
E_s =	200,00	GN/m^2	E_{cm} =	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88	
M_{Ed} =	27,7	kNm	k_t =	0,40				
s_s =	263,69	MN/m^2						
x =	3,32	cm	$r_{p,eff}$ =	0,0067				
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	0,000323	<	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000791				
Ø =	9,0	mm	c =	3,00	cm			
k_1 =	0,8		k_2 =	0,50				
k_3 =	3,4		k_4 =	0,43				
$s_{r,max}$ =	330,13	mm						

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,261 mm < wg

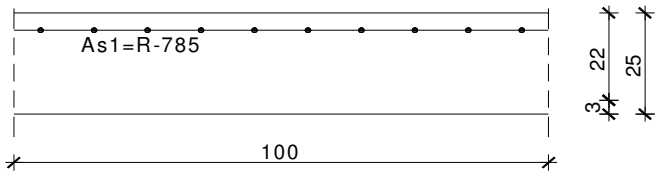


→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: M_{Ed} = 47,82 kNm

Armatura ploče gornja zona: R - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

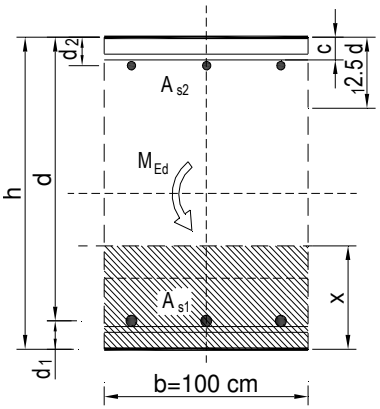
Skica armature na ležaju:



Slika 10.34. Skica armature ploče na ležaju

$b =$	100,0	cm	$d =$	22,0	cm	$h =$	25,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	9,31	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	47,8	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	250,12	MN/m^2						
$x =$	4,39	cm	$r_{p,eff} =$	0,0124				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,000696	<	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000750				
$Ø =$	10,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	238,95	mm						

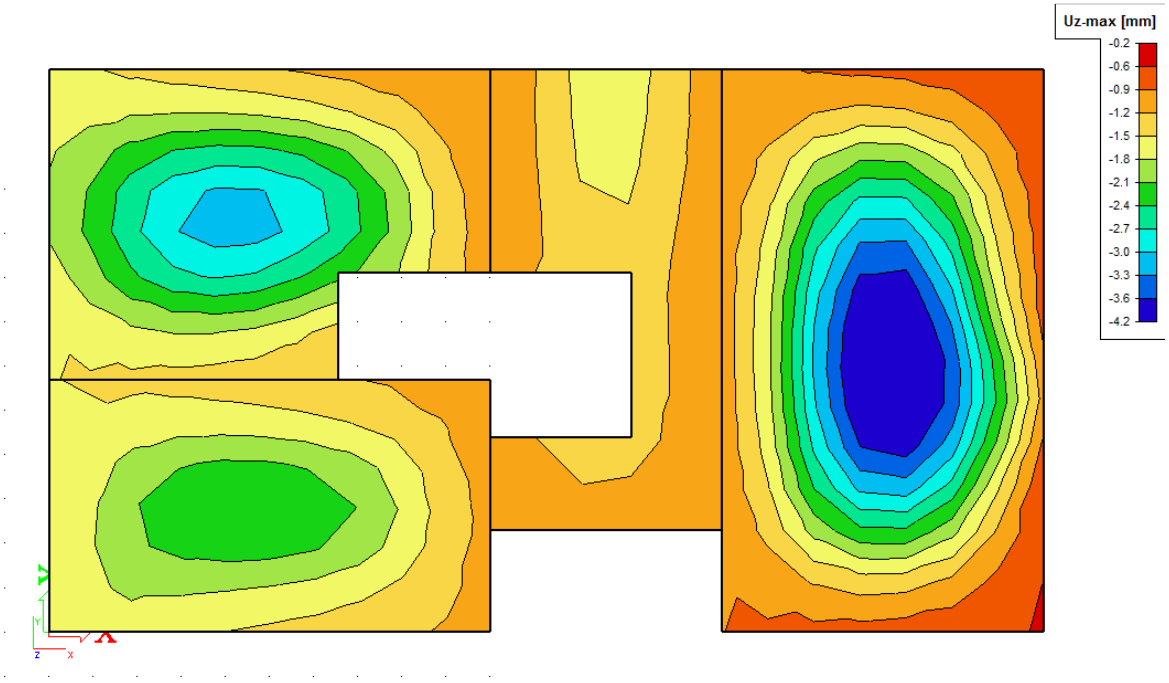
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,179 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.4.3. Kontrola progiba

Progibi ploča su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.35. Maximalni progib za ploču južnog tornja (parni katovi) za kombinaciju GSU - 1

<u>Progib ploče južnog tornja (parni katovi)</u>

Granična vrijednost progiba ploče u polju: $f_{p,dop} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$

Granični progib:

$$v_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 27,71\, kNm$$

$$\beta = \left|M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj}\right| / \left|M_{Ed,polje}\right| = |0 + 47,82| / |27,71| = 1,73$$

$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.086$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

l = 700 cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$I_I = 130208,33 + 6,01 \cdot \left[5,03 \cdot \left(\frac{25}{2} - 3 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{25}{2} - 3 \right)^2 \right] = 141121,47\ \text{cm}^4$

$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{2771}{3328 \cdot 141121,47} = 0,0000059\ \frac{1}{\text{cm}}$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 3,32\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$I_{II} = \frac{100 \cdot 3,32^3}{12} + 100 \cdot 3,32 \cdot \left(\frac{3,32}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[5,03 \cdot \left(22 - 3,32 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(3,32 - 3 \right)^2 \right]$

$I_{II} = 11768,43\ \text{cm}^4$

$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{27,71 \cdot 100}{3328 \cdot 11768,43} = 0,000071 \frac{1}{cm}$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35\right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{100 \cdot 25^2}{6} = 3333,3 kNcm = 33,33 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{3333}{\left(22 - \frac{3,32}{3}\right) \cdot 5,03} = 31,71 \frac{kN}{cm^2} = 317,1\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = \frac{27,71 \cdot 100}{\left(22 - \frac{3,32}{3}\right) \cdot 5,03} = 26,36 \frac{kN}{cm^2} = 263,6\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000059\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000071 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{317,1}{263,6}\right)^2\right] = 0,27$$

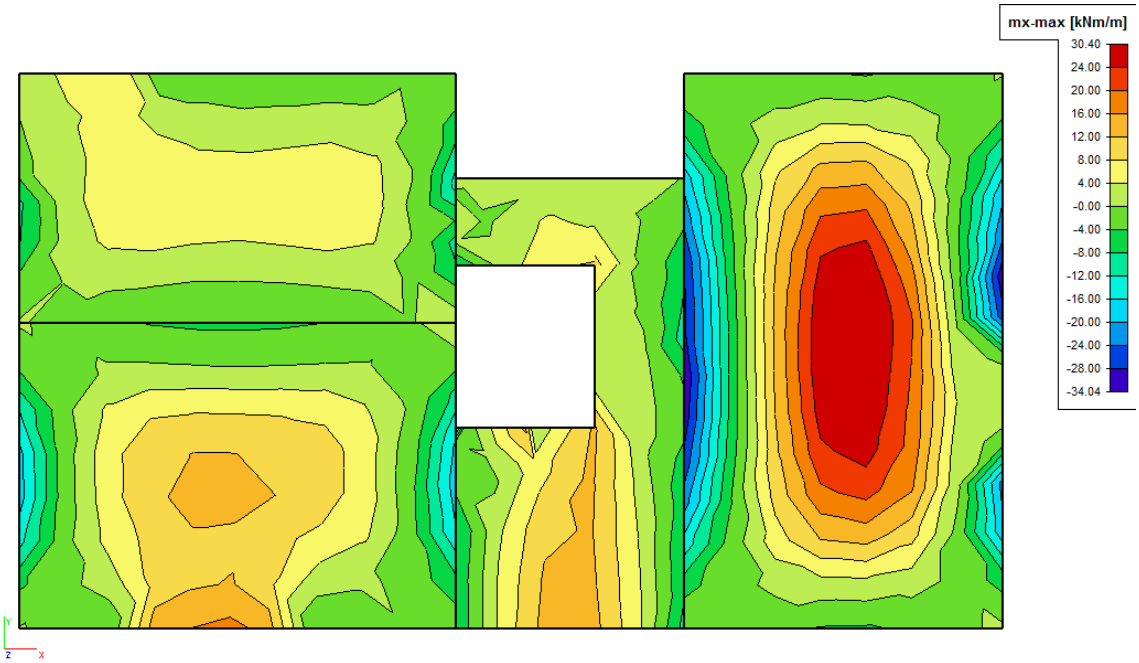
$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta\right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = 0,27 \cdot 0,0000059 + \left(1 - 0,27\right) \cdot 0,000071 = 0.000053 \frac{1}{cm}$$

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.078 \cdot 700^2 \cdot 0.000053 = 2,04\ \text{cm} < \nu_{\text{lim}} = 2,8\ \text{cm}$$

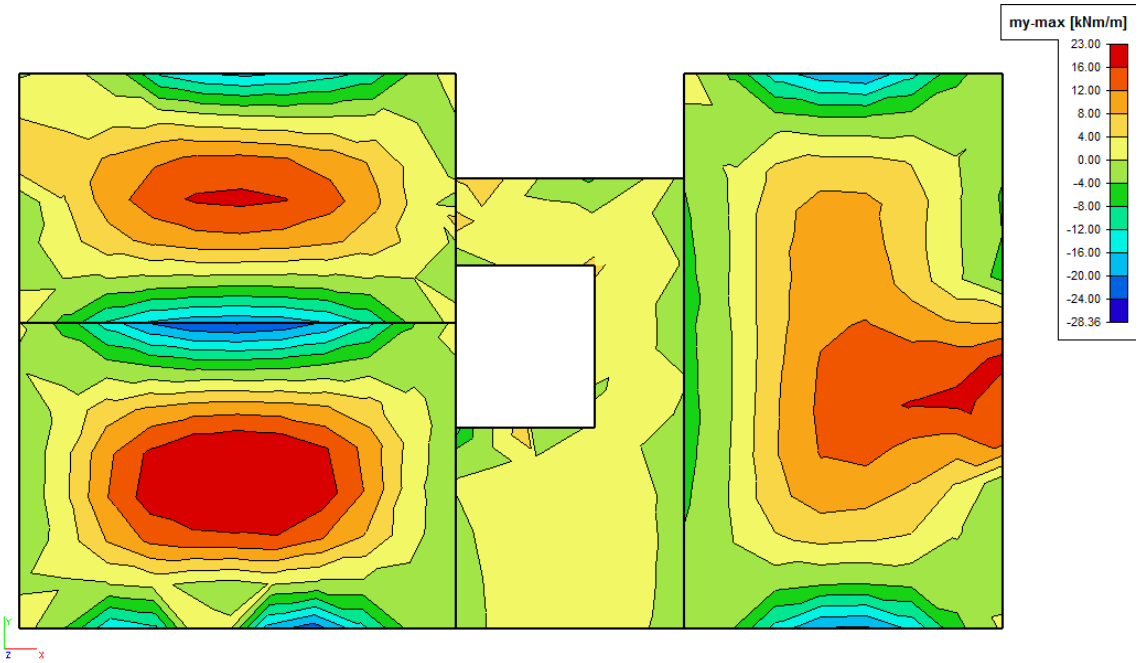
→ Odabrane dimenzije ploče i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

Iz estetskih razloga pri izradi dati nadvišenje ploče od 1,0 cm u sredini.

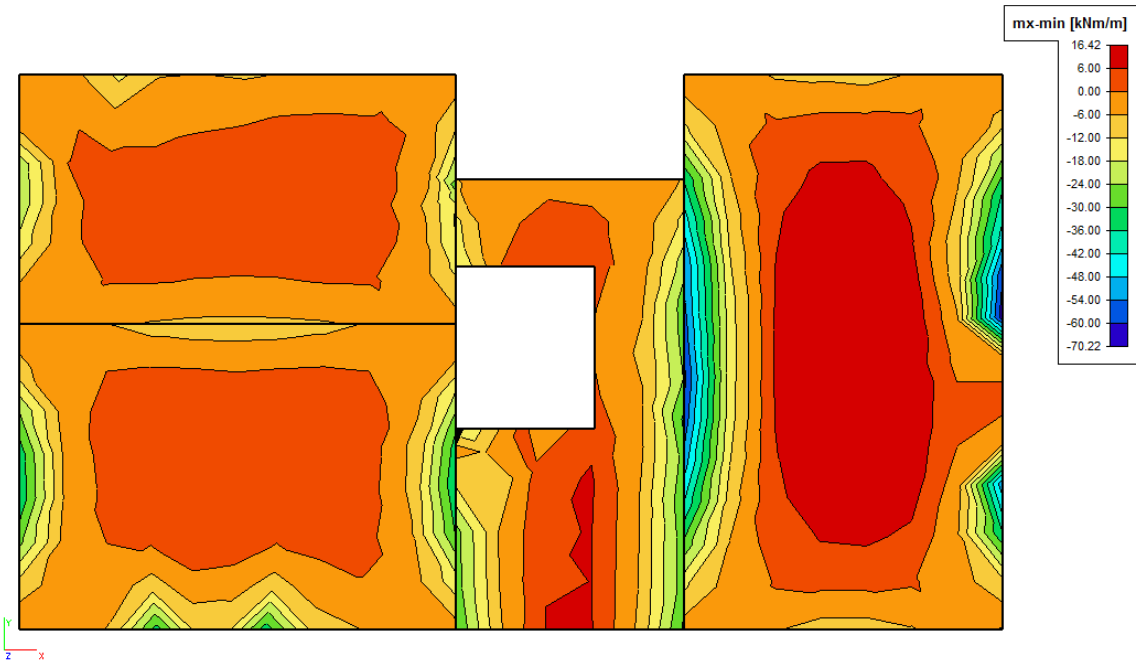
10.5. Proračun ploče sjevernog tornja



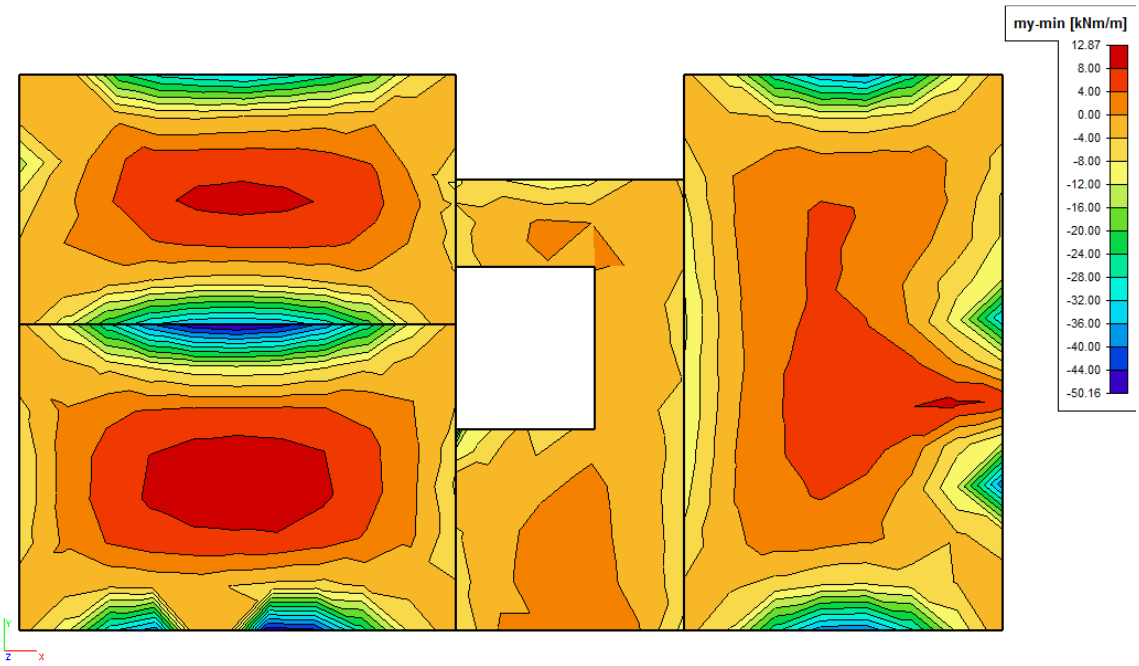
Slika 10.36. Prikaz momenata savijanja u polju – mx



Slika 10.37. Prikaz momenata savijanja u polju – my

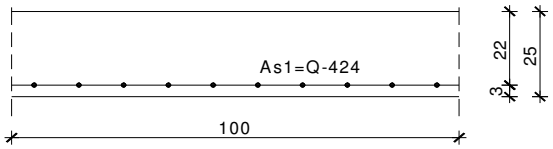


Slika 10.38. Prikaz momenata savijanja na ležajevima – mx



Slika 10.39. Prikaz momenata savijanja na ležajevima - my

10.5.1. Dimenzioniranje na savijanje



Slika 10.40. Skica armature ploče u polju

Postupak dimenzioniranja:

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1{,}5} = 23{,}3 \text{ MPa}; \qquad f_{cd} = 2{,}33 \text{ kN/cm}^2$

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}8 \text{ MPa}; \qquad f_{yd} = 43{,}48 \text{ kN/cm}^2$

b=100 cm; h=25 cm; d=22 cm

$$\mu_{sds}^{*} = 0{,}159;\ \zeta \approx 0{,}9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3{,}5/10$$

$$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot b \cdot h = 0{,}001 \cdot 100 \cdot 25 = 2{,}5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot b \cdot h = 0{,}02 \cdot 100 \cdot 25 = 50 \text{ cm}^2$$

U sljedećoj tablici prikazani su ultimativni momenti nosivosti za odabranu mrežastu armaturu za dimenzije ploče prema prethodnoj slici ako se u obzir uzmu i preklopi koji mogu biti ≥40 cm.

Mreža	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm²/m']	[kNm]	[kNm]	%
R/Q - 257	3,05	179,31	26,25	0,12
R/Q - 283	3,36	179,31	28,91	0,13
R/Q - 335	3,97	179,31	34,22	0,16
R/Q - 385	4,57	179,31	39,33	0,18
R/Q - 424	5,03	179,31	43,31	0,20
R/Q - 503	5,97	179,31	51,38	0,24
R - 524	6,21	179,31	53,53	0,25
R/Q - 636	7,54	179,31	64,97	0,30
R/Q - 785	9,31	179,31	80,19	0,37

Sva armatura je veća od minimalne i manja od maksimalne. Zbog preraspodjele kod dugotrajnih efekata armaturu u polju uvijek birati veću od izračunate, a armaturu na ležajevima u skladu s izračunatom. Skica armature prikazana je u grafičkim prilozima.

Donja zona ploče (polje) -> pozitivni moment savijanja: $M_{Ed,max}$ = 30,4 kNm

Odabrana armatura: Q - 424 + preklop 40 cm (A_s = 5,03 cm^2)

Gornja zona ploče (ležajevi) -> negativni moment savijanja: $M_{Ed,min}$ = 70,22 kNm

Odabrana armatura: R - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

10.5.2. Kontrola pukotina

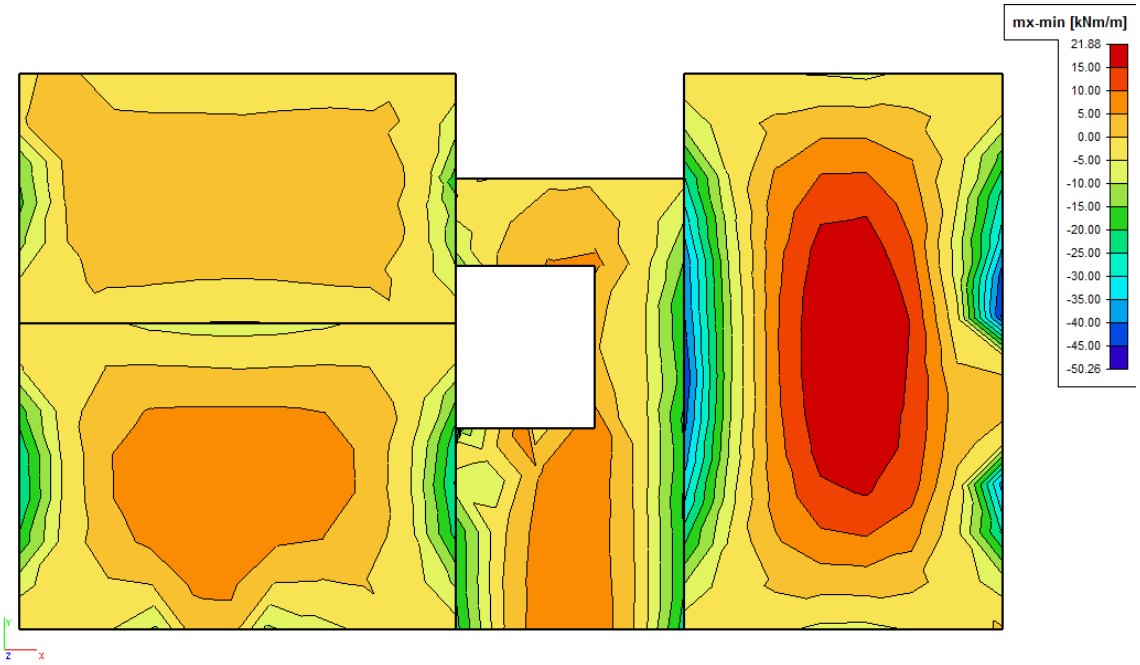
Mjerodavni momenti u ploči su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3$ mm (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$

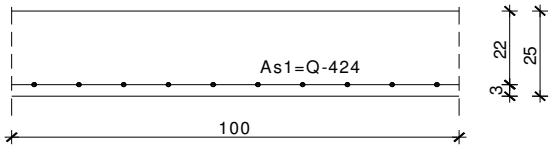


Slika 10.41. Maksimalni momenti savijanja za proračun ploče sjevernog tornja za kombinaciju GSU - 1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 21,88 kNm

Armatura ploče donja zona: Q - 424 + preklop 40 cm (A_s = 5,03 cm^2)

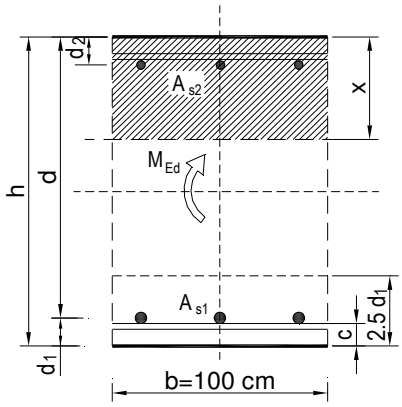
Skica armature u polju:



Slika 10.42. Skica armature ploče u polju

b =	100,0	cm	d =	22,0	cm	h =	25,0	cm
f_{ck} =	35,0	MN/m^2	f_{ctm} =	3,21	MN/m^2	w_g =	0,30	mm
A_{s1} =	5,03	cm^2	A_{s2} =	0,00	cm^2	$d_1 = d_2$ =	3,0	cm
E_s =	200,00	GN/m^2	E_{cm} =	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88	
M_{Ed} =	21,9	kNm	k_t =	0,40				
s_s =	208,21	MN/m^2						
x =	3,32	cm	$r_{p,eff}$ =	0,0067				
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	0,000046	<	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000625				
Ø =	8,0	mm	c =	3,00	cm			
k_1 =	0,8		k_2 =	0,50				
k_3 =	3,4		k_4 =	0,43				
$s_{r,max}$ =	304,78	mm						

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,190 mm < wg

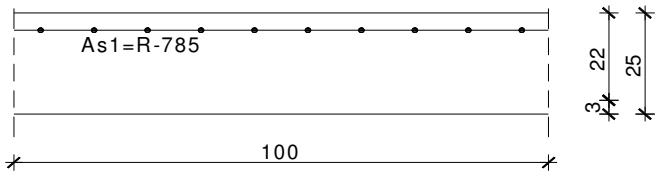


→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: M_{Ed} = 50,26 kNm

Armatura ploče gornja zona: R - 785 + preklop 40 cm (A_s = 9,31 cm^2)

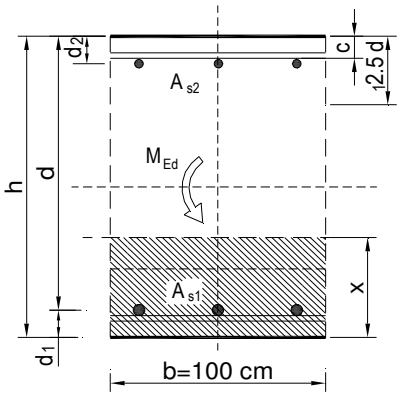
Skica armature na ležaju:



Slika 10.43. Skica armature ploče na ležaju

$b =$	100,0	cm	$d =$	22,0	cm	$h =$	25,0	cm
$f_{ck} =$	35,0	MN/m^2	$f_{ctm} =$	3,21	MN/m^2	$w_g =$	0,30	mm
$A_{s1} =$	9,31	cm^2	$A_{s2} =$	0,00	cm^2	$d_1 = d_2 =$	3,0	cm
$E_s =$	200,00	GN/m^2	$E_{cm} =$	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	5,88	
$M_{Ed} =$	50,3	kNm	$k_t =$	0,40				
$s_s =$	262,88	MN/m^2						
$x =$	4,39	cm	$r_{p,eff} =$	0,0124				
$(e_{sm}-e_{cm}) =$	0,000759	<	$0.6 \cdot s_s/E_s =$	0,000789				
$Ø =$	10,0	mm	$c =$	3,00	cm			
$k_1 =$	0,8		$k_2 =$	0,50				
$k_3 =$	3,4		$k_4 =$	0,43				
$s_{r,max} =$	238,95	mm						

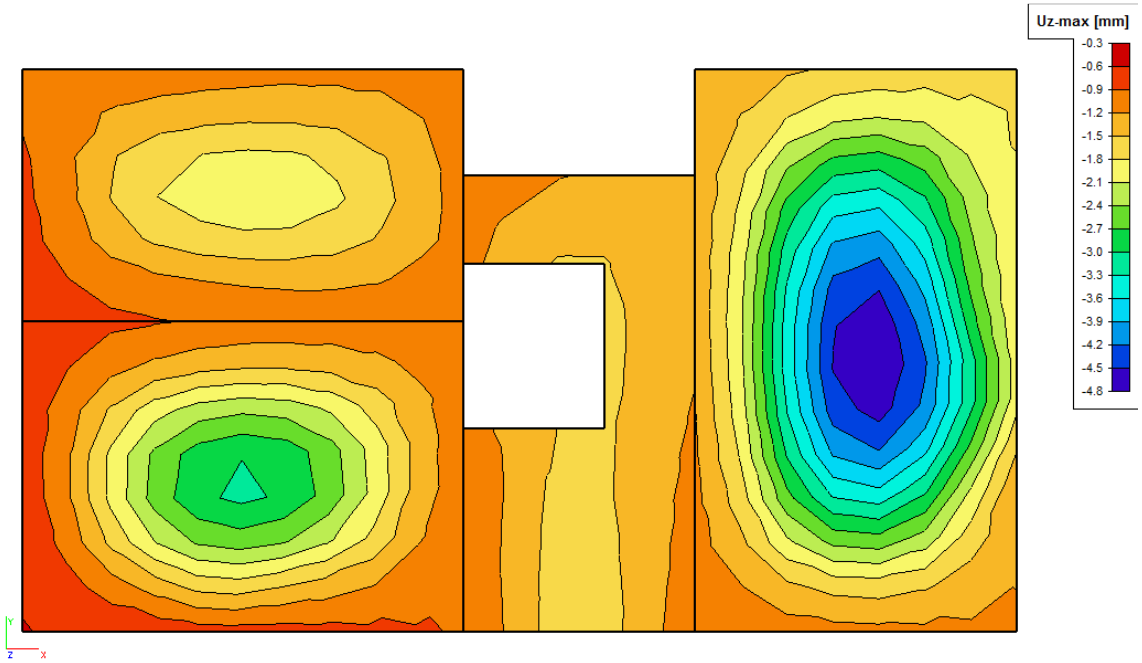
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm}) =$ 0,188 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.5.3. Kontrola progiba

Progibi ploča su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.44. Maximalni progib za ploču sjevernog tornja za kombinaciju GSU - 1

Progib ploče sjevernog tornja

Granična vrijednost progiba ploče u polju: $f_{p,dop} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$

Granični progib:

$$v_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 21,88\ kNm$$

$$\beta = \left|M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj}\right| / \left|M_{Ed,polje}\right| = |0 + 50,26| / |21,88| = 2,29$$

$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.08$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

l = 700 cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$I_I = 130208,33 + 6,01 \cdot \left[5,03 \cdot \left(\frac{25}{2} - 3 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{25}{2} - 3 \right)^2 \right] = 141121,47\ \text{cm}^4$

$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{2188}{3328 \cdot 141121,47} = 0,0000046\ \frac{1}{\text{cm}}$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 3,32\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$I_{II} = \frac{100 \cdot 3,32^3}{12} + 100 \cdot 3,32 \cdot \left(\frac{3,32}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[5,03 \cdot \left(22 - 3,32 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(3,32 - 3 \right)^2 \right]$

$I_{II} = 11768,43\ \text{cm}^4$

$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{21,88 \cdot 100}{3328 \cdot 11768,43} = 0,000055 \frac{1}{cm}$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35\right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{100 \cdot 25^2}{6} = 3333,3 kNcm = 33,33 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{3333}{\left(22 - \frac{3,32}{3}\right) \cdot 5,03} = 31,71 \frac{kN}{cm^2} = 317,1\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = \frac{21,88 \cdot 100}{\left(22 - \frac{3,32}{3}\right) \cdot 5,03} = 20,81 \frac{kN}{cm^2} = 208,1\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000046\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000055 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{317,1}{208,1}\right)^2\right] = 0,16$$

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta\right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = 0,16 \cdot 0,0000046 + \left(1 - 0,16\right) \cdot 0,000055 = 0.000047 \frac{1}{cm}$$

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.078 \cdot 700^2 \cdot 0.000047 = 1,79\ \text{cm} < \nu_{\text{lim}} = 2,8\ \text{cm}$$

→ Odabrane dimenzije ploče i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

Iz estetskih razloga pri izradi dati nadvišenje ploče od 1,0 cm u sredini.

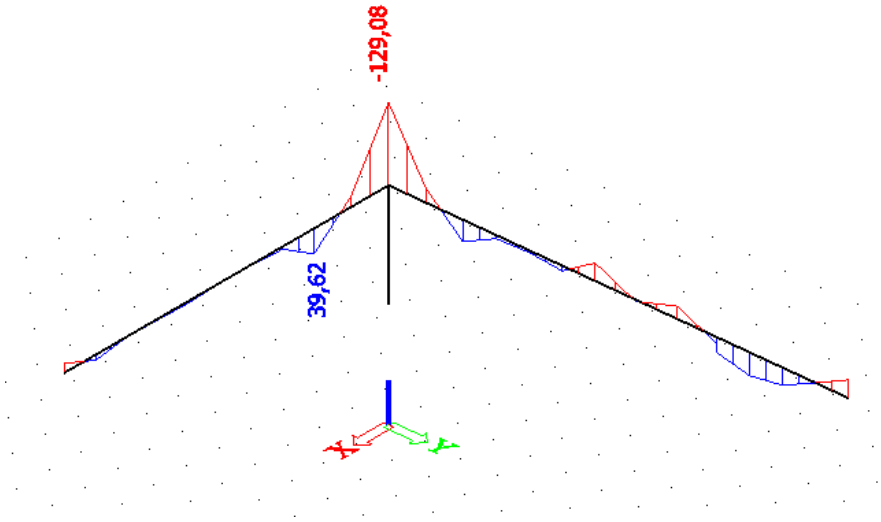
10.6. Proračun greda južnog tornja

Grede su modelirane zajedno s pločom računalnim programom Scia Engineer 17.0.

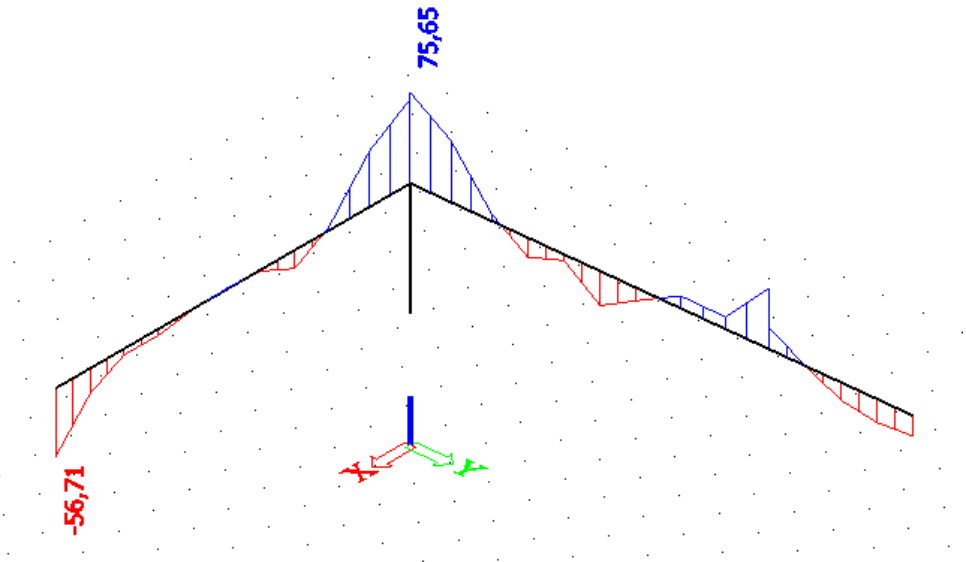
Dimenzije greda južnog tornja u prizemlju su 30x60 cm.

10.6.1. Rezultati proračuna

Proračun je proveden za više kombinacija, a prikazan je rezultat za kombinaciju koja se pokazala najkritičnijom (GSN 5).



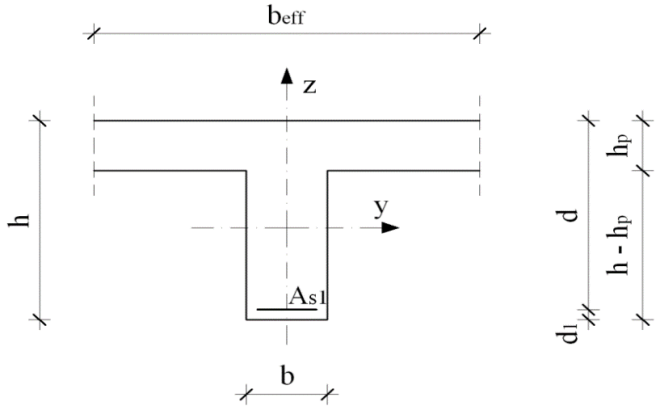
Slika 10.45. Maksimalni moment savijanja My



Slika 10.46. Maksimalna poprečna sila Vz

10.6.2. Proračun greda južnog tornja na savijanje

Postupak dimenzioniranja:



b = 30 cm

h = 60 cm

h_p = 30 cm

d_1= 5 cm

d = h – d_1 = 55 cm

b_{eff} = b + (l_0 × l_y) ÷ 5,0 = 30 + (0,7 × 660) ÷ 5,0 = 122,4 cm

$M_{Ed} = 129,08 kNm$

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,3$ MPa; $f_{cd} = 2,33$ kN/cm^2

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 434,8$ MPa; $f_{yd} = 43,48$ kN/cm^2

$\mu_{sds}^{*} = 0,159;\ \zeta \approx 0,9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3,5/10$

$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$

$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$

$A_{s1,min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 30 \cdot 60 = 1,8$ cm^2

$A_{s1,max} = 2,0\% \cdot b \cdot h = 0,02 \cdot 30 \cdot 60 = 36$ cm^2

U tablici su prikazani ultimativni momenti nosivosti za odabranu uzdužnu armaturu za grede južnog tornja u prizemlju.

Šipke	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
3ϕ14	4,62	336,20	99,48	0,26
3ϕ16	6,03	336,20	129,84	0,34
3ϕ18	7,63	336,20	164,29	0,42
3ϕ20	9,42	336,20	202,84	0,52
3ϕ22	11,40	336,20	245,47	0,63

Odabrana armatura: 3ϕ16 (A_s = 6,03 cm^2)

10.6.3. Proračun greda južnog tornja na poprečnu silu

C 35/45

f_{cd}=35/1.5=23,3 MPa

Računska poprečna sila:

$V_{Ed,max}$= 75,65 kN

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

$$uz\ uvjet \quad V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$gdje\ je$$

$$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$b_w = 30,0\ cm$$

$$d = 55,0\ cm$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1.6 \leq 2$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sum A_s = 6,03\, cm^2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{6,03}{1650} = 0,0036 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = 0.0\ MPa \quad \leq 0.2 f_{cd} = 0,46\ MPa$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.44$$

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

$$V_{Rd,C} = \left[0.12 \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.0036 \cdot 35)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.0 \right] \cdot 300 \cdot 550 = 73,71\, kN$$

$$V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0.44 + 0.15 \cdot 0.0) \cdot 300 \cdot 550 = 72,6\ kN$$

$$V_{Rd,\max} = 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\nu = 0.6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 0.6 \cdot (1 - \frac{35}{250}) = 0,516$$

$$V_{Rd,\max} = 0,5 \cdot 0,516 \cdot 23,33 \cdot 300 \cdot 550 = 993,16 kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} \approx \frac{75,65}{993,16} = 0,076 => s_w(\max) = \min(0,75d = 41,2cm; 30cm) = 30cm$$

$$s_w = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d} \cdot z}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.79 \cdot 43,48 \cdot 0,9 \cdot 55}{75,65} = 44,9\, cm$$

Odabrane minimalne spone: **Ø10/30 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

Odabrane spone na rubovima: **Ø10/20 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

10.6.4. Kontrola pukotina

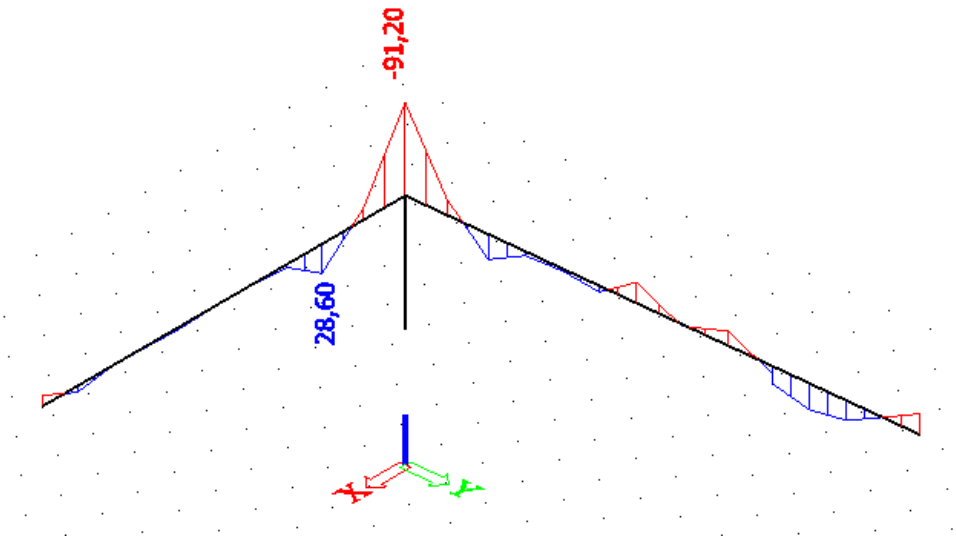
Mjerodavni momenti u gredi su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3 \text{ mm}$ (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$



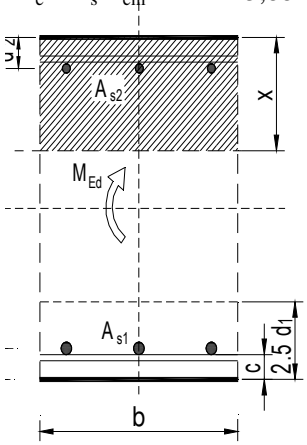
Slika 10.47. Maksimalni momenti savijanja za proračun greda južnog tornja za kombinaciju GSU - 1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 28,6 kNm

Armatura grede u polju: 3ϕ16 (A_s = 6,03 cm^2)

b =	30,0	cm	d =	55,0	cm	h =	60,0	cm
f_{ck} =	35,0	MN/m^2	f_{ctm} =	3,21	MN/m^2	w_g =	0,30	mm
A_{s1} =	6,03	cm^2	A_{s2} =	0,00	cm^2	$d_1 = d_2$ =	5,0	cm
E_s =	200,00	GN/m^2	E_{cm} =	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88	
M_{Ed} =	28,6	kNm	k_t =	0,40				
s_s =	91,97	MN/m^2						
x =	10,28	cm	$r_{p,eff}$ =	0,0161				
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	0,000023	<	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000276				
Ø =	16,0	mm	c =	3,00	cm			
k_1 =	0,8		k_2 =	0,50				
k_3 =	3,4		k_4 =	0,43				
$s_{r,max}$ =	271,15	mm						

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ = 0,075 mm < wg



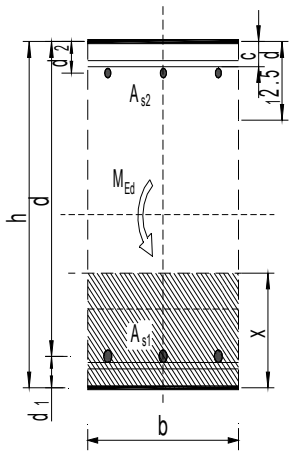
→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: M_{Ed} = 91,2 kNm

Armatura grede na ležaju: 3ϕ16 (A_s = 6,03 cm^2)

b =	30,0	cm	d =	55,0	cm	h =	60,0	cm
f_{ck} =	35,0	MN/m^2	f_{ctm} =	3,21	MN/m^2	w_g =	0,30	mm
A_{s1} =	6,03	cm^2	A_{s2} =	0,00	cm^2	$d_1 = d_2$ =	5,0	cm
E_s =	200,00	GN/m^2	E_{cm} =	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88	
M_{Ed} =	91,2	kNm	k_t =	0,40				
s_s =	293,27	MN/m^2						
x =	10,28	cm	$r_{p,eff}$ =	0,0161				
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	0,001029	>	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000880				
Ø =	16,0	mm	c =	3,00	cm			
k_1 =	0,8		k_2 =	0,50				
k_3 =	3,4		k_4 =	0,43				
$s_{r,max}$ =	271,15	mm						

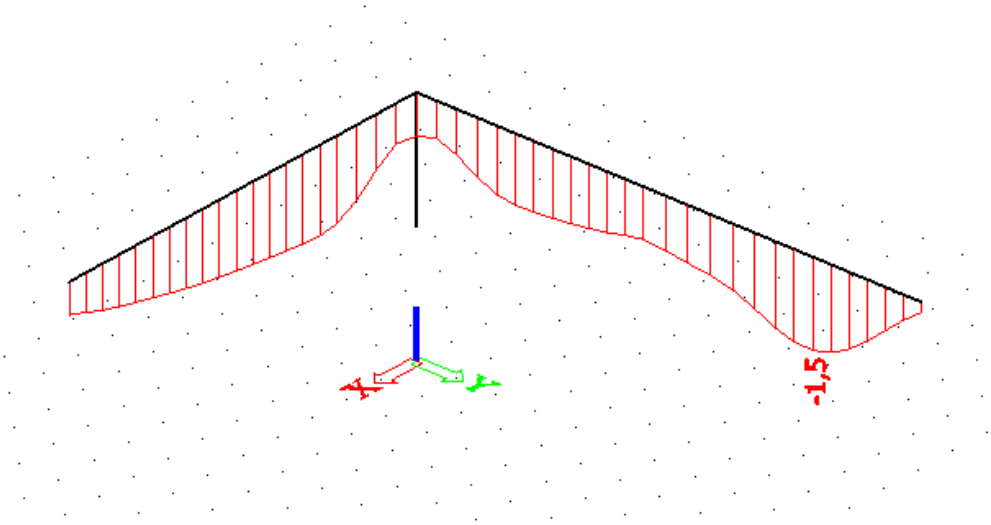
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ = 0,279 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.6.5. Kontrola progiba

Progibi greda su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.48. Maximalni progib za grede južnog tornja za kombinaciju GSU - 1

Progib grede južnog tornja

Granična vrijednost progiba grede u polju: $f_{p,dop} = \frac{l_g}{250} = \frac{660}{250} = 2,64 \text{ cm}$

Granični progib:

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 28,6\ kNm$$

$$\beta = \left|M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj}\right| / \left|M_{Ed,polje}\right| = |0 + 91,2| / |28,6| = 3,18$$

$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.071$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

l = 660 cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$I_I = 540000 + 6,01 \cdot \left[6,03 \cdot \left(\frac{60}{2} - 5 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{60}{2} - 5 \right)^2 \right] = 562650,2\ \text{cm}^4$

$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{2860}{3328 \cdot 562650,2} = 0,0000015\ \frac{1}{\text{cm}}$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 10,28\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$I_{II} = \frac{30 \cdot 10,28^3}{12} + 30 \cdot 10,28 \cdot \left(\frac{10,28}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[6,03 \cdot \left(55 - 10,28 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(10,28 - 5 \right)^2 \right]$

$I_{II} = 83339,8\ \text{cm}^4$

$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{28,6 \cdot 100}{3328 \cdot 83339,8} = 0,000011 \frac{1}{cm}$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35\right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{30 \cdot 60^2}{6} = 5760 kNcm = 57,6 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{5760}{\left(55 - \frac{10,28}{3}\right) \cdot 6,03} = 18,52 \frac{kN}{cm^2} = 185,2\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = \frac{28,6 \cdot 100}{\left(55 - \frac{10,28}{3}\right) \cdot 6,03} = 9,19 \frac{kN}{cm^2} = 91,90\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000015\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000011 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{185,2}{91,9}\right)^2\right] = -1,03$$

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta\right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = -1,03 \cdot 0,0000015 + \left(1 - (-1,03)\right) \cdot 0,000011 = 0.000021 \frac{1}{cm}$$

$$v_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.071 \cdot 660^2 \cdot 0.000021 = 0,65\ \text{cm} < v_{\text{lim}} = 2,64\ \text{cm}$$

→ Odabrane dimenzije grede i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

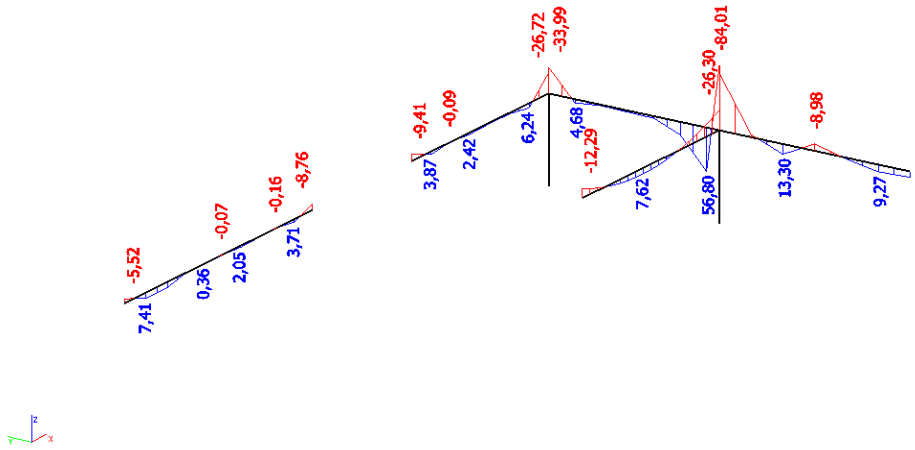
10.7. Proračun greda sjevernog tornja

Grede su modelirane zajedno s pločom računalnim programom Scia Engineer 17.0.

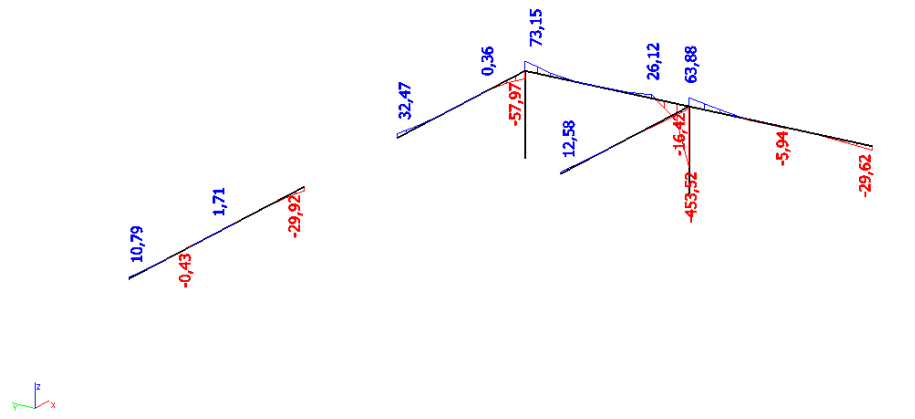
Dimenzije greda sjevernog tornja u prizemlju su 30x60 cm.

10.7.1. Rezultati proračuna

Proračun je proveden za više kombinacija, a prikazan je rezultat za kombinaciju koja se pokazala najkritičnijom (GSN 3).



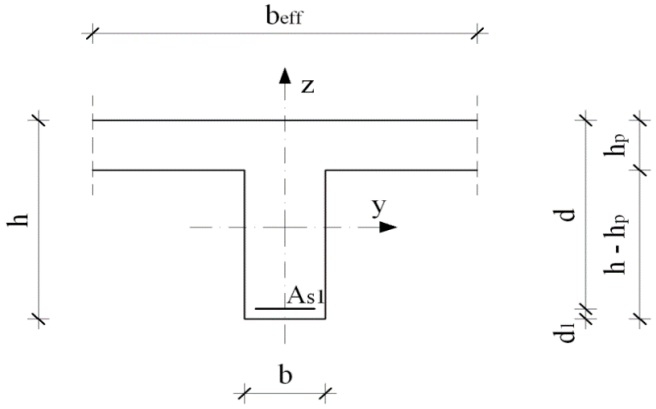
Slika 10.49. Maksimalni moment savijanja My



Slika 10.50. Maksimalna poprečna sila Vz

10.7.2. Proračun greda sjevernog tornja na savijanje

Postupak dimenzioniranja:



b = 30 cm

h = 60 cm

h_p = 30 cm

d_1= 5 cm

d = h – d_1 = 55 cm

b_{eff} = b + (l_0 × l_y) ÷ 5,0 = 30 + (0,7 × 615) ÷ 5,0 = 116,1 cm

$M_{Ed} = 84,01 kNm$

C 35/45 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,3$ MPa; $f_{cd} = 2,33$ kN/cm^2

B 500B $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 434,8$ MPa; $f_{yd} = 43,48$ kN/cm^2

$\mu_{sds}^{*} = 0,159;\ \zeta \approx 0,9;\ \varepsilon_c/\varepsilon_s = 3,5/10$

$M_{Rd,c,lim} = \mu_{Rd,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,159 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$

$M_{Rd,s,lim} = A_s \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{yd}$

$A_{s1,min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 30 \cdot 60 = 1,8$ cm^2

$A_{s1,max} = 2,0\% \cdot b \cdot h = 0,02 \cdot 30 \cdot 60 = 36$ cm^2

U tablici su prikazani ultimativni momenti nosivosti za odabranu uzdužnu armaturu za grede sjevernog tornja u prizemlju.

Šipke	Površina A_{s1}	Moment nosivosti betona $M_{Rd,c,lim}$	Moment nosivosti armature $M_{Rd,s,lim}$	Postotak armature
	[cm^2/m']	[kNm]	[kNm]	%
3ϕ14	4,62	336,20	99,48	0,26
3ϕ16	6,03	336,20	129,84	0,34
3ϕ18	7,63	336,20	164,29	0,42
3ϕ20	9,42	336,20	202,84	0,52
3ϕ22	11,40	336,20	245,47	0,63

Odabrana armatura: 3ϕ16 (A_s = 6,03 cm^2)

Napomena: Odabrana je veća armatura od potrebne kako bi bila ista kao i kod greda južnog tornja zbog jednostavnosti izvedbe i uniformnosti.

10.7.3. Proračun greda sjevernog tornja na poprečnu silu

C 35/45

f_{cd}=35/1.5=23,3 MPa

Računska poprečna sila:

$V_{Ed,max}$= 453,52 kN

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

uz uvjet $V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

gdje je

$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$

$b_w = 30,0\ cm$

$d = 55,0\ cm$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1.6 \leq 2$$

$k_1 = 0.15$

$\sum A_s = 6,03\, cm^2$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{6,03}{1650} = 0,0036 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = 0.0\ MPa \quad \leq 0.2 f_{cd} = 0,46\ MPa$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.44$$

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

$$V_{Rd,C} = \left[0.12 \cdot 1.6 \cdot (100 \cdot 0.0036 \cdot 35)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.0 \right] \cdot 300 \cdot 550 = 73,71 kN$$

$$V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0.44 + 0.15 \cdot 0.0) \cdot 300 \cdot 550 = 72,6\ kN$$

Proračun za kosu armaturu:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yw,d} \cdot z \cdot m$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,79}{20} \cdot 43,48 \cdot 0,9 \cdot 55 \cdot 2 = 170,02$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,s}}{f_{yw,d} \cdot z \cdot \sqrt{2}} = \frac{453,52 - 170,02}{43,48 \cdot 0,9 \cdot 55 \cdot \sqrt{2}} = 0,093\, cm^2$$

Odabrana kosa armatura: **2Ø12 cm** (A_{sw}=1,13 cm^2)

Odabrane spone: **Ø10/20 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

10.7.4. Kontrola pukotina

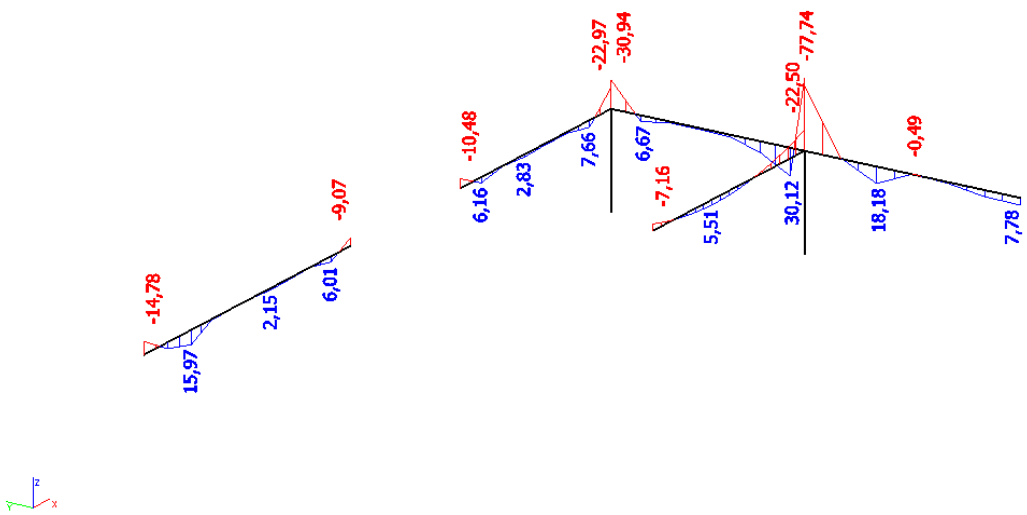
Mjerodavni momenti u gredi su dobiveni kroz numerički model. Koriste se rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja:

GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q

Granična vrijednost širine pukotine: $w_g = 0.3 \text{ mm}$ (EC-2)

Proračunska vrijednost širine pukotine: (EC-2):

$$w_k = S_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_g$$



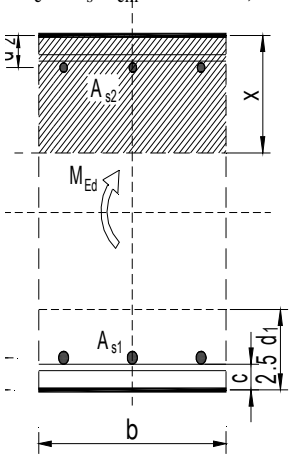
Slika 10.60. Maksimalni momenti savijanja za proračun greda sjevernog tornja za kombinaciju GSU - 1

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment u polju: M_{Ed} = 18,18 kNm

Armatura grede u polju: 3ϕ16 (A_s = 6,03 cm^2)

b =	30,0	cm	d =	55,0	cm	h =	60,0	cm
f_{ck} =	35,0	MN/m^2	f_{ctm} =	3,21	MN/m^2	w_g =	0,30	mm
A_{s1} =	6,03	cm^2	A_{s2} =	0,00	cm^2	$d_1 = d_2$ =	5,0	cm
E_s =	200,00	GN/m^2	E_{cm} =	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88	
M_{Ed} =	18,2	kNm	k_t =	0,40				
s_s =	58,46	MN/m^2						
x =	10,28	cm	$r_{p,eff}$ =	0,0161				
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	-0,000145	<	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000175				
Ø =	16,0	mm	c =	3,00	cm			
k_1 =	0,8		k_2 =	0,50				
k_3 =	3,4		k_4 =	0,43				
$s_{r,max}$ =	271,15	mm						

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ = 0,048 mm < wg



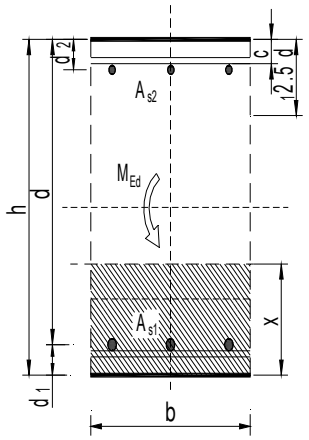
→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

Maksimalni eksploatacijski (radni) moment na ležaju: M_{Ed} = 77,74 kNm

Armatura grede na ležaju: 3ϕ16 (A_s = 6,03 cm^2)

b =	30,0	cm	d =	55,0	cm	h =	60,0	cm
f_{ck} =	35,0	MN/m^2	f_{ctm} =	3,21	MN/m^2	w_g =	0,30	mm
A_{s1} =	6,03	cm^2	A_{s2} =	0,00	cm^2	$d_1 = d_2$ =	5,0	cm
E_s =	200,00	GN/m^2	E_{cm} =	34,00	GN/m^2	$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	5,88	
M_{Ed} =	77,7	kNm	k_t =	0,40				
s_s =	249,98	MN/m^2						
x =	10,28	cm	$r_{p,eff}$ =	0,0161				
$(e_{sm}-e_{cm})$ =	0,000813	>	$0.6 \cdot s_s/E_s$ =	0,000750				
Ø =	16,0	mm	c =	3,00	cm			
k_1 =	0,8		k_2 =	0,50				
k_3 =	3,4		k_4 =	0,43				
$s_{r,max}$ =	271,15	mm						

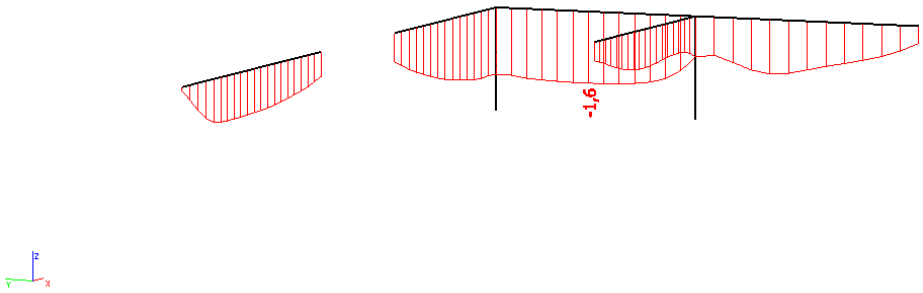
$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ = 0,220 mm < wg



→ Odabrana armatura zadovoljava u pogledu širine pukotine.

10.7.5. Kontrola progiba

Progibi greda su također dobiveni kroz numerički model. Također se koriste rezultati od kratkotrajnog djelovanja i radne kombinacije opterećenja: GSU 1 : 1,0 (g+Δg) + 1,0q



Slika 10.61. Maximalni progib za grede sjevernog tornja za kombinaciju GSU - 1

Progib grede sjevernog tornja

Granična vrijednost progiba grede u polju: $f_{p,dop} = \frac{l_g}{250} = \frac{615}{250} = 2,46 \text{ cm}$

Granični progib:

$$v_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$M_{Ed} = 18,18 \, kNm$$

$$\beta = \left| M_{Ed,rub} + M_{Ed,ležaj} \right| / \left| M_{Ed,polje} \right| = |0 + 77,74| / |18,18| = 4,27$$

$$k = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0.1\beta) = 0.059$$ koeficijent ovisan o statičkom sustavu i opterećenju

l = 615 cm raspon elementa

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}}$$

r_{tot} ukupna zakrivljenost elementa

r_m zakrivljenost zbog opterećenja i puzanja

r_{csm} zakrivljenost zbog skupljanja

$E_{cm} = 9500 \cdot \left(f_{ck} + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 9500 \cdot \left(35 + 8 \right)^{\frac{1}{3}} = 33282 N / mm^2$ modul elastičnosti betona

$E_s = 200000\ N / mm^2$ modul elastičnosti čelika

$\alpha_e = \frac{200000}{33282} = 6,01$ omjer modula elastičnosti čelika i betona

$I_I = I_p + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right]$ moment tromosti za neraspucalo stanje

$$I_I = 540000 + 6,01 \cdot \left[6,03 \cdot \left(\frac{60}{2} - 5 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(\frac{60}{2} - 5 \right)^2 \right] = 562650,2\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{1818}{3328 \cdot 562650,2} = 0,00000097\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$x = \frac{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_{el} \cdot A_{s1}}} \right) = 10,28\,cm$ položaj neutralne osi

$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(d - x \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(x - d_2 \right)^2 \right]$ moment tromosti za raspucalo stanje

$$I_{II} = \frac{30 \cdot 10,28^3}{12} + 30 \cdot 10,28 \cdot \left(\frac{10,28}{2} \right)^2 + 6,01 \cdot \left[6,03 \cdot \left(55 - 10,28 \right)^2 + 0.00 \cdot \left(10,28 - 5 \right)^2 \right]$$

$$I_{II} = 83339,8\ \text{cm}^4$$

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{18,18 \cdot 100}{3328 \cdot 83339,8} = 0,0000065 \frac{1}{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \quad ; \quad M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad ; \quad f_{ctm} \approx 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} \quad ; \quad f_{ck} = 35\ MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \left(f_{ck}\right)^{2/3} = 0.3 \cdot \left(35\right)^{2/3} = 3,2\ MPa$$

$$M_{cr} = 0,32 \cdot \frac{30 \cdot 60^2}{6} = 5760 kNcm = 57,6 kNm$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{5760}{\left(55 - \frac{10,28}{3}\right) \cdot 6,03} = 18,52 \frac{kN}{cm^2} = 185,2\ MPa$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = \frac{18,18 \cdot 100}{\left(55 - \frac{10,28}{3}\right) \cdot 6,03} = 5,84 \frac{kN}{cm^2} = 58,4\ MPa$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,00000097\ \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,0000065 \frac{1}{cm}$$

$$\zeta = \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right]$$ koeficijent raspodjele

$\beta_1 = 1$ koeficijent koji uzima u obzir vrstu armature

$\beta_2 = 0,5$ koeficijent koji uzima u obzir trajanje opterećenja

$$\zeta = \left[1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{185,2}{58,4}\right)^2\right] = -4,03$$

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_I} + \left(1 - \zeta\right) \cdot \frac{1}{r_{II}} = -4,03 \cdot 0,00000097 + \left(1 - (-4,03)\right) \cdot 0,0000065 = 0.000029 \frac{1}{cm}$$

$$\nu_{tot} = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = 0.059 \cdot 615^2 \cdot 0.000029 = 0,64\ \text{cm} < \nu_{\text{lim}} = 2,46\ \text{cm}$$

→ Odabrane dimenzije grede i armatura zadovoljavaju u pogledu progiba.

11. DIMENZIONIRANJE VERTIKALNIH ELEMENATA KONSTRUKCIJE

11.1. Proračun stupova S1 u garaži

Stupovi S1 u garaži su predviđeni kao klasično armirano-betonski elementi. Stupovi S1 su kvadratnog poprečnog presjeka dimenzija 40x40 cm. Svijetla visina im iznosi 3,0 m. Postoje dvije vrste stupova u garaži s obzirom na poziciju u odnosu na otvor u ploči iznad garaže. Prva grupa su oni stupovi kojima se vrh nalazi uz rub otvora ploče iznad garaže, a druga vrsta su oni stupovi kojima se vrh nalazi na nekom drugom mjestu koje nije uz rub otvora na ploči iznad garaže.

Stupovi se izvode kao monolitni elementi lijevani u četverostranoj oplati na licu mjesta. Za sve stupove predviđen je beton C 35/45 te armatura B500B. Zaštitni slojevi betona do armature iznose min 3,5 cm.

Rezne sile na stupovima očitane su iz numeričkog modela koji je prikazan u prilozima. Ujedno su izračunate računske sile od više kombinacija opterećenja.

11.1.1. Proračun stupova S1 na savijanje i uzdužnu silu

Iz modela je očitan maksimalni moment za osnovnu kombinaciju, bez obzira je li on u X ili Y smjeru i njegova pripadna uzdužna sila. Nakon toga je očitana maksimalna uzdužna sila i njen pripadni moment. Ista stvar je napravljena i za potresnu kombinaciju. Utjecaj vitkosti stupova obuhvaćen je inženjerskom metodom povećanja momenta. Armatura je izabrana što uniformnija zbog jednostavnosti izvedbe.

Rezultati reznih sila za svaki pojedini tip stupa, proračunati računalnom programom Scia Engineer 17.0, prikazani su u nastavku. Dijagram nosivosti betonskog presjeka s odabranom armaturom dobiven je pomoću računalnog programa Aspalathos Section Design.

Povećanje momenta zbog vitkosti stupa provedeno je približnim postupkom prema EC-2:

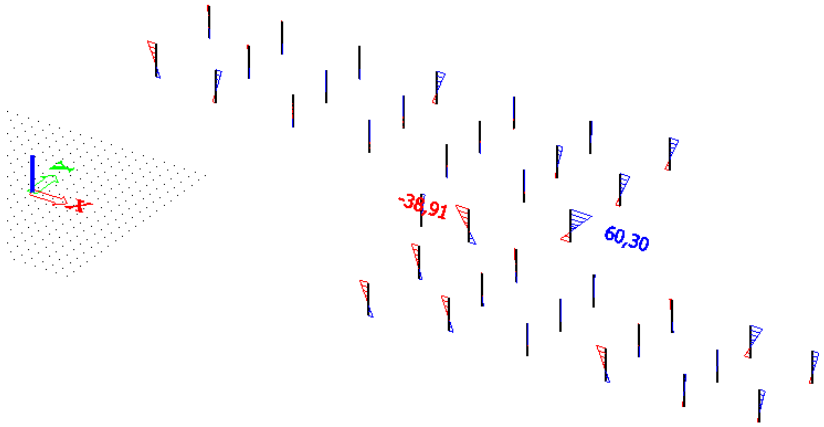
$$M_{Ed,rac} = \psi \cdot M_{sd} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_i^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{\phi}$$

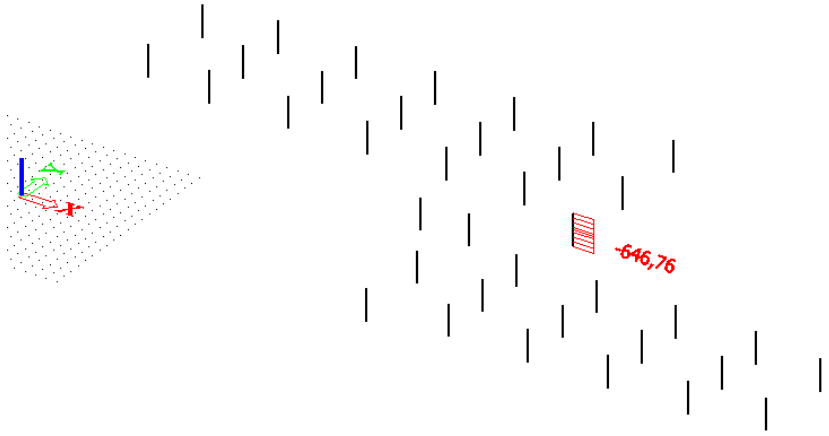
Mjerodavne rezne sile su očitane i dimenzioniranje je izvršeno za najkritičniji presjek.

Osnovna kombinacija

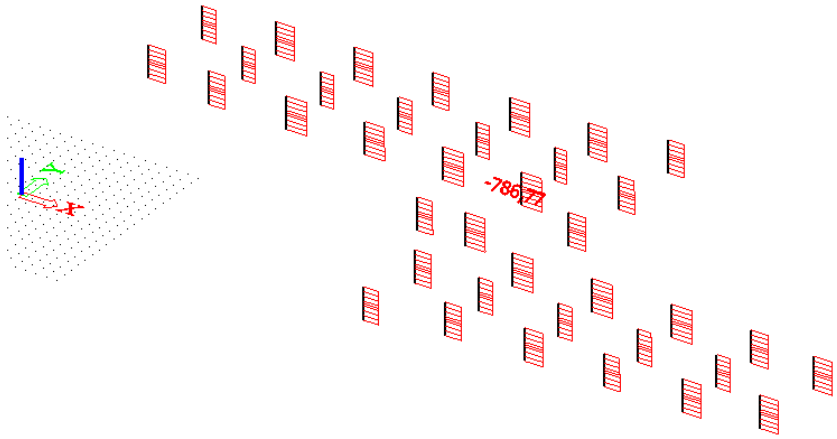
Rezultati proračuna



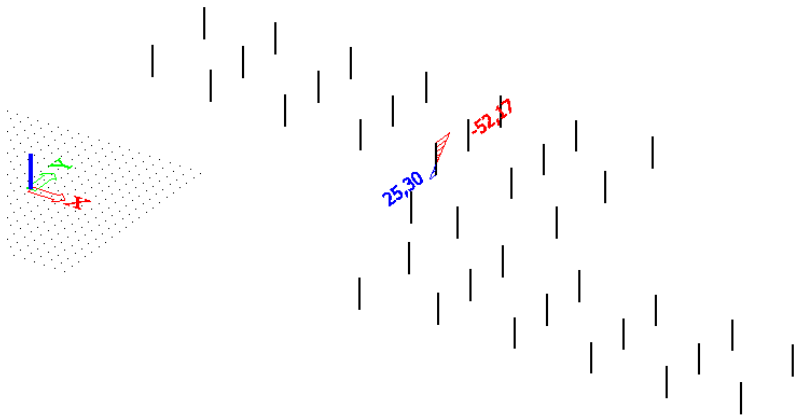
Slika 11.1. Maksimalni moment savijanja za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



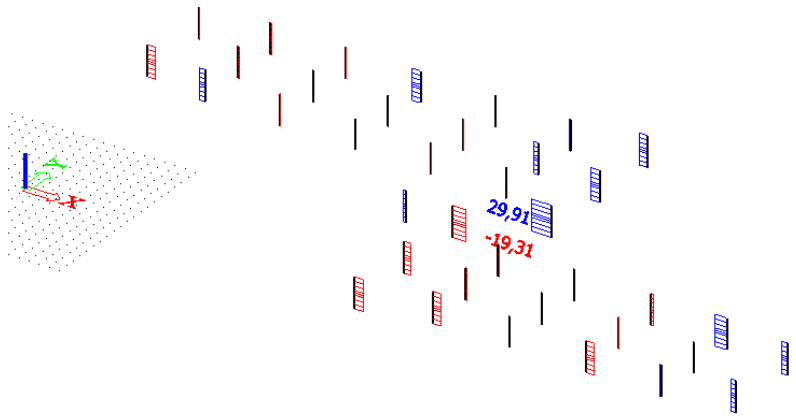
Slika 11.2. Pripadna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.3. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.4. Pripadni moment savijanja za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.5. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)

Postupak povećavanja početnog momenta savijanja

Maksimalni moment savijanja i pripadajuća uzdužna sila za osnovnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 60,3kNm \qquad N = 646,76kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0\ MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 3,0 = 4,2m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{4,2^2} = 1981,01kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 646,76}{1981,01}} = 1,95$$

$$M_{Ed}^{II} = 1,95 \cdot 60,3 = 117,58\ kNm$$

Maksimalna uzdužna sila i pripadajući moment za osnovnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 52,7 kNm \quad N = 786,77 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 3,0 = 4,2 m$$

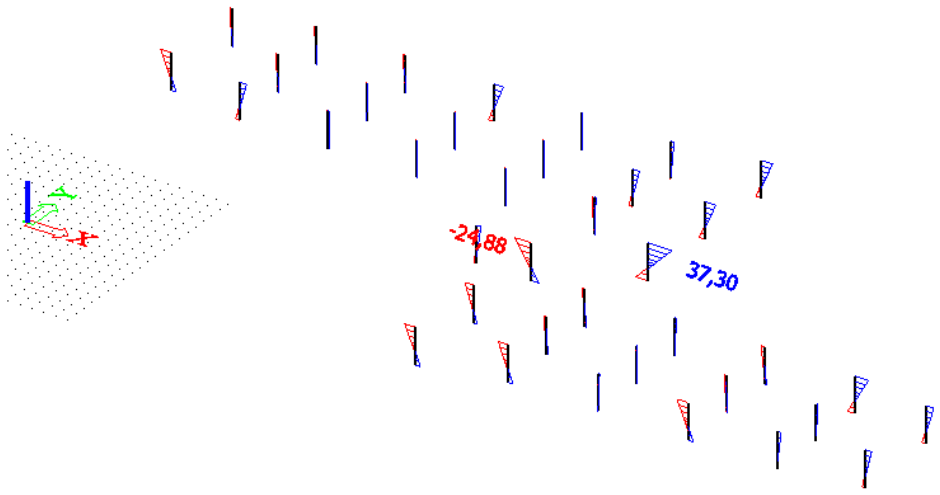
$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{4,2^2} = 1981,01 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 786,77}{1981,01}} = 2,47$$

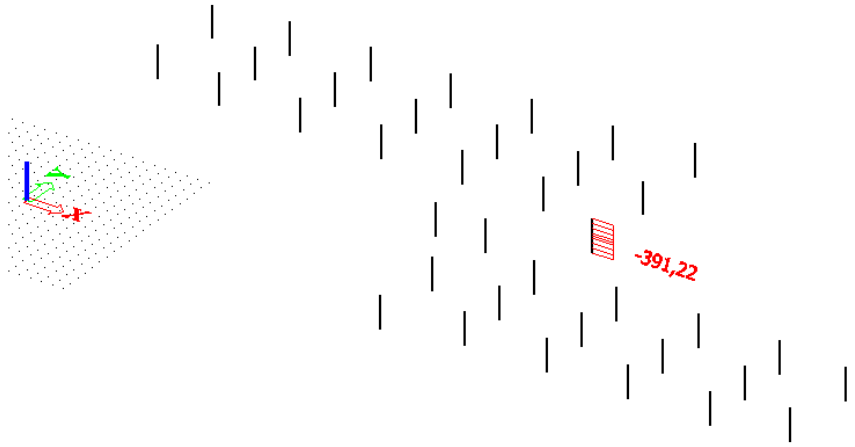
$$M_{Ed}^{II} = 2,47 \cdot 52,77 = 130,34 \; kNm$$

Potresna kombinacija

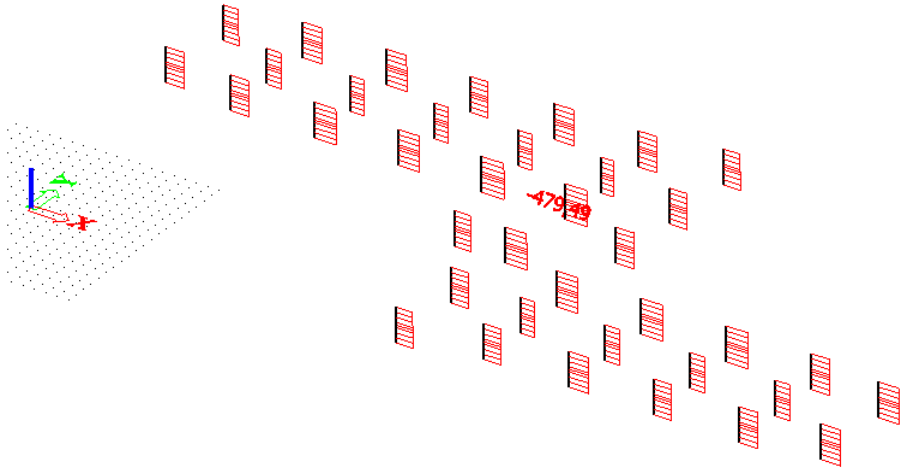
Rezultati proračuna



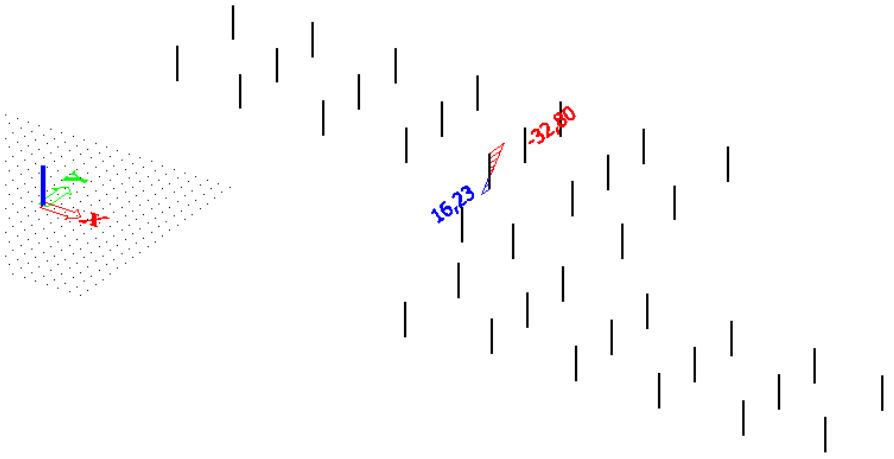
Slika 11.6. Maksimalni moment savijanja za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



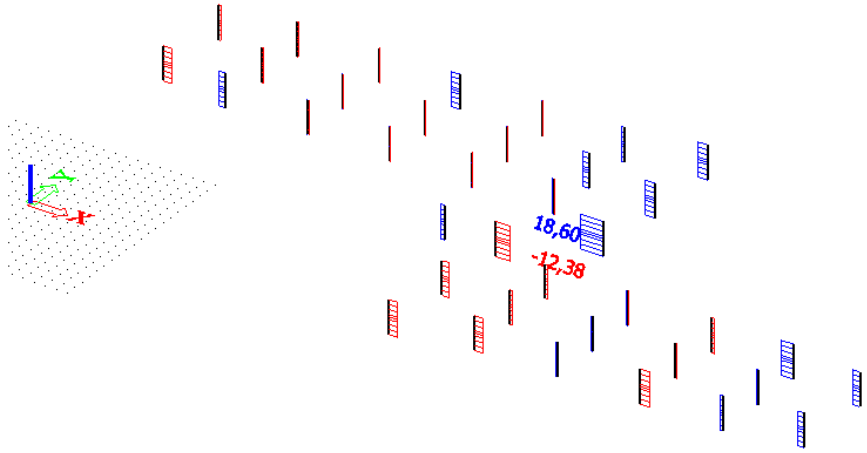
Slika 11.7. Pripadna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.8. Maksimalna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.9. Pripadni moment savijanja za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.10. Maksimalna poprečna sila za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)

Postupak povećavanja početnog momenta savijanja

Maksimalni moment savijanja i pripadajuća uzdužna sila za potresnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 37,3kNm \qquad N = 391,22kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0\ MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 3,0 = 4,2m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{4,2^2} = 1981,01kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 391,22}{1981,01}} = 1,42$$

$$M_{Ed}^{II} = 1,42 \cdot 37,3 = 52,96\ kNm$$

Maksimalna uzdužna sila i pripadajući moment za potresnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 32,8 kNm \qquad N = 479,49 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

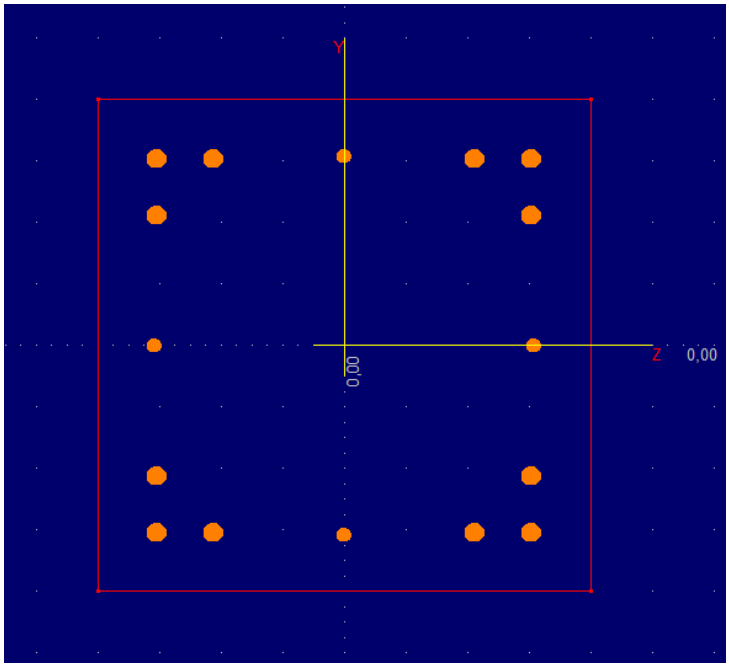
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 3,0 = 4,2 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{4,2^2} = 1981,01 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 479,49}{1981,01}} = 1,57$$

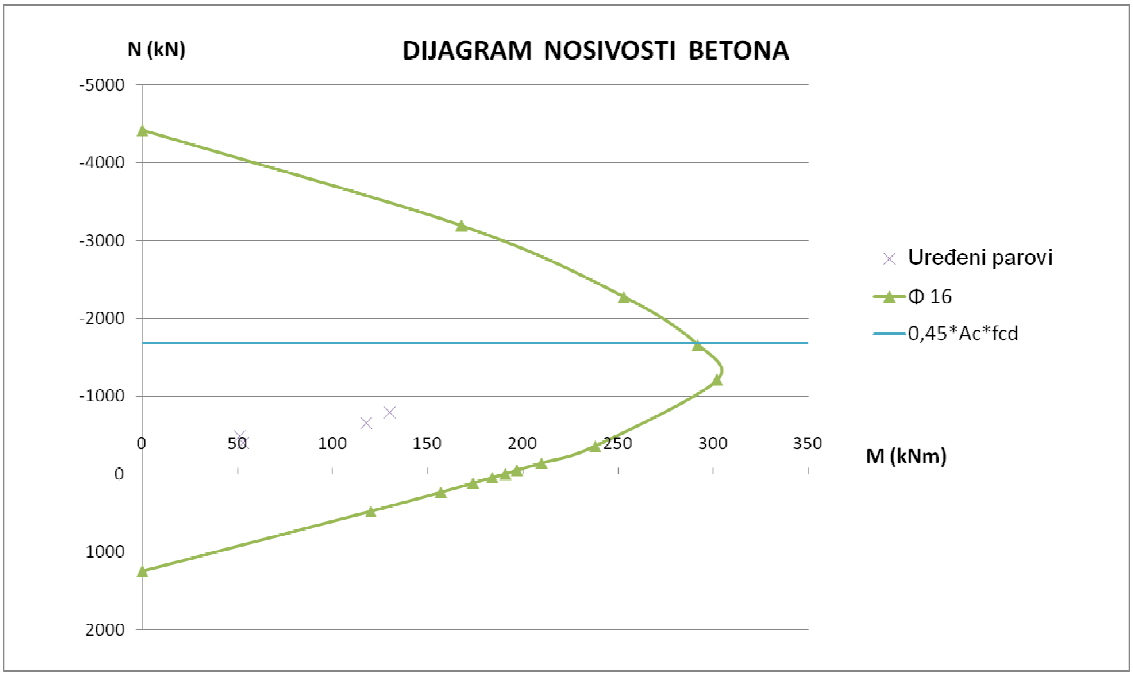
$$M_{Ed}^{II} = 1,57 \cdot 32,8 = 51,49 \; kNm$$



Slika 11.11. Poprečni presjek stupa S1 s armaturom (Aspalathos Section Design)

Uređeni parovi:

Stupovi S1 (40x40 cm) u garaži							
Osnovna kombinacija				Potresna kombinacija			
M_{max}	$N_{pripadno}$	$M_{pripadno}$	N_{max}	M_{max}	$N_{pripadno}$	$M_{pripadno}$	N_{max}
(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)
117,58	646,76	130,34	786,77	52,96	391,22	51,49	479,49



Slika 11.12. Dijagram nosivosti za stupove S1 u garaži

$$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot a \cdot b = 0{,}001 \cdot 40 \cdot 40 = 1{,}6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot a \cdot b = 0{,}02 \cdot 40 \cdot 40 = 32 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: 12Φ16 (A_{s1} = 24,13 cm^2)

Napomena: Veličina poprečnog presjeka (40x40 cm) uvjetovana je maksimalnom tlačnom silom koja bi za manje dimenzije bila veća od nosivosti betonskog presjeka (0,45 x A_c x f_{cd}). Veličina poprečnog presjeka (40x40 cm) je uvjetovana i nosivošću na proboj ploče.

11.1.2. Proračun stupova u garaži na poprečnu silu - stup S1 40x40 cm

C 35/45

f_{cd}=35/1.5=23,3 MPa

Računska poprečna sila:

$V_{Ed,max}$= 29,91 kN

Računska uzdužna sila:

N_{Ed}= 646,76 kN

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

$$uz\ uvjet \quad V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$gdje\ je$$

$$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$b_w = 40\ cm$$

$$d = 36,5\ cm$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{365}} = 1.74 \leq 2$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sum A_s = 24,13\, cm^2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{24,13}{1460} = 0,0165 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = \frac{646,76}{1460} = 0,44\ MPa \quad \leq 0.2 f_{cd} = 0,46\ MPa$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.47$$

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

$$V_{Rd,C} = \left[0.12 \cdot 1.74 \cdot (100 \cdot 0.0165 \cdot 35)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.44 \right] \cdot 400 \cdot 365 = 127,47\ kN$$

$$V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0.47 + 0.15 \cdot 0.44) \cdot 400 \cdot 365 = 78,25\ kN$$

$$V_{Rd,\max} = 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\nu = 0.6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 0.6 \cdot (1 - \frac{35}{250}) = 0,516$$

$$V_{Rd,\max} = 0,5 \cdot 0,516 \cdot 23,33 \cdot 400 \cdot 365 = 878,79 kN$$

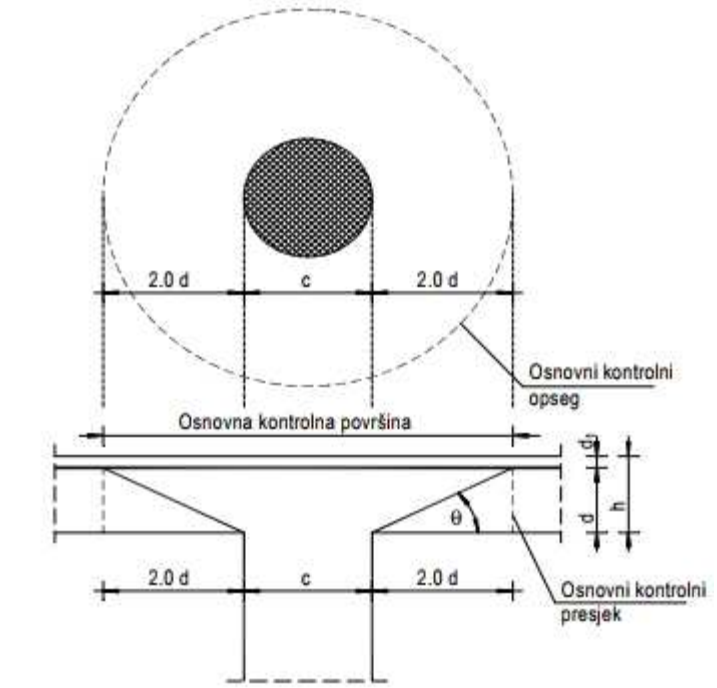
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} \approx \frac{29,91}{878,79} = 0,034 \Rightarrow s_w(\max) = \min(0,75d = 27,3cm; 30cm) = 27,3cm$$

$$s_w = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d} \cdot z}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.79 \cdot 43,48 \cdot 0,9 \cdot 36,5}{29,91} = 75,45\ cm$$

Odabrane minimalne spone: **Ø10/25 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

Odabrane spone na rubovima: **Ø10/15 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

11.1.3. Proračun na proboj ploče iznad garaže za unutrašnje stupove S1



Slika 11.13. Proboj ploče

Uvjet nosivosti ploče na proboj: $U_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$

Ako je gornji uvjet nosivosti na proboj zadovoljen, potrebno je kontrolirati je li ugrađena armatura zadovoljava ili je potrebno ploču dodatno armirati na proboj.

Armatura za osiguravanje od proboj neće biti potrebna ako je zadovoljen uvjet:

$$U_{Ed} \le V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \ge \left[\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right]$$

$U_{Ed} = \beta * V_{Ed}/(u_i * d)$ gdje je:

β – korekcijski faktor kojim se uzima u obzir ekscentrično djelovanje sile proboja u odnosu na kritični presjek

β = 1,15 za unutrašnje stupove

β = 1,4 za stupove na rubu i stupove uz otvore

β = 1,5 za stupove u kutu

V_{Ed} – maksimalna poprečna sila u kritičnom opsegu (V_{Ed} = 786,77 kN)

u_i – osnovni kontrolni opseg

d – statička visina ploče (d = 27 cm)

$u_i = (2 \cdot 2d + c) \cdot \pi = (2 \cdot 2 \cdot 27 + 40) \cdot \pi = 465$ cm

$U_{Ed} = 1{,}15 \cdot 786{,}77/(465 \cdot 27) = 0{,}072$ kN/cm^2 = 0,72 MPa

$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$
$$\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0,516$$
$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 23,3 = 4,8 MPa$$

U_{Ed} =0,72 MPa < $V_{Rd,max}$ = 4,8 MPa

Uvjet nosivosti ploče na proboj je zadovoljen.

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

$$f_{ck} = 35 MPa$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 < 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0,012 \leq 0,02$$

$$k_1 = 0.15$$

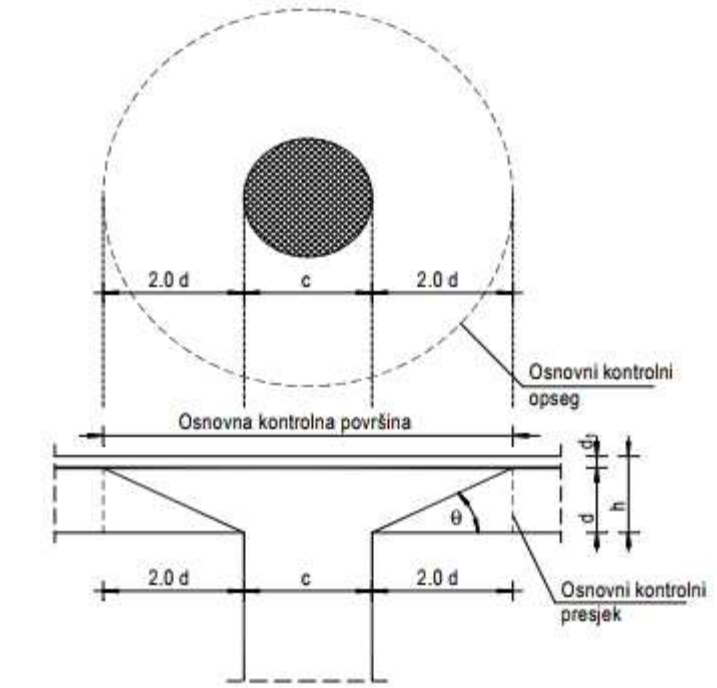
$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,52$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,012 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \geq \left[0,52 + 0 \right]$$
$$V_{Rd,c} = 0,78 MPa > 0,52 MPa$$

$$U_{Ed} = 0,72 MPa \leq V_{Rd,c} = 0,78 MPa$$

Nije potrebna armatura za osiguravanje od proboja.

11.1.4. Proračun na proboj ploče iznad garaže za stupove S1 uz otvore u ploči



Slika 11.14. Proboj ploče

Uvjet nosivosti ploče na proboj: $U_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$

Ako je gornji uvjet nosivosti na proboj zadovoljen, potrebno je kontrolirati je li ugrađena armatura zadovoljava ili je potrebno ploču dodatno armirati na proboj.

Armatura za osiguravanje od proboj neće biti potrebna ako je zadovoljen uvjet:

$$U_{Ed} \le V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \ge \left[\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right]$$

$U_{Ed} = \beta * V_{Ed}/(u_i * d)$ gdje je:

β – korekcijski faktor kojim se uzima u obzir ekscentrično djelovanje sile proboja u odnosu na kritični presjek

β = 1,15 za unutrašnje stupove

β = 1,4 za stupove na rubu i stupove uz otvore

β = 1,5 za stupove u kutu

V_{Ed} – maksimalna poprečna sila u kritičnom opsegu (V_{Ed} = 651,84 kN)

u_i – osnovni kontrolni opseg

d – statička visina ploče (d = 27 cm)

$u_i = (2 \cdot 2d + c) \cdot \pi = (2 \cdot 2 \cdot 27 + 40) \cdot \pi = 465$ cm

$U_{Ed} = 1{,}4 \cdot 651{,}84/(465 \cdot 27) = 0{,}073$ kN/cm^2 = 0,73 MPa

$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$
$$\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0,516$$
$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 23,3 = 4,8 MPa$$

U_{Ed} =0,73 MPa < $V_{Rd,max}$ = 4,8 MPa

Uvjet nosivosti ploče na proboj je zadovoljen.

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

$$f_{ck} = 35 MPa$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 < 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0,012 \leq 0,02$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,52$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,012 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \geq \left[0,52 + 0 \right]$$
$$V_{Rd,c} = 0,78 MPa > 0,52 MPa$$

$$U_{Ed} = 0,73 MPa \leq V_{Rd,c} = 0,78 MPa$$

Nije potrebna armatura za osiguravanje od proboja.

11.2. Proračun stupova S2 u prizemlju

Stupovi S2 u prizemlju su predviđeni kao klasično armirano-betonski elementi. Stupovi S2 su pravokutnog poprečnog presjeka dimenzija 30x60 cm. Svijetla visina im iznosi 2,88 m.

Stupovi se izvode kao monolitni elementi lijevani u četverostranoj oplati na licu mjesta. Za sve stupove predviđen je beton C 35/45 te armatura B500B. Zaštitni slojevi betona do armature iznose min 3,5 cm.

Rezne sile na stupovima očitane su iz numeričkog modela koji je prikazan u prilozima. Ujedno su izračunate računske sile od više kombinacija opterećenja.

11.2.1. Proračun stupova S2 na savijanje i uzdužnu silu

Iz modela je očitan maksimalni moment za osnovnu kombinaciju, bez obzira je li on u X ili Y smjeru i njegova pripadna uzdužna sila. Nakon toga je očitana maksimalna uzdužna sila i njen pripadni moment. Ista stvar je napravljena i za potresnu kombinaciju. Utjecaj vitkosti stupova obuhvaćen je inženjerskom metodom povećanja momenta. Armatura je izabrana što uniformnija zbog jednostavnosti izvedbe.

Rezultati reznih sila za svaki pojedini tip stupa, proračunati računalnom programom Scia Engineer 17.0, prikazani su u nastavku. Dijagram nosivosti betonskog presjeka s odabranom armaturom dobiven je pomoću računalnog programa Aspalathos Section Design.

Povećanje momenta zbog vitkosti stupa provedeno je približnim postupkom prema EC-2:

$$M_{Ed,rac} = \psi \cdot M_{sd} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_i^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{\phi}$$

Mjerodavne rezne sile su očitane i dimenzioniranje je izvršeno za najkritičniji presjek.

Osnovna kombinacija

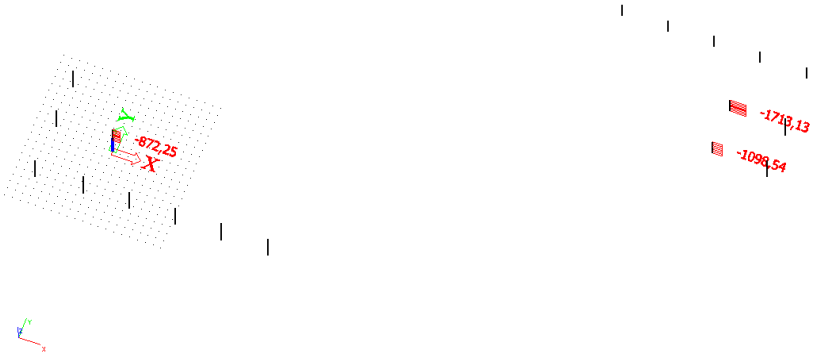
Rezultati proračuna



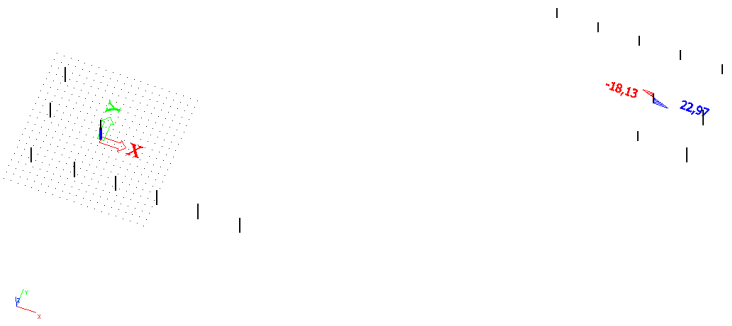
Slika 11.15. Maksimalni moment savijanja za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.16. Pripadna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.17. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.18. Pripadni moment savijanja za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.19. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)

Postupak povećavanja početnog momenta savijanja

Maksimalni moment savijanja i pripadajuća uzdužna sila za osnovnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 31,49 kNm \qquad N = 872,25 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 2,88 = 4,03 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0054}{4,03^2} = 5533,0 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 872,25}{5533,0}} = 1,31$$

$$M_{Ed}^{II} = 1,31 \cdot 31,49 = 41,24 \; kNm$$

Maksimalna uzdužna sila i pripadajući moment za osnovnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 22,97 kNm \qquad N = 1713,13 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 2,88 = 4,03 m$$

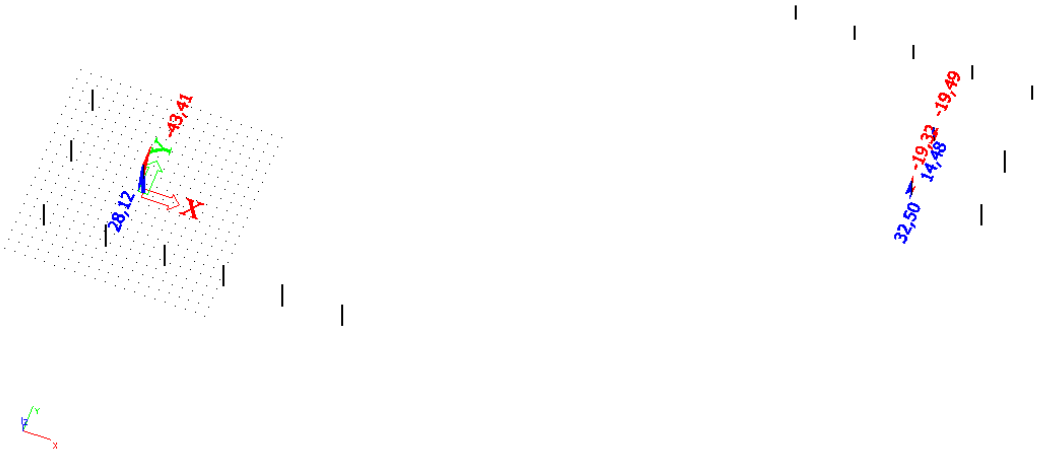
$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0054}{4,03^2} = 5533,0 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 1713,13}{5533,0}} = 1,87$$

$$M_{Ed}^{II} = 1,87 \cdot 22,97 = 120,26 \; kNm$$

Potresna kombinacija

Rezultati proračuna



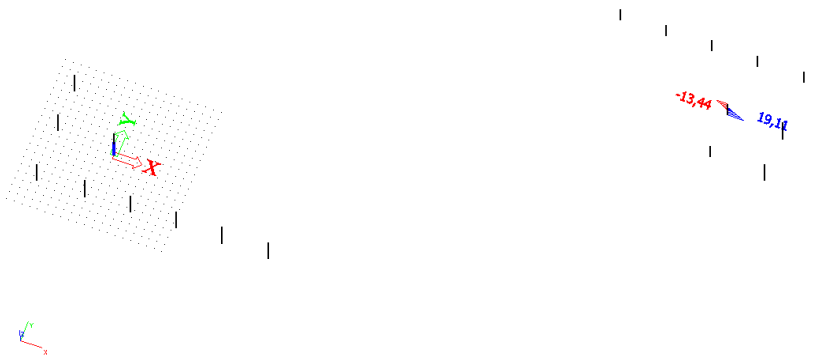
Slika 11.20. Maksimalni moment savijanja za potresnu kombinaciju (GSN 7 KSy)



Slika 11.21. Pripadna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN 7 KSy)



Slika 11.22. Maksimalna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN 7 KSy)



Slika 11.23. Pripadni moment savijanja za potresnu kombinaciju (GSN 7 KSy)



Slika 11.24. Maksimalna poprečna sila za potresnu kombinaciju (GSN 7 KSy)

Postupak povećavanja početnog momenta savijanja

Maksimalni moment savijanja i pripadajuća uzdužna sila za potresnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 43,41 kNm \qquad N = 657,26 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 2,88 = 4,03 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0054}{4,03^2} = 5533,0 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 657,26}{5533,0}} = 1,21$$

$$M_{Ed}^{II} = 1,21 \cdot 43,41 = 52,82 \; kNm$$

Maksimalna uzdužna sila i pripadajući moment za potresnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 19,11 kNm \quad N = 1619,93 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

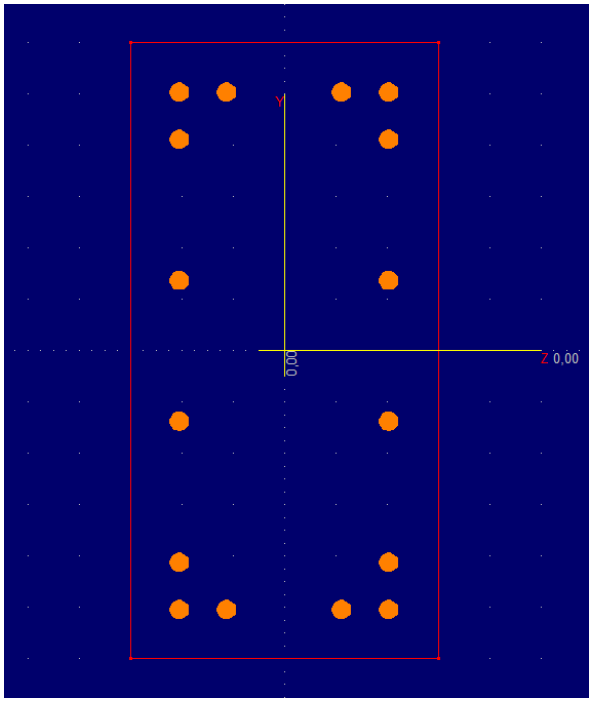
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 2,88 = 4,03 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0054}{4,03^2} = 5533,0 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 1619,93}{5533,0}} = 1,78$$

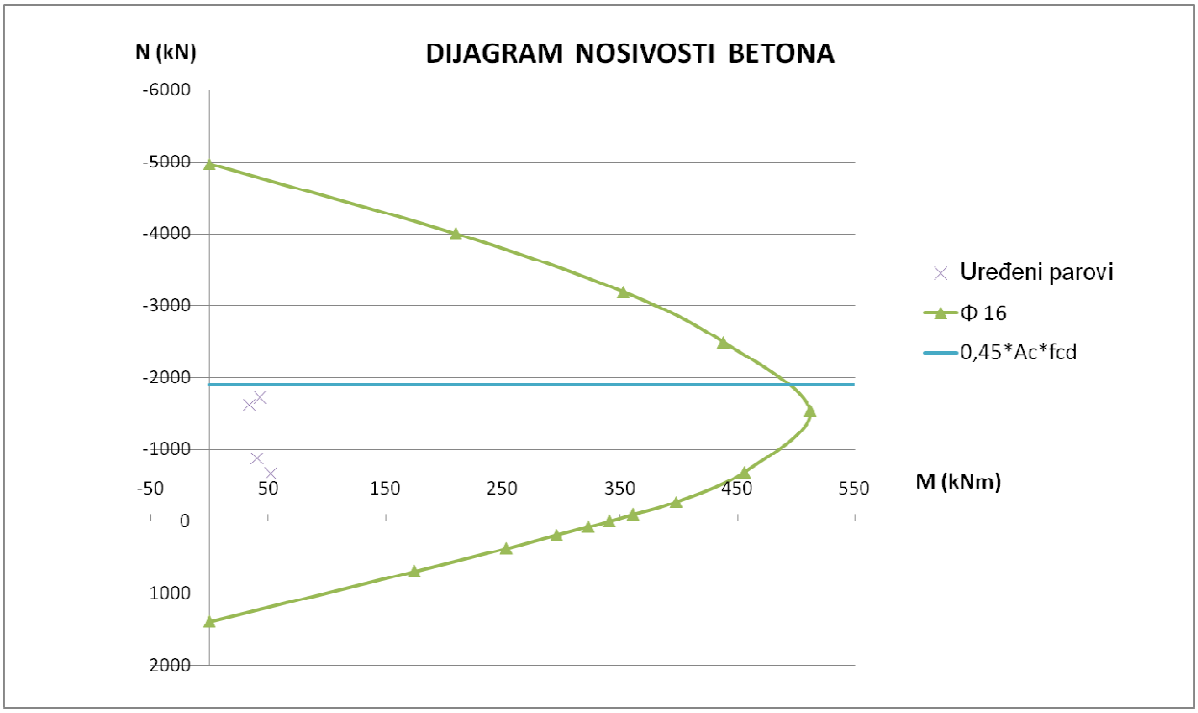
$$M_{Ed}^{II} = 1,78 \cdot 19,11 = 34,07 \; kNm$$



Slika 11.25. Poprečni presjek stupa S2 s armaturom (Aspalathos Section Design)

Uređeni parovi:

Stupovi u S2 (30x60 cm) u prizemlju							
Osnovna kombinacija				Potresna kombinacija			
M_{max}	$N_{pripadno}$	$M_{pripadno}$	N_{max}	M_{max}	$N_{pripadno}$	$M_{pripadno}$	N_{max}
(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)
41,24	872,25	42,95	1713,13	52,82	657,26	34,07	1619,93



Slika 11.26. Dijagram nosivosti za stupove S2 u prizemlju

$$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot a \cdot b = 0{,}001 \cdot 30 \cdot 60 = 1{,}8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot a \cdot b = 0{,}02 \cdot 30 \cdot 60 = 36 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: 16Φ16 (A_{s1} = 32,16 cm^2)

Napomena: Veličina poprečnog presjeka (30x60 cm) uvjetovana je maksimalnom tlačnom silom koja bi za manje dimenzije bila veća od nosivosti betonskog presjeka (0,45 x A_c x f_{cd}). Kontrolu na proboj ploče nije potrebno provoditi zbog toga što se iznad stupova S2 nalaze grede.

11.2.2. Proračun stupova u prizemlju na poprečnu silu – stup S2 30x60 cm

C 35/45

f_{cd}=35/1.5=23,3 MPa

Računska poprečna sila:

$V_{Ed,max}$= 17,0 kN

Računska uzdužna sila:

N_{Ed}= 657,26 kN

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

$$uz\ uvjet \quad V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$gdje\ je$$

$$C_{Rdc} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$b_w = 30\ cm$$

$$d = 56,5\ cm$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{565}} = 1,59 \leq 2,0$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sum A_s = 32,16 cm^2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{32,16}{1695} = 0,018 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = \frac{657,26}{1695} = 0,38\ MPa < 0.2 f_{cd} = 0,46\ MPa$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.44$$

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

$$V_{Rd,C} = \left[0.12 \cdot 1.59 \cdot (100 \cdot 0.018 \cdot 35)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.38 \right] \cdot 300 \cdot 565 = 138,17\ kN$$

$$V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0.44 + 0.15 \cdot 0.46) \cdot 300 \cdot 565 = 86,27\ kN$$

$$V_{Rd,\max} = 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\nu = 0.6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 0.6 \cdot (1 - \frac{35}{250}) = 0,516$$

$$V_{Rd,\max} = 0,5 \cdot 0,516 \cdot 23,33 \cdot 300 \cdot 565 = 1020,24 kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} \approx \frac{17,0}{1020,24} = 0,016 \Rightarrow s_w(\max) = \min(0,75d = 42,3cm; 30cm) = 30cm$$

$$s_w = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d} \cdot z}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.79 \cdot 43,48 \cdot 0,9 \cdot 56,5}{17,0} = 205,48\ cm$$

Odabrane minimalne spone: **Ø10/30 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

Odabrane spone na rubovima: **Ø10/20 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

11.3. Proračun stupova S3 u prizemlju

Stupovi S3 u prizemlju su predviđeni kao klasično armirano-betonski elementi. Stupovi S3 su kvadratnog poprečnog presjeka dimenzija 40x40 cm. Svijetla visina im iznosi 4,38 m. Postoje dvije vrste stupova u prizemlju s obzirom na poziciju u odnosu narub ploče. Prva grupa su oni stupovi kojima se vrh nalazi uz rub ploče iznad prizemlja, a druga vrsta su oni stupovi kojima se vrh nalazi u kutu ploče iznad prizemlja.

Stupovi se izvode kao monolitni elementi lijevani u četverostranoj oplati na licu mjesta. Za sve stupove predviđen je beton C 35/45 te armatura B500B. Zaštitni slojevi betona do armature iznose min 3,5 cm.

Rezne sile na stupovima očitane su iz numeričkog modela koji je prikazan u prilozima. Ujedno su izračunate računske sile od više kombinacija opterećenja.

11.3.1. Proračun stupova S3 na savijanje i uzdužnu silu

Iz modela je očitan maksimalni moment za osnovnu kombinaciju, bez obzira je li on u X ili Y smjeru i njegova pripadna uzdužna sila. Nakon toga je očitana maksimalna uzdužna sila i njen pripadni moment. Ista stvar je napravljena i za potresnu kombinaciju. Utjecaj vitkosti stupova obuhvaćen je inženjerskom metodom povećanja momenta. Armatura je izabrana što uniformnija zbog jednostavnosti izvedbe.

Rezultati reznih sila za svaki pojedini tip stupa, proračunati računalnom programom Scia Engineer 17.0, prikazani su u nastavku. Dijagram nosivosti betonskog presjeka s odabranom armaturom dobiven je pomoću računalnog programa Aspalathos Section Design.

Povećanje momenta zbog vitkosti stupa provedeno je približnim postupkom prema EC-2:

$$M_{Ed,rac} = \psi \cdot M_{sd} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_i^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{\phi}$$

Mjerodavne rezne sile su očitane i dimenzioniranje je izvršeno za najkritičniji presjek.

Osnovna kombinacija

Rezultati proračuna



Slika 11.27. Maksimalni moment savijanja za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.28. Pripadna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.29. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.30. Pripadni moment savijanja za osnovnu kombinaciju (GSN 5)



Slika 11.31. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 5)

Postupak povećavanja početnog momenta savijanja

Maksimalni moment savijanja i pripadajuća uzdužna sila za osnovnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 85,65 kNm \qquad N = 330,6 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 4,38 = 6,13 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{6,13^2} = 929,98 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 330,6}{929,98}} = 2,14$$

$$M_{Ed}^{II} = 2,14 \cdot 85,65 = 183,29 \; kNm$$

Maksimalna uzdužna sila i pripadajući moment za osnovnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 82,87 kNm \qquad N = 346,05 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 4,38 = 6,13 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{6,13^2} = 929,98 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 346,05}{929,98}} = 2,26$$

$$M_{Ed}^{II} = 2,26 \cdot 82,87 = 187,28 \; kNm$$

Potresna kombinacija

Rezultati proračuna



Slika 11.32. Maksimalni moment savijanja za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.33. Pripadna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.34. Maksimalna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.35. Pripadni moment savijanja za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)



Slika 11.36. Maksimalna poprečna sila za potresnu kombinaciju (GSN 6 KSx)

Postupak povećavanja početnog momenta savijanja

Maksimalni moment savijanja i pripadajuća uzdužna sila za potresnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 110,74 kNm \qquad N = 239,27 kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0 \; MPa$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021 m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 4,38 = 6,13 m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{6,13^2} = 929,98 kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 239,27}{929,98}} = 1,63$$

$$M_{Ed}^{II} = 1,63 \cdot 110,74 = 180,34 \; kNm$$

Maksimalna uzdužna sila i pripadajući moment za potresnu kombinaciju:

$$M_{Ed}^{I} = 78,93kNm \qquad N = 253,17kNm$$

$$M_{Ed}^{II} = \psi \cdot M_{Ed}^{I} \quad ; \quad \psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} \quad ; \quad C_m = 1.0 \quad ; \quad \gamma = 1.5$$

$$N_e = \pi^2 \frac{E_\phi \cdot I}{\ell_0^2} \; ; \qquad E_\phi = \frac{E}{1+\phi} = \frac{33282}{1+1} = 16641,0\ MPa$$

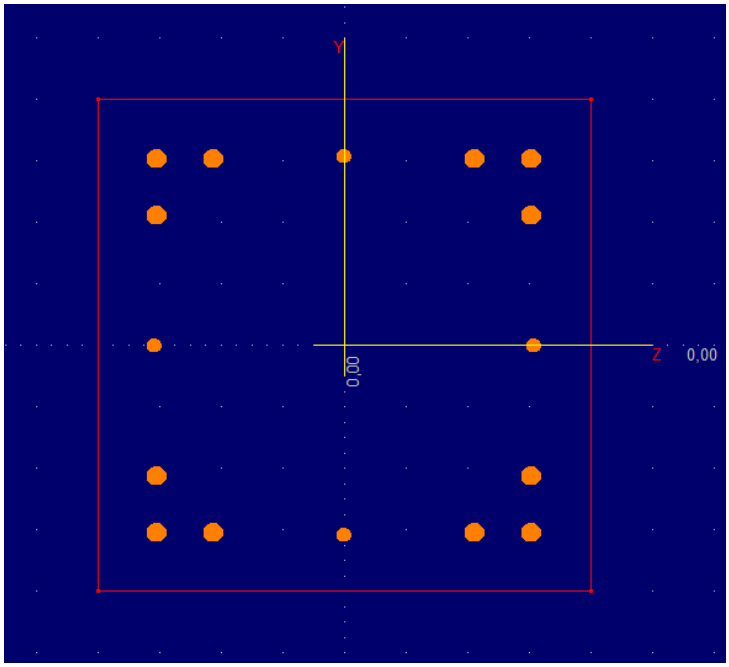
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0021m^4$$

$$\ell_0 = 1,4 \cdot 4,38 = 6,13m$$

$$N_e = \pi^2 \frac{16.641.000,0 \cdot 0.0021}{6,13^2} = 929,98kN$$

$$\psi = \frac{C_m}{1 - \frac{\gamma \cdot N}{N_e}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.5 \cdot 253,17}{929,98}} = 1,69$$

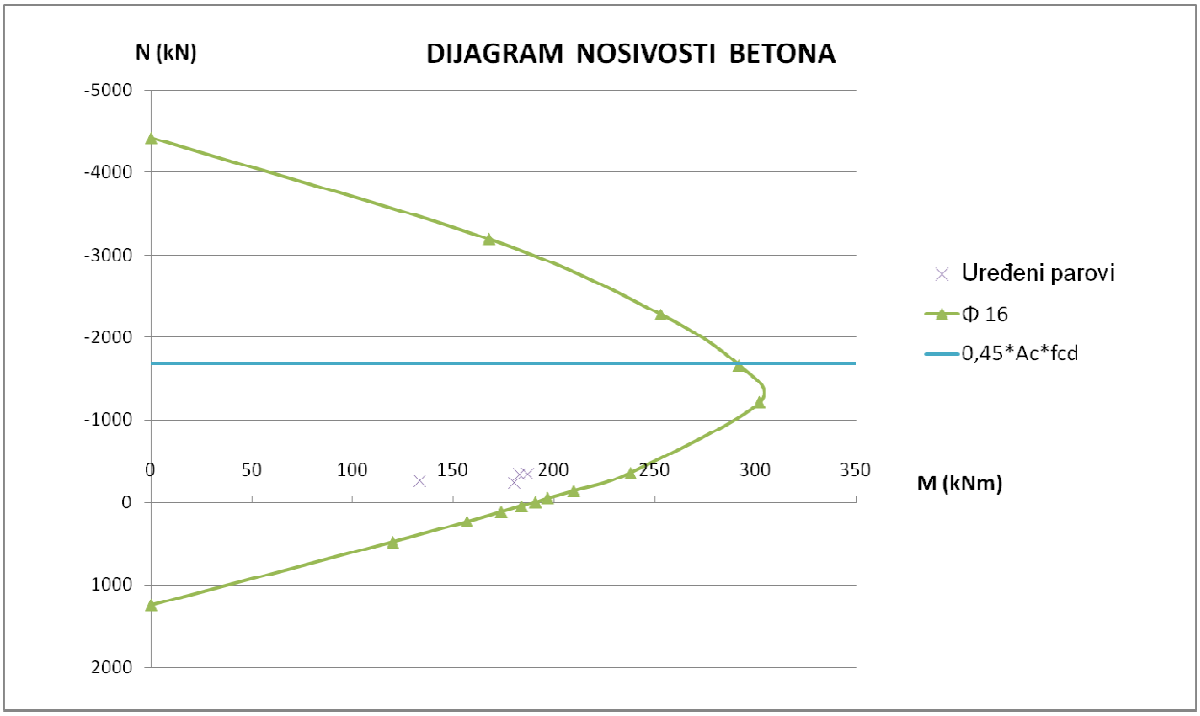
$$M_{Ed}^{II} = 1,69 \cdot 78,93 = 133,39\ kNm$$



Slika 11.37. Poprečni presjek stupa S3 s armaturom (Aspalathos Section Design)

Uređeni parovi:

Stupovi S3 (40x40 cm) u prizemlju							
Osnovna kombinacija				Potresna kombinacija			
M_{max}	$N_{pripadno}$	$M_{pripadno}$	N_{max}	M_{max}	$N_{pripadno}$	$M_{pripadno}$	N_{max}
(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)
183,29	330,6	187,28	346,05	180,34	239,27	133,29	253,17



Slika 11.38. Dijagram nosivosti za stupove S3 u prizemlju

$$A_{s1,min} = 0{,}1\% \cdot a \cdot b = 0{,}001 \cdot 40 \cdot 40 = 1{,}6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2{,}0\% \cdot a \cdot b = 0{,}02 \cdot 40 \cdot 40 = 32 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: 12Φ16 (A_{s1} = 24,13 cm^2)

Napomena: Veličina poprečnog presjeka (40x40 cm) uvjetovana je maksimalnom tlačnom silom koja bi za manje dimenzije bila veća od nosivosti betonskog presjeka (0,45 x A_c x f_{cd}). Veličina poprečnog presjeka (40x40 cm) je uvjetovana i nosivošću na proboj ploče.

11.3.2. Proračun stupova u prizemlju na poprečnu silu - stup S3 40x40 cm

C 35/45

f_{cd}=35/1.5=23,3 MPa

Računska poprečna sila:

$V_{Ed,max}$= 77,3 kN

Računska uzdužna sila:

N_{Ed}= 330,6 kN

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

$$uz\ uvjet \quad V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$gdje\ je$$

$$C_{Rdc} = 0{,}18 / \gamma_c = 0{,}18 / 1{,}5 = 0{,}12$$

$$b_w = 40\ cm$$

$$d = 36{,}5\ cm$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{365}} = 1.74 \leq 2$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sum A_s = 24{,}13\, cm^2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{24{,}13}{1460} = 0{,}0165 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} = \frac{330{,}6}{1460} = 0{,}23\ MPa \quad \leq 0.2 f_{cd} = 0{,}46\ MPa$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.47$$

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

$$V_{Rd,C} = \left[0.12 \cdot 1.74 \cdot (100 \cdot 0.0165 \cdot 35)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.23 \right] \cdot 400 \cdot 365 = 122{,}87\ kN$$

$$V_{Rd,c} \geq (\nu_{\min} + k_{1\cdot} \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0.47 + 0.15 \cdot 0.23) \cdot 400 \cdot 365 = 73{,}65\ kN$$

$$V_{Rd,\max} = 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\nu = 0.6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 0.6 \cdot (1 - \frac{35}{250}) = 0{,}516$$

$$V_{Rd,\max} = 0{,}5 \cdot 0{,}516 \cdot 23{,}33 \cdot 400 \cdot 365 = 878{,}79 kN$$

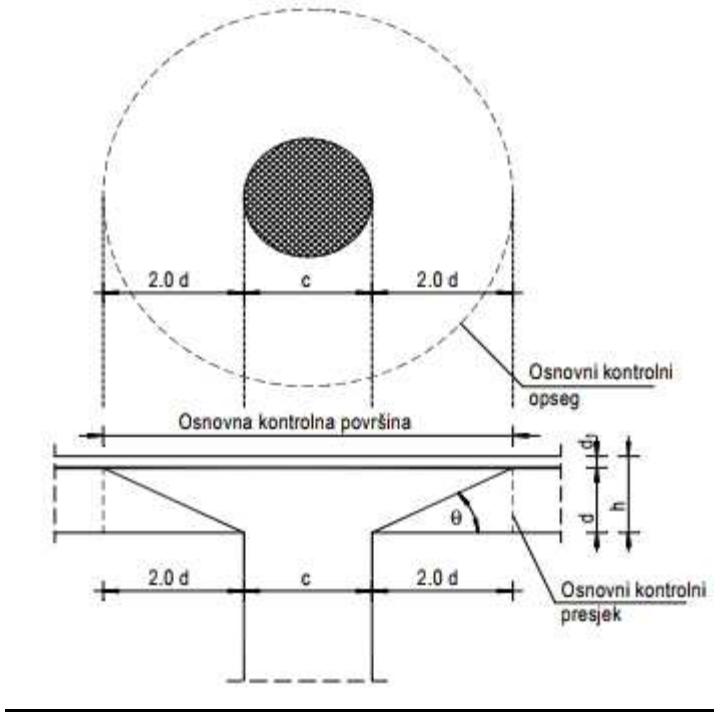
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,\max}} \approx \frac{77{,}3}{878{,}79} = 0{,}087 \Rightarrow s_w(\max) = \min(0{,}75d = 27{,}3cm; 30cm) = 27{,}3cm$$

$$s_w = \frac{m \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d} \cdot z}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 0.79 \cdot 43{,}48 \cdot 0{,}9 \cdot 36{,}5}{77{,}3} = 29{,}19\ cm$$

Odabrane minimalne spone: **Ø10/25 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

Odabrane spone na rubovima: **Ø10/15 cm** (A_{sw}=0,79 cm^2)

11.3.3. Proračun na proboj ploče iznad prizemlja za stupove S3 na rubu ploče



Slika 11.39. Proboj ploče

Uvjet nosivosti ploče na proboj: $U_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$

Ako je gornji uvjet nosivosti na proboj zadovoljen, potrebno je kontrolirati je li ugrađena armatura zadovoljava ili je potrebno ploču dodatno armirati na proboj.

Armatura za osiguravanje od proboj neće biti potrebna ako je zadovoljen uvjet:

$$U_{Ed} \le V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \ge \left[\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right]$$

U_{Ed} = $\beta * V_{Ed}/(u_i * d)$ gdje je:

β – korekcijski faktor kojim se uzima u obzir ekscentrično djelovanje sile proboja u odnosu na kritični presjek

β = 1,15 za unutrašnje stupove

β = 1,4 za stupove na rubu i stupove uz otvore

β = 1,5 za stupove u kutu

V_{Ed} – maksimalna poprečna sila u kritičnom opsegu (V_{Ed} = 346,05 kN)

u_i – osnovni kontrolni opseg

d – statička visina ploče (d = 27 cm)

$u_i = (2 \cdot 2d + c) \cdot \pi = (2 \cdot 2 \cdot 27 + 40) \cdot \pi = 465$ cm

$U_{Ed} = 1{,}4 \cdot 346{,}05/(465 \cdot 27) = 0{,}038$ kN/cm^2 = 0,38 MPa

$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$
$$\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0,516$$
$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 23,3 = 4,8 MPa$$

U_{Ed} =0,38 MPa < $V_{Rd,max}$ = 4,8 MPa

Uvjet nosivosti ploče na proboj je zadovoljen.

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

$$f_{ck} = 35 MPa$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 < 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0,0068 \leq 0,02$$

$$k_1 = 0.15$$

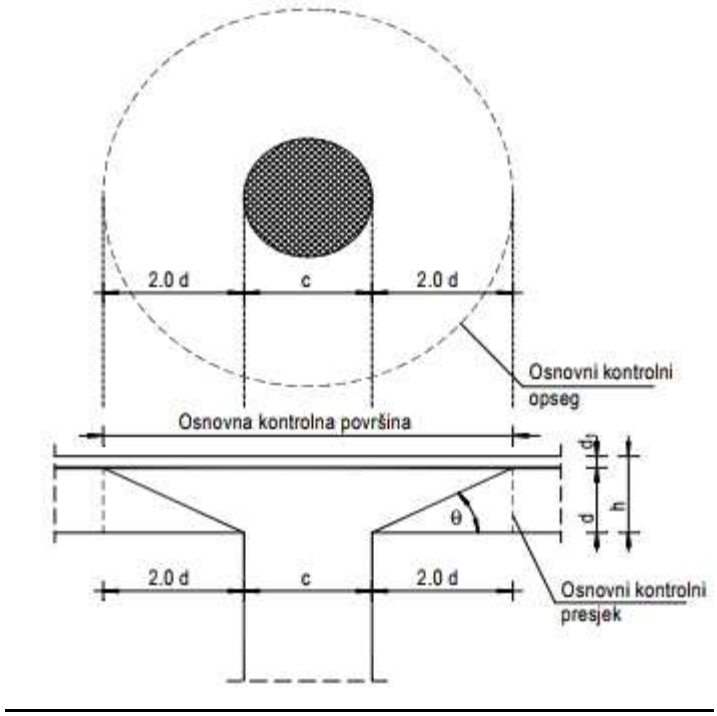
$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,52$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,0068 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \geq \left[0,52 + 0 \right]$$
$$V_{Rd,c} = 0,66 MPa > 0,52 MPa$$

$$U_{Ed} = 0,38 MPa \leq V_{Rd,c} = 0,66 MPa$$

Nije potrebna armatura za osiguravanje od proboja.

11.3.4. Proračun na proboj ploče iznad prizemlja za stupove S3 u kutu ploče



Slika 11.40. Proboj ploče

Uvjet nosivosti ploče na proboj: $U_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$

Ako je gornji uvjet nosivosti na proboj zadovoljen, potrebno je kontrolirati je li ugrađena armatura zadovoljava ili je potrebno ploču dodatno armirati na proboj.

Armatura za osiguravanje od proboj neće biti potrebna ako je zadovoljen uvjet:

$$U_{Ed} \le V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \ge \left[\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right]$$

U_{Ed} = β*V_{Ed}/(u_i*d) gdje je:

β – korekcijski faktor kojim se uzima u obzir ekscentrično djelovanje sile proboja u odnosu na kritični presjek

β = 1,15 za unutrašnje stupove

β = 1,4 za stupove na rubu i stupove uz otvore

β = 1,5 za stupove u kutu

V_{Ed} – maksimalna poprečna sila u kritičnom opsegu (V_{Ed} = 154,39 kN)

u_i – osnovni kontrolni opseg

d – statička visina ploče (d = 27 cm)

$u_i = (2 \cdot 2d + c) \cdot \pi = (2 \cdot 2 \cdot 27 + 40) \cdot \pi = 465$ cm

$U_{Ed} = 1{,}5 \cdot 154{,}39/(465 \cdot 27) = 0{,}023$ kN/cm^2 = 0,23 MPa

$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$
$$\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0,516$$
$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 23,3 = 4,8 MPa$$

U_{Ed} =0,23 MPa < $V_{Rd,max}$ = 4,8 MPa

Uvjet nosivosti ploče na proboj je zadovoljen.

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

$$f_{ck} = 35 MPa$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 < 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0,0068 \leq 0,02$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,52$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,0068 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \geq \left[0,52 + 0 \right]$$
$$V_{Rd,c} = 0,66 MPa > 0,52 MPa$$

$$U_{Ed} = 0,23 MPa \leq V_{Rd,c} = 0,66 MPa$$

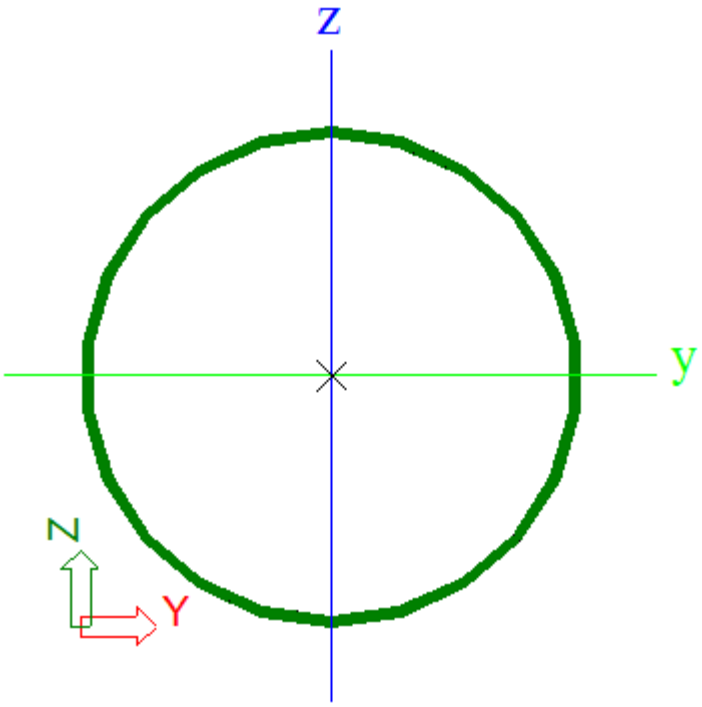
Nije potrebna armatura za osiguravanje od proboja.

11.4. Proračun stupova S4 u južnom tornju

Stupovi S4 u južnom tornju su predviđeni kao čelični elementi. Stupovi S4 su hladno oblikovanog, kružnog i šupljeg poprečnog presjeka dimenzija CFCHS 168,3X3,2 mm. Svijetla visina im iznosi 2,88 m. Nalaze se u stanovima južnog tornja na mjestima na kojima preuzimaju opterećenje od zida i ploče koji se nalaze iznad.

Stupovi se dovode kao gotovi elementi na gradilište te se na licu mjesta vare za pločice koje su pričvršćene vijcima za ploču ispod stupova. Za sve stupove predviđen je čelik kvalitete materijala S355.

Proračun i dimenzioniranje stupova S4 na rezne sile proveden je u računalnom programu Scia Engineer 17.0 s 98% iskoristivosti poprečnog presjeka te je prikazan u nastavku.



Slika 11.41. Poprečni presjek stupa S4 (CFCHS 168,3x3,2)

11.4.1. Dimenzioniranje stupa S4

Member B154	2,880 m	CFCHS168.3X3.2	S 355	GSN 2 - Vjetar X	0,98 -

Note: EN 1993-1-3 article 1.1(3) specifies that this part does not apply to cold formed CHS and RHS sections.
The default EN 1993-1-1 code check is executed instead of the EN 1993-1-3 code check.

Partial safety factors	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student	
Gamma M0 for resistance of cross-sections	1,00
Gamma M1 for resistance to instability	1,00
Gamma M2 for resistance of net sections	1,25

Material		
Student version *Student version* *Student version* *Student versio		
Yield strength fy	355,0	MPa
Ultimate strength fu	510,0	MPa
Fabrication	Cold formed	

...::SECTION CHECK::...

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces	Calculated	Unit
Student version *Student version* *Student version* *Stude		
N,Ed	-340,87	kN
Vy,Ed	-2,00	kN
Vz,Ed	-1,21	kN
T,Ed	-0,06	kNm
My,Ed	2,08	kNm
Mz,Ed	3,42	kNm

Classification for cross-section design
According to EN 1993-1-1 article 5.5.2
Classification for Tubular Sections
According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 3

Maximum width-to-thickness ratio	52,59
Class 1 Limit	33,10
Class 2 Limit	46,34
Class 3 Limit	59,58

=> Section classified as Class 3 for cross-section design

Compression check
According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	1,6600e-03	m^2
Nc,Rd	589,30	kN
Unity check	0,58	-

Bending moment check for My
According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.14)

Wel,z,min	5,7230e-05	m^3
Mel,z,Rd	23,87	kNm
Unity check	0,14	-

Shear check for Vy
According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	1,0568e-03	m^2
Vpl,y,Rd	216,60	kN
Unity check	0,01	-

Shear check for Vz
According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

Eta	1,20	
Av	1,0568e-03	m^2
Vpl,z,Rd	216,60	kN
Unity check	0,01	-

Torsion check
According to EN 1993-1-1 article 6.2.7 and formula (6.23)

Tau,t,Ed	0,4	MPa
Tau,Rd	205,0	MPa
Unity check	0,00	-

Note: The unity check for torsion is lower than the limit value of 0,05. Therefore torsion is considered as

Student version

Normal stresses		
Student version *Student version* *Student version* *S		
Fibre	8	
Sigma,N,Ed	205,3	MPa
Sigma,My,Ed	15,5	MPa
Sigma,Mz,Ed	44,0	MPa
Sigma,tot,Ed	264,8	MPa
Unity check	0,75	-

The member satisfies the section check.

...::STABILITY CHECK::..

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification for Tubular Sections

According to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 3

Maximum width-to-thickness ratio	52,59
Class 1 Limit	33,10
Class 2 Limit	46,34
Class 3 Limit	59,58

=> Section classified as Class 3 for member buckling design

Flexural Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student			
Sway type	sway	non-sway	
System length L	2,880	2,880	m
Buckling factor k	1,01	0,51	
Buckling length Lcr	2,904	1,462	m
Critical Euler load Ncr	1390,83	5488,84	kN
Slenderness Lambda	49,74	25,04	
Relative slenderness Lambda,rel	0,65	0,33	
Limit slenderness Lambda,rel,0	0,20	0,20	
Buckling curve	c	c	
Imperfection Alpha	0,49	0,49	
Reduction factor Chi	0,75	0,93	
Buckling resistance Nb,Rd	444,81	550,89	kN

Flexural Buckling verification		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student v		
Cross-section area A	1,6600e-03	m^2
Buckling resistance Nb,Rd	444,8	kN
Unity check	0,77	-

Torsional(-Flexural) Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Torsional(-Flexural) Buckling.

Lateral Torsional Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.2.1

Note: The cross-section concerns a CHS section which is not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

Bending and axial compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.3 and formula (6.61),(6.62)

Bending and axial compression check parameters		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Stu		
Interaction method	alternative method 1	
Cross-section area A	1,6600e-03	m^2
Cross-section elastic modulus Wel,y	6,7230e-05	m^3
Cross-section elastic modulus Wel,z	6,7230e-05	m^3
Design compression force N,Ed	340,87	kN
Design bending moment (maximum) My,Ed	2,08	kNm
Design bending moment (maximum) Mz,Ed	3,42	kNm
Characteristic compression resistance N,Rk	589,30	kN
Characteristic moment resistance My,Rk	23,87	kNm
Characteristic moment resistance Mz,Rk	23,87	kNm
Reduction factor Chi,y	0,75	
Reduction factor Chi,z	0,93	
Reduction factor Chi,LT	1,00	
Interaction factor k,yy	0,95	
Interaction factor k,yz	0,93	
Interaction factor k,zy	1,02	
Interaction factor k,zz	1,00	

Maximum moment My,Ed is derived from beam B154 position 0,000 m.

Maximum moment Mz,Ed is derived from beam B154 position 0,000 m.

Interaction method 1 parameters		
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S		
Critical Euler load N,cr,y	1390,83	kN
Critical Euler load N,cr,z	5488,84	kN
Elastic critical load N,cr,T	134075,74	kN
Cross-section elastic modulus Wel,y	6,7230e-05	m^3
Second moment of area Iy	5,6574e-06	m^4
Second moment of area Iz	5,6574e-06	m^4
Torsional constant It	1,1315e-05	m^4
Method for equivalent moment factor C,my,0	Table A.2 Line 2 (General)	
Student version *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *Student version* *S		

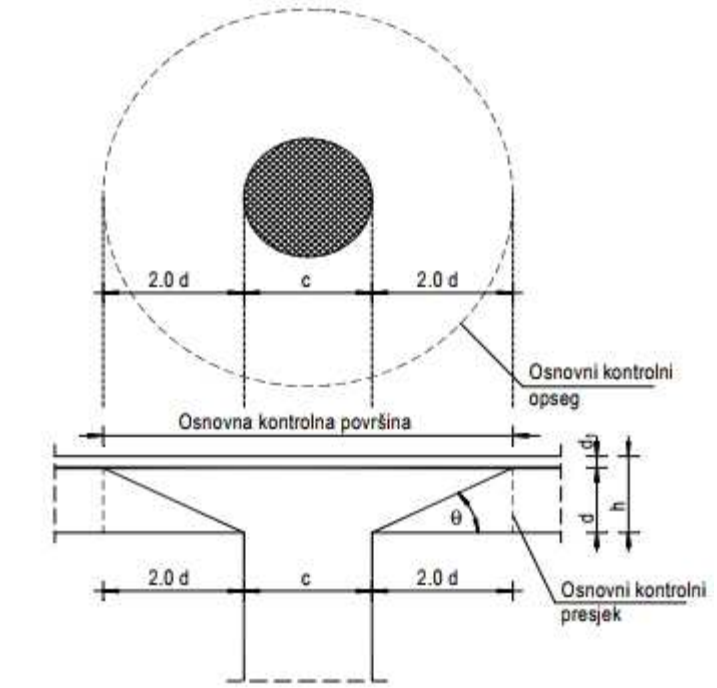
Student version

Interaction method 1 parameters		
"Student version" "Student version" "Student version" "Student version" "Student version" "Student version" "Student version" "S		
Design bending moment (maximum) My,Ed	2,08	kNm
Maximum relative deflection delta,z	-0,1	mm
Equivalent moment factor C,my,0	0,78	
Method for equivalent moment factor C,mz,0	Table A.2 Line 2 (General)	
Design bending moment (maximum) Mz,Ed	3,42	kNm
Maximum relative deflection delta,y	-0,2	mm
Equivalent moment factor C,mz,0	0,94	
Factor mu,y	0,93	
Factor mu,z	1,00	
Factor epsilon,y	0,15	
Factor a,LT	0,00	
Critical moment for uniform bending Mcr,0	1136,63	kNm
Relative slenderness Lambda,rel,0	0,14	
Limit relative slenderness Lambda,rel,0,lim	0,31	
Equivalent moment factor C,my	0,78	
Equivalent moment factor C,mz	0,94	
Equivalent moment factor C,mLT	1,00	

Unity check (6.61) = 0,77 + 0,08 + 0,13 = 0,98 -
Unity check (6.62) = 0,62 + 0,09 + 0,14 = 0,85 -
The member satisfies the stability check.

Student version

11.4.2. Proračun na proboj ploče južnog tornja za stupove S4 u kutu ploče



Slika 11.42. Proboj ploče

Uvjet nosivosti ploče na proboj: $U_{Ed} \le V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$

Ako je gornji uvjet nosivosti na proboj zadovoljen, potrebno je kontrolirati je li ugrađena armatura zadovoljava ili je potrebno ploču dodatno armirati na proboj.

Armatura za osiguravanje od proboj neće biti potrebna ako je zadovoljen uvjet:

$$U_{Ed} \le V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \ge \left[\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right]$$

U_{Ed} = $\beta * V_{Ed}/(u_i * d)$ gdje je:

β – korekcijski faktor kojim se uzima u obzir ekscentrično djelovanje sile proboja u odnosu na kritični presjek

β = 1,15 za unutrašnje stupove

β = 1,4 za stupove na rubu i stupove uz otvore

β = 1,5 za stupove u kutu

V_{Ed} – maksimalna poprečna sila u kritičnom opsegu (V_{Ed} = 340,87 kN)

u_i – osnovni kontrolni opseg

d – statička visina ploče (d = 22 cm)

$u_i = (2 \cdot 2d + c) \cdot \pi = (2 \cdot 2 \cdot 22 + 16{,}8) \cdot \pi = 329$ cm

$U_{Ed} = 1{,}5 \cdot 340{,}87/(329 \cdot 22) = 0{,}07$ kN/cm^2 = 0,70 MPa

$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$
$$\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0,516$$
$$V_{Rd,\max} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 23,3 = 4,8 MPa$$

U_{Ed} =0,70 MPa < $V_{Rd,max}$ = 4,8 MPa

Uvjet nosivosti ploče na proboj je zadovoljen.

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

$$f_{ck} = 35 MPa$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1,0 + \sqrt{\frac{200}{220}} = 1,95 < 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0,0075 \leq 0,02$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1,95^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,56$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,95 \cdot (100 \cdot 0,0075 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \geq \left[0,56 + 0 \right]$$
$$V_{Rd,c} = 0,71 MPa > 0,56 MPa$$

$$U_{Ed} = 0,70 MPa \leq V_{Rd,c} = 0,71 MPa$$

Nije potrebna armatura za osiguravanje od proboja.

11.5. Proračun zidova

Zidovi su predviđeni kao klasično armirano-betonski elementi. Debljina zidova je 30 cm. Ovi zidovi imaju dvostruku ulogu: kao nosači fasade i kao ukruta građevine na potresne sile. Zidovi se izvode kao monolitni elementi lijevani u dvostranoj oplati na licu mjesta. Za sve zidove predviđen je beton C 35/45 te armatura B 500B. Zaštitni slojevi betona do armature iznose min 3 cm.

Rezne sile na zidovima očitane su iz numeričkog modela u računalnom programu Scia Engineer 17.0. U nastavku su prikazane vrijednosti za uzdužnu silu (N_{Ed}), poprečnu silu (V_{Ed}) i moment savijanja (M_{Ed}).

Dimenzioniran je najopterećeniji zid u X smjeru i najopterećeniji zid u Y smjeru u južnom tornju. Odabrana armatura u zidovima za južni toranj postavljena je i u zidovima sjevernog tornja zbog približnih vrijednosti u reznim silama i sličnosti tornjeva. Armatura je izabrana što uniformnija zbog jednostavnosti izvedbe. U skicama armature zidova prikazani su detalji armiranja svakog zida i svih karakterističnih spojeva.

11.5.1. Proračun zidova na savijanje i uzdužnu silu:

Na savijanje i uzdužnu silu stupovi su proračunati kao gredni elementi. Pri tome nije uzet u obzir povoljni utjecaj zidova koji se vezuju na njih, čime je proračun na strani sigurnosti. Dobiveni rezultati prikazani su tablično.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{cd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

$$\zeta \approx 0.892$$

$$M_{Rd,c,\lim} = \mu^*_{sds}\ b\ \mathrm{d}^2\ \mathrm{f_{cd}} = 0.159 \cdot b\ \mathrm{d}^2\ \mathrm{f_{cd}}$$

11.5.2. Proračun zidova na djelovanje poprečne sile

Svi zidovi koji se uzimaju u obzir za prijenos horizontalnog opterećenja mogu se smatrati da su vitki zidovi.

Kritično područje:

$$h_{cr} \le 2h_s = 5,76m$$

Za svaki zid vrijedi:

$$V'_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed,i}$$

V'_{Ed} - korigirana poprečna sila

$V_{Ed,i}$ - računska poprečna sila (iz proračuna)

ε - korekcijski koeficijent $\varepsilon \le q$, radi jednostavnosti usvaja se $\varepsilon = q = 2,4$

Minimalna armatura u zidovima:

$$A_{z,\min} = 0.2\% \cdot b_w \cdot 100 = 0.2\% \cdot 30.0 \cdot 100 = 6.00\ cm^2/m$$

tj. zidove za koje ne treba računska armatura armirati s Q-283 obostrano.

$$A_z = 2 \cdot 2.83 = 5.66\ cm^2/m$$

Nosivost zidova na poprečne sile (s minimalnom armaturom)

Slom tlačne dijagonale

U kritičnom području:

$$V_{Ed} \le V_{Rd2} = 0.4 \cdot \left(0.7 - f_{ck}/200\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

Van kritičnog područja:

$$V_{Rd2} = 0.5 \cdot \left(0.7 - f_{ck}/200\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

$$f_{ck} = 35\ Mpa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 23,33\ Mpa$$

$$b_w = 30.0\ cm$$

$$z \approx 0,9 \cdot d$$

Slom vlačne dijagonale

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w}$$

Ako je $\alpha_s \le 1.3$ tada zidovi nose izrazito posmično i potrebno je da:

$$V_{Ed} \le V_{Rd3} = \left[\rho_h \cdot f_{ywd} \cdot \left(\alpha_s - 0.3\right) + \rho_v \cdot f_{ywd} \cdot \left(1.3 - \alpha_s\right)\right] \cdot b_w \cdot z$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_s}{A_c}$$

$$f_{ywd} = \frac{500.0}{1.15} = 434.8\ Mpa$$

$$b_w = 30.0\ cm$$

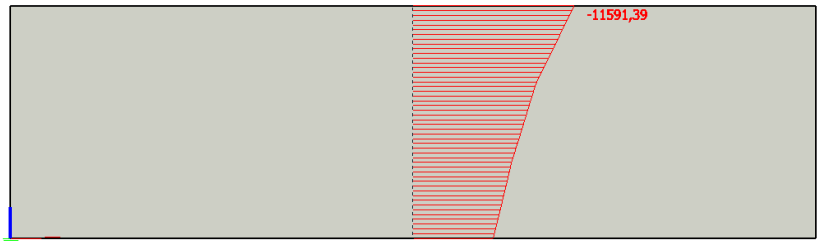
$$z \approx 0,9 \cdot d$$

NAPOMENA: Skica i način armiranja zidova prikazani su u grafičkim prilozima.

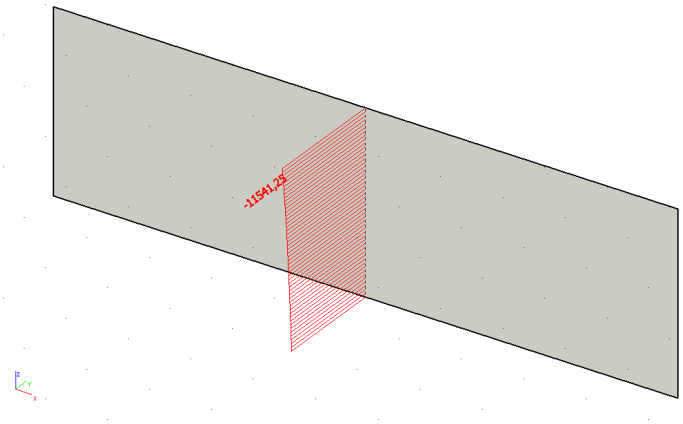
11.5.3. Rezultati proračuna karakterističnog zida u X smjeru

Glavni nosivi sustav objekta za prijenos horizontalnih opterećenja (vjetar i potres) tvore stupovi i zidovi. Zidovi su analizirani na zadane kombincije opterećenja. Prikazani su rezultati za najkritičniju osnovnu kombinaciju i za potresnu kombinaciju u smjeru zida.

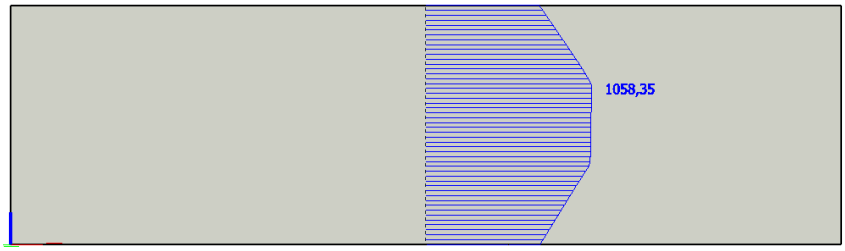
Rezultati reznih sila za svaki zid proračunati su računalnim programom Scia Engineer 17.0 te su prikazani u nastavku.



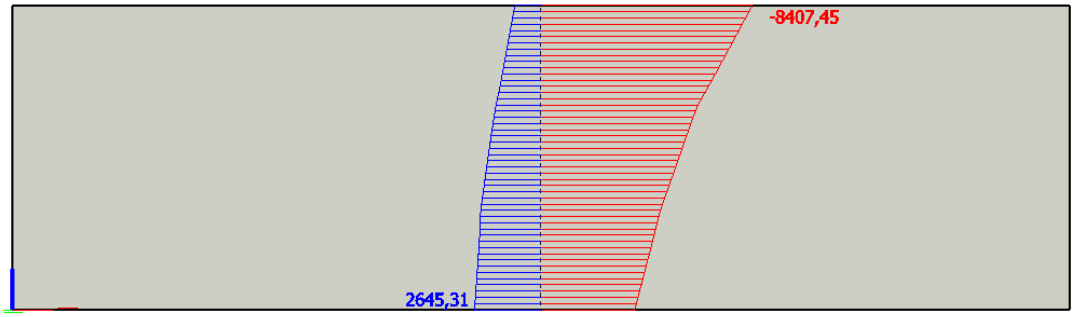
Slika 11.43. Maksimalni moment za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)



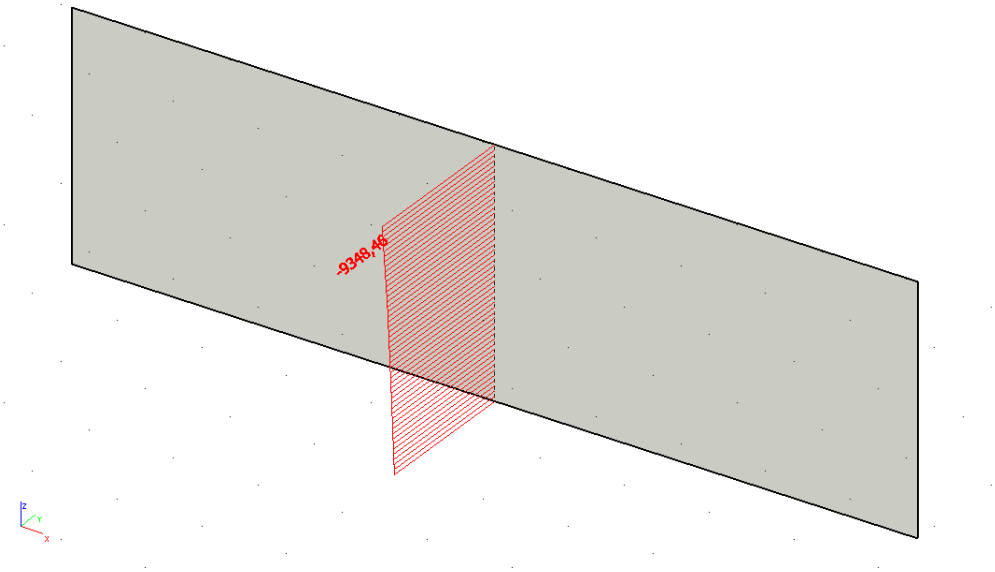
Slika 11.44. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)



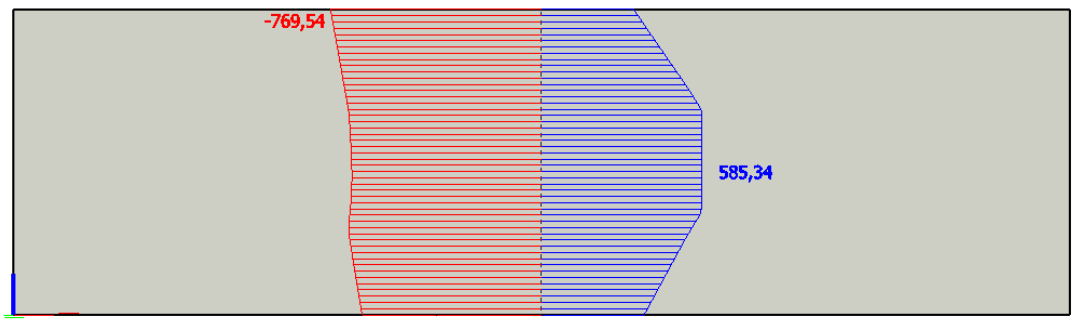
Slika 11.45. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)



Slika 11.46. Maksimalni moment za potresnu kombinaciju (GSN KSx)



Slika 11.47. Maksimalna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN KSx)



Slika 11.48. Maksimalna poprečna sila za potresnu kombinaciju (GSN KSx)

Proračun seizmičkog zida

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDA:

h_s - visina etaže	288	cm
b_w - debljina zida	30	cm
l_w - duljina zida	1000	cm
h_w - visina zida	288	cm

n - broj etaža	10	

d_1=	3	cm
d =	994	cm

DUKTILNOST: DCM-srednja duktilnost VITKI ZID (hs/lw)>2

FAKTOR PONAŠANJA q= 2,4

Dužina rubnog serklaža: l_{c0} = min {0,15l_w; 1,50b_w} l_{c0} = 45 cm

Uvjet za debljinu zida: $b_{w0} \geq$ min {0,15 l_w; h_s/20} $b_{w0} \geq$ 14,4 cm

Vitkost zida: h_w/ l_w=0,28 < 2 zid nije vitak

Visina kritične zone: h_{cr} = max {l_w; h_w/6} h_{cr} = 1000 cm

GRADIVO:

Beton:

Klasa:	C35/45	
f_{ck} =	35	MPa
f_{cd} =	23,33	MPa
t_{Rd} =	0,34	MPa

Armatura:

Tip:	B 500B	
f_{yk} =	500	MPa
f_{yd} =	434,78	MPa

Koeficijenti sigurnosti - materijala:

g_c =	1,50
g_s =	1,15

Proračun nosivosti na uzdužnu silu i moment savijanja

$M_{Ed} = 11591,39\,kNm$

$N_{Ed} = 11541,25\,kN$

$V_{Ed} = 1058,35\ kN$

b = 30 cm ; d = 994 cm

Širina rubnog serklaža:

b_{w0} = min {0.15l_w;1.50b_w} = min {150;45} = 45 cm

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 11591,39 + 11541,25 \cdot \left(9,94 - \frac{4,5}{2} \right) = 100343,6 kNm$$

Moment nosivosti jednostruko armiranog presjeka:

$$M_{Rd,\lim} = \mu_{Rd,\lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,\lim} = 0,159 \cdot 0,3 \cdot 9,94^2 \cdot 23333 = 109966,8\ kNm/m > M_{Ed,s}$$

Potrebna površina uzdužne vlačne armature:

$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Ed,s}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{100343,6 \cdot 100}{30 \cdot 994^2 \cdot 2,33} = 0.145 \Rightarrow \varepsilon_{s1} = 10\,‰; \varepsilon_{c2} = 3,2\,‰; \xi = 0,242; \zeta = 0,901;$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,s}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{100343,6 \cdot 100}{0.901 \cdot 994 \cdot 43,48} - \frac{11541,25}{43,48} = -7,75 cm^2$$

Potrebna minimalna površina uzdužne vlačne armature u rubovima zida:

$$A_{s1,\min} = 0.15\% \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 30 \cdot 994 = 44,73 cm^2$$

Odabrana armatura: $14\ \phi\ 25\ (A_s = 68,72 cm^2)$

Napomena: Odabrana je ista armatura kao i u proračunu zidova u y smjeru zbog jednostavnosti izvedbe iako je veće od potrebne.

Proračun armature na poprečnu silu

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}$$

ε- korekcijski faktor

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} + 0,1 \cdot \left(\frac{s_e(T_c)}{s_e(T_1)} \right)^2} \leq q$$

Kako gornji izraz mora biti manji od q zbog jednostavnosti uzimamo $\varepsilon = q = 2,4$

$$V_{Ed} = 2,4 \cdot 1058,35 = 2540,0 kN$$

C 35/45 f_{ck}=35 MPa

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,33\ MPa$$

Lom tlačne dijagonale u zidu

$$V_{Ed} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = \begin{cases} 0,4 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \cdot b_{w0} \cdot z & \text{u kritičnoj zoni} \\ 0,5 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \cdot b_{w0} \cdot z & \text{van kritične zone} \end{cases}$$

$$V_{Rd2} = \begin{cases} 0,4 \cdot (0,7 - 3.5/200) \cdot 2.33 \cdot 30.0 \cdot 0.9 \cdot 994 = 15174,56 \\ 0,5 \cdot (0,7 - 3.5/200) \cdot 2.33 \cdot 30.0 \cdot 0.9 \cdot 994 = 18968,21 \end{cases}$$

$$V_{Ed} = 2540,0 kN \leq V_{Rd2}(15174,56; 18968,21) kN$$

Zid zadovoljava na slom tlačne dijagonale.

Lom vlačne dijagonale u zidu

$$V_{Ed} \le V_{Rd3}$$

Ovisno o koeficijentu smicanja.

Postupak ovisi o koeficijentu *αs:*

$$\alpha_S = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot L_w) = 11591,39 / (2540,0 \cdot 10,0) = 0,46$$

Primjenjuje se slijedeći postupak:

Ako je $\alpha_s \le 1.3$ koristi se izraz (i za vertikalnu i horizontalnu armaturu):

$$V_{Ed} \le V_{Rd3} = \left[\rho_h \cdot f_{yw,d} \left(\alpha_s - 0,3 \right) + \rho_v \cdot f_{yw,d} \cdot \left(1,3 - \alpha_s \right) \right] \cdot b_{w0} \cdot z + V_{cd}$$

NOSIVOST BETONA

Ako je N_{Ed} vlačna:

V_{cd}=0 u kritičnom području

V_{cd} – prema izrazu za poprečnu silu van kritičnog područja

Ako je N_{Ed} tlačna:

V_{cd}= $\tau_{Rd} \cdot (1.2 + 40\rho_v) \cdot b_{w0} \cdot z$ u kritičnom području

V_{cd} – prema izrazu za poprečnu silu van kritičnog područja

Minimalna armatura: $A_{z,min} = 0.15\% \cdot d \cdot 100$

Zid debljine 30 cm => $A_{z,min} = 0,0015 \cdot 30 \cdot 100 = 4.50 cm^2$

Odabrano: Q-283 obostrano i vilice Φ8/15cm

Koeficijent armiranja vertikalnom i horizontalnom armaturom:

$$\rho_v = \rho_h = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.66}{30 \cdot 100} = 0,0019$$

$$V_{wd} = \rho_v \cdot f_{yw,d} \cdot b \cdot 0.9 \cdot d$$
$$V_{wd} = 0.0019 \cdot 50.0 \cdot 30 \cdot 0.9 \cdot 994 = 2549,6kN$$

Nosivost betona i odabrane uzdužne armature:

$$V_{cd} = \tau_{rd} \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_v) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d$$
$$V_{cd} = 0.034 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.0019) \cdot 30 \cdot 0.9 \cdot 994 = 1164,34\,\mathrm{kN}$$

Ukupna nosivost vlačnih dijagonala hrpta:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 1164,34 + 2549,6 = 3713,9kN$$

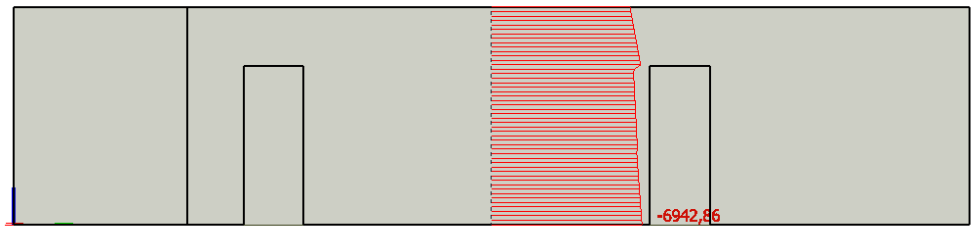
$$V_{Ed} = 2540,0kN < V_{Rd3} = 3713,9kN$$

Zid zadovoljava na slom vlačne dijagonale.

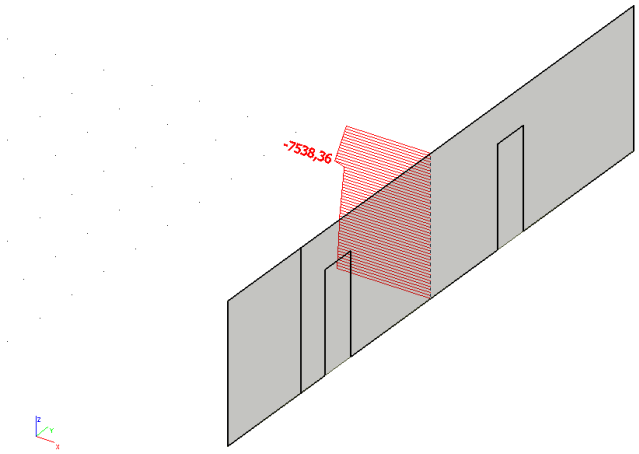
11.5.4. Rezultati proračuna karakterističnog zida u Y smjeru

Glavni nosivi sustav objekta za prijenos horizontalnih opterećenja (vjetar i potres) tvore stupovi i zidovi. Zidovi su analizirani na zadane kombincije opterećenja. Prikazani su rezultati za najkritičniju osnovnu kombinaciju i za potresnu kombinaciju u smjeru zida.

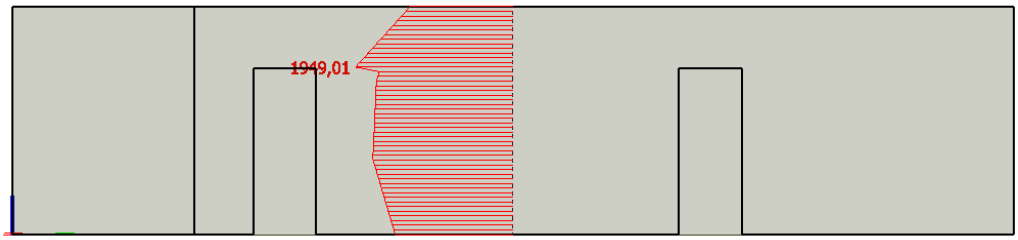
Rezultati reznih sila za svaki zid proračunati su računalnim programom Scia Engineer 17.0 te su prikazani u nastavku.



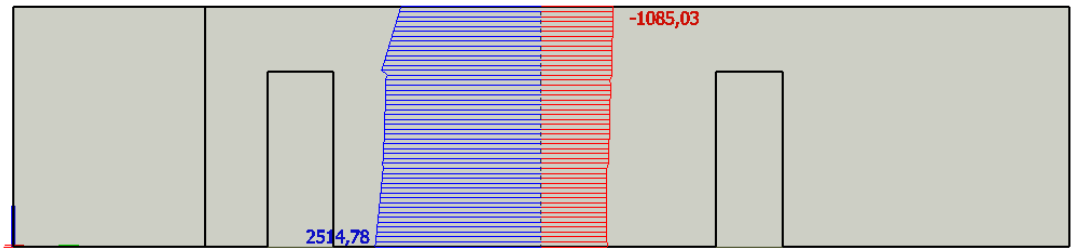
Slika 11.49. Maksimalni moment za osnovnu kombinaciju (GSN 3 - Vjetar Y)



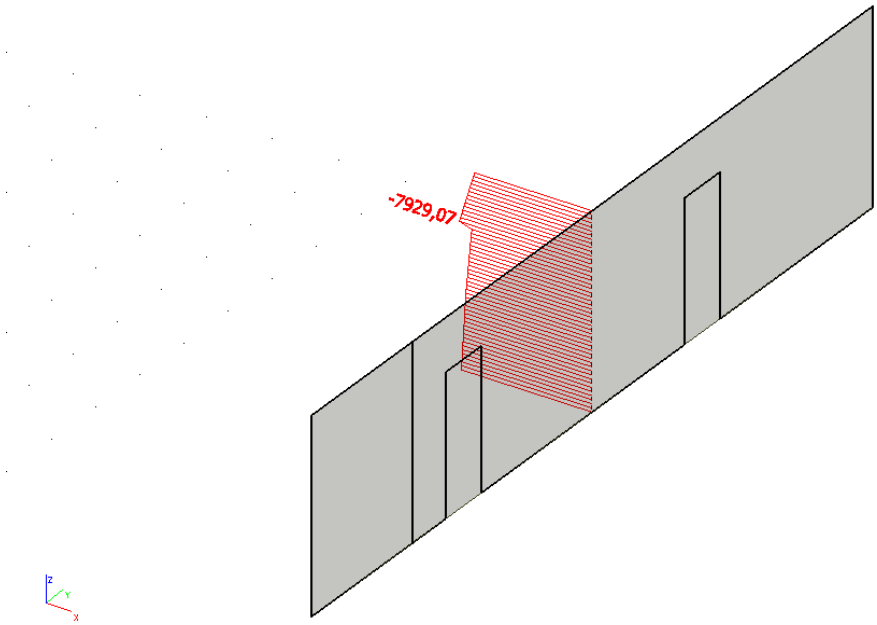
Slika 11.50. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 3 - Vjetar Y)



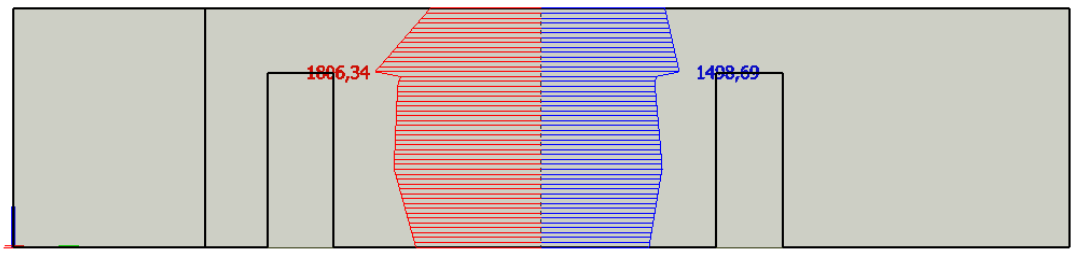
Slika 11.51. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 3 - Vjetar Y)



Slika 11.52. Maksimalni moment za potresnu kombinaciju (GSN KSy)



Slika 11.53. Maksimalna uzdužna sila za potresnu kombinaciju (GSN KSy)



Slika 11.54. Maksimalna poprečna sila za potresnu kombinaciju (GSN KSy)

Proračun seizmičkog zida

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDA:

h_s - visina etaže	288	cm
b_w - debljina zida	30	cm
l_w - duljina zida	1270	cm
h_w - visina zida	288	cm

n - broj etaža	10	

d_1=	3	cm
d =	1264	cm

DUKTILNOST: DCM-srednja duktilnost VITKI ZID (hs/lw)>2

FAKTOR PONAŠANJA q= 2,4

Dužina rubnog serklaža: l_{c0} = min {0,15l_w; 1,50b_w} l_{c0} = 45 cm

Uvjet za debljinu zida: $b_{w0} \geq$ min {0,15 l_w; h_s/20} $b_{w0} \geq$ 14,4 cm

Vitkost zida: h_w/ l_w=0,23 < 2 zid nije vitak

Visina kritične zone: h_{cr} = max {l_w; h_w/6} h_{cr} = 1270 cm

GRADIVO:

Beton:

Klasa:	C35/45	
f_{ck} =	35	MPa
f_{cd} =	23,33	MPa
t_{Rd} =	0,34	MPa

Armatura:

Tip:	B 500B	
f_{yk} =	500	MPa
f_{yd} =	434,78	MPa

Koeficijenti sigurnosti - materijala:

g_c =	1,50
g_s =	1,15

Proračun nosivosti na uzdužnu silu i moment savijanja

$M_{Ed} = 6942,86 kNm$

$N_{Ed} = 7538,36 kN$

$V_{Ed} = 1949,01\ kN$

b = 30 cm ; d = 1264 cm

Širina rubnog serklaža:

b_{w0} = min {0.15l_w;1.50b_w} = min {190,5;45} = 45 cm

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 6942,86 + 7538,36 \cdot \left(12,64 - \frac{4,5}{2} \right) = 85492,6 kNm$$

Moment nosivosti jednostruko armiranog presjeka:

$$M_{Rd,\lim} = \mu_{Rd,\lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_{Rd,\lim} = 0,159 \cdot 0,3 \cdot 12,64^2 \cdot 23333 = 178666,1\ kNm/m > M_{Ed,s}$$

Potrebna površina uzdužne vlačne armature:

$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Ed,s}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{85492,6 \cdot 100}{30 \cdot 1264^2 \cdot 2,33} = 0,076;$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{s1} = 10‰; \varepsilon_{c2} = 1,8‰; \xi = 0,153; \zeta = 0,944$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,s}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{85942,6 \cdot 100}{0.944 \cdot 1267 \cdot 43,48} - \frac{7538,36}{43,48} = -8,11 cm^2$$

Potrebna minimalna površina uzdužne vlačne armature u rubovima zida:

$$A_{s1,\min} = 0.15\% \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 30 \cdot 1267 = 57,01 cm^2$$

Odabrana armatura: $14\ \phi\ 25\ (A_s = 68,72 cm^2)$

Proračun armature na poprečnu silu

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}$$

ε- korekcijski faktor

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} + 0,1 \cdot \left(\frac{s_e(T_c)}{s_e(T_1)} \right)^2} \leq q$$

Kako gornji izraz mora biti manji od q zbog jednostavnosti uzimamo $\varepsilon = q = 2,4$

$$V_{Ed} = 2,4 \cdot 1949,01 = 4677,6 kN$$

C 35/45 f_{ck}=35 MPa

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,33\ MPa$$

Lom tlačne dijagonale u zidu

$$V_{Ed} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = \begin{cases} 0,4 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \cdot b_{w0} \cdot z & \text{u kritičnoj zoni} \\ 0,5 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} \cdot b_{w0} \cdot z & \text{van kritične zone} \end{cases}$$

$$V_{Rd2} = \begin{cases} 0,4 \cdot (0,7 - 3.5/200) \cdot 2.33 \cdot 30.0 \cdot 0.9 \cdot 1264 = 21760,0 \\ 0,5 \cdot (0,7 - 3.5/200) \cdot 2.33 \cdot 30.0 \cdot 0.9 \cdot 1264 = 27200,0 \end{cases}$$

$$V_{Ed} = 4677,6 kN \leq V_{Rd2}(21760,0; 27200,0) kN$$

Zid zadovoljava na slom tlačne dijagonale.

Lom vlačne dijagonale u zidu

$$V_{Ed} \le V_{Rd3}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

Ovisno o koeficijentu smicanja.

Postupak ovisi o koeficijentu *αs:*

$$\alpha_S = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot L_w) = 6942,86 / (1949,01 \cdot 12,64) = 0,28$$

Primjenjuje se slijedeći postupak:

Ako je $\alpha_s \le 1.3$ koristi se izraz (i za vertikalnu i horizontalnu armaturu):

$$V_{Ed} \le V_{Rd3} = \left[\rho_h \cdot f_{yw,d} \left(\alpha_s - 0,3 \right) + \rho_v \cdot f_{yw,d} \cdot \left(1,3 - \alpha_s \right) \right] \cdot b_{w0} \cdot z + V_{cd}$$

NOSIVOST BETONA

Ako je N_{Ed} vlačna:

V_{cd}=0 u kritičnom području

V_{cd} – prema izrazu za poprečnu silu van kritičnog područja

Ako je N_{Ed} tlačna:

V_{cd}= $\tau_{Rd} \cdot (1.2 + 40\rho_v) \cdot b_{w0} \cdot z$ u kritičnom području

V_{cd} – prema izrazu za poprečnu silu van kritičnog područja

Minimalna armatura: $A_{z,min} = 0.15\% \cdot d \cdot 100$

Zid debljine 30 cm => $A_{z,min} = 0,0015 \cdot 30 \cdot 100 = 4.50\,cm^2$

Odabrano: Q-283 obostrano i vilice Φ8/15cm

Koeficijent armiranja vertikalnom i horizontalnom armaturom:

$$\rho_v = \rho_h = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.66}{30 \cdot 100} = 0,0019$$

$$V_{wd} = \rho_v \cdot f_{yw,d} \cdot b \cdot 0.9 \cdot d$$
$$V_{wd} = 0.0019 \cdot 50.0 \cdot 30 \cdot 0.9 \cdot 1264 = 3242,16kN$$

Nosivost betona i odabrane uzdužne armature:

$$V_{cd} = \tau_{rd} \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_v) \cdot b \cdot 0.9 \cdot d$$
$$V_{cd} = 0.034 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.0019) \cdot 30 \cdot 0.9 \cdot 1264 = 1480,61\text{kN}$$

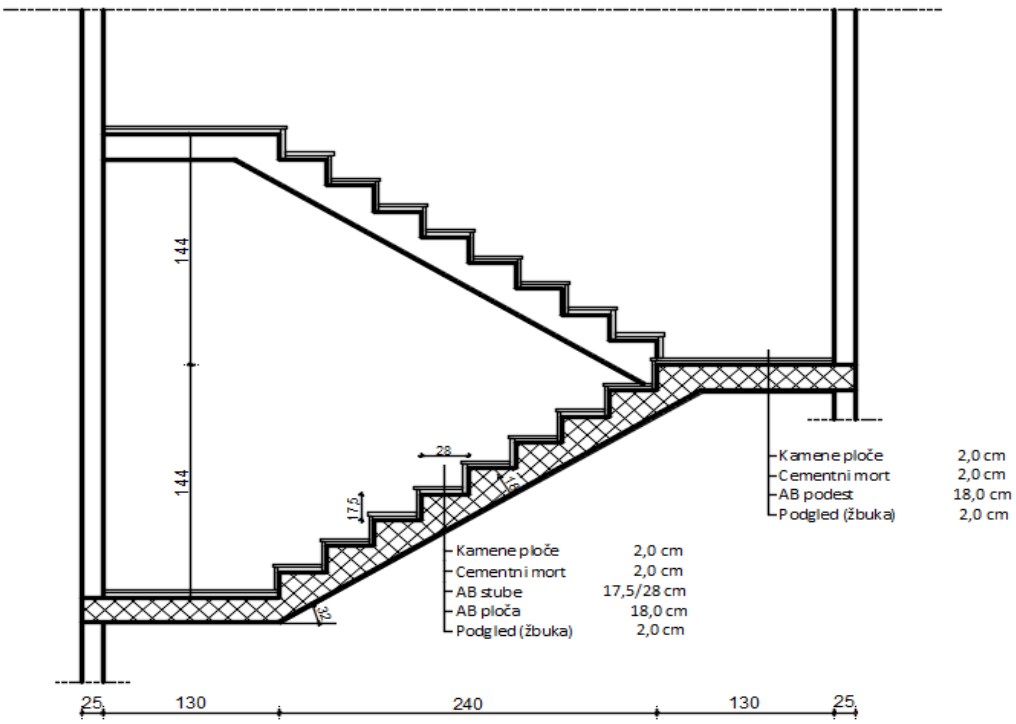
Ukupna nosivost vlačnih dijagonala hrpta:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 1480,61 + 3242,16 = 4722,7kN$$

$$V_{Ed} = 4677,6kN < V_{Rd3} = 4722,7kN$$

Zid zadovoljava na slom vlačne dijagonale.

12. PRORAČUN STUBIŠTA



Slika 12.1. Presjek stubišta kroz podest i krak

Opterećenja:

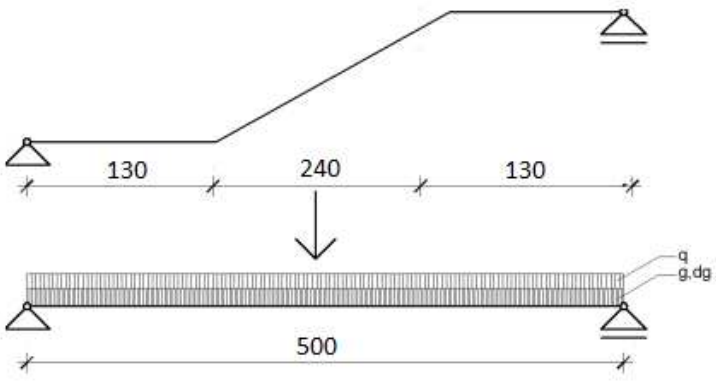
- vlastita težina

Napomena: Iako je vlastita težina podesta nešto manja od vlastite težine stubišnog kraka, za potrebe proračuna usvojena je vlastita težina stubišnog kraka na cijeloj duljini statičkog sustava.

$$g = 0{,}175 \cdot \left(\frac{1}{\cos 32°} \right) \cdot 25 = 5{,}15 kN/m^2$$

- dodatno stalno opterećenje Δg =1,36 kN/m^2
- korisno (pokretno) opterećenje q = 3,6 kN/m^2

Statički sustav:



Slika 12.2. Prikaz statičkog sustava

$$M_g = \frac{(g+\Delta g)\cdot l^2}{8} = \frac{(5,15+1,36)\cdot 5^2}{8} = 20,34\ kNm$$

$$M_q = \frac{q\cdot l^2}{8} = \frac{3,6\cdot 5^2}{8} = 11,25\ kNm$$

$$M_{Ed,\max} = 1,35\cdot M_g + 1,5\cdot M_q = 1,35\cdot 20,34 + 1,5\cdot 11,25 = 44,33\ kNm$$

Dimenzioniranje na moment savijanja:

h = 18 cm, b = 100 cm, d_1 = 3 cm, d = h–d_1 = 18–3 = 15 cm

M_{Ed} = 44,33 kNm

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b\cdot d^2\cdot f_{cd}} = \frac{44,33\cdot 100}{100\cdot 15^2\cdot 2,33} = 0,084$$

Očitano: ε_{s1} = 10,0 ‰ ε_{c2} = 2,0 ‰ ζ = 0,938 ξ = 0,167

$$A_{s1,min} = 0,1\%\cdot b\cdot h = 0,001\cdot 100\cdot 18 = 1,8\ \text{cm}^2$$

$$A_{s1,max} = 2,0\%\cdot b\cdot h = 0,02\cdot 100\cdot 18 = 36\ \text{cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{\zeta\cdot d\cdot f_{yd}} = \frac{44,33\cdot 100}{0,938\cdot 15\cdot 43,48} = 7,25 cm^2/m$$

Odabrano: R – 785 (A_s = 7,85 cm^2/m)

13. PRORAČUN TEMELJA

Temelji se izvode kao klasično armirano-betonski elementi. Oni na kojim se temelje stupovi su najopterećeniji. Za sve temelje predviđen je beton C 35/45 te armatura B 500B. Zaštitni slojevi betona do armature iznose minimalno 3,0 cm.

Rezne sile na temeljima očitane su iz numeričkog modela, koji je prethodno prikazan. Ujedno su izračunate računske sile od nekoliko kombinacija opterećenja.

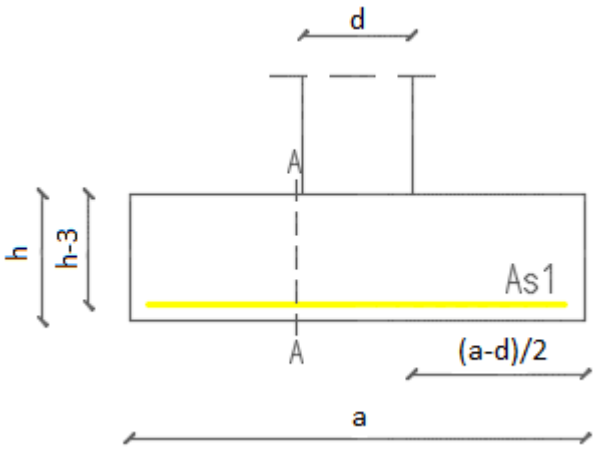
Temelji ispod stupova su dimenzionirani kao temelji samci, a temelji ispod zidova kao temeljne trake. Temelji samci su podijeljeni u grupe prema grupama stupova (prikazano u grafičkim prilozima), a temeljne trake na trake za unutrašnje i trake za vanjske zidove. Armatura je izabrana što uniformnija zbog jednostavnosti izvedbe.

13.1. Proračun temelja ispod stupova (S1) u garaži

Tablica 13.1. Mjerodavne rezne sile u stupovima S1 za proračun temelja

	M_{max}	V_{max}	N_{max}
stup 40x40 cm	52,77 kNm	25,82 kN	786,77 kN

DIMENZIJE TEMELJA SAMCA: a = 1,8 m, b = 1,8 m, h = 0,6 m



Slika 13.1. Dimenzije temelja samca ispod stupova S1

Težina temelja:

$$N_t = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 48,6 \quad kN$$

$$N_{Ed} = N_{\max} + N_t = 786,77 + 48,6 = 835,37 \ kN \quad tlak$$

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 1,8^2}{6} = 0,98 m^3$$

Maksimalno rubno naprezanje:

$$\sigma_r = 550,0 \ kN/m^2$$

Naprezanje ispod temelja:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{835,37}{3,24} \pm \frac{52,77}{0,98} = 257,83 \pm 53,84 \ \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 257,83 + 53,84 = 311,7 \ \text{kN/m}^2 < \sigma_r = 550 \ \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 257,83 - 53,84 = 203,9 \ \text{kN/m}^2 < \sigma_r = 550 \ \text{kN/m}^2$$

Ukupna sila na temelj u presjeku A-A:

$$T_{Ed,A-A} = 1.5 \cdot \sigma_{\max} \cdot \frac{b - b_s}{2} \qquad T_{Ed,A-A} = 1,5 \cdot 311,9 \cdot \frac{1,8 - 0,4}{2} = 327,49 \ kN/m$$

$$M_{Ed,A-A} = \frac{T_{Ed,A-A} \cdot \frac{b - b_s}{2}}{2} \qquad M_{Ed,A-A} = \frac{327,49 \cdot \frac{1,8 - 0,4}{2}}{2} = 114,6 \ kNm$$

Dimenzioniranje na moment savijanja:

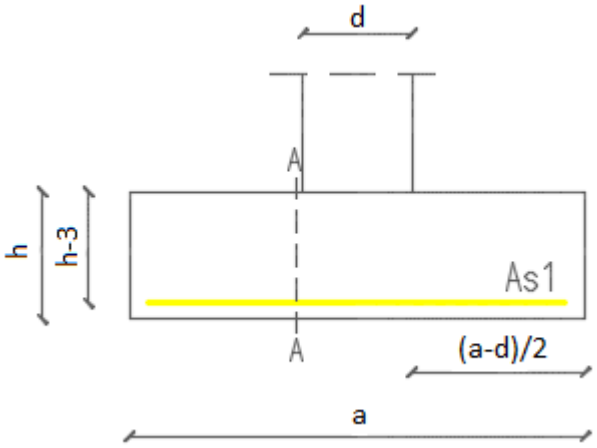
C 35/45; f_{cd}=23,3 MPa M_{Ed}=114,6 kNm	$\mu_{sd} = \frac{M_{Ed}}{b_{pl} \ \mathrm{d}^2 \ \mathrm{f_{cd}}} = \frac{11460}{180 \cdot 57^2 \cdot 2,33} = 0,008$ $\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{s1} = 0,5/10,0$ ‰ ; $\zeta = 0,984$ $B\ 500B \ \Rightarrow A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \ \mathrm{d} \ f_{\mathrm{yd}}} = \frac{11460}{0,984 \cdot 57 \cdot 43,48} = 4,69 \ \mathrm{cm}^2 (2,61 cm^2/m')$ Odabrana armatura: Q-283 (A_s = 2,83 cm^2/m) => u oba smjera

13.2. Proračun temelja ispod stupova (S3) u prizemlju

Tablica 13.2. Mjerodavne rezne sile u stupovima S3 za proračun temelja

	M_{max}	V_{max}	N_{max}
stup 40x40 cm	82,87 kNm	36,42 kN	346,05 kN

DIMENZIJE TEMELJA SAMCA: a = 1,8 m, b = 1,8 m, h = 0,6 m



Slika 13.2. Dimenzije temelja samca ispod stupova S3

Težina temelja:

$$N_t = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 48,6 \quad kN$$

$$N_{Ed} = N_{\max} + N_t = 346,05 + 46,5 = 392,55 \ kN \quad tlak$$

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 1,8^2}{6} = 0,98 m^3$$

Maksimalno rubno naprezanje:

$$\sigma_r = 550,0 \ kN/m^2$$

Naprezanje ispod temelja:

$$\sigma_{1,2}=\frac{N_{Ed}}{A}\pm\frac{M_{Ed}}{W}=\frac{392,55}{3,24}\pm\frac{82,87}{0,98}=121,15\pm84,56\,\text{kN/m}^2$$

$\sigma_1=121,15+84,56=205,77$ kN/m^2 < σ_r=550 kN/m^2

$\sigma_2=121,15-84,56=36,59$ kN/m^2 < σ_r=550 kN/m^2

Ukupna sila na temelj u presjeku A-A:

$$T_{Ed,A-A}=1.5\cdot\sigma_{\max}\cdot\frac{b-b_s}{2}\qquad T_{Ed,A-A}=1,5\cdot205,77\cdot\frac{1,8-0,4}{2}=216,05\,kN/m$$

$$M_{Ed,A-A}=\frac{T_{Ed,A-A}\cdot\frac{b-b_s}{2}}{2}\qquad M_{Ed,A-A}=\frac{216,05\cdot\frac{1,8-0,4}{2}}{2}=75,62\,kNm$$

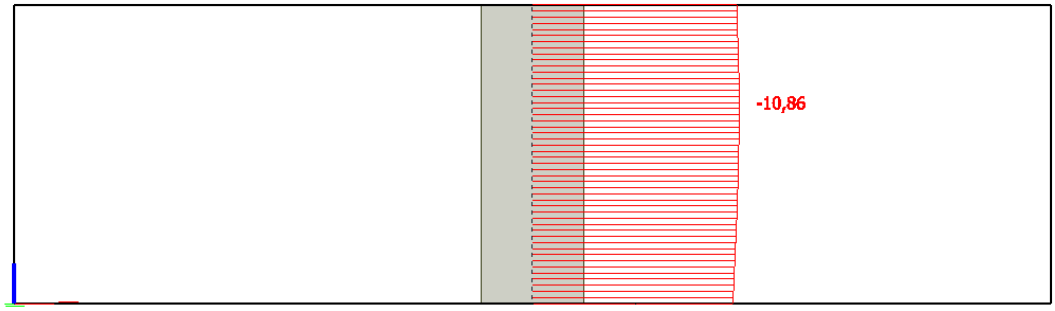
Dimenzioniranje na moment savijanja:

C 35/45; f_{cd}=23,3 MPa M_{Ed}= 75,62 kNm	$\mu_{sd}=\frac{M_{Ed}}{b_{pl}\ \mathrm{d}^2\ \mathrm{f_{cd}}}=\frac{7562}{180\cdot57^2\cdot2,33}=0.005$ $\varepsilon_{c2}/\varepsilon_{s1}=0,4/10,0$ ‰ ; $\zeta=0,987$ $B\ 500B\ \Rightarrow A_{s1}=\frac{M_{Ed}}{\zeta\ \mathrm{d}\ f_{\mathrm{yd}}}=\frac{7562}{0,987\cdot57\cdot43,48}=3,09\ \mathrm{cm}^2(1,71cm^2/m')$ Odabrana armatura: Q-283 (A_s = 2,83 cm^2/m) => u oba smjera

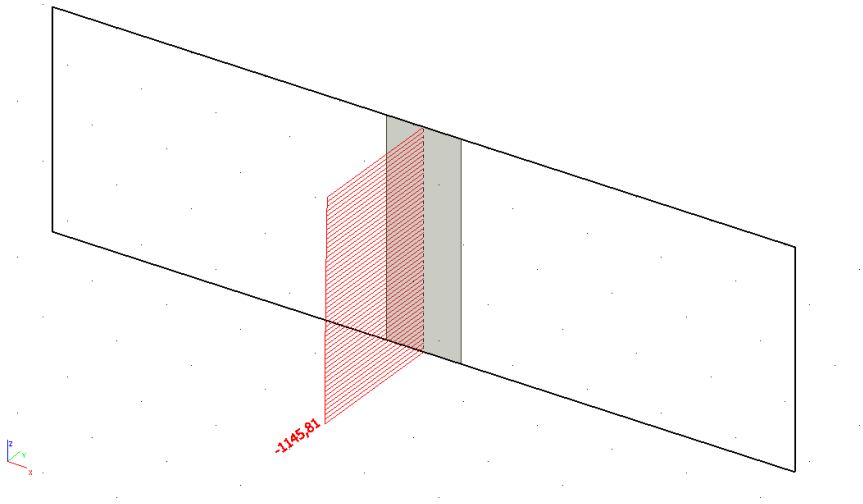
Napomena: Odabrana je veća armatura od potrebne kako bi bila ista kao i kod temelja stupa S1 zbog jednostavnosti izvedbe i uniformnosti.

13.3. Proračun temelja ispod unutarnjih zidova

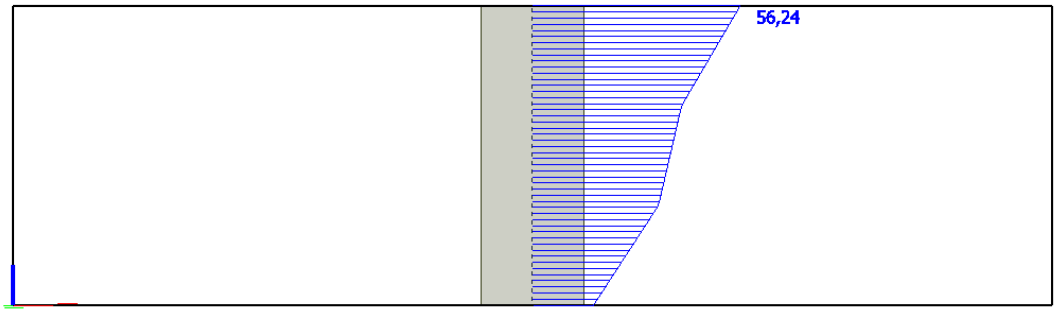
Mjerodavne rezne sile za dimenzioniranje temelja ispod unutarnjih i vanjskih zidova promatraju se za duljinu zida od 1 m. Rezultati reznih sila za karakteristični unutarnji zid proračunati su računalnim programom Scia Engineer 17.0 te su prikazani u nastavku.



Slika 13.3. Maksimalni moment za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)



Slika 13.4. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)

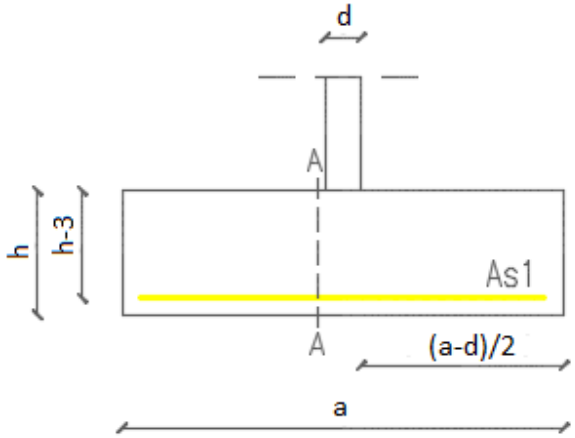


Slika 13.5. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)

Tablica 13.3. Mjerodavne rezne sile za dimenzioniranje temelja unutarnjeg zida

	M_{max}	V_{max}	N_{max}
zid d = 30 cm	10,86 kNm	56,24 kN	1145,81 kN

DIMENZIJE TRAKASTOG TEMELJA : a = 2,4 m, b = 1,0 m, h = 0,6 m



Slika 13.6. Dimenzije trakastog temelja ispod zida debljine d=30 cm

Težina temelja:

$$N_t = 2,4 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 25 = 36,0 \quad kN$$

$$N_{Ed} = N_{\max} + N_t = 1145,81 + 36,0 = 1181,8 \ kN \quad tlak$$

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 1,0^2}{6} = 0,4 m^3$$

Maksimalno rubno naprezanje:

$$\sigma_r = 550,0 \ kN/m^2$$

Naprezanje ispod temelja:

$$\sigma_{1,2}=\frac{N_{Ed}}{A}\pm\frac{M_{Ed}}{W}=\frac{1181,8}{2,4}\pm\frac{10,86}{0,4}=492,4\pm27,15\ \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_1=492,4+27,15=519,5\ \text{kN/m}^2 < \sigma_r=550\ \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2=492,4-27,15=462,25\ \text{kN/m}^2 < \sigma_r=550\ \text{kN/m}^2$$

Ukupna sila na temelj u presjeku A-A:

$$T_{Ed,A-A}=1.5\cdot\sigma_{\max}\cdot\frac{b-b_z}{2} \qquad T_{Ed,A-A}=1,5\cdot519,5\cdot\frac{2,4-0,3}{2}=818,2\,kN/m$$

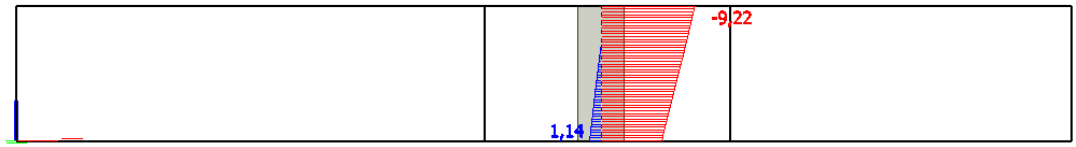
$$M_{Ed,A-A}=\frac{T_{Ed,A-A}\cdot\frac{b-b_z}{2}}{2} \qquad M_{Ed,A-A}=\frac{818,2\cdot\frac{2,4-0,3}{2}}{2}=429,5\,kNm$$

Dimenzioniranje na moment savijanja:

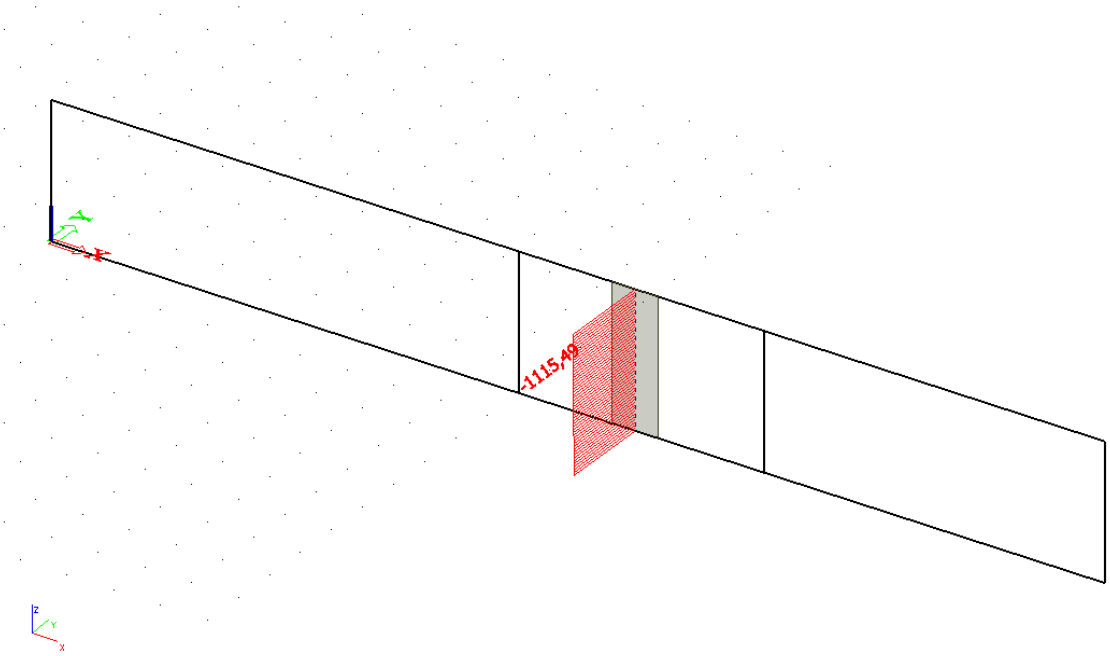
C 35/45; f_{cd}=23,3 MPa M_{Ed}= 429,5 kNm	$\mu_{sd}=\frac{M_{Ed}}{b_{pl}\ \mathrm{d}^2\ \mathrm{f_{cd}}}=\frac{42950}{240\cdot57^2\cdot2,33}=0.023$ $\varepsilon_{c2}/\varepsilon_{s1}=0,9/10,0$ ‰ ; $\zeta=0,971$ $B\ 500B \Rightarrow A_{s1}=\frac{M_{Ed}}{\zeta\ \mathrm{d}\ f_{\mathrm{yd}}}=\frac{42950}{0,971\cdot57\cdot43,48}=17,8\ \mathrm{cm}^2(7,43cm^2/m')$ Odabrana armatura: Q-785 (A_s = 7,85 cm^2/m) => u oba smjera

13.4. Proračun temelja ispod vanjskih zidova

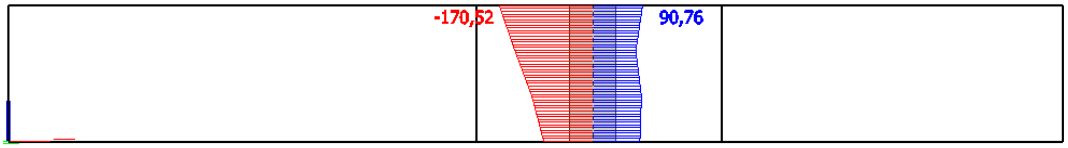
Mjerodavne rezne sile za dimenzioniranje temelja ispod unutarnjih i vanjskih zidova promatraju se za duljinu zida od 1 m. Rezultati reznih sila za karakterističnu vanjski zid proračunati su računalnim programom Scia Engineer 17.0 te su prikazani u nastavku.



Slika 13.7. Maksimalni moment za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)



Slika 13.8. Maksimalna uzdužna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)

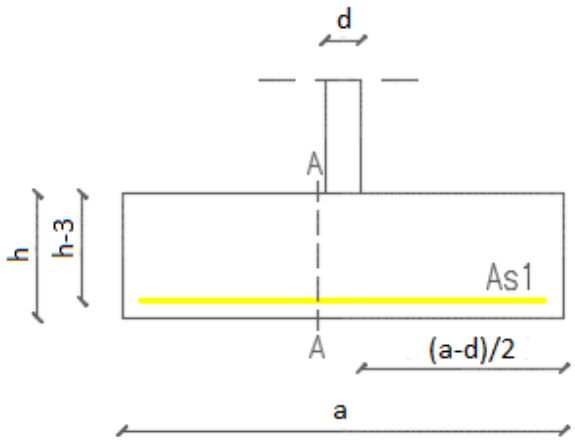


Slika 13.9. Maksimalna poprečna sila za osnovnu kombinaciju (GSN 2 - Vjetar X)

Tablica 12.4. Mjerodavne rezne sile za dimenzioniranje temelja vanjskog zida

	M_{max}	V_{max}	N_{max}
zid d = 30 cm	9,22 kNm	170,26 kN	1115,49 kN

DIMENZIJE TRAKASTOG TEMELJA : a = 2,2 m, b = 1,0 m, h = 0,6 m



Slika 13.10. Dimenzije trakastog temelja ispod zida debljine d=30 cm

Težina temelja:

$$N_t = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 25 = 33 \quad kN$$

$$N_{Ed} = N_{\max} + N_t = 1115,49 + 33 = 1148,49 \ \ kN \quad tlak$$

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{2,2 \cdot 1,0^2}{6} = 0,36 m^3$$

Maksimalno rubno naprezanje:

$$\sigma_r = 550,0 \ kN/m^2$$

Naprezanje ispod temelja:

$$\sigma_{1,2}=\frac{N_{Ed}}{A}\pm\frac{M_{Ed}}{W}=\frac{1148,49}{2,2}\pm\frac{9,29}{0,36}=522,1\pm25,8\ \text{kN/m}^2$$

$\sigma_1=522,1+25,8=547,9$ kN/m^2 < σ_r=550 kN/m^2

$\sigma_2=522,1-25,8=496,3$ kN/m^2 < σ_r=550 kN/m^2

Ukupna sila na temelj u presjeku A-A:

$$T_{Ed,A-A}=1.5\cdot\sigma_{\max}\cdot\frac{b-b_z}{2}\qquad T_{Ed,A-A}=1,5\cdot547,9\cdot\frac{2,2-0,3}{2}=780,7\,kN/m$$

$$M_{Ed,A-A}=\frac{T_{Ed,A-A}\cdot\frac{b-b_z}{2}}{2}\qquad M_{Ed,A-A}=\frac{780,7\cdot\frac{2,2-0,3}{2}}{2}=370,8\,kNm$$

Dimenzioniranje na moment savijanja:

C 35/45; f_{cd}=23,3 MPa M_{Ed}= 370,8 kNm	$\mu_{sd}=\frac{M_{Ed}}{b_{pl}\ \mathrm{d}^2\ \mathrm{f_{cd}}}=\frac{37080}{220\cdot57^2\cdot2,33}=0.022$ $\varepsilon_{c2}/\varepsilon_{s1}=0,9/10,0$ ‰ ; $\zeta=0,971$ $B\ 500B\ \Rightarrow A_{s1}=\frac{M_{Ed}}{\zeta\ \mathrm{d}\ f_{\mathrm{yd}}}=\frac{37080}{0,971\cdot57\cdot43,48}=15,4\ \mathrm{cm}^2(7,01cm^2/m')$ Odabrana armatura: Q-785 (A_s = 7,85 cm^2/m) => u oba smjera

14. GRAFIČKI PRILOZI

15. LITERATURA

[1] Radnić J., Harapin A. OSNOVE BETONSKIH KONSTRUKCIJA - Interna skripta, Split, 2015.

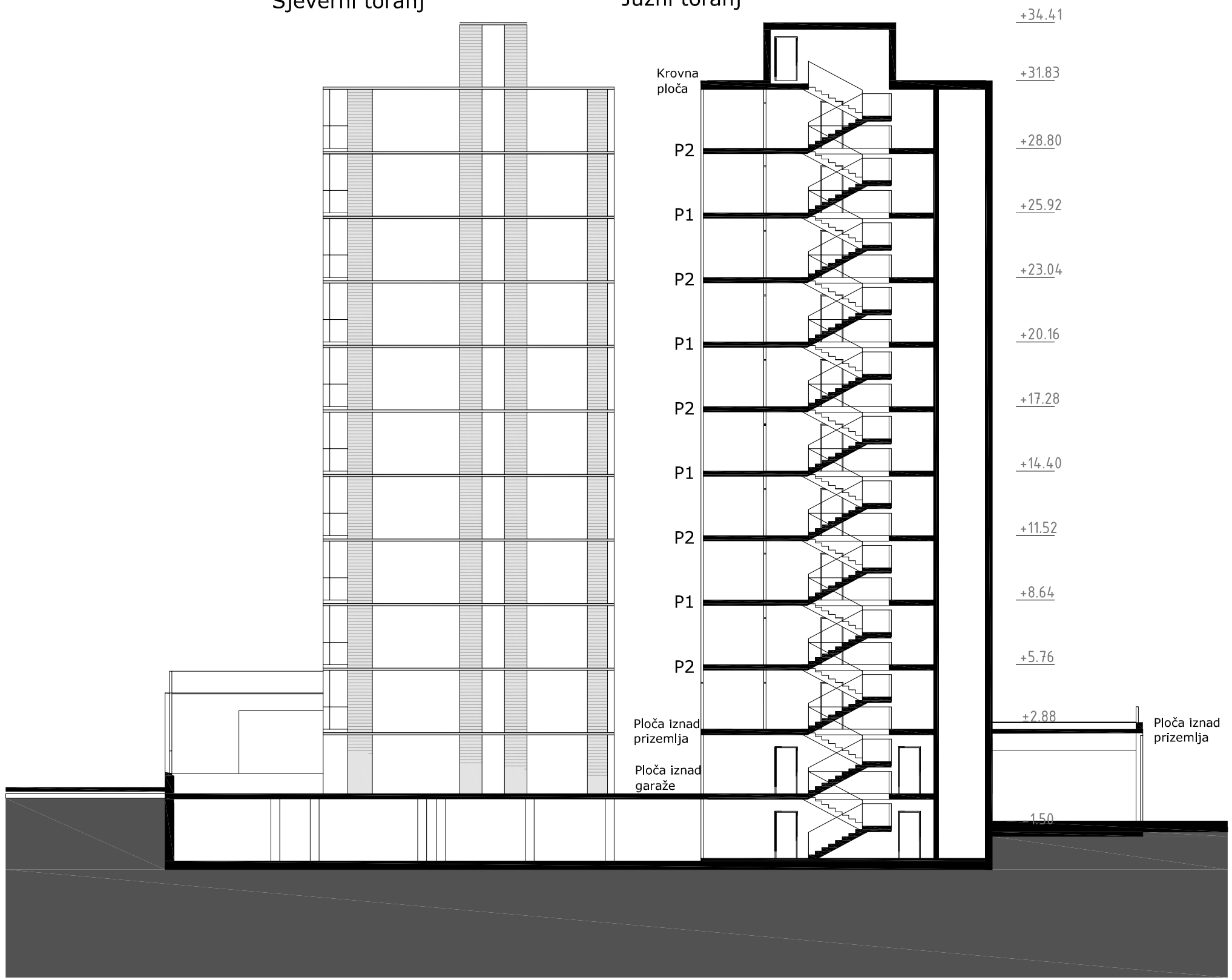
[2] Tomičić I. BETONSKE KONSTRUKCIJE – treće izmijenjeno i dopunjeno izdanje, Zagreb, 1996.

[3] EN 1992 Eurokod 2, Proračun betonskih konstrukcija – CEN Belgija, 2004.

[4] http://www.grad.hr/gukov/pdf/predavanja-beton.pdf

Sjeverni toranj

Južni toranj



Plan pozicija ploča južnog tornja - presjek 1-1
M 1:200

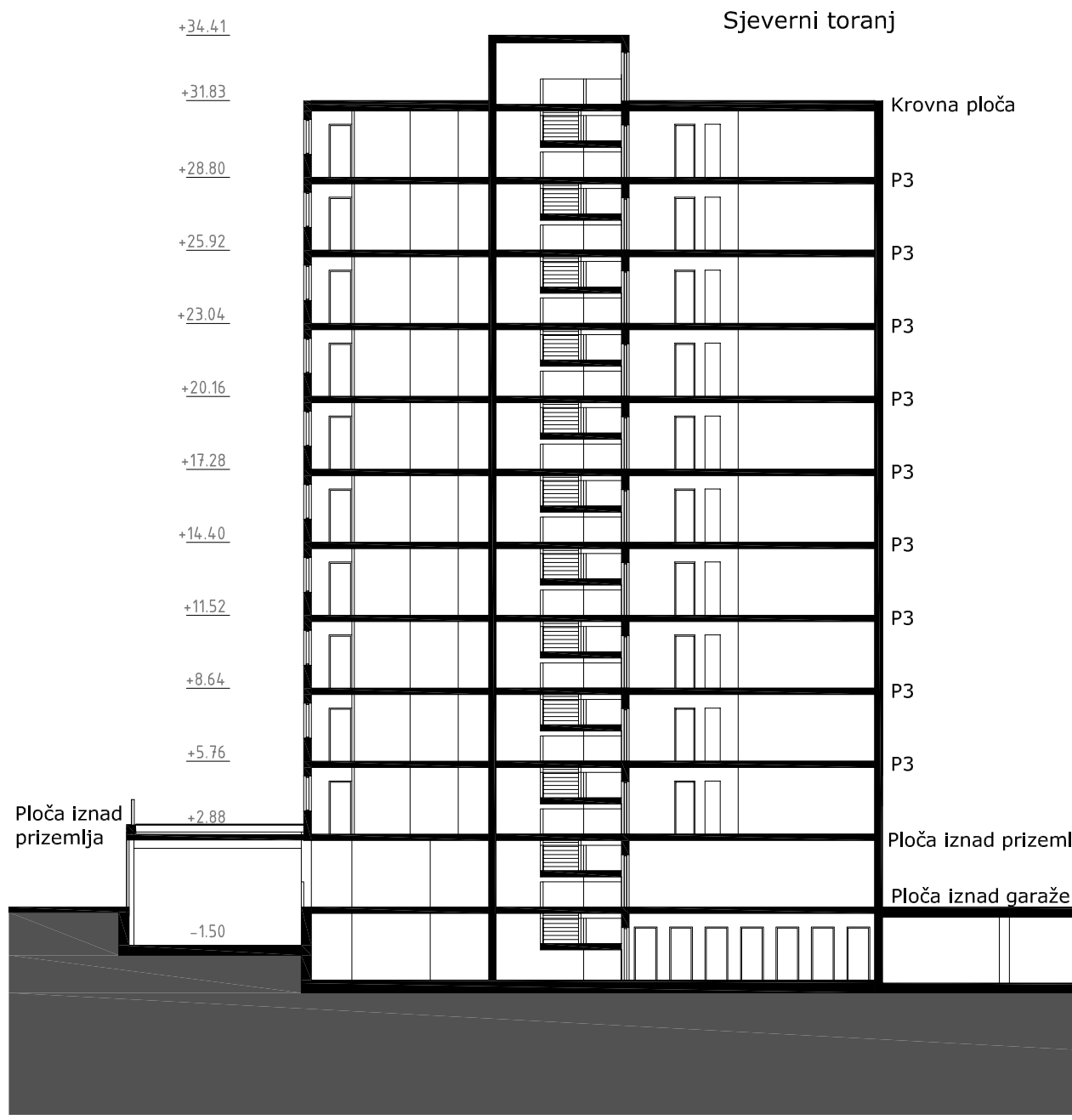
Napomena: U planovima pozicija prikazani su arhitektonski nacrti.

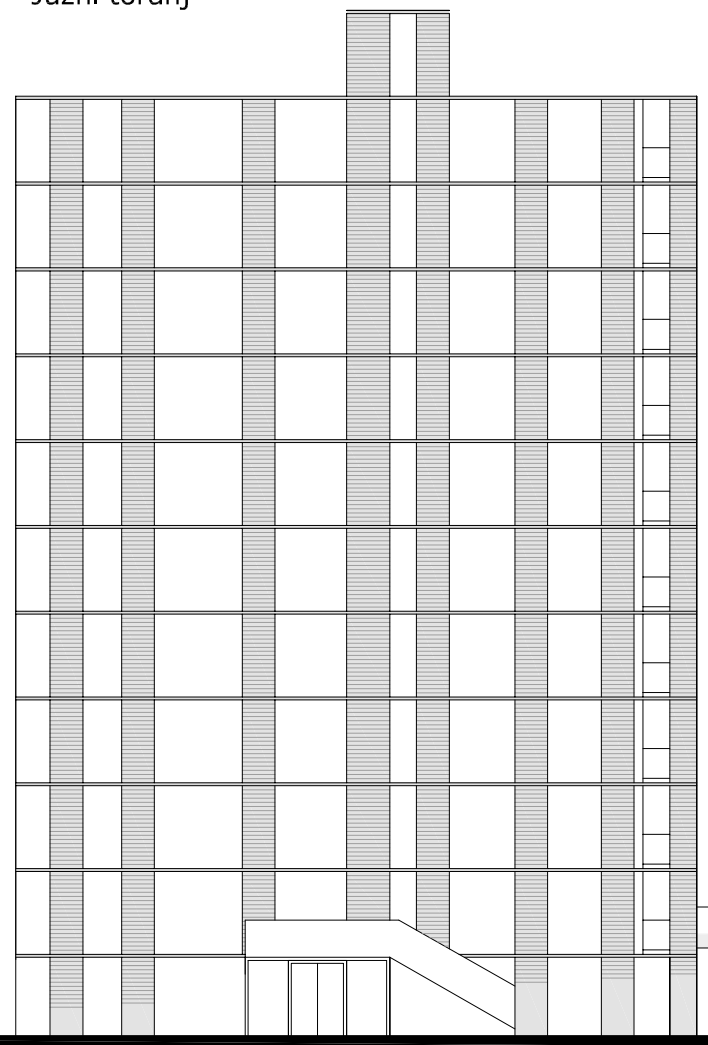
P1 - ploča južnog tornja - neparni katovi

P2 - ploča južnog tornja - parni katovi

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA PLOČA JUŽNOG TORNJA - PRESJEK 1-1	BROJ PRILOGA: 1.1





Plan pozicija ploča sjevernog tornja - presjek 2-2
M 1:200

Napomena: U planovima pozicija prikazani su arhitektonski nacrti.

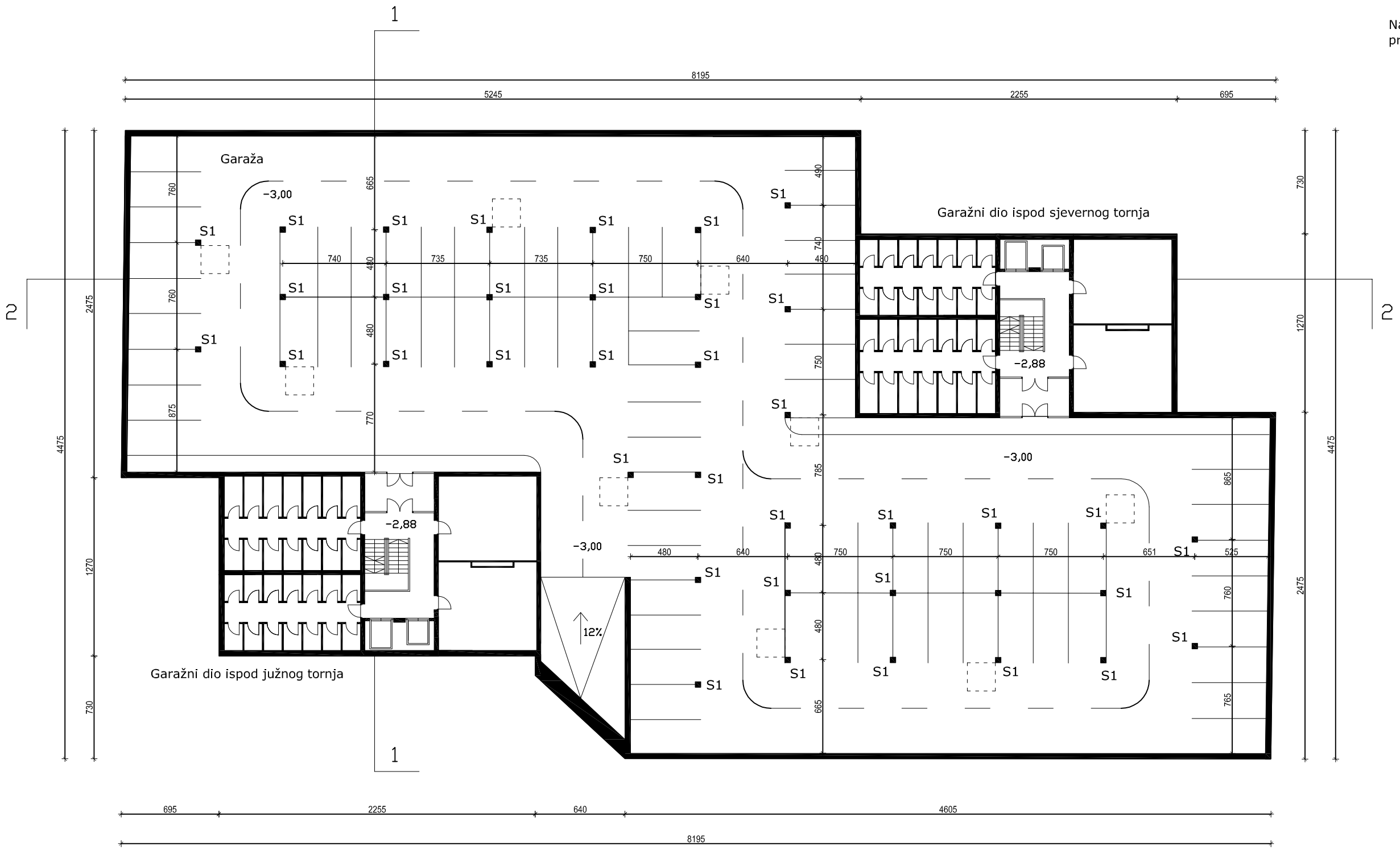
P3 - ploča sjevernog tornja

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA PLOČA SJEVERNOG TORNJA - PRESJEK 2-2	BROJ PRILOGA: 1.2

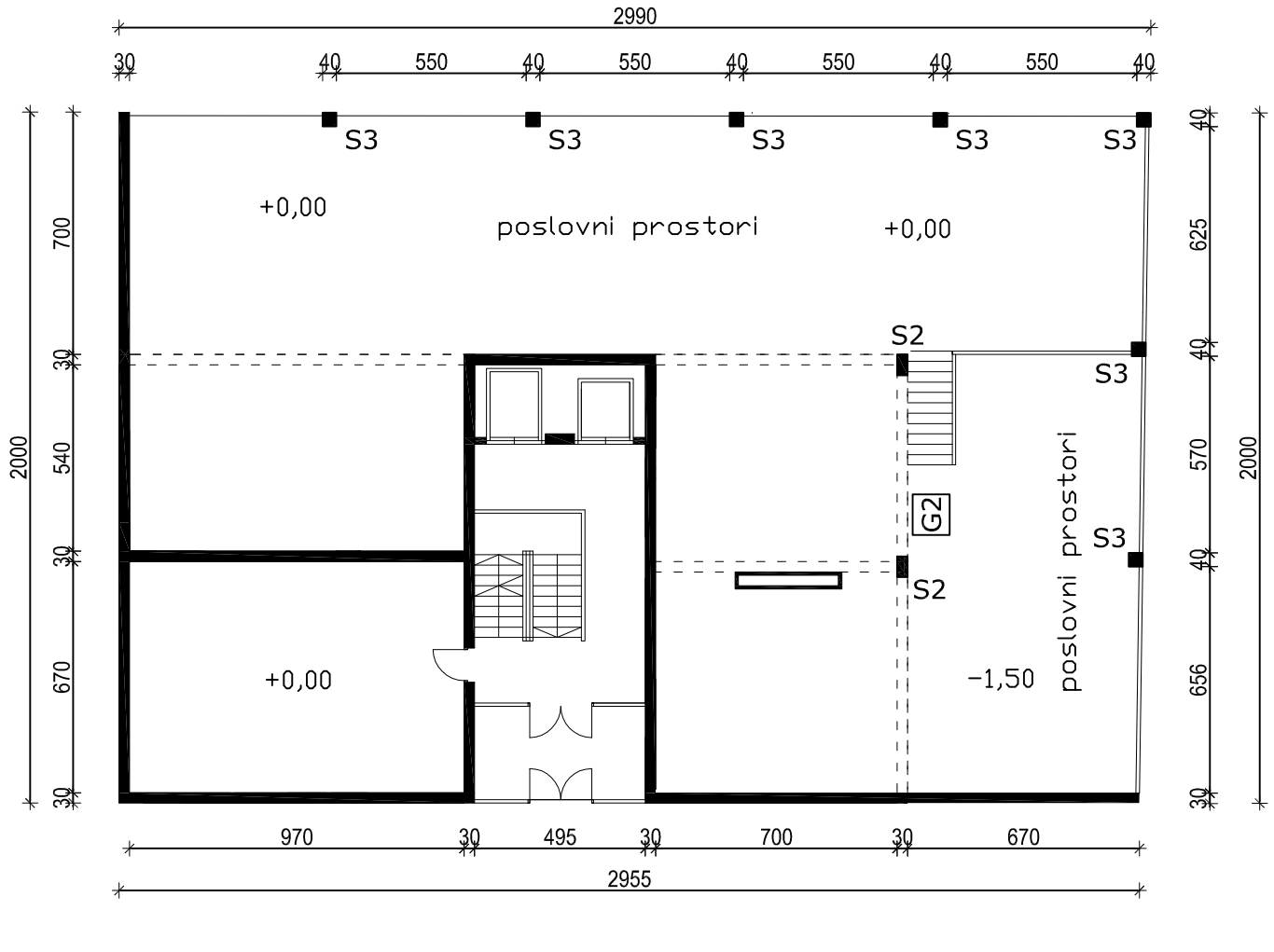
Garaža i pozicija garaže
ispod tornjeva
M 1:200

Napomena: U planovima pozicija
prikazani su arhitektonski nacrti.



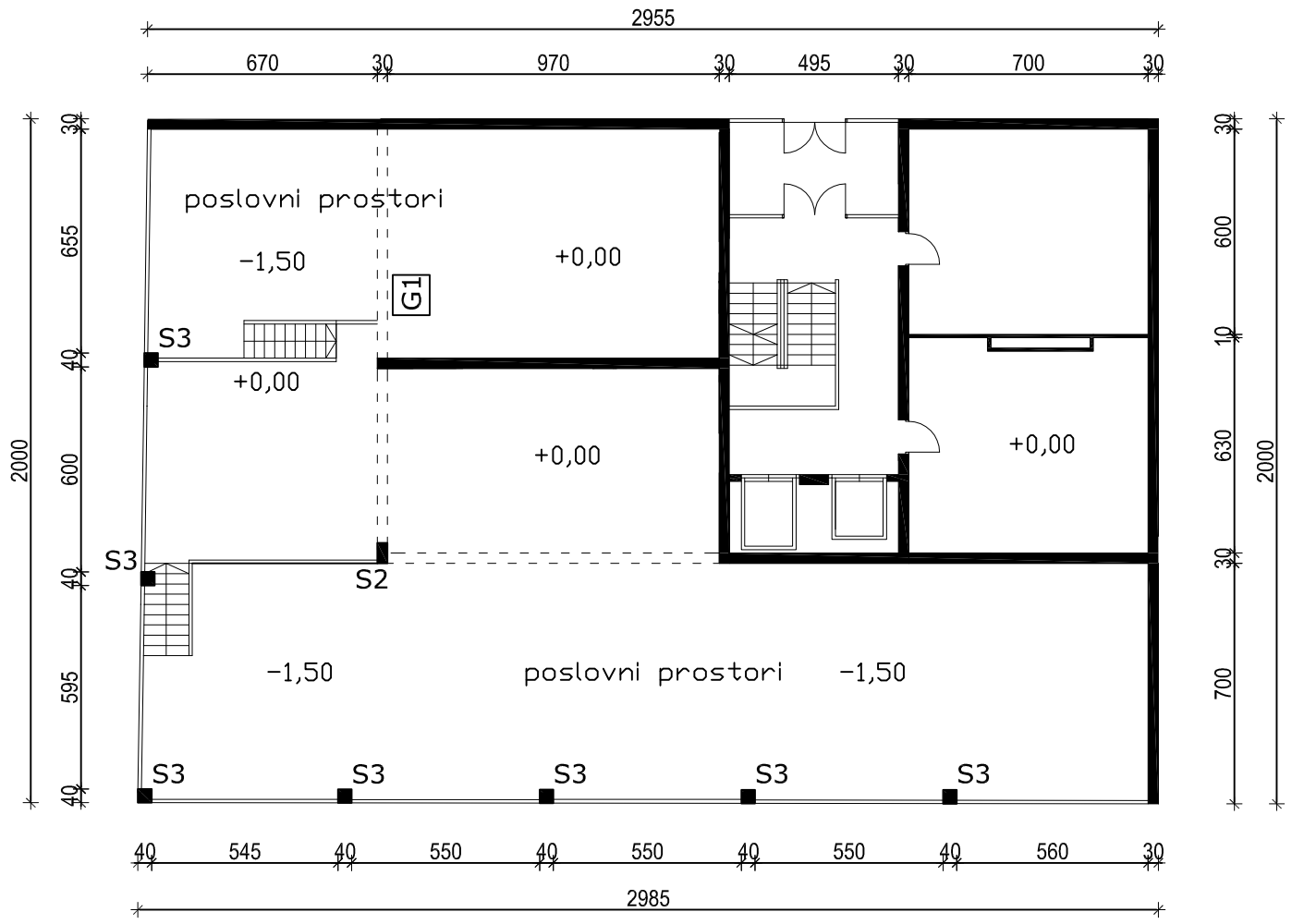
SVEUČILIŠTE U SPLITU, FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE, 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15, MB 3149483, tel. + 385 (0)21 303333; fax + 385 (0)21 465117	INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
	GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
	VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
	RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
	SADRŽAJ: GARAŽA I POZICIJA GARAŽE ISPOD TORNJEVA	BROJ PRILOGA: 1.3

Prizemlje sjevernog i južnog tornja
M 1:200



Prizemlje sjevernog tornja

Napomena: U planovima pozicija prikazani su arhitektonski nacrti.

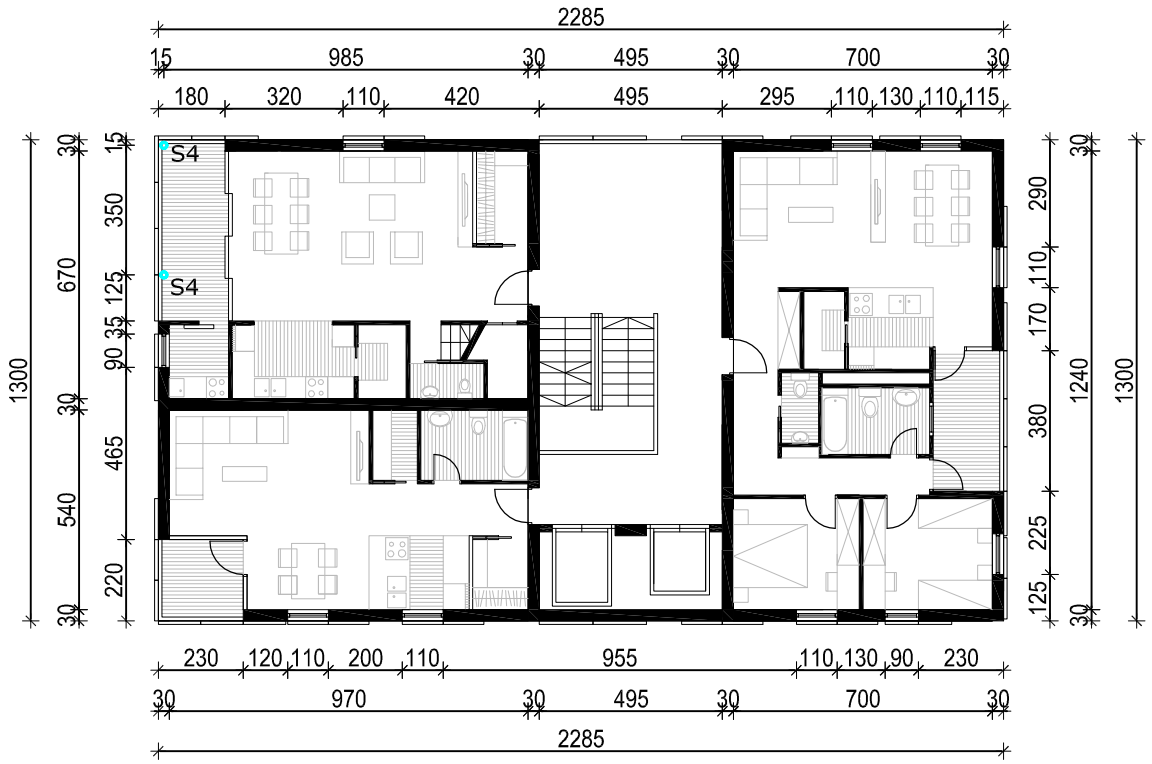


Prizemlje južnog tornja

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PRIZEMLJE SJEVERNOG I JUŽNOG TORNJA	BROJ PRILOGA: 1.4

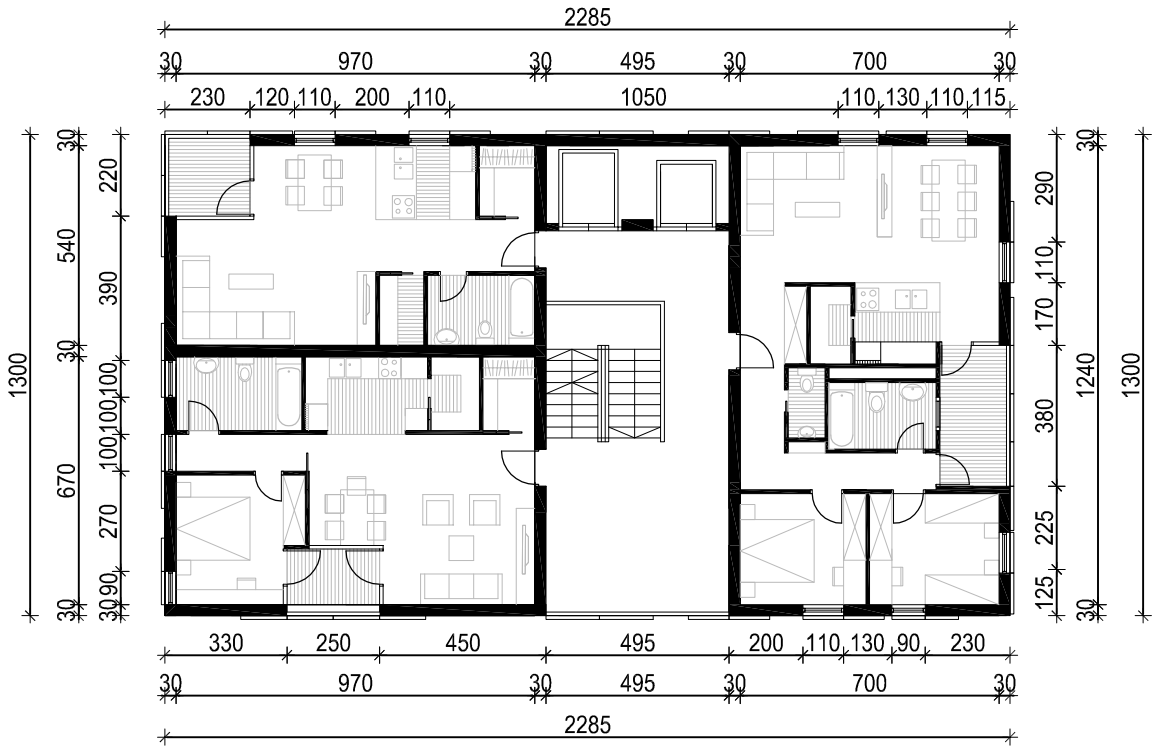
Katovi sjevernog i južnog tornja
M 1:200

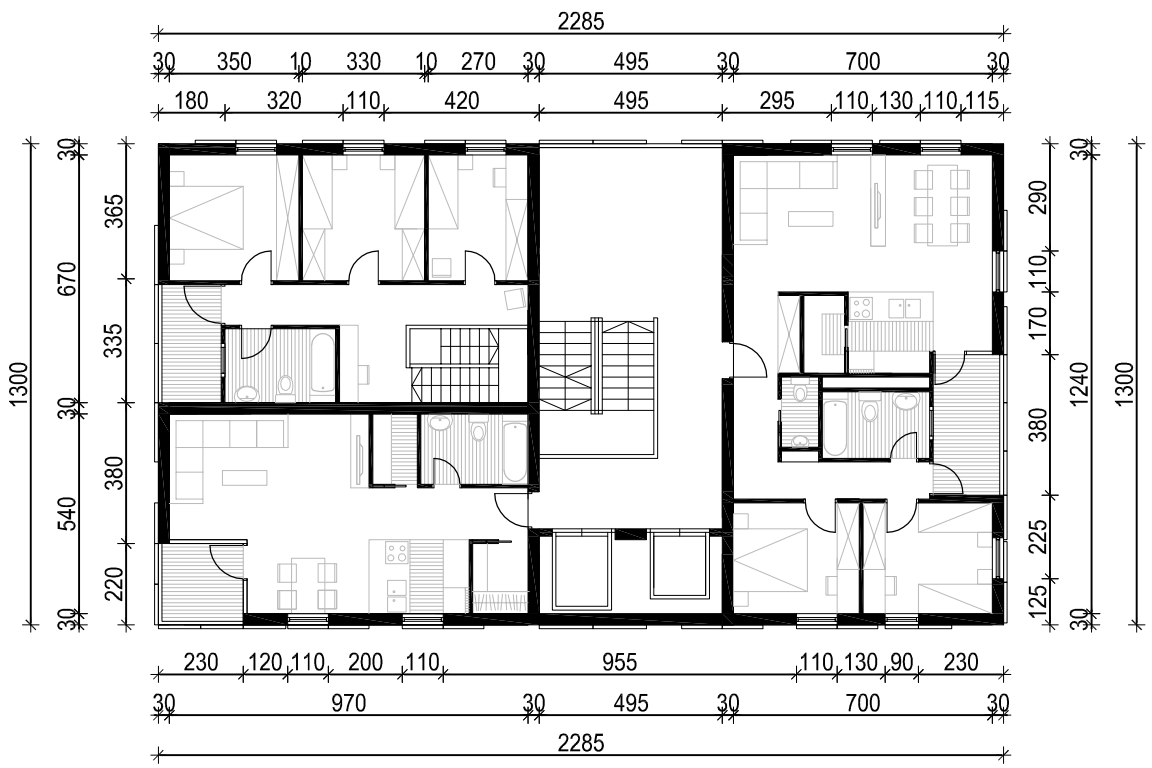


Južni toranj - neparni katovi
- ploča (P1)

Napomena: U planovima pozicija prikazani su arhitektonski nacrti.

Sjeverni toranj - ploča P3



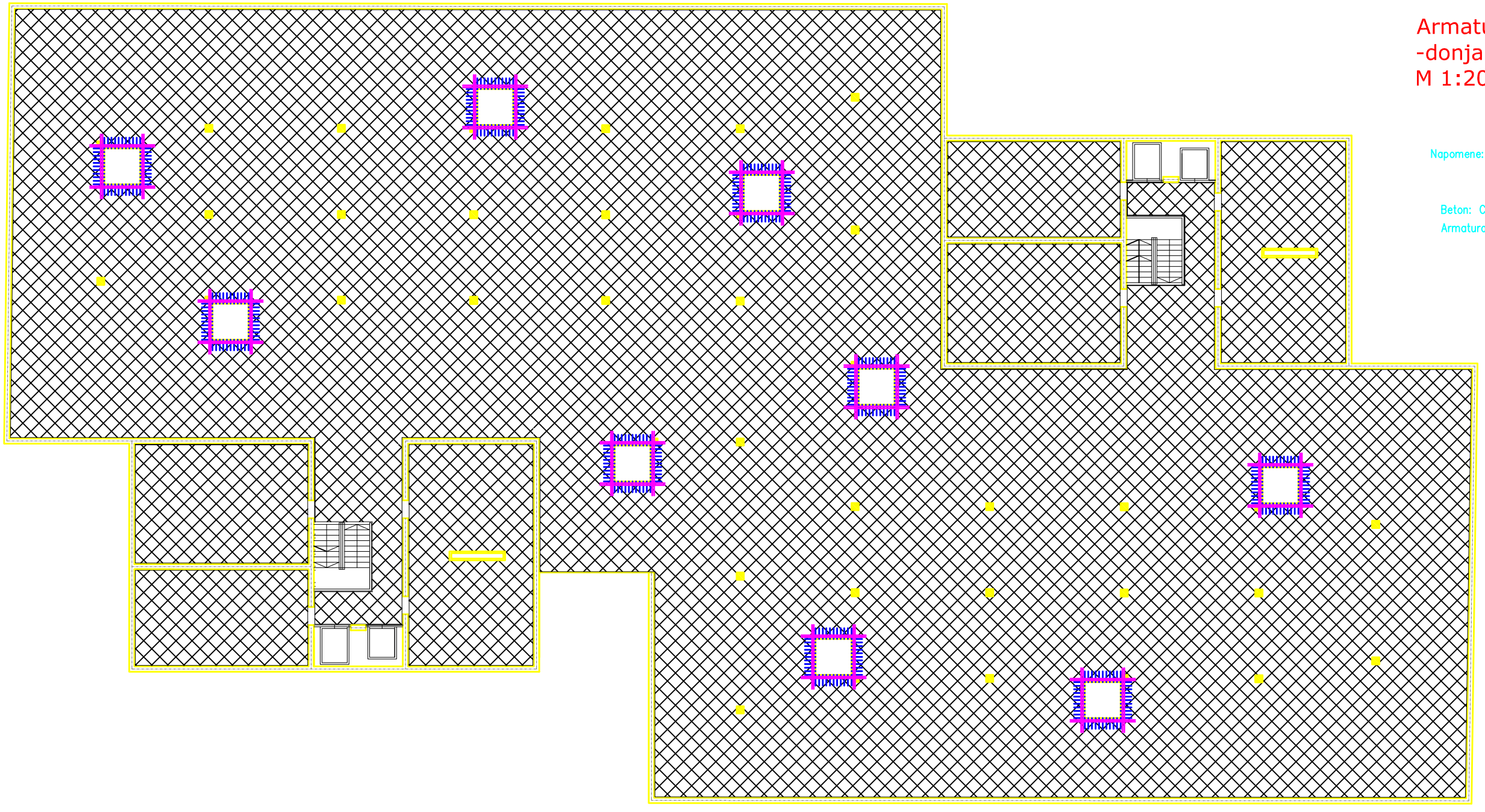


Južni toranj - parni katovi
- ploča (P2)

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE
I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

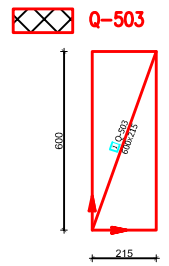
INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: KATOVI SJEVERNOG I JUŽNOG TORNJA	BROJ PRILOGA: 1.5

Armatura ploče iznad garaže
-donja zona
M 1:200



Napomene: – Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
– Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.

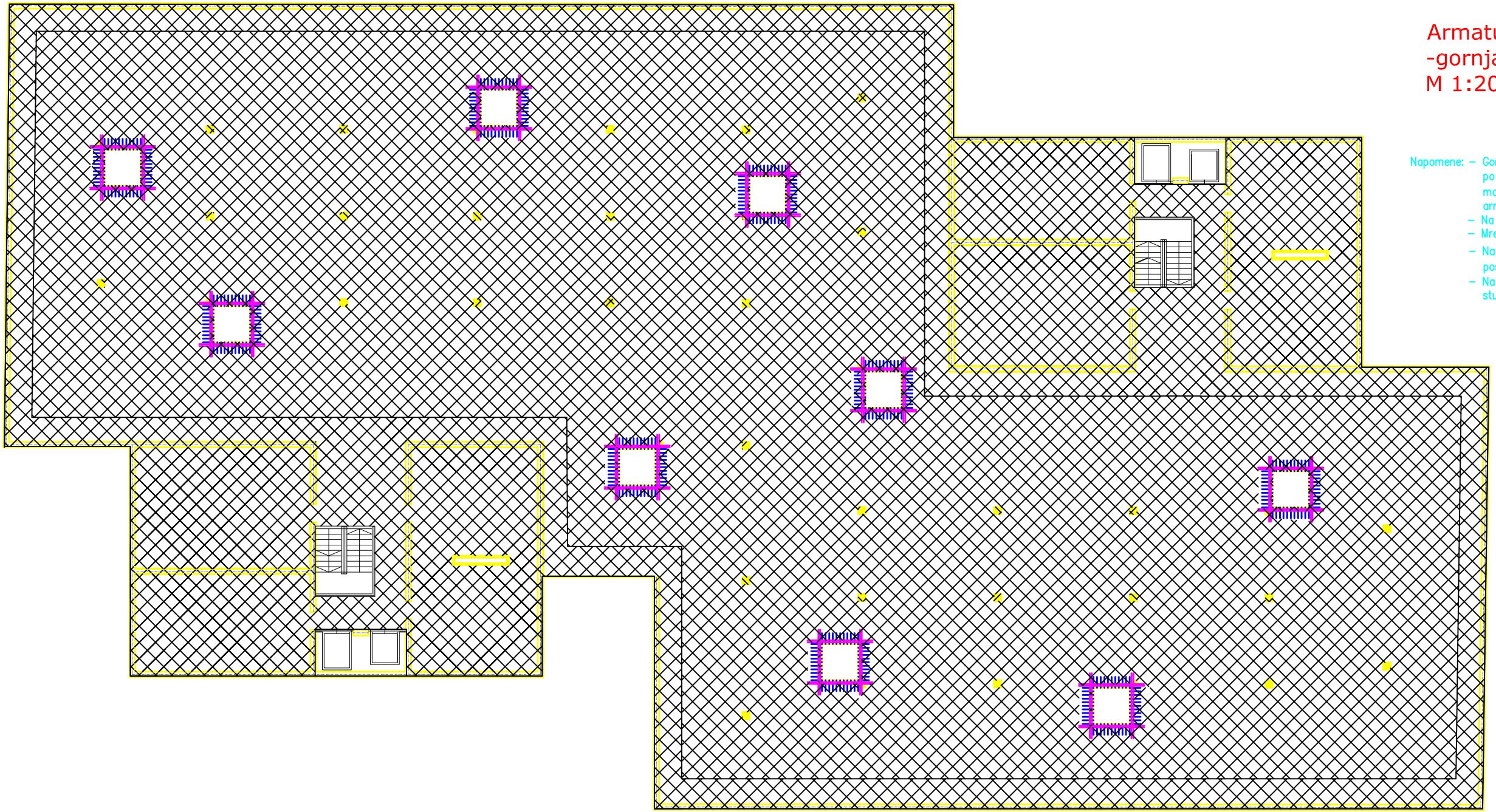
Beton: C 35/45
Armatura: B 500B



SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE
I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149483; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURE PLOČE IZNAD GARAŽE - DONJA ZONA	BROJ PRILOGA: 2.1

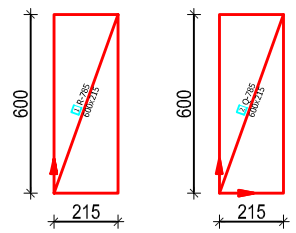
Armatura ploče iznad garaže -gornja zona
M 1:200



Napomene:
- Gornja zona je zbog jednostavnosti izvedbe armirana po cijeloj površini jer su stupovi, otvori i ležajevi na malim udaljenostima i zbog toga im se potrebne armaturne mreže dodiruju.
- Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
- Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.
- Na rubovima ploča i prijelazima ploča preko zidova postavljati mreže R–785
- Na mjestima promjene smjera zidova, mjestima iznad stupova i oko otvora u ploči postavljati mreže Q–785.

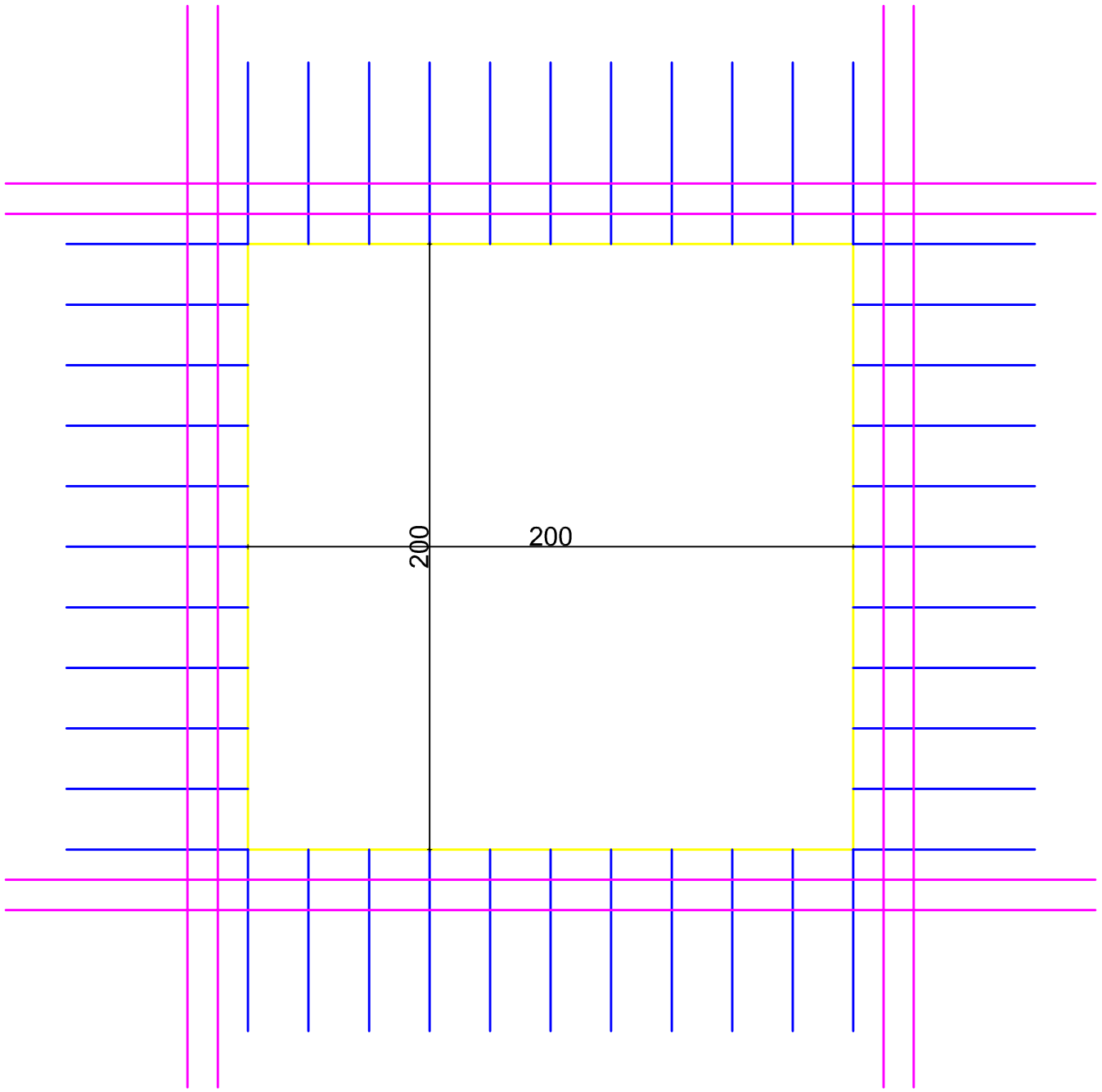
Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

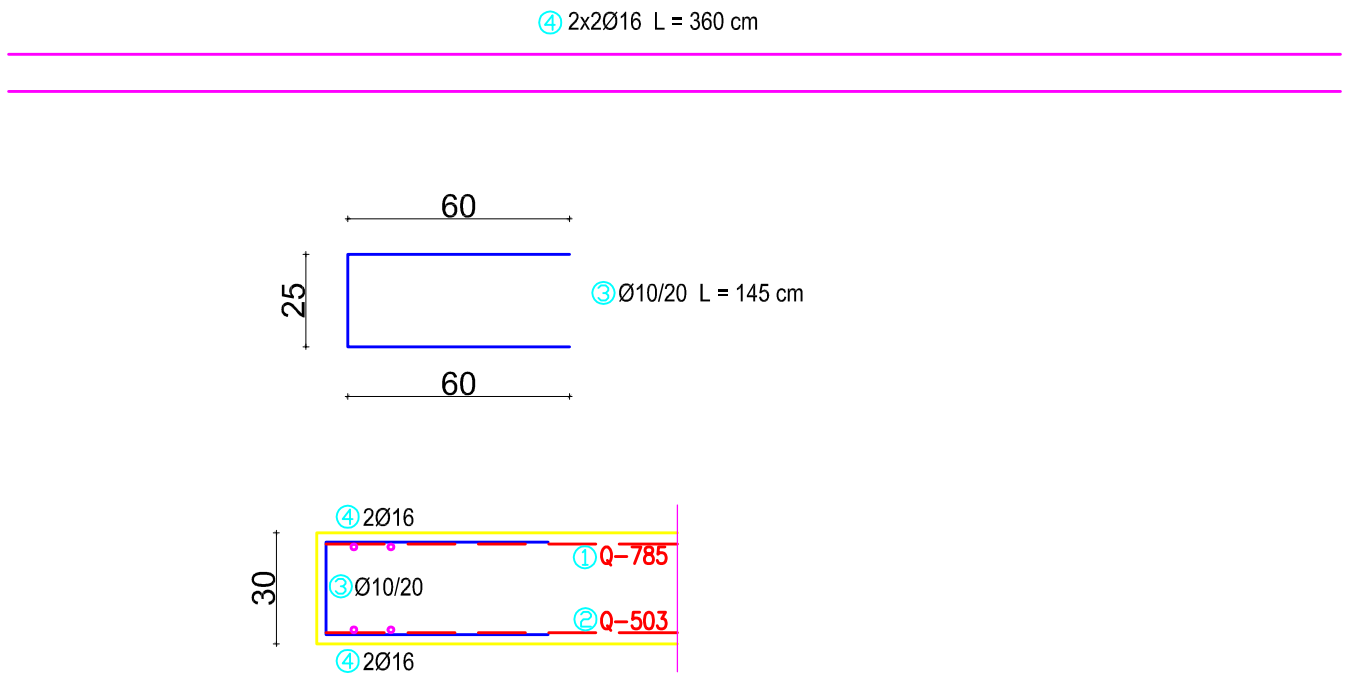
R–785
Q–785



SVEUČILIŠTE U SPLITU, FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE, 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15, MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117	INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
	GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
	VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017.
	RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
	SADRŽAJ: ARMATURE PLOČE IZNAD GARAŽE - GORNJA ZONA	BROJ PRILOGA: 2.2

Deatalj armiranja ruba otvora u ploči iznad garaže
M 1:20



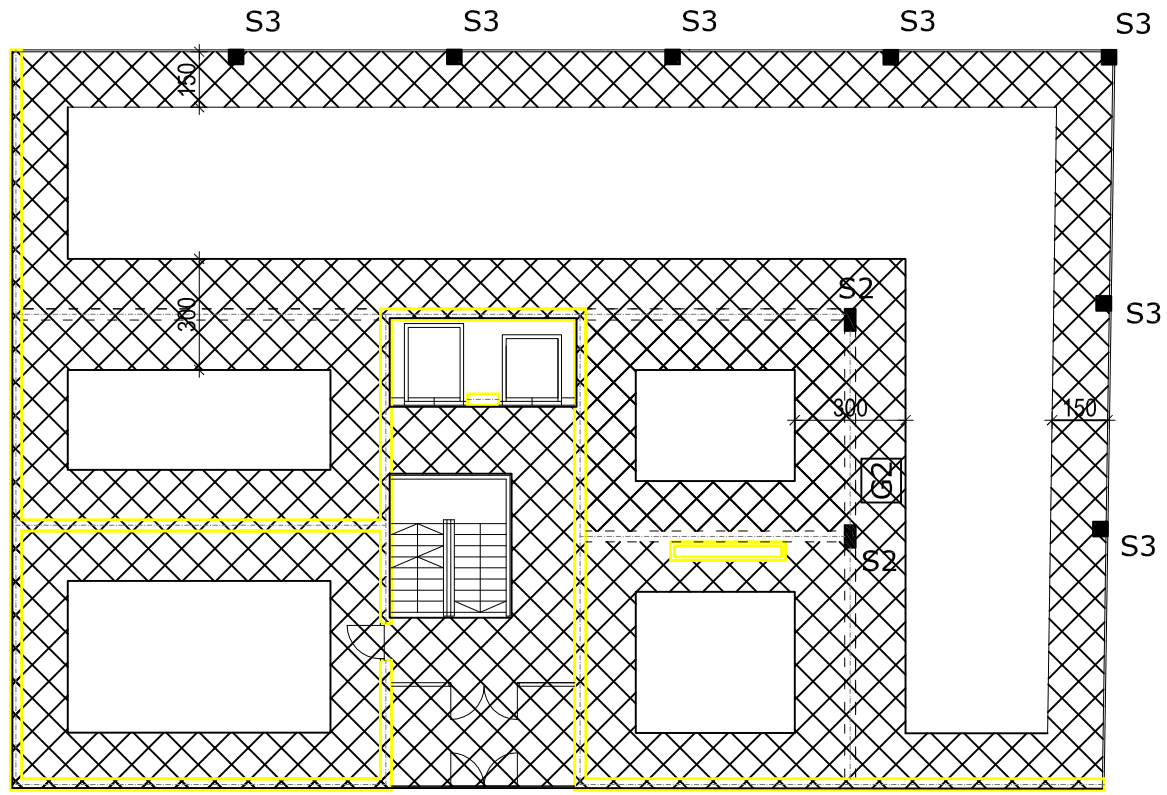


SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: DETALJ ARMIRANJA RUBA OTVORA U PLOČI IZNAD GARAŽE	BROJ PRILOGA: 2.3

Armatura ploče prizemlja -gornja zona M 1:20

Prizemlje sjevernog tornja

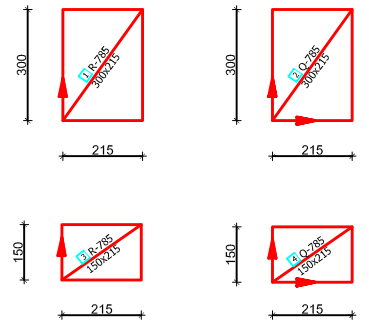


Napomene:
- Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
- Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.
- Na rubovima ploča postavljati mreže R–785 dimenzija 150x215 cm.
- Na prijelazima ploča preko zidova postavljati mreže R–785 dimenzija 300x215 cm.
- Na mjestima promjene smjera i oko otvora u ploči postavljati Q mreže istih dimenzija kao i R mreže.

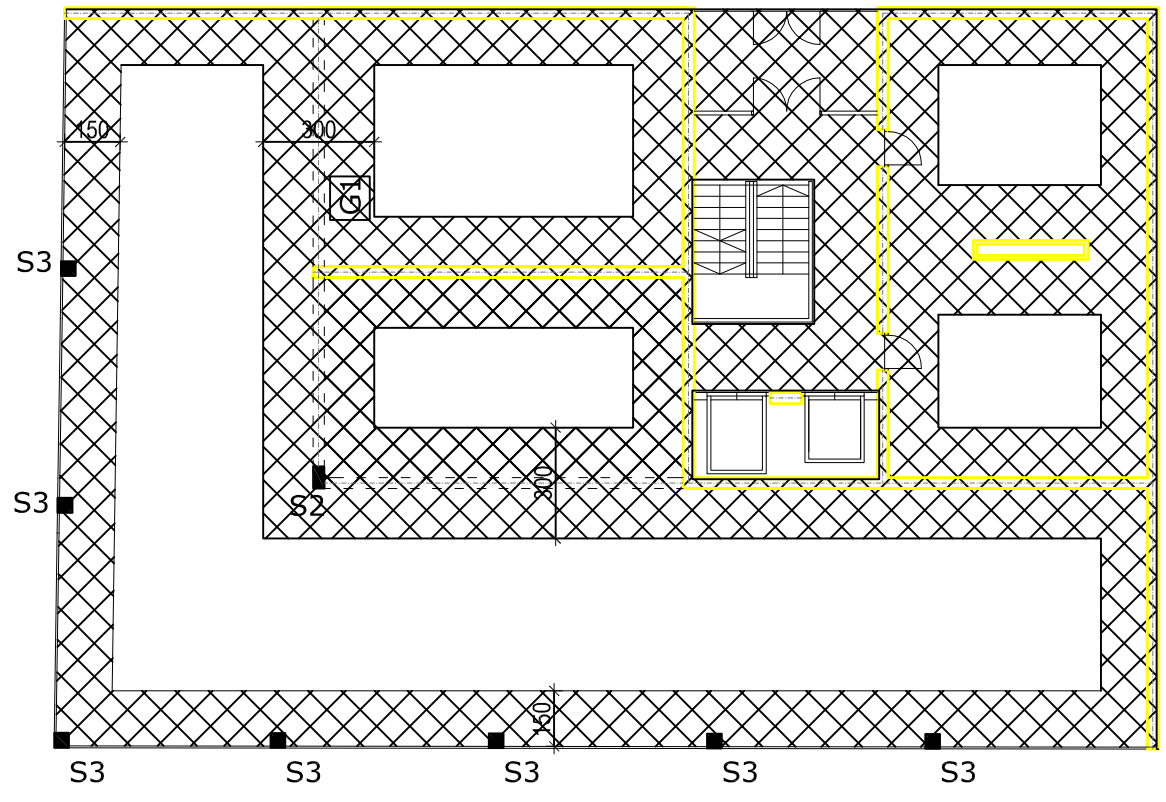
Beton: C 35/45

Armatura: B 500B

R–785
Q–785



Prizemlje južnog tornja



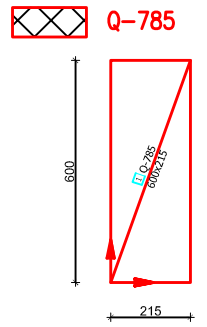
SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURA PLOČE PRIZEMLJA -GORNJA ZONA	BROJ PRILOGA: 2.4

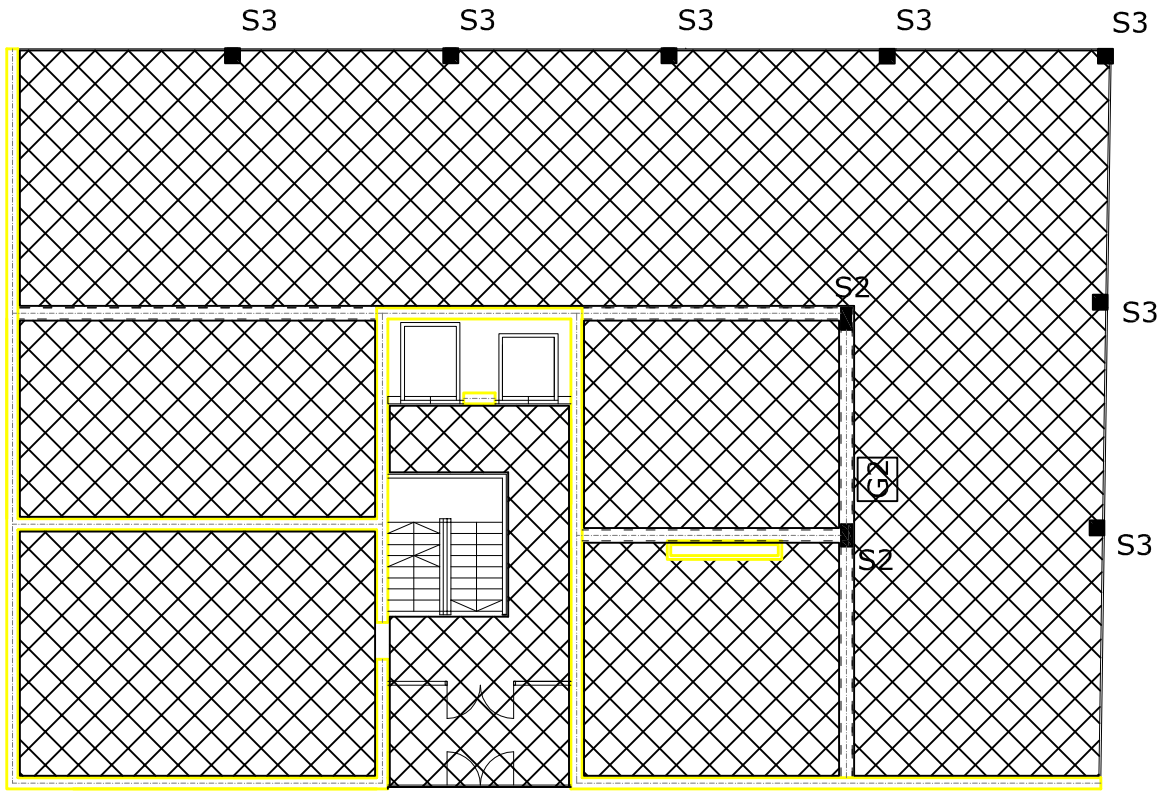
Armatura ploče prizemlja
-donja zona
M 1:20

Napomene: – Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
– Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.

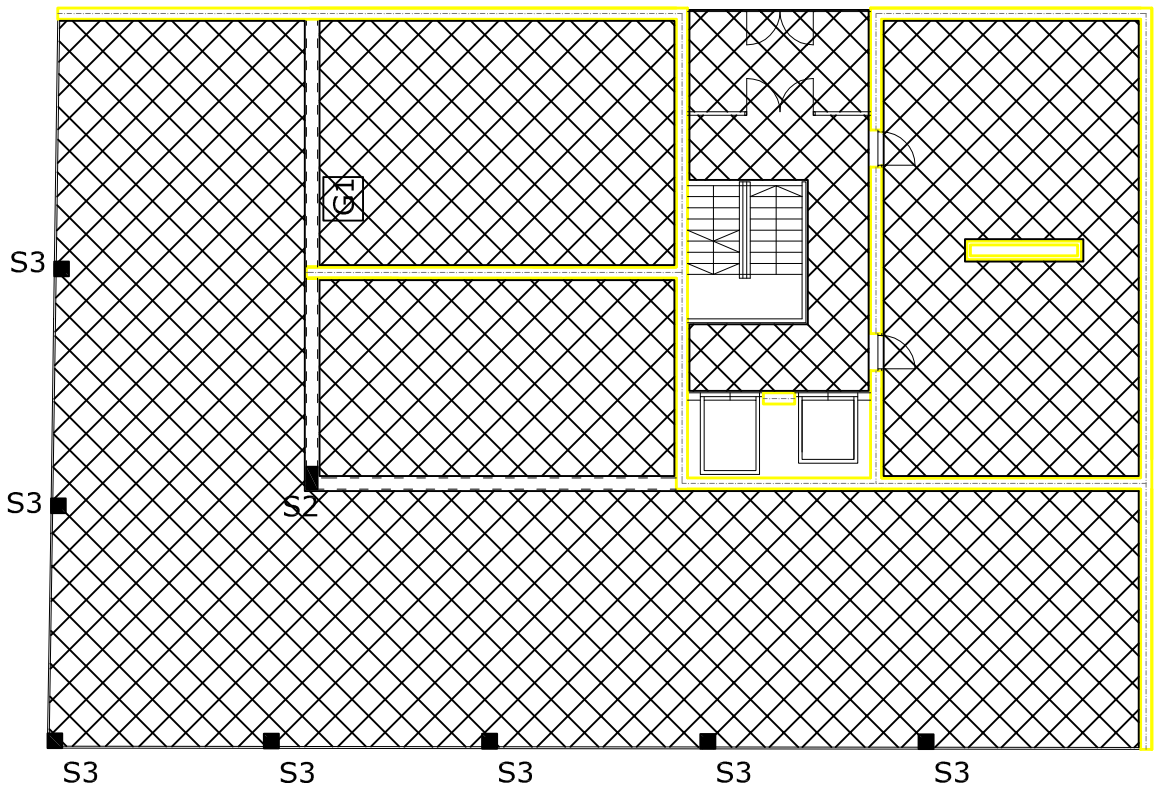
Beton: C 35/45
Armatura: B 500B



Prizemlje sjevernog tornja



Prizemlje južnog tornja

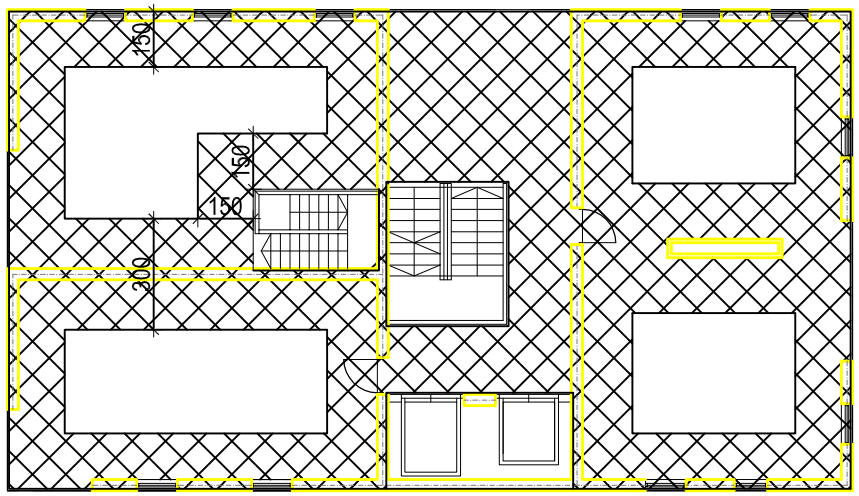


SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURA PLOČE PRIZEMLJA -DONJA ZONA	BROJ PRILOGA: 2.5

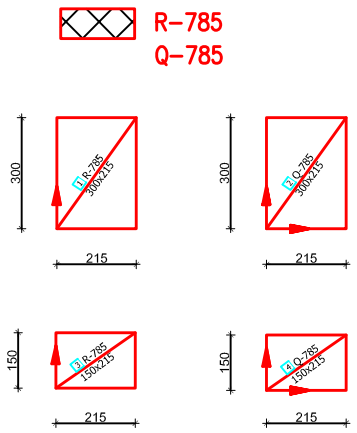
Armatura ploče (P2) južnog tornja - parni katovi
M 1:20

Gornja zona

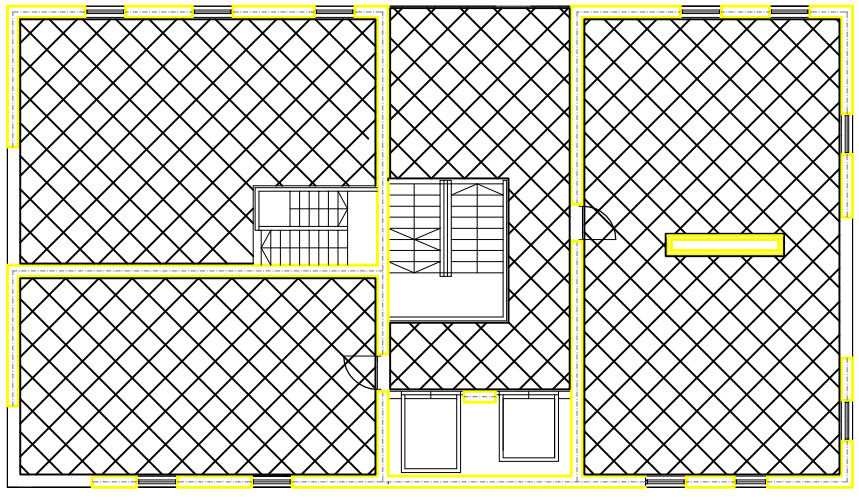


Napomene: – Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
– Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.
– Na rubovima ploča postavljati mreže R–785 dimenzija 150x215 cm.
– Na prijelazima ploča preko zidova postavljati mreže R–785 dimenzija 300x215 cm.
– Na mjestima promjene smjera i oko otvora u ploči postavljati Q mreže istih dimenzija kao i R mreže.

Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

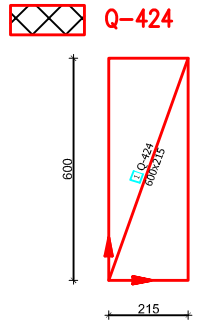


Donja zona



Napomene: – Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
– Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.

Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

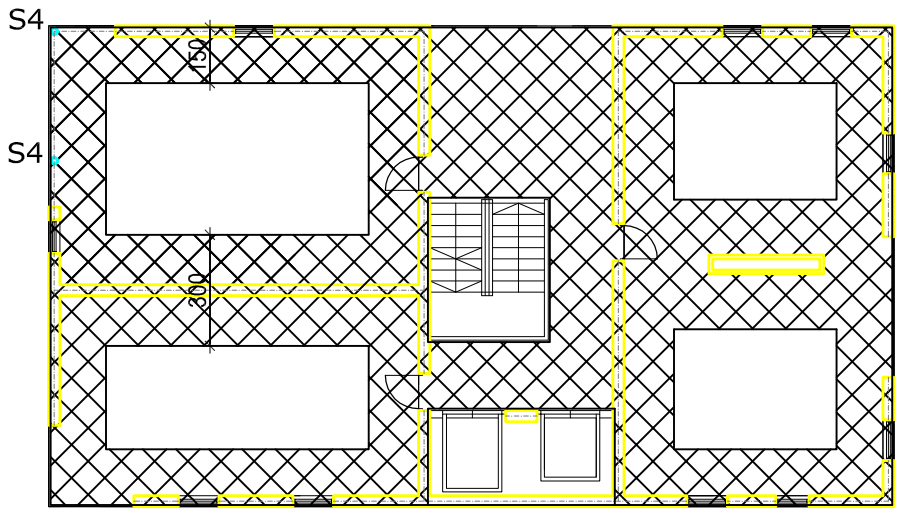


SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURA PLOČE (P2) JUŽNOG TORNJA - PARNI KATOVI	BROJ PRILOGA: 2.6

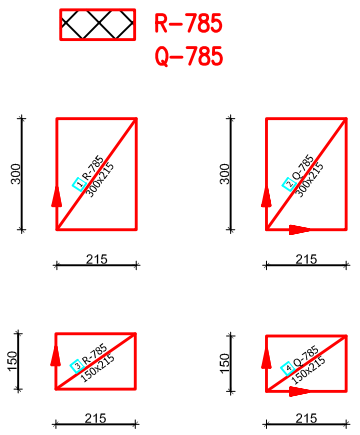
Armatura ploče (P1) južnog tornja - neparni katovi
M 1:20

Gornja zona

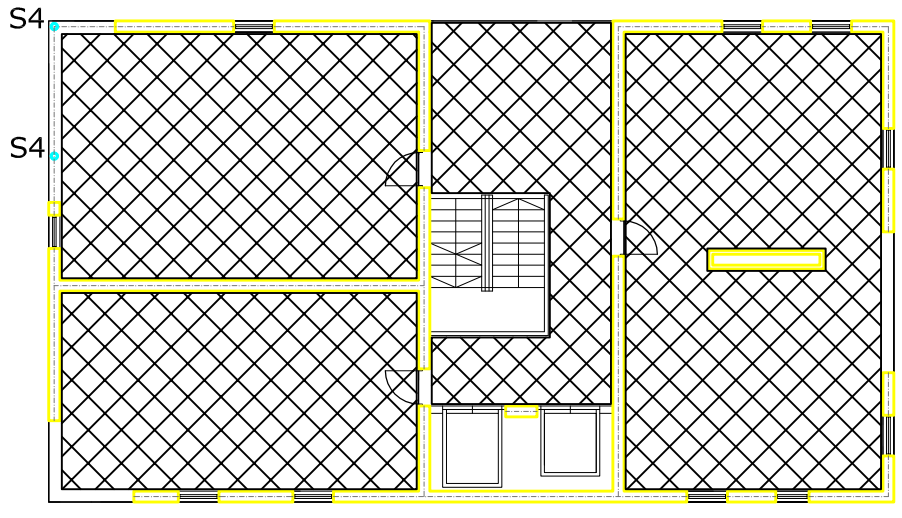


Napomene:
- Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
- Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.
- Na rubovima ploča postavljati mreže R–785 dimenzija 150x215 cm.
- Na prijelazima ploča preko zidova postavljati mreže R–785 dimenzija 300x215 cm.
- Na mjestima promjene smjera i oko otvora u ploči postavljati Q mreže istih dimenzija kao i R mreže.

Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

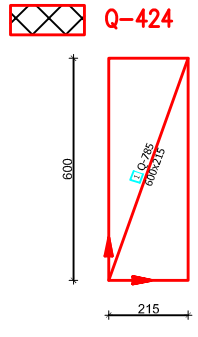


Donja zona



Napomene:
- Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
- Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.

Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

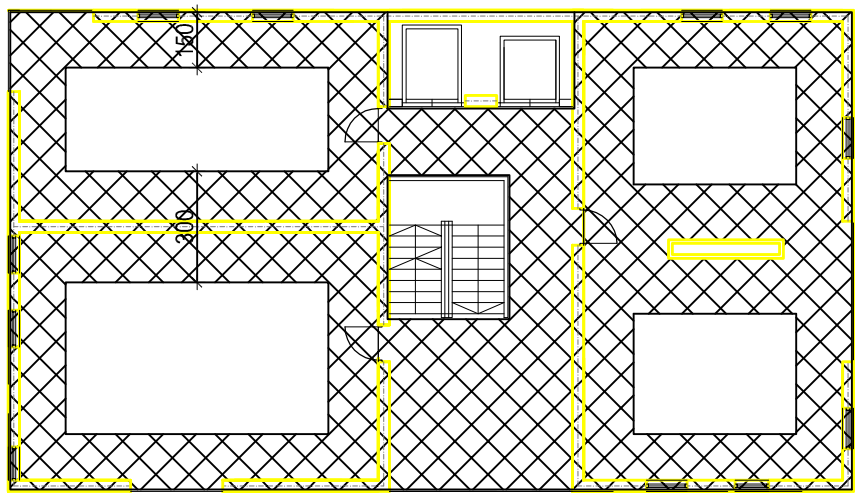


SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURA PLOČE (P1) JUŽNOG TORNJA - NEPARNI KATOVI	BROJ PRILOGA: 2.7

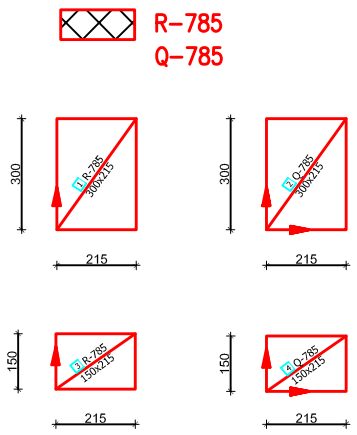
Armatura ploče (P3) sjevernog tornja
M 1:20

Gornja zona

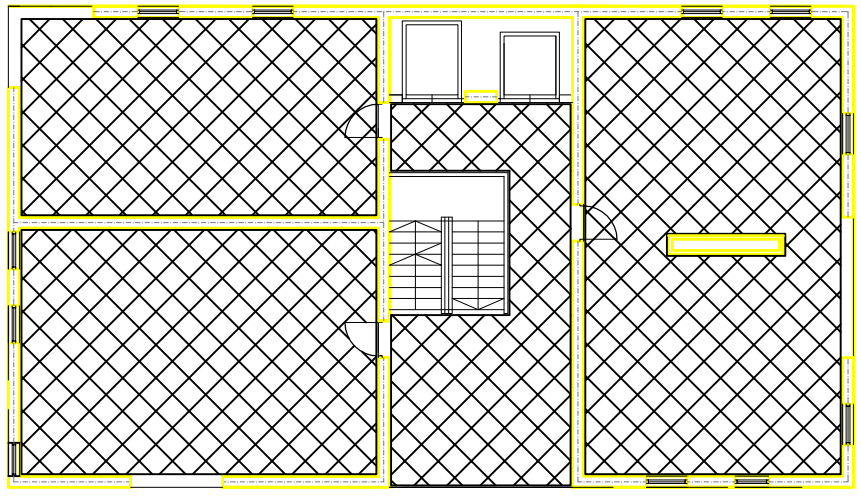


Napomene:
- Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
- Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.
- Na rubovima ploča postavljati mreže R–785 dimenzija 150x215 cm.
- Na prijelazima ploča preko zidova postavljati mreže R–785 dimenzija 300x215 cm.
- Na mjestima promjene smjera i oko otvora u ploči postavljati Q mreže istih dimenzija kao i R mreže.

Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

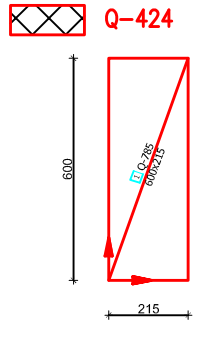


Donja zona



Napomene:
- Na mjestima otvora mreže isjeći na licu mjesta.
- Mreže postavljati s preklopima 40 cm ili većim.

Beton: C 35/45
Armatura: B 500B

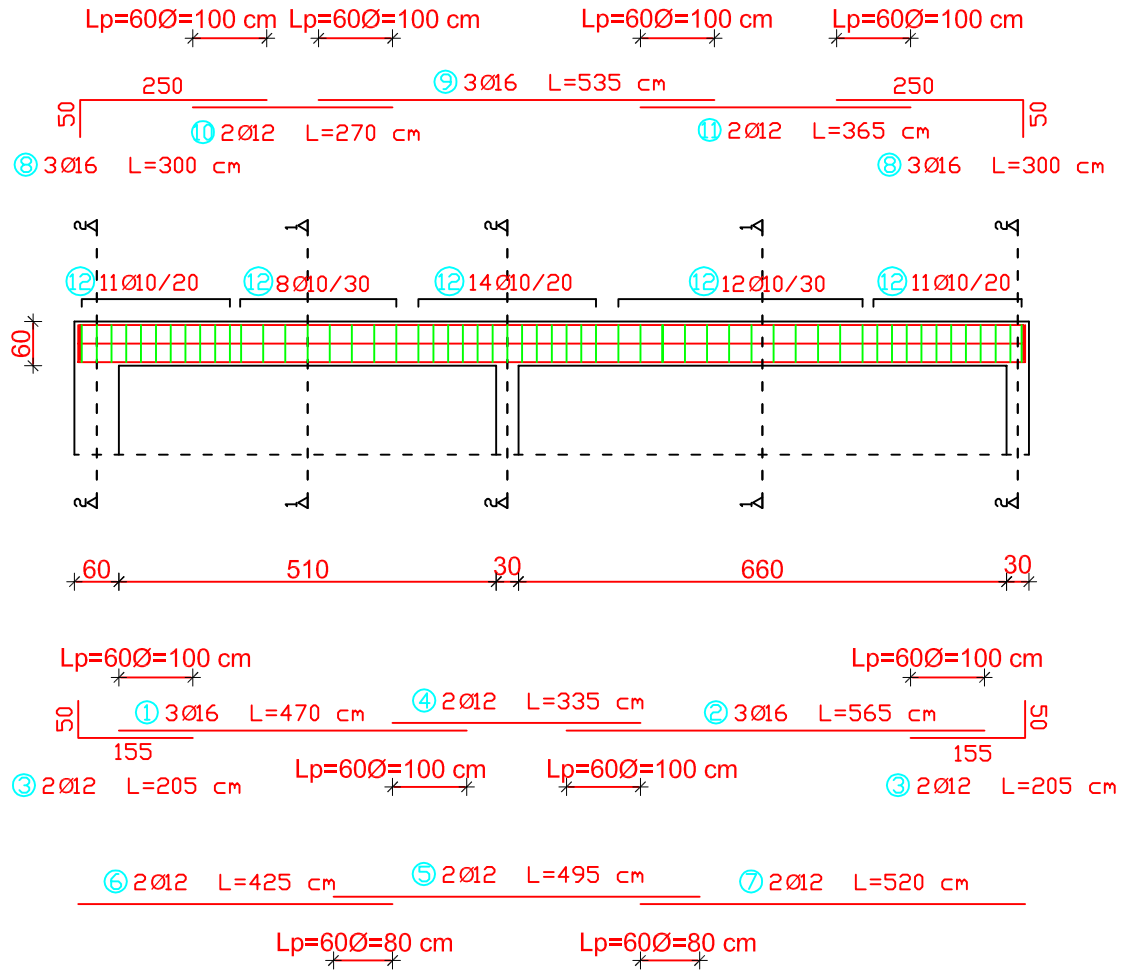


SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURA PLOČE (P3) SJEVERNOG TORNJA	BROJ PRILOGA: 2.8

Armaturni plan greda u prizemlju
M 1:100

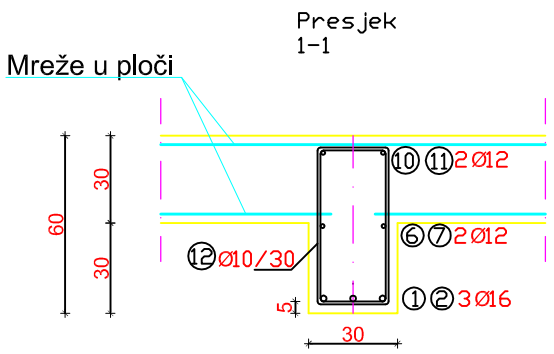
Armaturni plan grede G1
- južni toranj



MJ 1:25

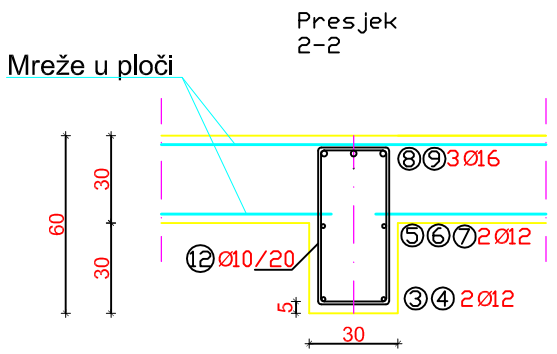
Presjek 1-1

Mreže u ploči



Presjek 2-2

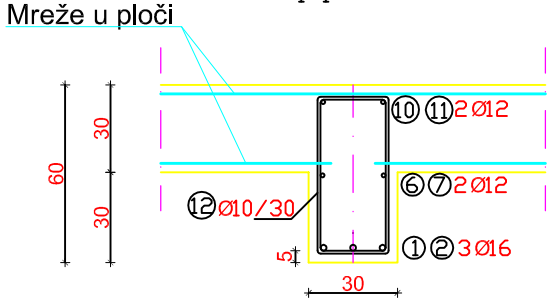
Mreže u ploči



MJ 1:25

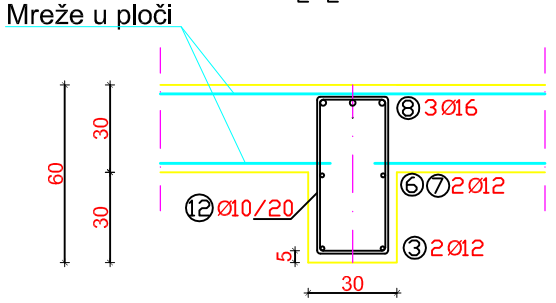
Presjek 1-1

Mreže u ploči

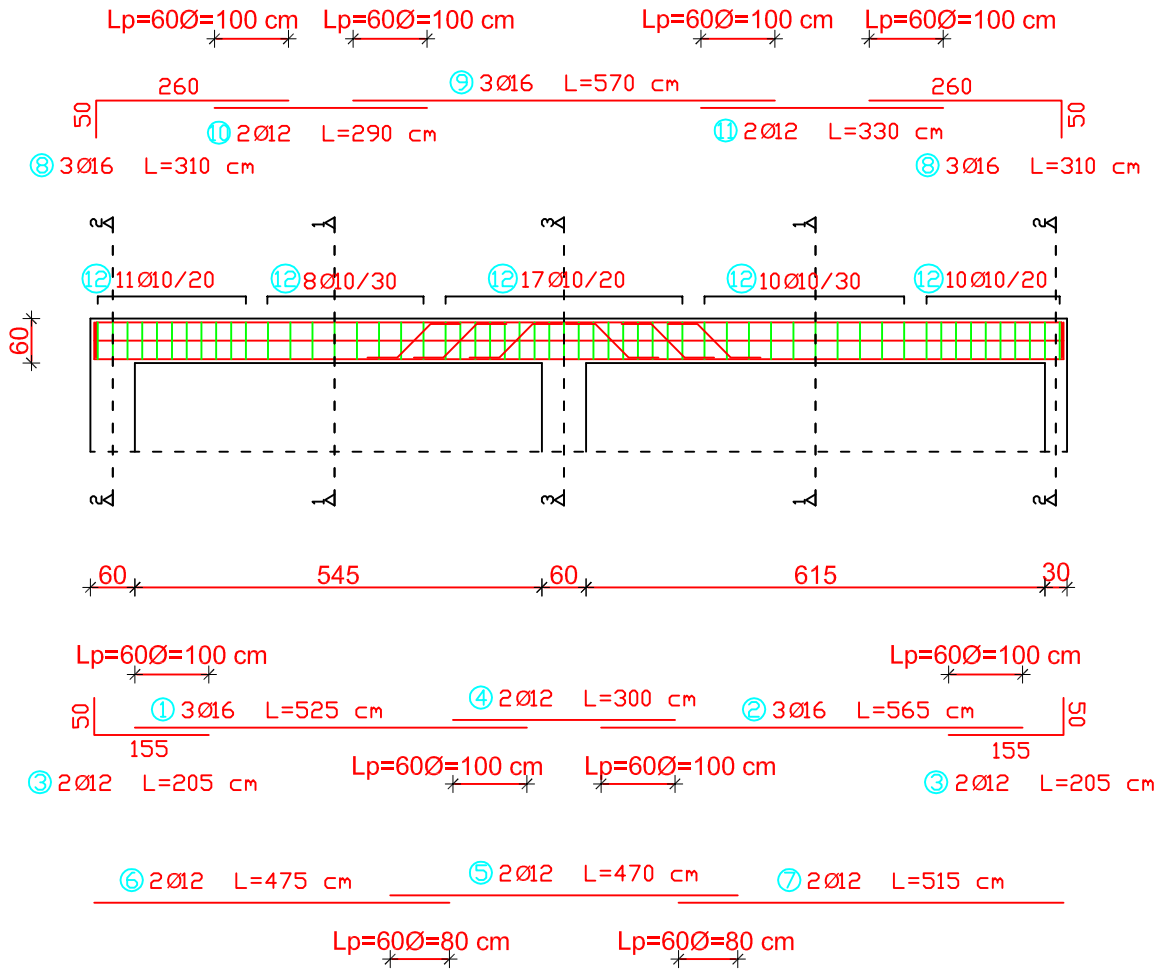


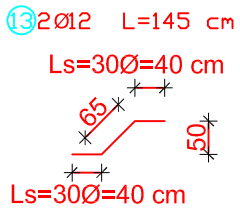
Presjek 2-2

Mreže u ploči



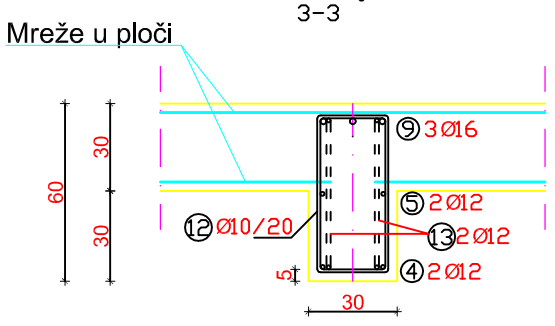
Armaturni plan grede G2
- sjeverni toranj





Presjek 3-3

Mreže u ploči

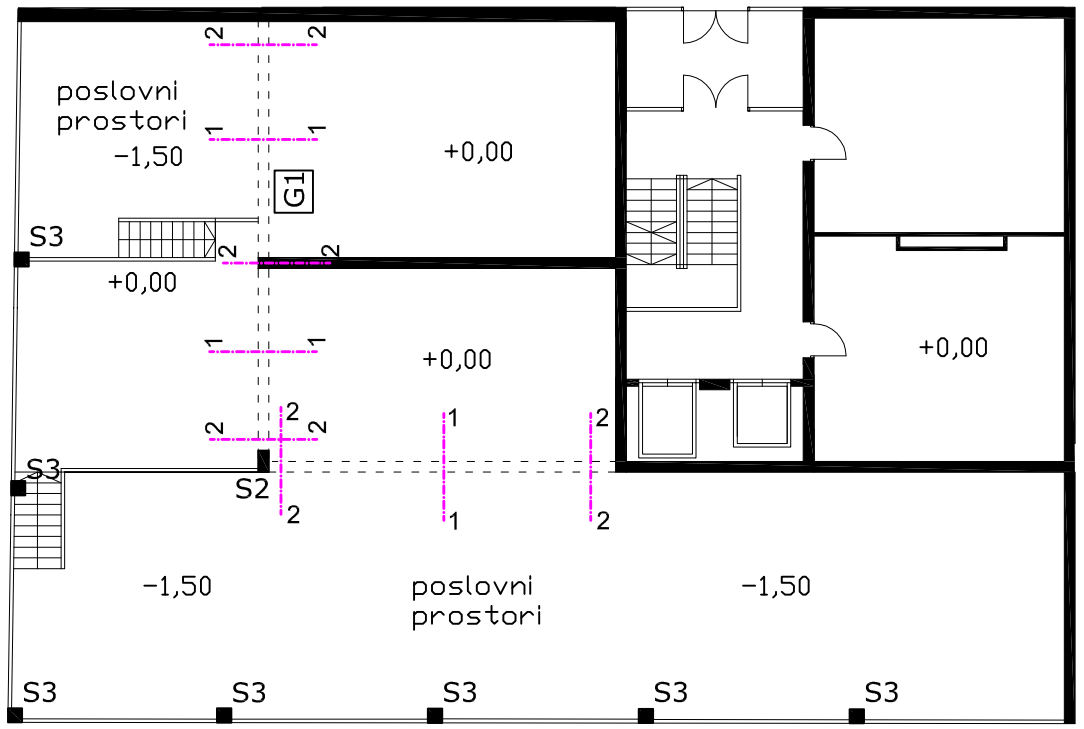


SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

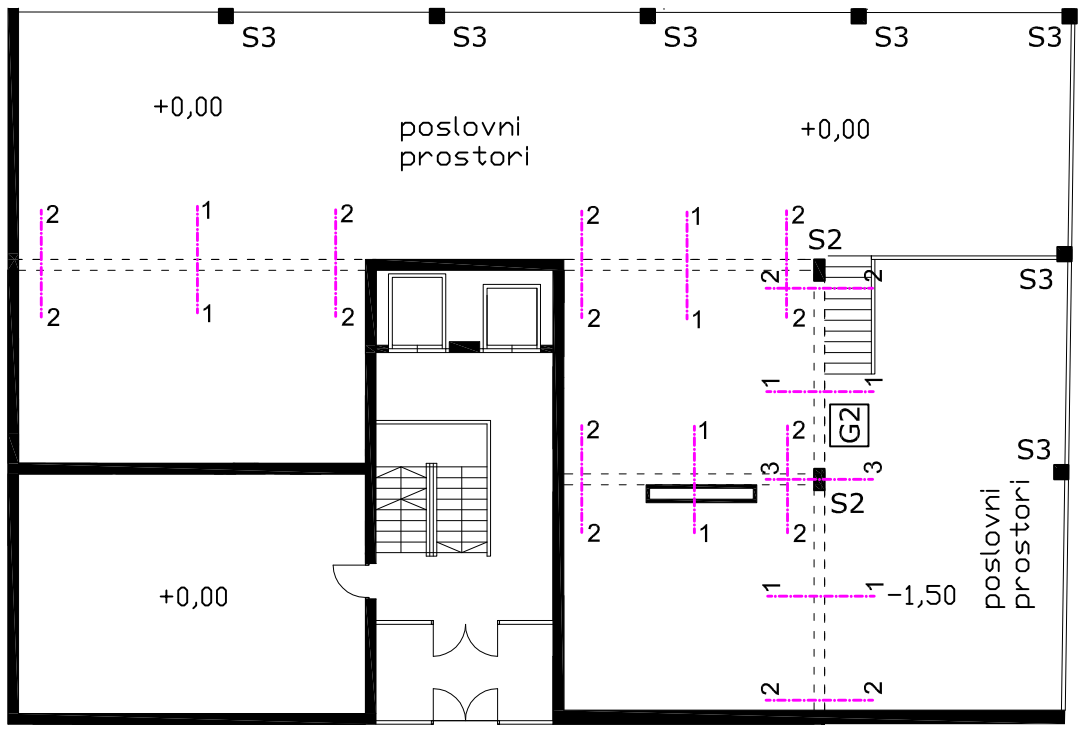
INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:100
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURNI PLAN GREDA U PRIZEMLJU	BROJ PRILOGA: 3.1

Plan pozicija greda u prizemlju M 1:20

Prizemlje južnog tornja

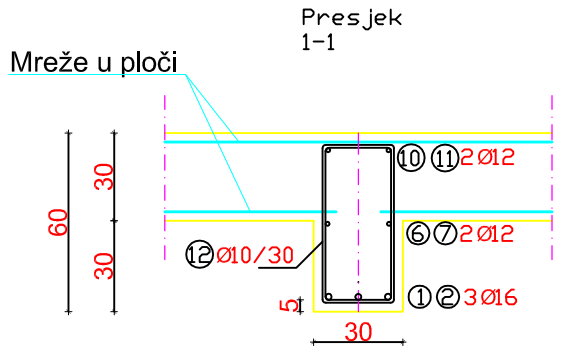


Prizemlje sjevernog tornja



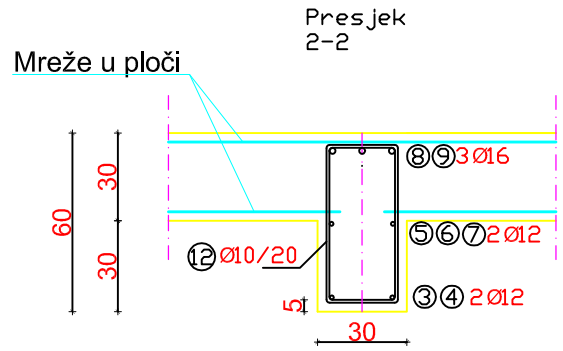
Presjek 1–1

Mreže u ploči



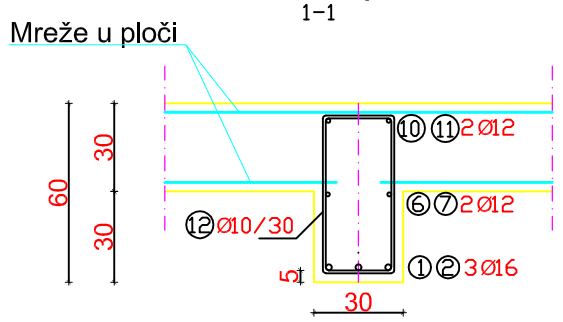
Presjek 2–2

Mreže u ploči



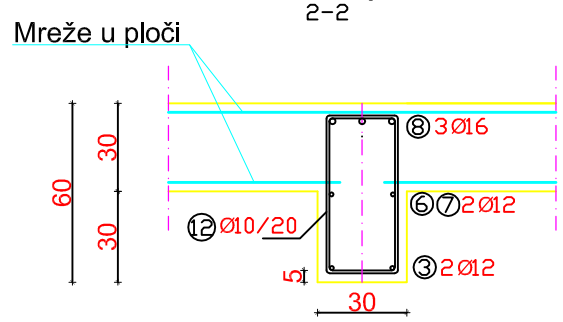
Presjek 1–1

Mreže u ploči



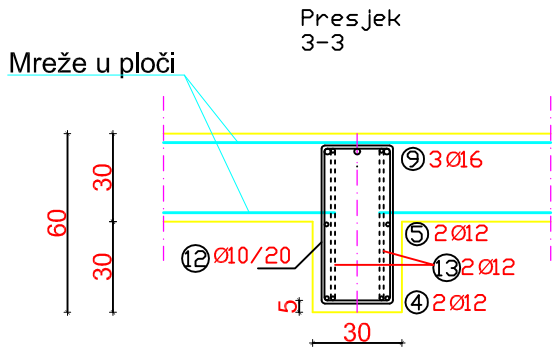
Presjek 2–2

Mreže u ploči



Presjek 3–3

Mreže u ploči

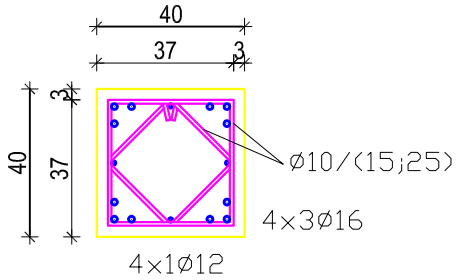


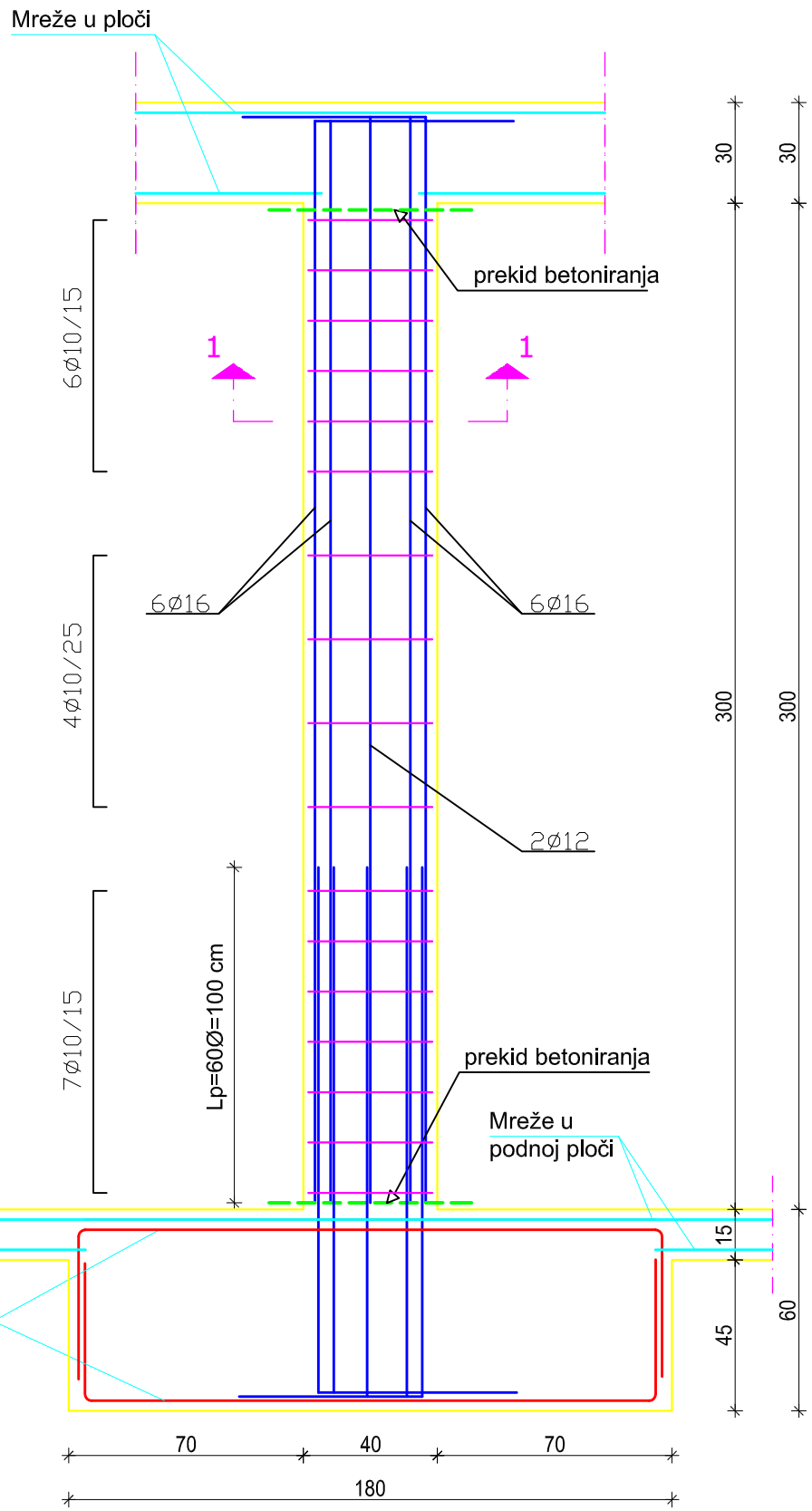
SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA GREDA U PRIZEMLJU	BROJ PRILOGA: 3.2

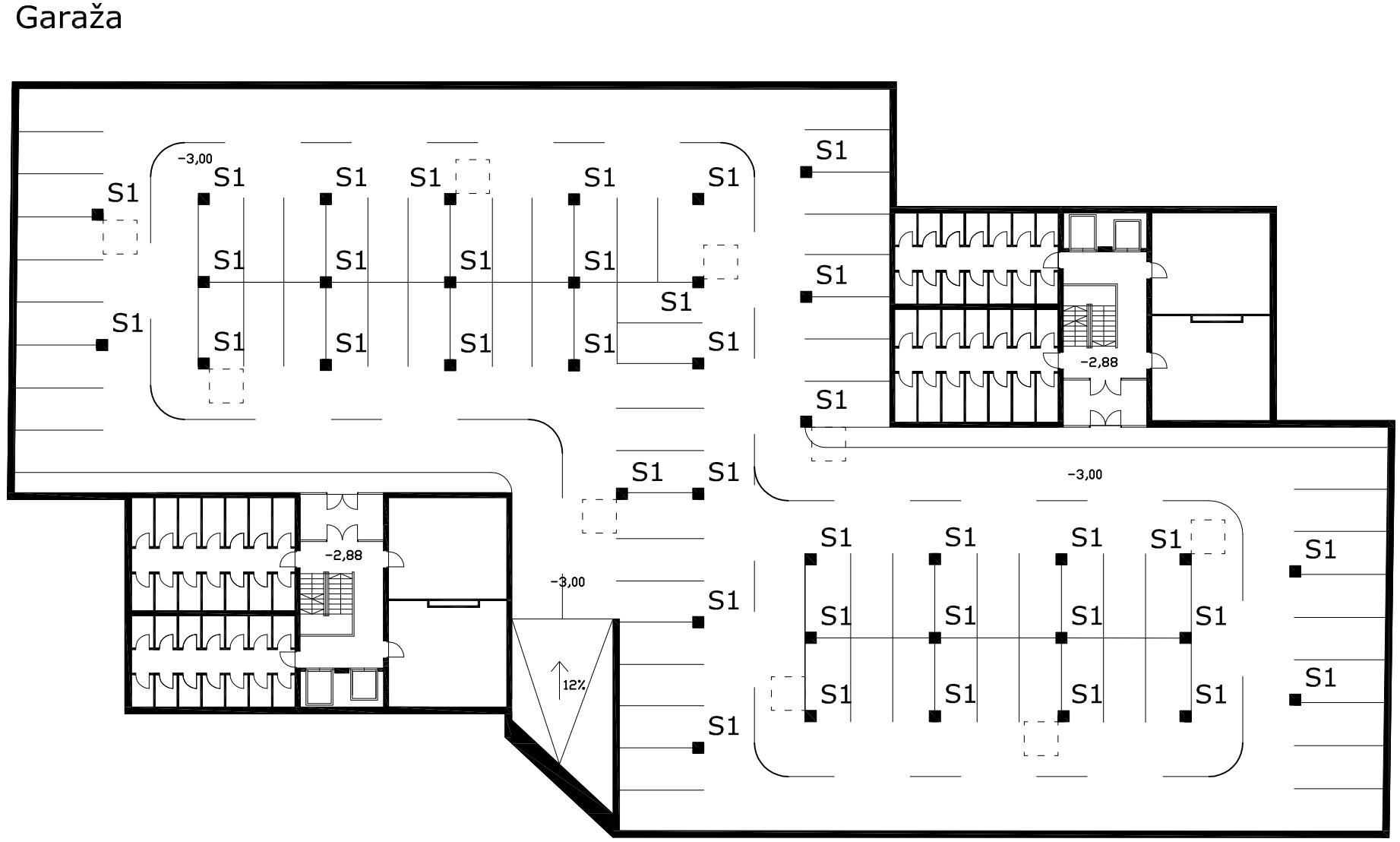
Plan pozicija i armatura stupova (S1) u garaži
M 1:20

PRESJEK 1-1



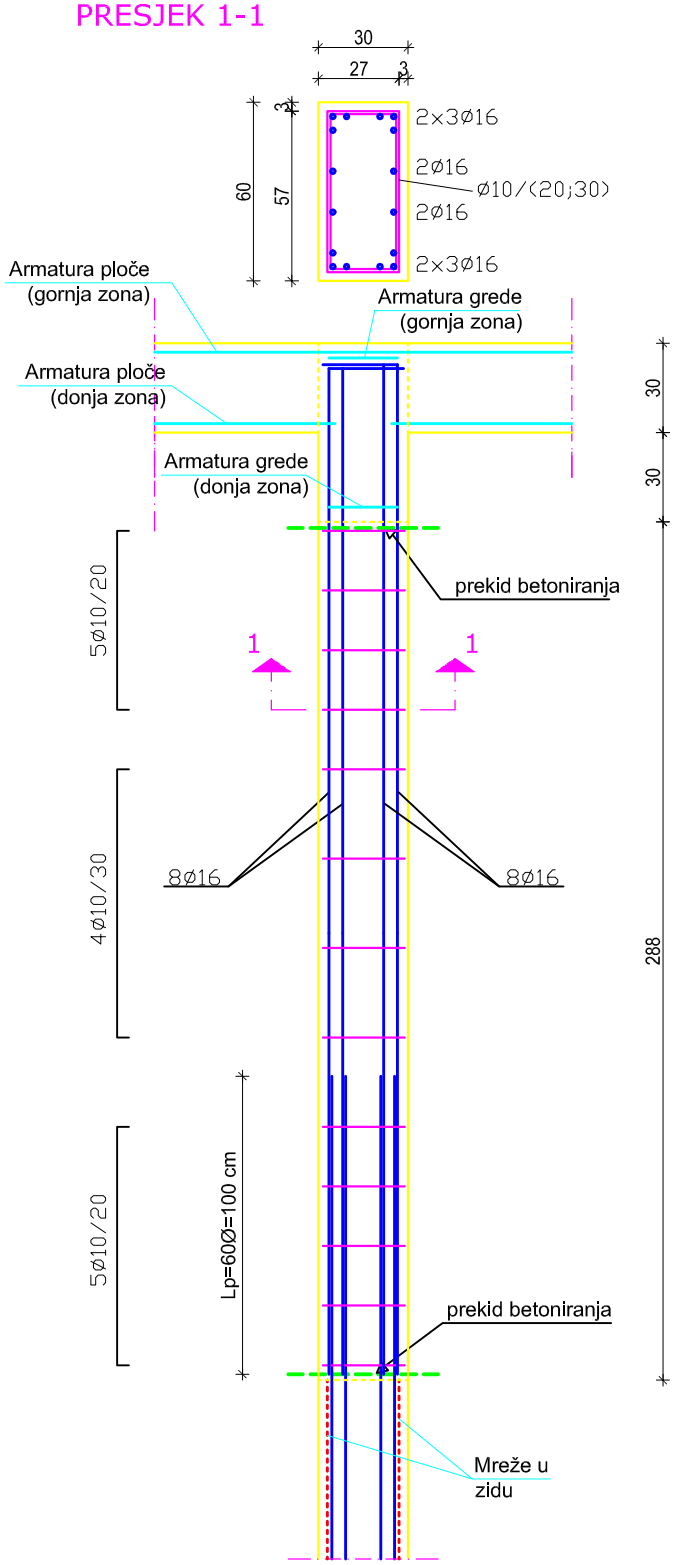


Garaža

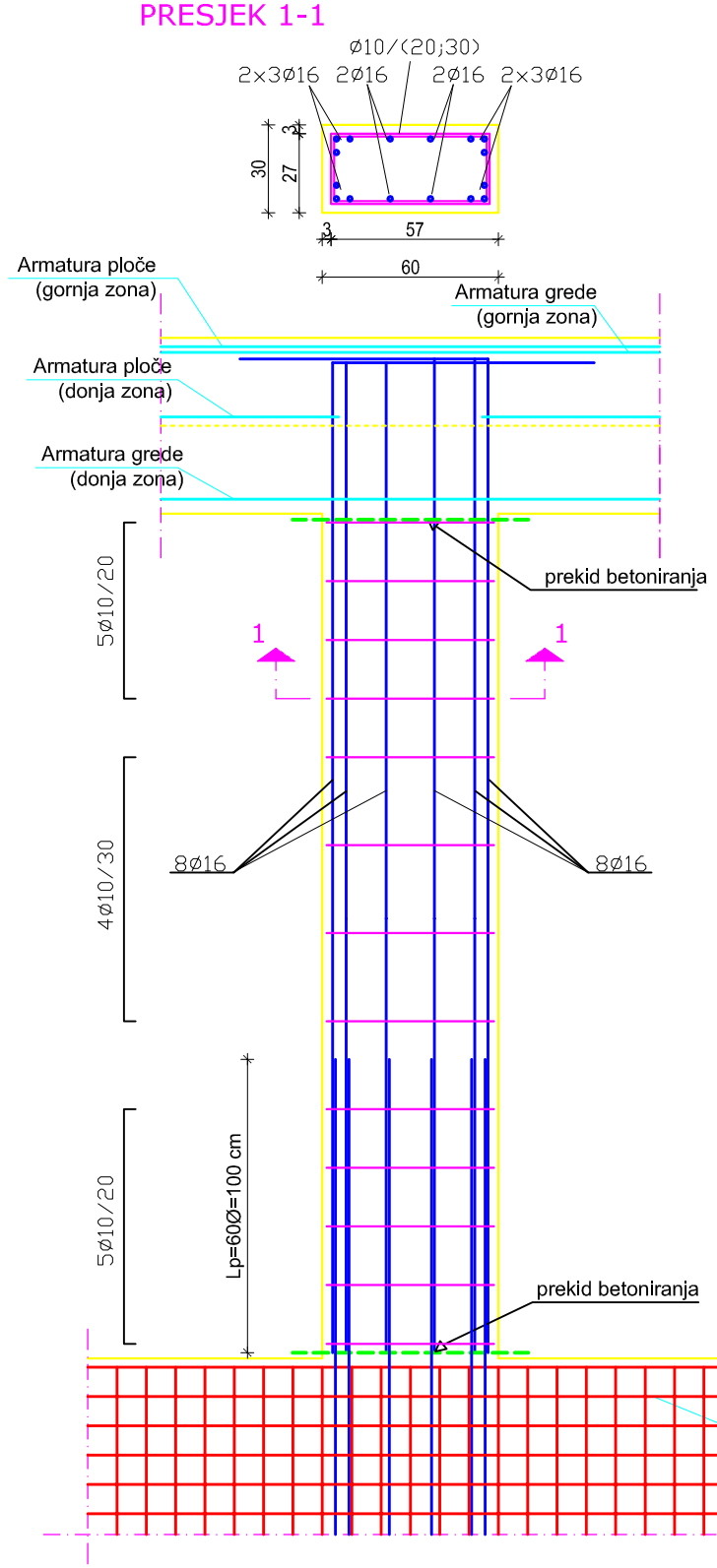


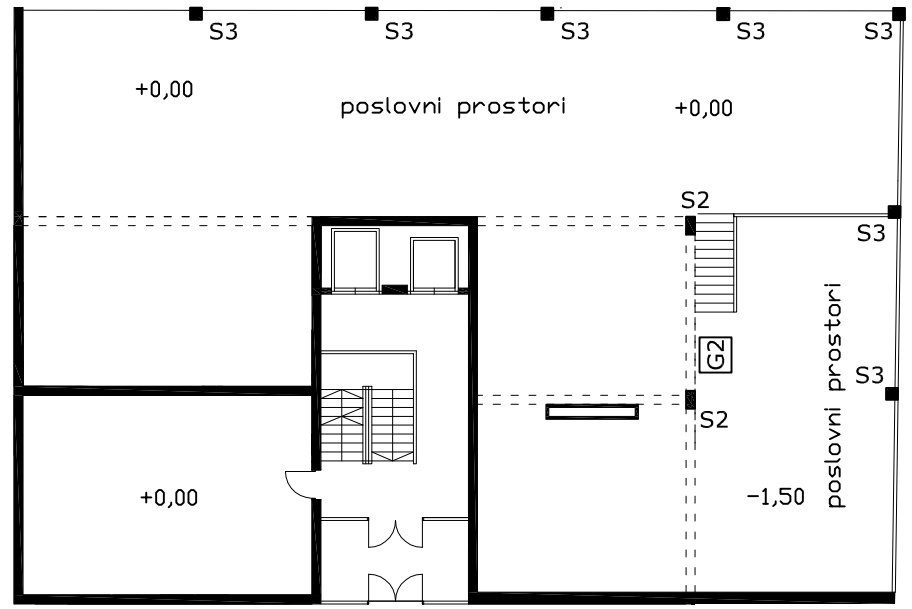
SVEUČILIŠTE U SPLITU, FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE, 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15, MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117	INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
	GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
	VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
	RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
	SADRŽAJ: PLAN POZICIJA I ARMATURA STUPOVA (S1) U GARAŽI	BROJ PRILOGA: 4.1

PRESJEK 1-1



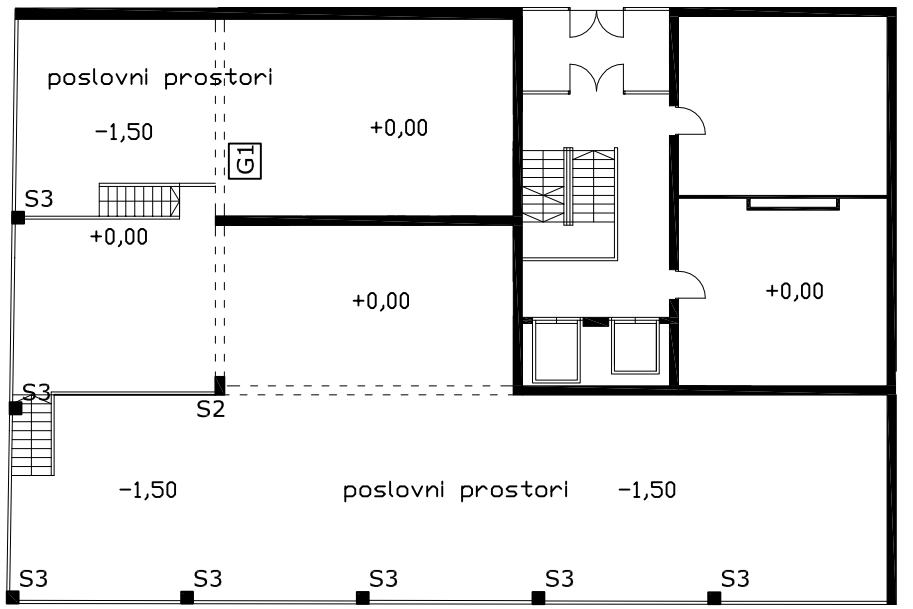
PRESJEK 1-1





Plan pozicija i armatura stupova (S2) u prizemlju
M 1:20

Prizemlje sjevernog tornja



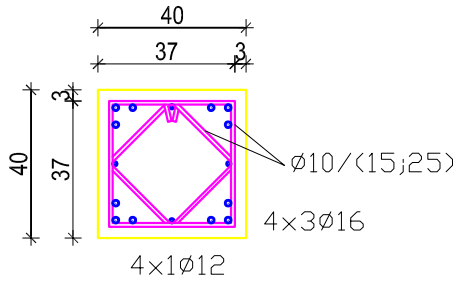
Prizemlje južnog tornja

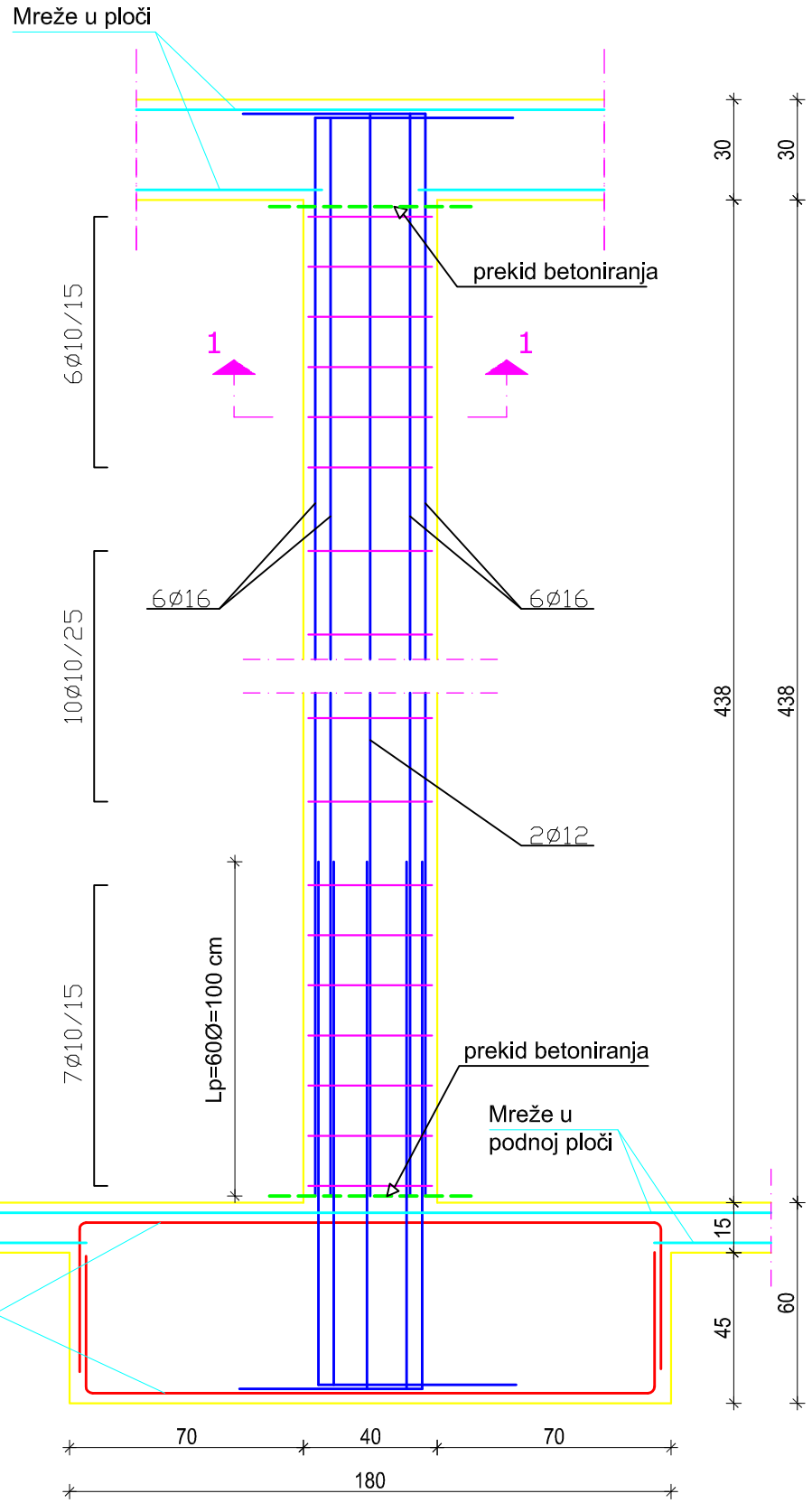
SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE
I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

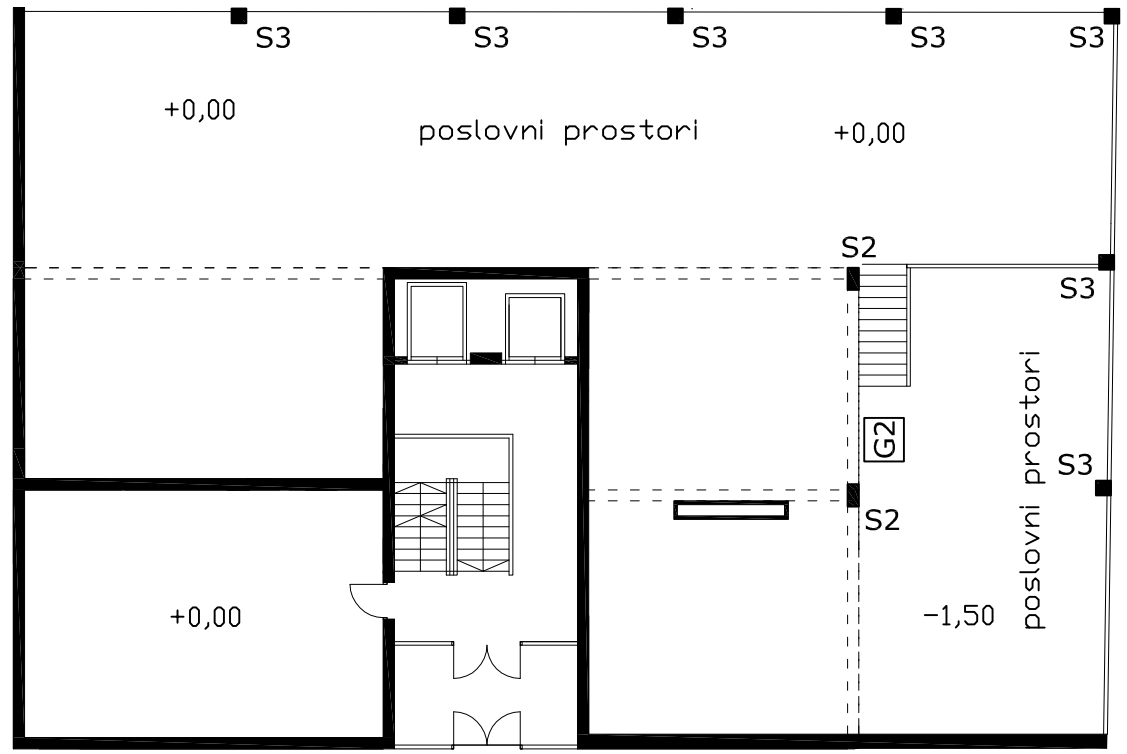
INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA I ARMATURA STUPOVA (S2) U PRIZEMLJU	BROJ PRILOGA: 4.2

Plan pozicija i armatura stupova (S3) u prizemlju M 1:20

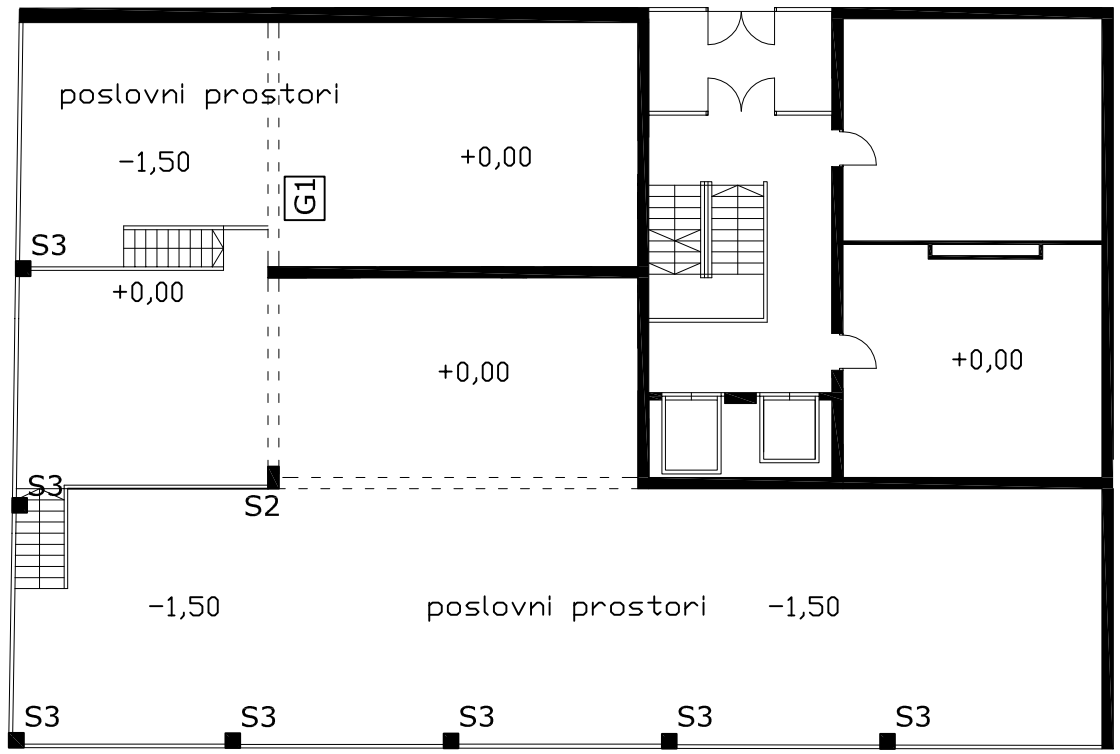
PRESJEK 1-1







Prizemlje sjevernog tornja

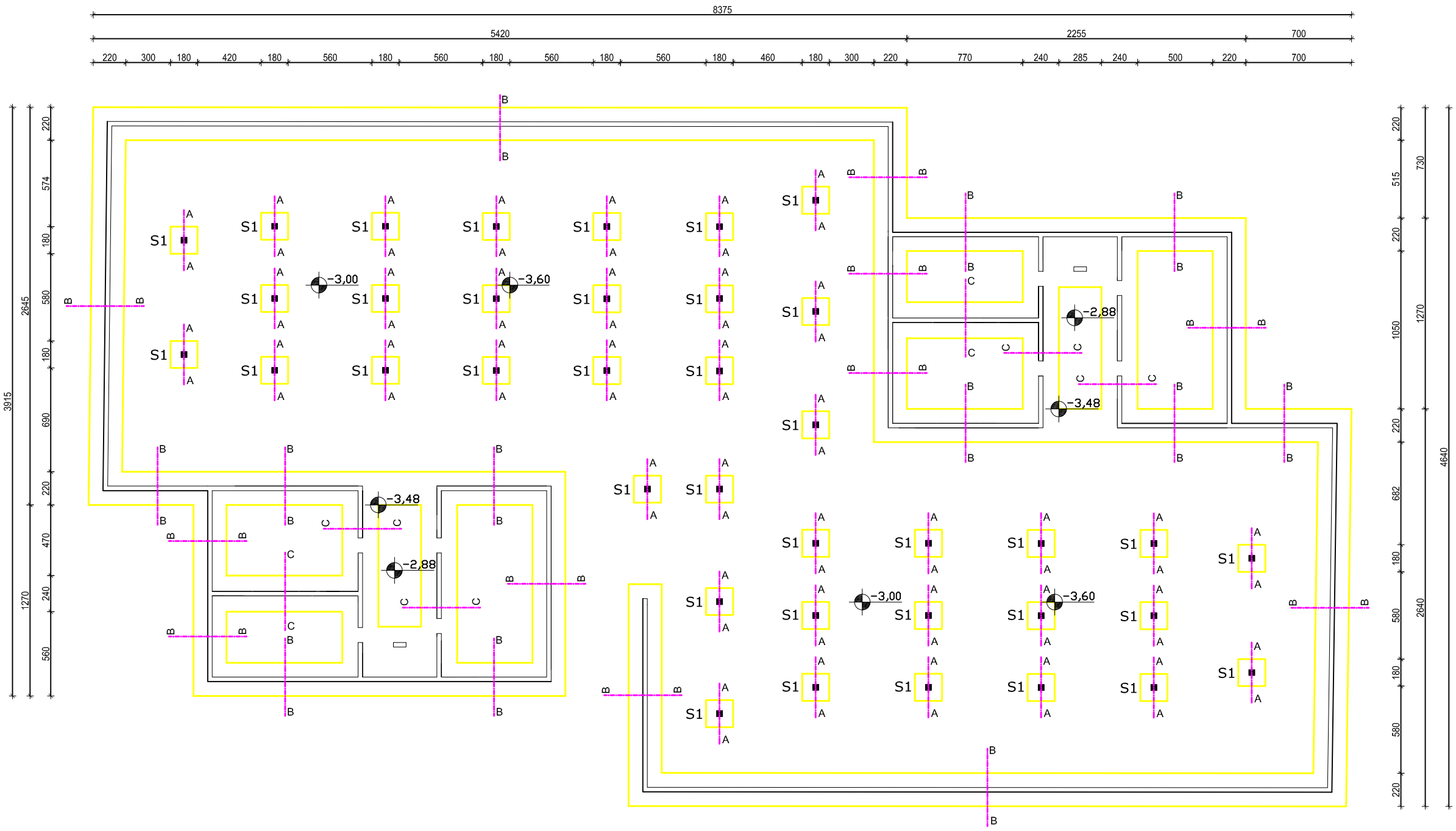


Prizemlje južnog tornja

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA I ARMATURA STUPOVA (S3) U PRIZEMLJU	BROJ PRILOGA: 4.3

Plan pozicija temelja stupova (S1) i zidova u garaži
M 1:200

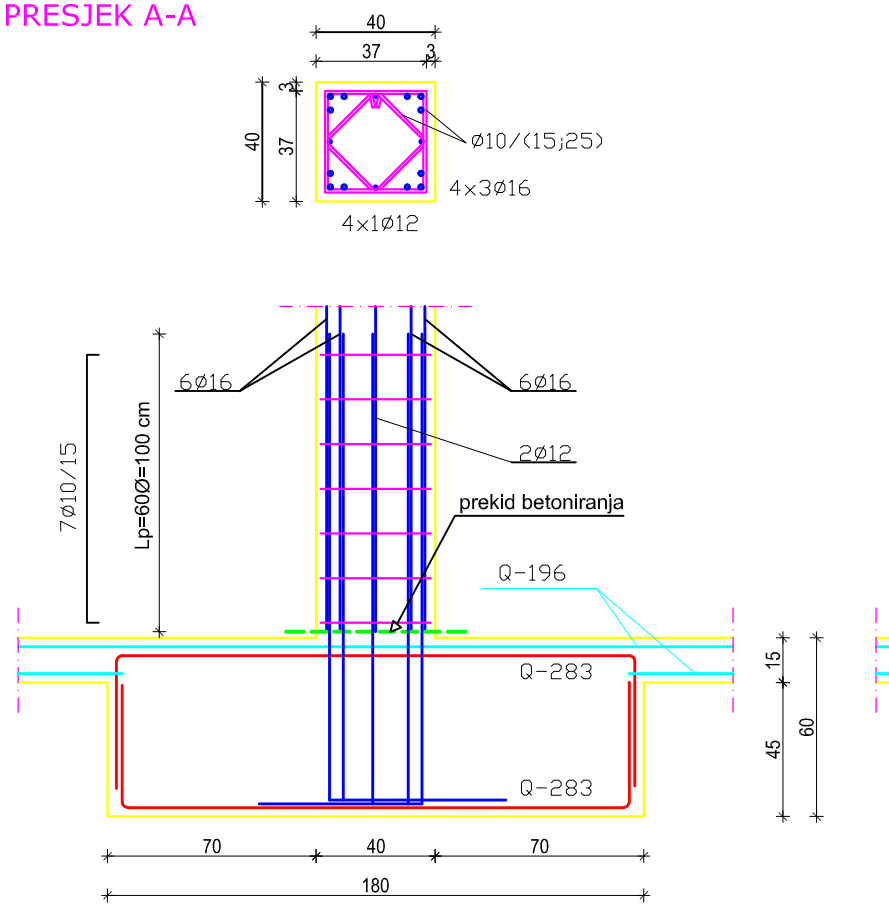


SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
tel: 3140403; tel.+ 385 (0)21 303333; fax:+ 385 (0)21 465117

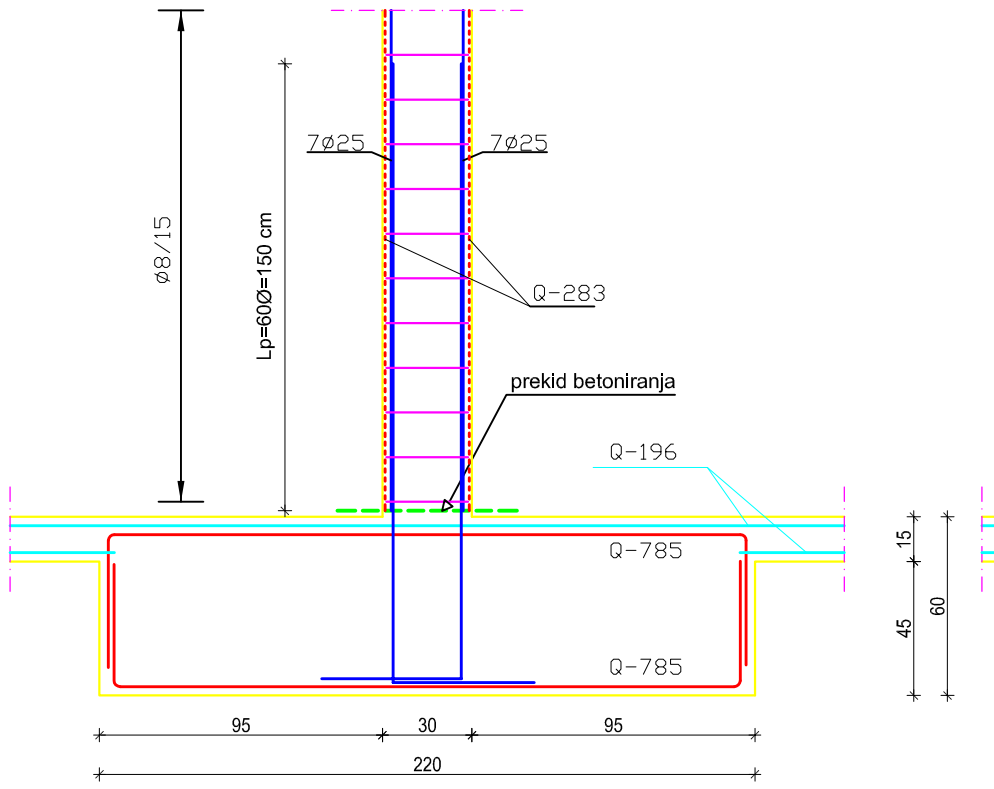
INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:200
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA TEMELJA STUPOVA (S1) I ZIDOVA U GARAŽI	BROJ PRILOGA: 5.1

Armatura temelja stupova (S1) i zidova u garaži
M 1:20

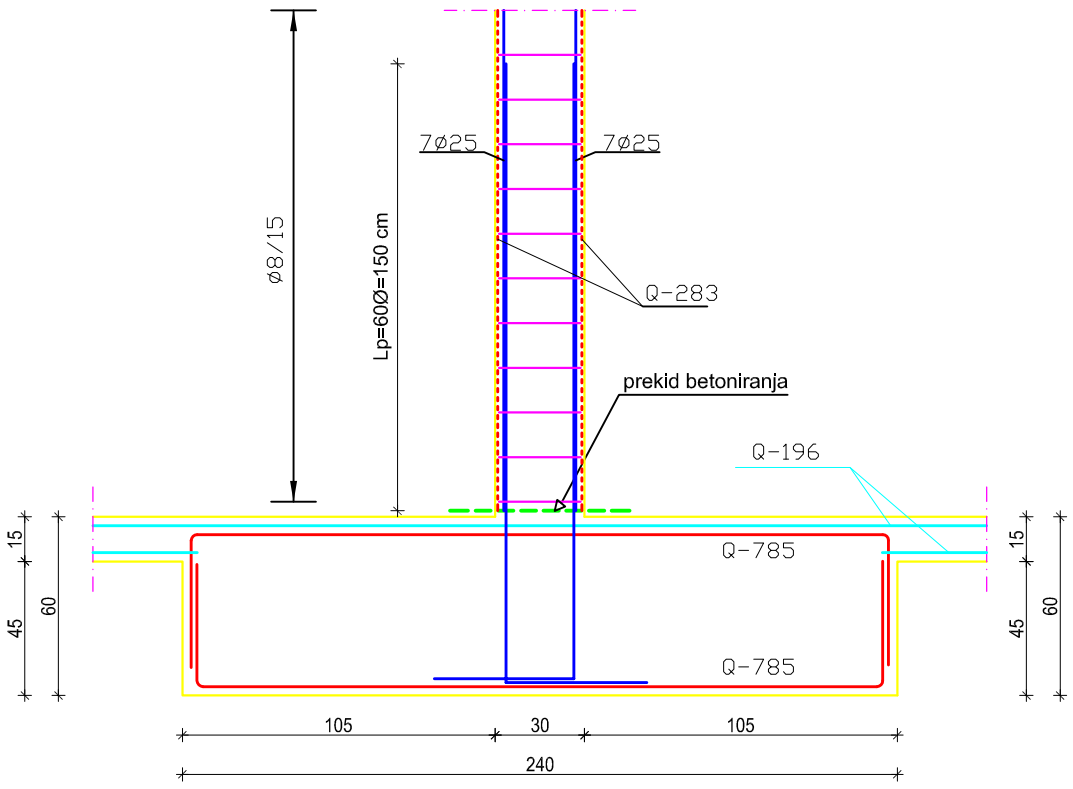
PRESJEK A-A



PRESJEK B-B



PRESJEK C-C

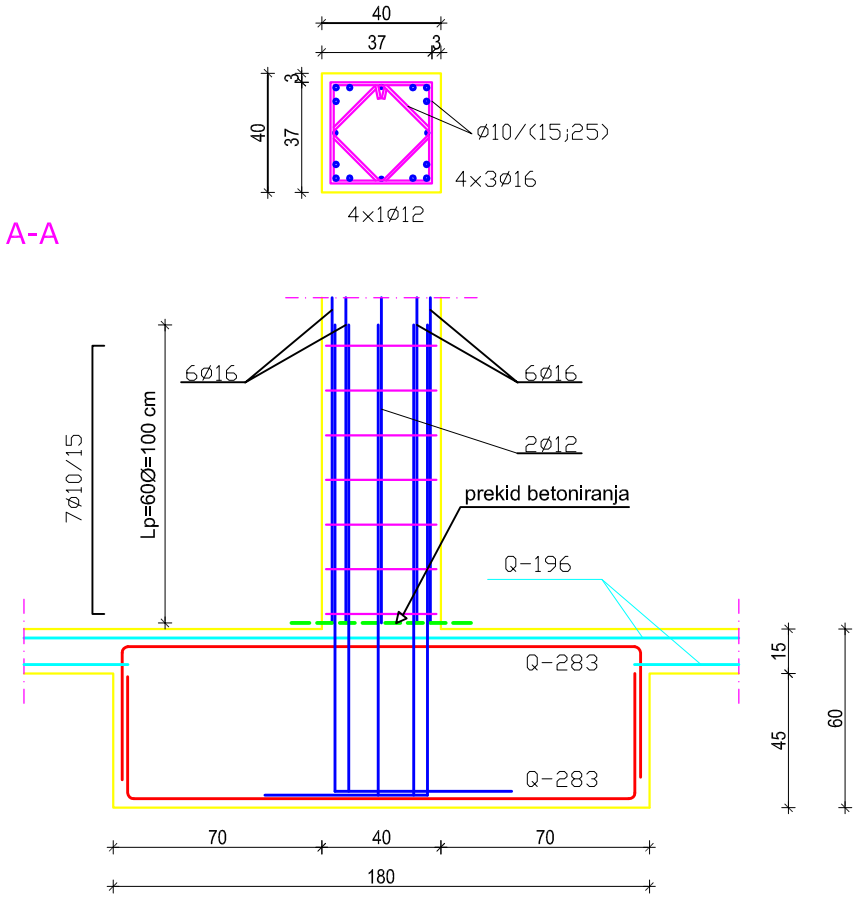


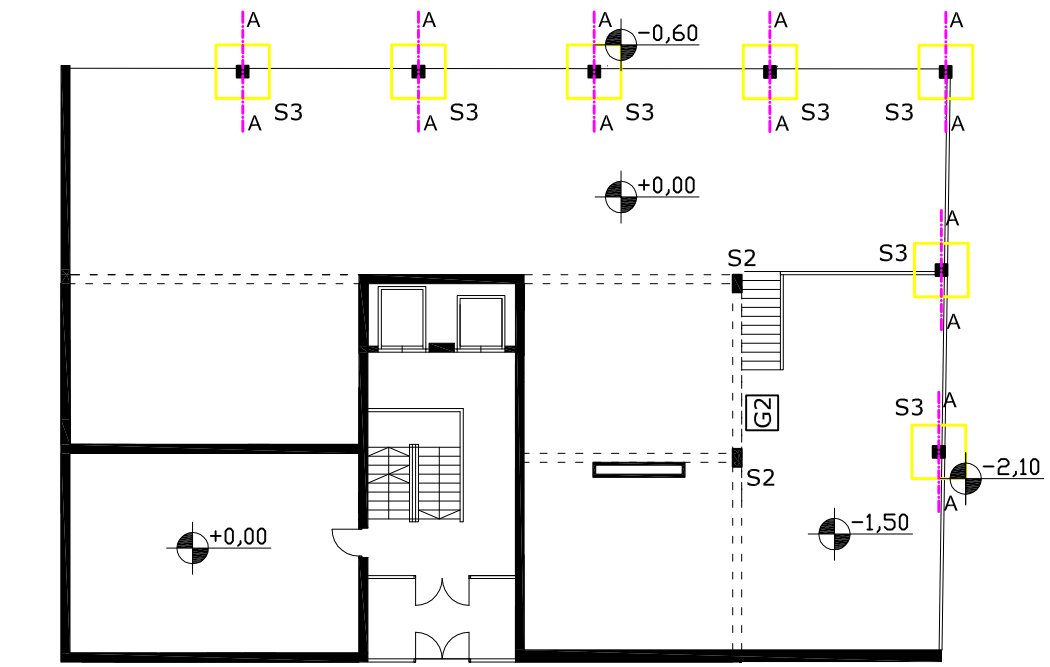
SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Miljić
SADRŽAJ: ARMATURA TEMELJA STUPOVA (S1) I ZIDOVA U GARAŽI	BROJ PRILOGA: 5.2

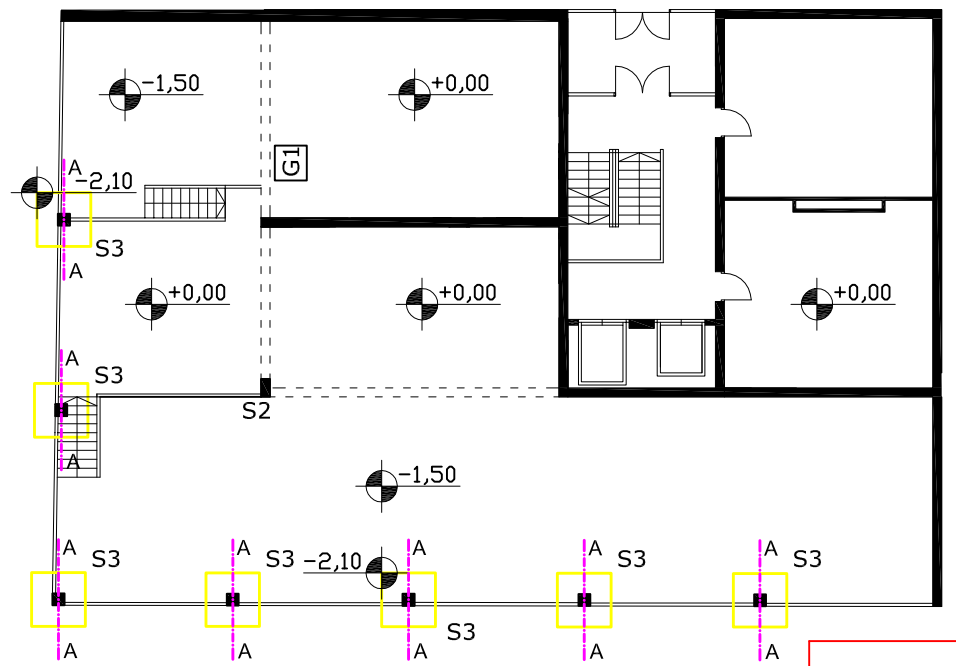
Plan pozicija i armatura temelja stupova (S3) u prizemlju M 1:20

PRESJEK A-A





Prizemlje sjevernog tornja



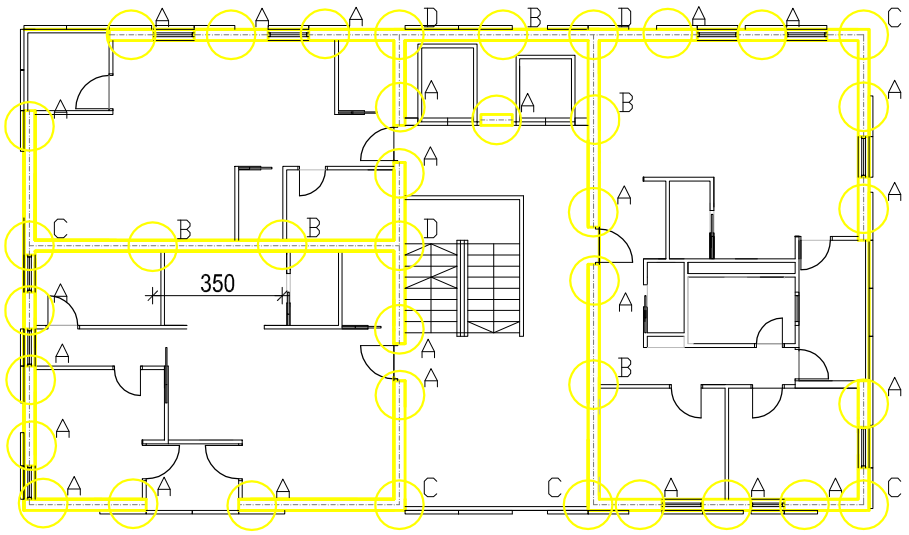
Prizemlje južnog tornja

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

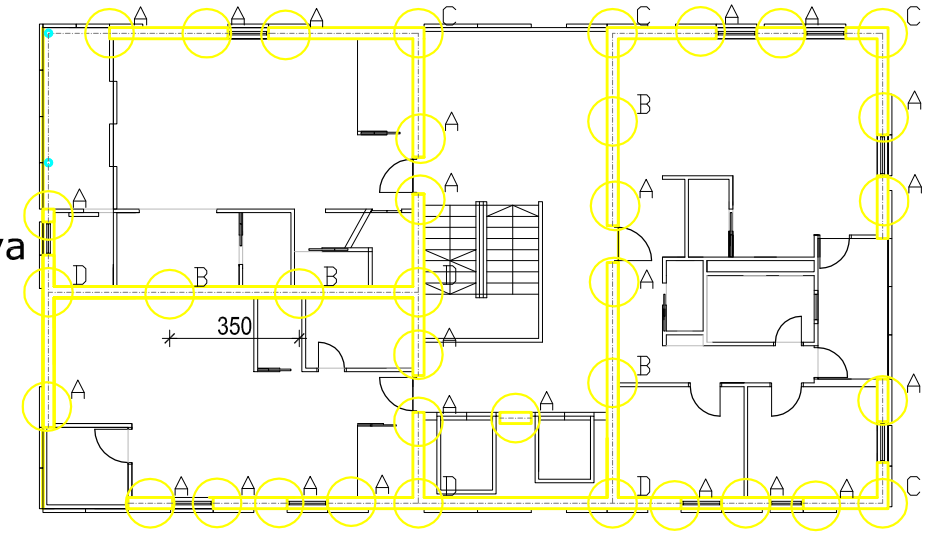
INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA I ARMATURA TEMELJA STUPOVA (S3) U PRIZEMLJU	BROJ PRILOGA: 5.3

Plan pozicija i armatura zidova
M 1:20

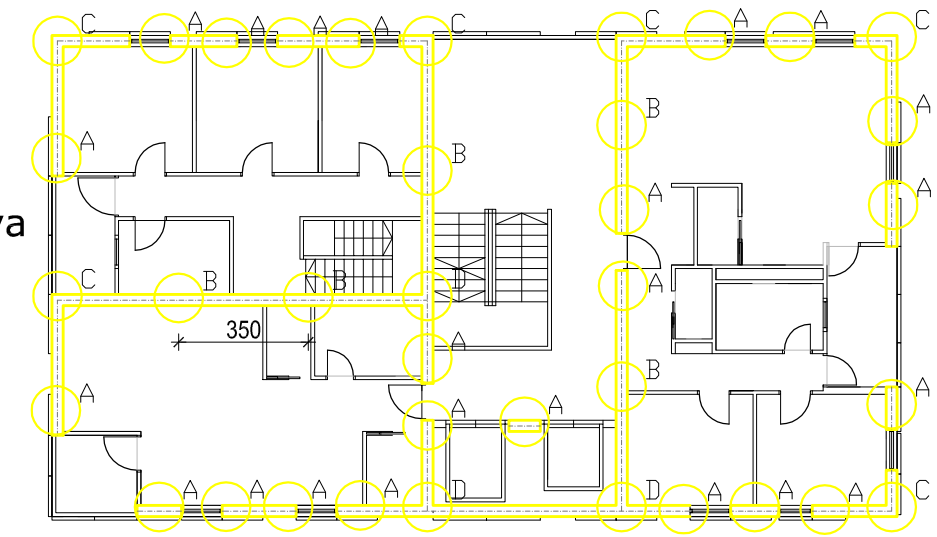
Zidovi sjevernog tornja



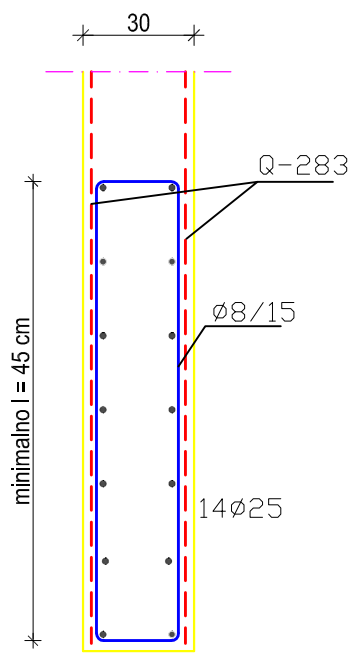
Zidovi neparnih katova južnog tornja



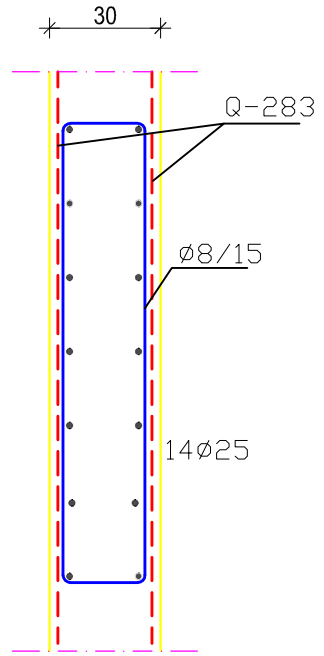
Zidovi parnih katova južnog tornja



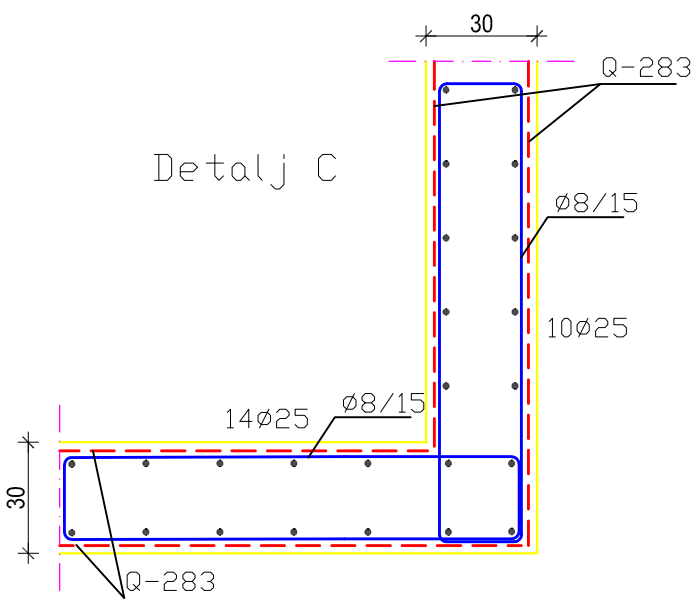
Detalj A



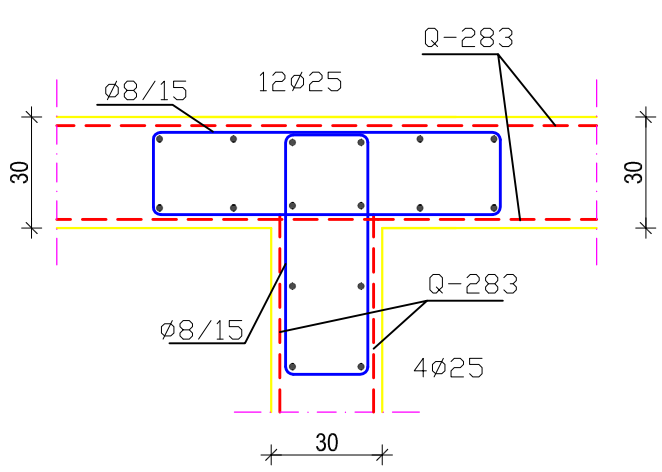
Detalj B



Detalj C



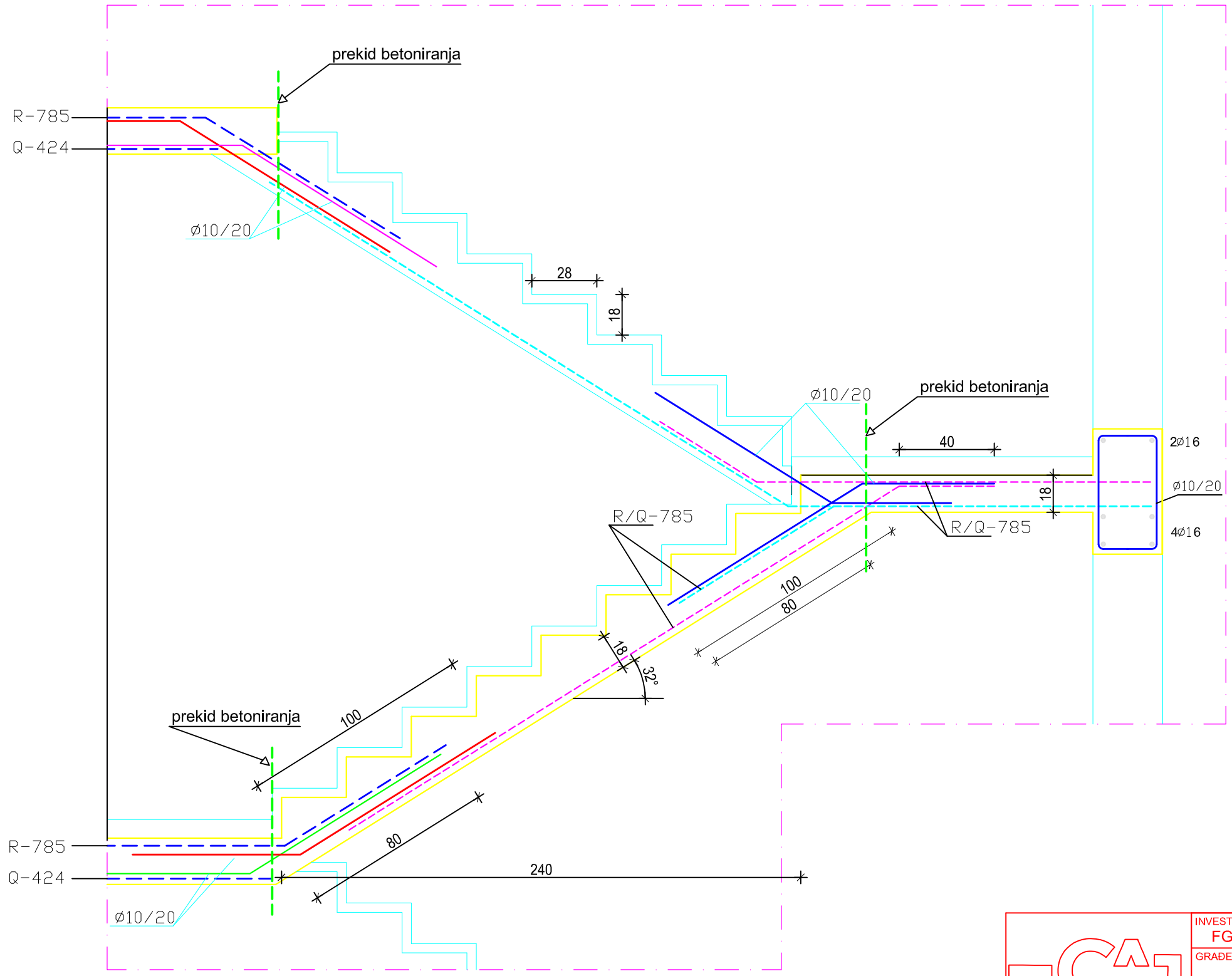
Detalj D



SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno-stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: PLAN POZICIJA I ARMATURA ZIDOVA	BROJ PRILOGA: 6.1

Armatura stubišta
M 1:20



SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE
I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15
MB 3149463; tel: + 385 (0)21 303333; fax: + 385 (0)21 465117

INVESTITOR / NARUČITELJ: FGAG, Matice hrvatske 15, 21000 Split	MJERILO: 1:20
GRAĐEVINA: Poslovno - stambena zgrada u Ulici Mike Tripala u Splitu	DATUM: rujan, 2017.
VRSTA PROJEKTA: Projekt konstrukcije	BROJ PROJEKTA: kk-09-2017
RAZINA PROJEKTA: GLAVNI PROJEKT	PROJEKTANT: Ivan Mijić
SADRŽAJ: ARMATURA STUBIŠTA	BROJ PRILOGA: 7.1