

Analiza postojećeg stanja, rekonstrukcija i nadogradnja zgrade škole

Čizmić, Mihael

Master's thesis / Diplomski rad

2024

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:730421>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-02-18**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)





Sveučilište u Zagrebu

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Mihael Čizmić

**ANALIZA POSTOJEĆEG STANJA,
REKONSTRUKCIJA I NADOGRADNJA ZGRADE
ŠKOLE**

DIPLOMSKI RAD

izv. prof. dr. sc. Mario Uroš

Zagreb, 2024.



University of Zagreb

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Mihael Čizmić

**SEISMIC ASSESSMENT AND
RECONSTRUCTION OF THE EXISTING
SCHOOL BUILDING**

MASTER THESIS

izv. prof. dr. sc. Mario Uroš

Zagreb, 2024.



OBRAZAC 3

POTVRDA O POZITIVNOJ OCJENI PISANOG DIJELA DIPLOMSKOG RADA

Student/ica :

Mihael Čizmić

(Ime i prezime)

0082060940

(JMBAG)

zadovoljio/la je na pisanom dijelu diplomskog rada pod naslovom:

Analiza postojećeg stanja, rekonstrukcija i nadogradnja zgrade škole

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

Seismic assessment and reconstruction of the existing school building

(Naslov teme diplomskog rada na engleskom jeziku)

i predlaže se provođenje daljnjeg postupka u skladu s Pravilnikom o završnom ispitu i diplomskom radu Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta.

Pisani dio diplomskog rada izrađen je u sklopu znanstvenog projekta: (upisati ako je primjenjivo)

(Naziv projekta, šifra projekta, voditelj projekta)

Pisani dio diplomskog rada izrađen je u sklopu stručne prakse na Fakultetu: (upisati ako je primjenjivo)

(Ime poslodavca, datum početka i kraja stručne prakse)

Datum:

12.6.2024.

Mentor:

izv. prof. dr. sc. Mario Uroš

Potpis mentora:

Komentor:



OBRAZAC 5

IZJAVA O IZVORNOSTI RADA

Ja :

Mihael Čizmić, 0082060940

(Ime i prezime, JMBAG)

student/ica Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta ovim putem izjavljujem da je moj pisani dio diplomskog rada pod naslovom:

Analiza postojećeg stanja, rekonstrukcija i nadogradnja zgrade škole

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

izvorni rezultat mojeg rada te da se u izradi istoga nisam koristio/la drugim izvorima osim onih koji su u njemu navedeni.

Datum:

12.6.2024.

Potpis:

M. Čizmić



OBRAZAC 6

IZJAVA O ODOBRENJU ZA POHRANU I OBJAVU PISANOG DIJELA DIPLOMSKOG RADA

Ja :

Mihael Čizmić, 49867548522

(Ime i prezime, OIB)

ovom izjavom potvrđujem da sam autor/ica predanog pisanog dijela diplomskog rada i da sadržaj predane elektroničke datoteke u potpunosti odgovara sadržaju dovršenog i obranjenog pisanog dijela diplomskog rada pod naslovom:

Analiza postojećeg stanja, rekonstrukcija i nadogradnja zgrade škole

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

koji je izrađen na sveučilišnom diplomskom studiju Građevinarstvo Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta pod mentorstvom:

izv. prof. dr. sc. Mario Uroš

(Ime i prezime mentora)

i obranjen dana:

4.7.2024.

(Datum obrane)

Suglasan/suglasna sam da pisani dio diplomskog rada u cijelosti bude javno dostupan, te da se trajno pohrani u digitalnom repozitoriju Građevinskog fakulteta, repozitoriju Sveučilišta u Zagrebu te nacionalnom repozitoriju.

Datum:

12.6.2024.

Potpis:

M. Čizmić

SAŽETAK

Tema rada je procjena stanja te rekonstrukcija i nadogradnja dilatacije D1 postojeće zgrade škole. Provedena je analiza postojećeg stanja zgrade gdje je proučena postojeća arhivska dokumentacija te je napravljen numerički model u programskom paketu ETABS 20. Napravljen je proračun metodom spektra odziva i utvrđena je otpornost zgrade te je proračunat indeks značajnog oštećenja (IZO) zgrade. Provedeno je dimenzioniranje na stalno i seizmičko djelovanje te su utvrđena kritična mjesta i kritični elementi u konstrukciji. Sukladno rezultatima i zaključcima postojećeg stanja je odabrano rješenje nadogradnje jednog kata škole. Također je proveden proračun stanja zgrade nakon nadogradnje te je proračunata otpornost postojećih i novih elemenata konstrukcije. Na kraju je napravljen kritički osvrt na rekonstrukciju i izvornu koncepciju zgrade.

Ključne riječi: procjena stanja; rekonstrukcija; nadogradnja; seizmička otpornost; analiza zgrade škole

SUMMARY

The topic of the thesis is seismic assessment and reconstruction of dilatation D1 of the existing school building. An analysis of the existing state of the building was conducted with the help of the existing archival documentation and a numerical model that was made in the ETABS 20 software package. Along with other methods, response spectrum analysis method was used to assess the resistance and to calculate the significant damage index of the building. Designing was performed for permanent and seismic actions, while critical sections and elements of the building were determined. Based on the conclusions drawn from the results of the existing state analysis, a solution for adding another story to the school was chosen. Once again, the analysis of the building was carried out, this time with the added story in mind, and the resistance of the existing and newly added elements was calculated. Finally, a critical review of the reconstruction and the concept of the building was conducted.

Key words: assessment; reconstruction; seismic resistance; analysis of a school building

SADRŽAJ

SAŽETAK	i
SUMMARY	ii
SADRŽAJ	iii
1 UVOD	1
2 TEHNIČKI OPIS	2
3 PRORAČUN POSTOJEĆE GRAĐEVINE.....	7
3.1 Dostupna dokumentacija	7
3.1.1 Arhitektonski projekt.....	7
3.1.2 Plan pozicija	10
3.2 Model konstrukcije.....	10
3.3 Analiza opterećenja.....	16
3.4 Proračun konstrukcije	26
3.4.1 Dinamički parametri.....	26
3.4.2 Provjera graničnog stanja uporabivosti (GSU).....	29
3.4.3 Raspodjela unutarnjih sila.....	35
3.4.4 Provjera graničnog stanja nosivosti (GSN)	37
4 PRORAČUN NADOGRAĐNJE GRAĐEVINE.....	54
4.1 Dostupna dokumentacija	55
4.1.1 Arhitektonski projekt.....	55
4.2 Model konstrukcije.....	58
4.3 Analiza opterećenja.....	65
4.4 Preliminarni proračun nadogradnje konstrukcije.....	69
4.4.1 Raspodjela unutarnjih sila.....	69
4.4.2 Provjera graničnog stanja nosivosti (GSN)	70
4.5 Proračun ojačane konstrukcije.....	75
4.5.1 Dinamički parametri.....	78
4.5.2 Provjera graničnog stanja uporabivosti (GSU).....	80
4.5.3 Raspodjela unutarnjih sila.....	86
4.5.4 Provjera graničnog stanja nosivosti (GSN)	90
5 ZAKLJUČAK.....	107
POPIS LITERATURE	111

POPIS SLIKA.....	112
POPIS TABLICA.....	120
PRILOG A.....	121
PRILOG B.....	122

1 UVOD

Predmet rada je procjena mehaničke otpornosti i stabilnosti, a zatim razmatranje varijante rekonstrukcije i nadogradnje dilatacije D1 zgrade škole. Rad se sastoji od dva dijela. U prvom dijelu provest će se provjera postojećeg stanja građevine prema važećim propisima s naglaskom na seizmički proračun metodom spektralne analize. Utvrdit će se otpornost pojedinih elemenata i istaknuti kritična mjesta konstrukcije. Na temelju analize će se odrediti indeks značajnog oštećenja zgrade, odnosno IZO faktor. U drugom dijelu razmotrit će se mogućnost nadogradnje dilatacije D1 još jednom etažom identične svrhe, ali različitog konstrukcijskog sustava. Provest će se dokazivanje starih i dimenzioniranje novih elemenata tako da zadovolje zahtjeve graničnih stanja nosivosti i uporabivosti. Na kraju će se napraviti kritički osvrt na najvažnije zaključke iz analize postojećeg stanja i varijante nadogradnje konstrukcije.

Tema rada značajna je zbog konstantnog razvijanja građevinske struke u području projektiranja potresne otpornosti konstrukcija koje je definirano Eurokodom 8. Proračun postojećih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima postao je pogotovo aktualan na području Republike Hrvatske nakon potresa koji su pogodili Zagreb i okolicu u ožujku, a Petrinju i okolicu u prosincu 2020. godine.

2 TEHNIČKI OPIS

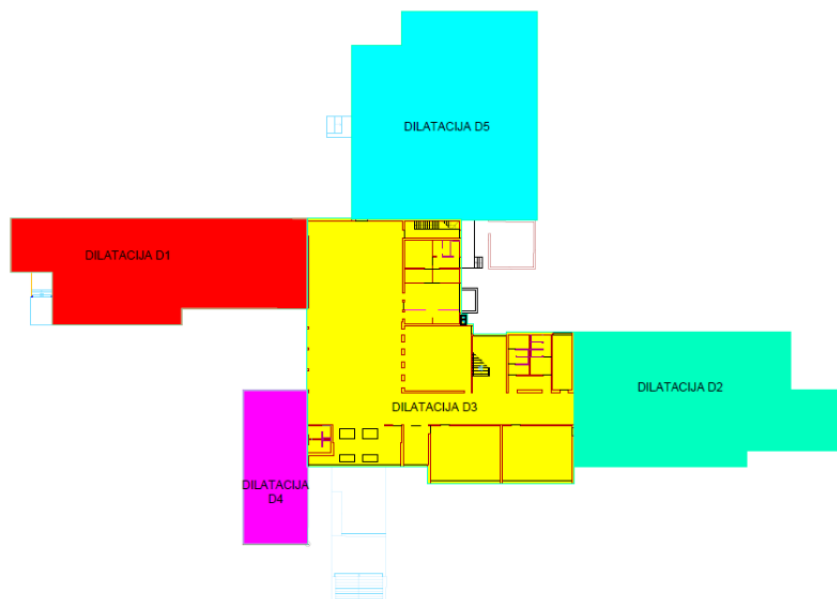
U tehničkom opisu navedeni su glavni podaci o karakteristikama građevine, dokumentaciji, propisima u vrijeme gradnje, korištenim programskim paketima i djelovanjima na građevinu.

SITUACIJA



Slika 1: Lokacija građevine

Građevina se nalazi u Školskoj ulici, 49223 Sveti Križ Začretje na lokaciji k. č. br. 2415/1. GPS koordinate su $46^{\circ}05'04.37''$ S, $15^{\circ}54'27.20''$ I. Dilatacija D1 nalazi se na zapadnoj strani građevine.



Slika 2: Podjela škole na dilatacije

NAMJENA GRAĐEVINE

Namjena postojeće dilatacije D1 je obrazovna. Sastoji se od četiri učionice s južne strane, hodnika, WC-a i ulaznog dijela s trijemom i vjetrobranom ispod kojih se nalazi podrumaska prostorija. Ukoliko bi došlo do nadogradnje još jedne etaže, namjena etaže kata bila bi identična kao namjena prizemlja.

POSTOJEĆA DOKUMENTACIJA

Pri izradi projekta kao postojeća dokumentacija korišteni su arhitektonski nacrti, statički proračun i izvedbeni nacrti građevine.

VRIJEME IZRADE DOKUMENTACIJE

Statički proračun i izvedbeni nacrti građevine izrađeni su 1971. g., a fotodokumentacija priložena na slici 1 preuzeta je s trenutne verzije programskog paketa Google Earth Pro koja je za lokaciju građevine zadnji put ažurirana 2.11.2022. godine.

PROPISI U VRIJEME GRADNJE

S obzirom na vrijeme gradnje zaključujemo da je zgrada proračunata po propisima koji su vrijedili prije dolaska Eurokoda. Glavni predmet rada je proračun postojeće građevine na potresno opterećenje prema sadašnjim standardima, pa je najbitnije napomenuti da je za vrijeme projektiranja vrijedio Pravilnik o privremenim tehničkim propisima za građenje u seizmičkim područjima. Procjenjuje se da je spomenuti propis u obzir uzimao 30-50% mjerodavnog opterećenja definiranog suvremenim propisima Eurokoda 8 [1].

OPIS PARCELE

Parcela ima nepravilni oblik površine 28746 m².



Slika 3: Prikaz parcele

BLIZINA SUSJEDA

Građevina je samostojeća te sa svoje strane ulice graniči s manjom kućom i zgradom, od kojih ni jedna nije u neposrednoj blizini građevine.

KATNOST

Sastoji se od podruma i prizemlja (Po+Pr), odnosno podruma, prizemlja i kata (Po+Pr+1) ukoliko dođe do nadogradnje još jedne etaže.

OBLIKOVANJE I POVRŠINE GRAĐEVINE

Građevina je tlocrtno blago nesimetrična dok je po visini pravilna ako zanemarimo podrum sa zapadne strane. Površina tlocrtne projekcije iznosi oko 396 m². Površina zatvorenih prostora podruma iznosi 18 m², a prizemlja 334 m². Iz toga proizlazi da je BRP 352 m². Ukupna visina građevine je 3,82 m. Svjetle visine iznose 2,4 m svugdje osim u učionama u kojima iznose 3,4 m.

NADMORSKA VISINA

Kota uređenog terena uz građevinu je 163 m.n.m.

NOSIVA KONSTRUKCIJA I MATERIJALI

Stropna nosiva konstrukcija iznad učiona izvedena je od prednapetih šupljih betonskih ploča MB-450, širine 60 cm u trakama, debljine 20 cm i dužine koja je prilagođena svjetlom razmaku nosivih zidova. Stropna ploča iznad hodnika, WC-a i ulaza standardna je ploča MB-220 nosiva u oba smjera debljine 12 cm ili 15 cm, ovisno o poziciji. Nosivi zidovi izvedeni su od betona MB-220 kao nearmirani debljine 16 ili 20 cm, ovisno o poziciji. Na krajevima

dobivaju vertikalnu armaturu $4\phi 12$ (kao vertikalni serklaž). Uz otvore i u nadvojima također se dodaje vertikalna armatura od $4\phi 12$. Iznad zidova učiona sa sjeverne strane nalazi se prostor za osvjetljenje iznad kojeg su armiranobetonske grede poprečnog presjeka 16/42 cm. Sa sjeverne strane dilatacije D1 zidovi imaju značajnije otvore koji su prebrođeni gredama poprečnog presjeka 20/34 cm i 20/42 cm. Na istoj strani nalazi se manji dio gdje izostaju nearmirani betonski zidovi, pa je nosiva konstrukcija okvirna, sa stupovima poprečnog presjeka 20/20 cm i gredama poprečnog presjeka 20/34 cm. U podrumu su zidovi u potpunosti armiranobetonski debljine 20 ili 30 cm, odnosno nema nearmiranog dijela kao u prizemlju. Zaštitni sloj većine betonskih elemenata iznosi 1,5 cm.

Armatura nosivih elemenata je Č-0200. S obzirom na to da su oznake za klasu betona i vrstu armature zastarjele, pri modeliranju su korištene približno ekvivalentne vrijednosti, pa je tako za beton MB-220 korištena klasa C20/25, a za armaturu Č-0200 je definirana armatura s granicom popuštanja od 200 MPa.

Nosivi elementi nalaze se u dva glavna smjera s blago nepravilnim rasporedom. Armiranobetonski zidovi podruma, nearmirani betonski zidovi s vertikalnim serklažima na rubovima i oko otvora te manji okvirni dio sa sjeverne strane primarno sudjeluju u prenošenju horizontalnog opterećenja. Podna ploča podruma, podna ploča prizemlja i stropna ploča prizemlja zajedno s ostalim elementima konstrukcije sudjeluju u prijenosu vertikalnog opterećenja. Ravni krov iznad prizemlja je neprohodan.

Prema normi HRN EN 1998-3 [2], pri ocjenjivanju postojećeg stanja konstrukcije, u svrhu odabira dopuštene vrste proračuna i odgovarajućih vrijednosti faktora povjerenja definiraju se tri razine znanja (RZ):

- RZ1: ograničeno znanje
- RZ2: uobičajeno znanje
- RZ3: potpuno znanje.

Na odabir razine znanja utječu geometrijski faktori, detalji i materijali. Budući da u postojećoj dokumentaciji, primarno u izvedbenim nacrtima, postoje sveukupni geometrijski podaci o konstrukciji, kompletna razrada detalja i podaci o ugrađenim materijalima, pri proračunu postojećeg stanja konstrukcije koristit će se razina znanja 3 kojoj pripada faktor povjerenja $FP = 1,00$. To znači da vrijednosti svojstava postojećih materijala neće biti umanjene, što bi bio slučaj kada bi se koristio faktor povjerenja veći od 1,00.

TEMELJI I TLO

Građevina se temelji na temeljnim trakama ispod zidova i stupova. Beton je MB-160, te se u modelu koristi klasa C16/20 i armira se armaturom Č-0200 (odnosno armaturom granice popuštanja 200 MPa u modelu) prema statičkom proračunu. Geomehaničko ispitivanje tla na predmetnoj lokaciji pokazuje da nosivost tla za trake iznosi 2,1 kp/cm², odnosno 206 kN/m². Neki parametri vezani za tlo u modelu su pretpostavljeni pomoću literature [3], npr. zbog lokacije je procijenjen tip tla C i vertikalna krutost ispod traka od 20000 kN/m/m².

NEKONSTRUKCIJSKI ELEMENTI

Pregradni zidovi su gipskartonski s ispunom od mineralne vune. Debljina gipskartonskih zidova je 15 cm. Nekonstrukcijski elementi se zbog zanemarive vlastite težine ne uzimaju u obzir prilikom određivanja dodatnog stalnog opterećenja.

DETALJI

Konstrukcijski detalji su izvedeni prema uobičajenoj praksi s obzirom na vrijeme gradnje.

PROGRAMSKI PAKET

Proračun konstrukcije proveden je pomoću programskih paketa Office i ETABS 20 po važećim propisima Eurokoda uz pomoć priručnika [4, 5].

DJELOVANJA

Opterećenja modela pretpostavljena su prema dostupnoj dokumentaciji, literaturi i pravilima struke. Vlastitu težinu svih nosivih dijelova konstrukcije programski paket automatski uzima u obzir. Slojevi podova i stropova uzeti su u obzir dodatnim stalnim opterećenjem. Uporabno opterećenje koje obuhvaća korisnike zgrade, namještaj itd. uzeto je prema važećim propisima. Konstrukcija ima ravan krov za koji je potrebno uzeti u obzir opterećenje od snijega. Opterećenje od vjetra nije mjerodavno zbog geometrije i lokacije građevine i kao takvo nije uzeto u obzir. Potres se analizira metodom spektralne analize.

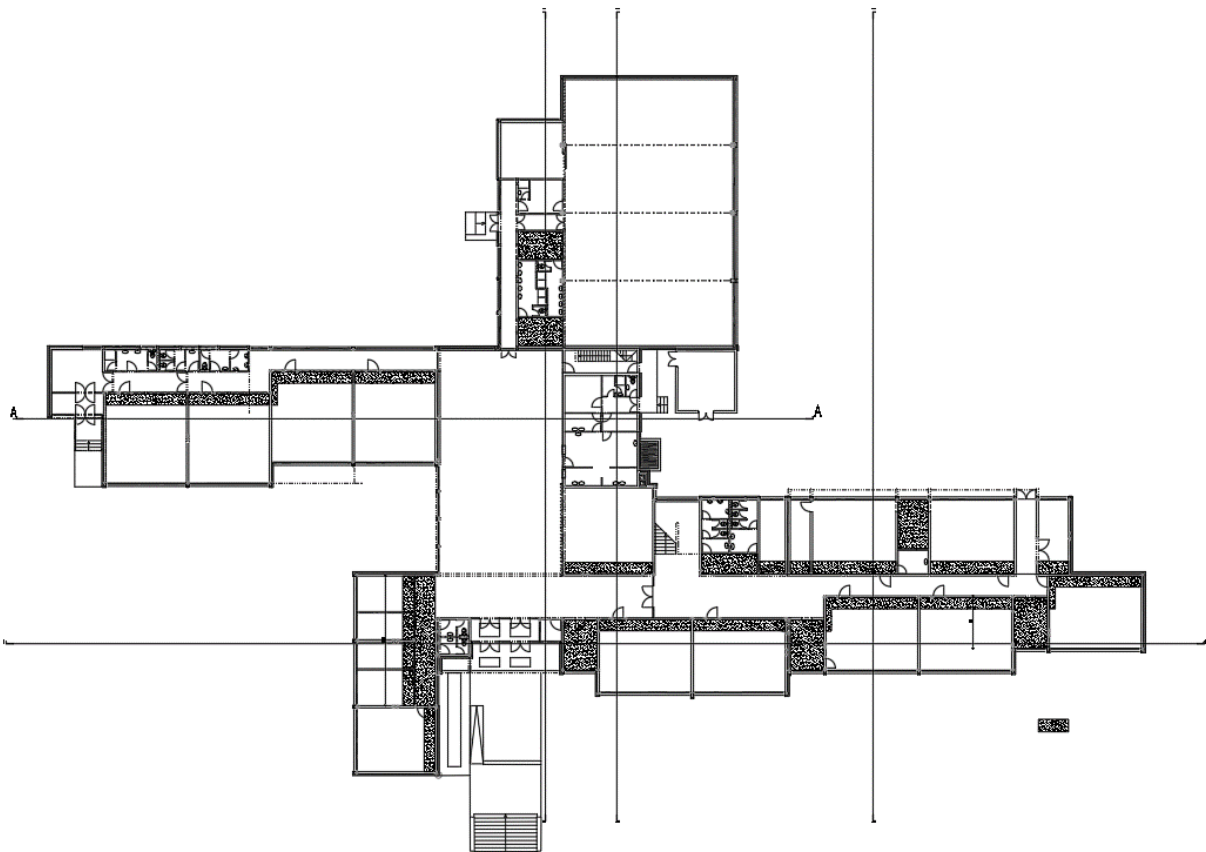
3 PRORAČUN POSTOJEĆE GRAĐEVINE

U poglavlju je prikazana dostupna dokumentacija, opisan je model konstrukcije i pripadajuća analiza opterećenja, te je na kraju proveden proračun postojećeg stanja građevine.

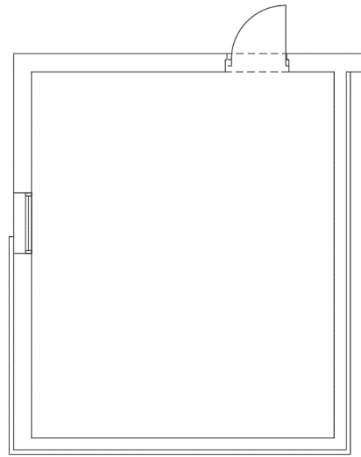
3.1 Dostupna dokumentacija

3.1.1 Arhitektonski projekt

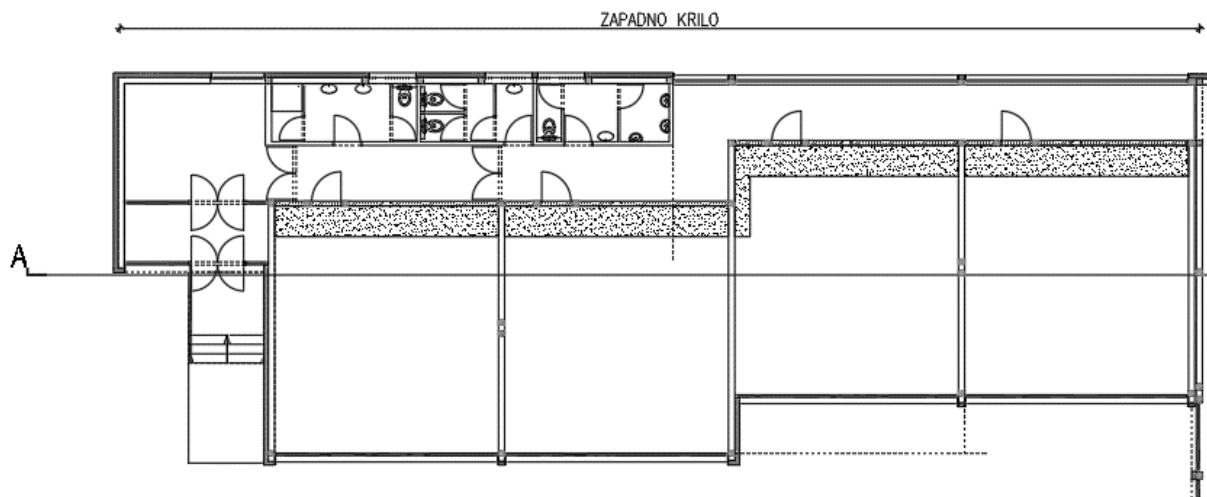
Na sljedećim slikama prikazane su sheme nacрта cijele škole i dilatacije D1. Uvećani nacrti s kotama nalaze se u prilogu A.



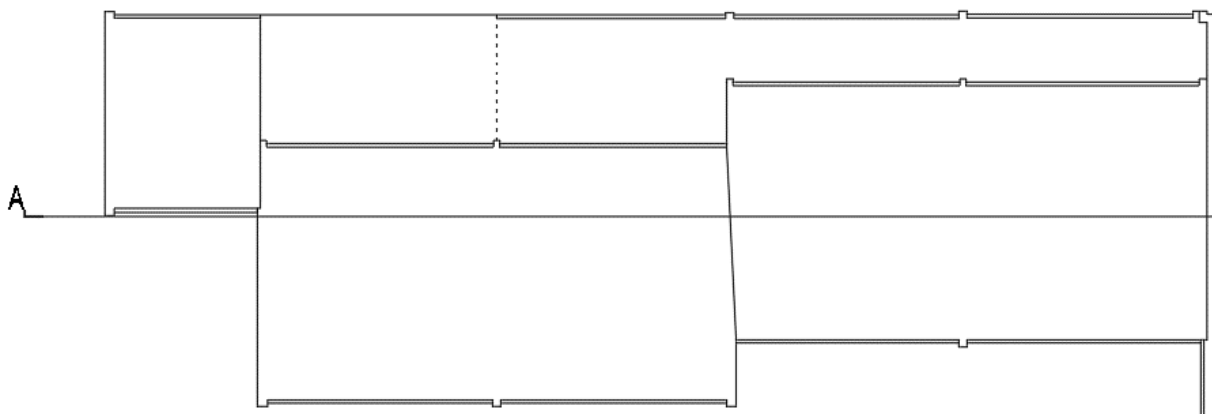
Slika 4: Tlocrt cijele škole



Slika 5: Tlocrt podruma dilatacije D1

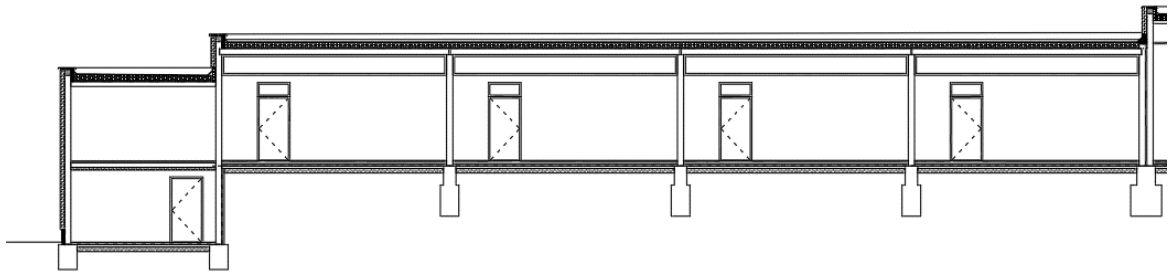


Slika 6: Tlocrt prizemlja dilatacije D1

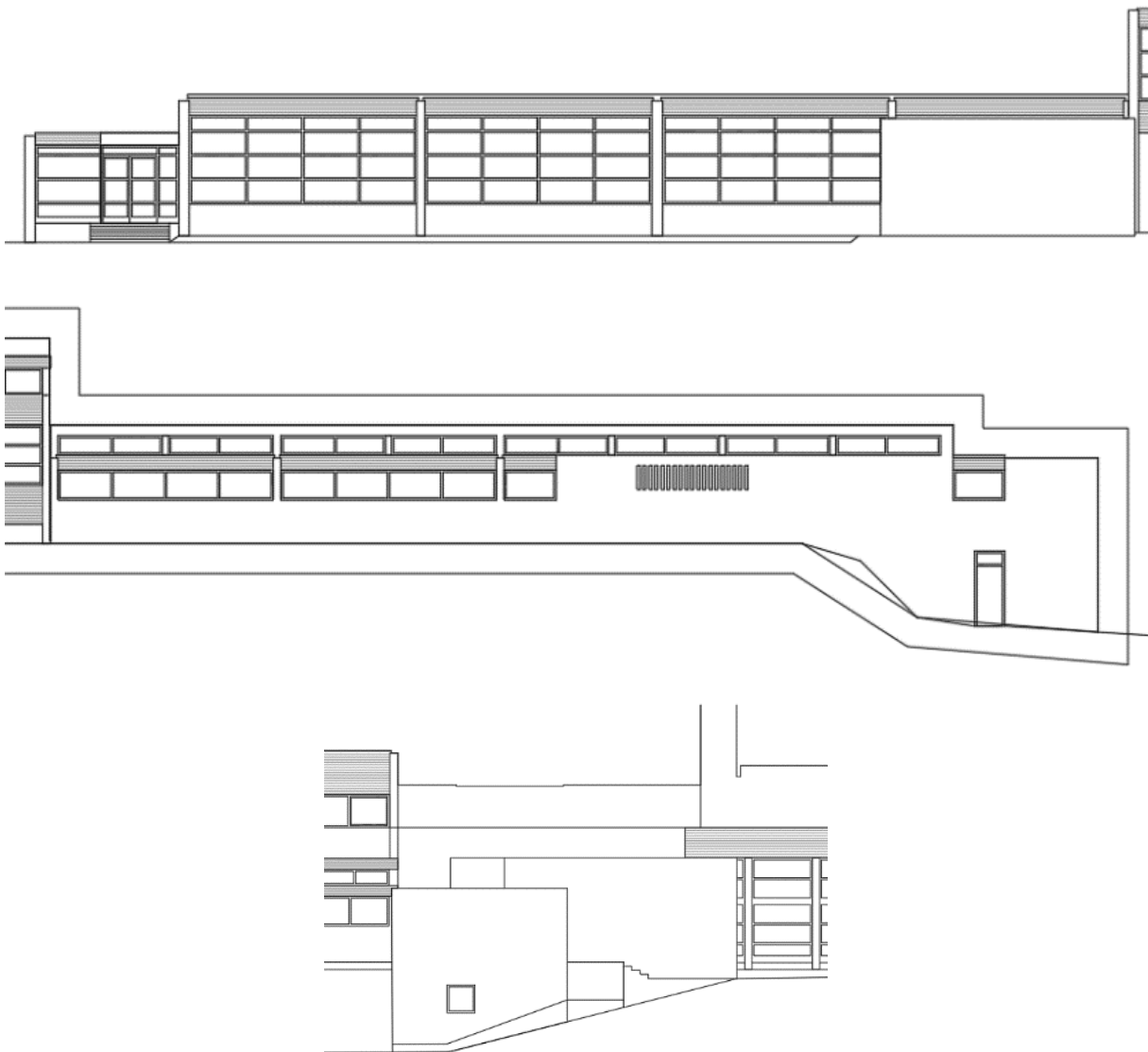


Slika 7: Tlocrt krova dilatacije D1

A-A



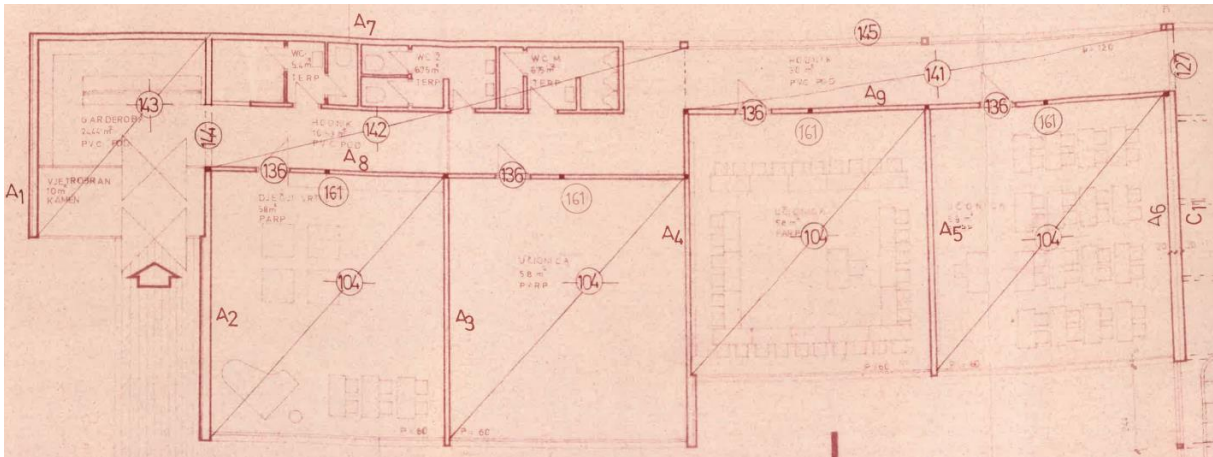
Slika 8: Presjek A-A



Slika 9: Južno (gore), sjeverno (u sredini) i zapadno (dolje) pročelje dilatacije D1

3.1.2 Plan pozicija

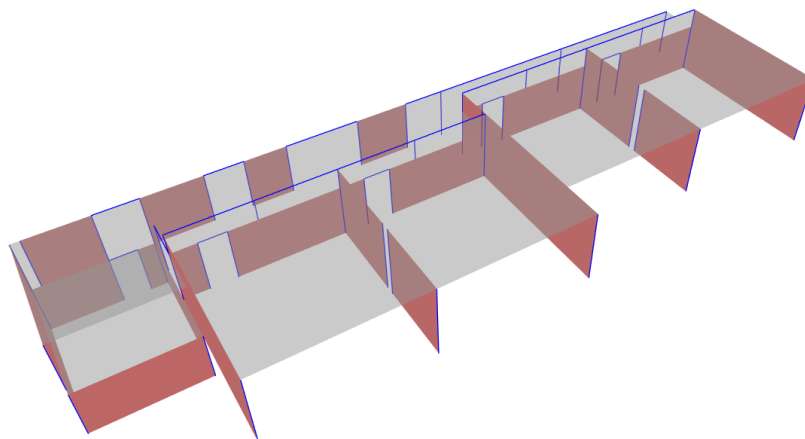
Na slici 10 prikazan je plan pozicija dilatacije D1 preuzet iz postojećeg statičkog proračuna konstrukcije. Prilikom proračuna u kasnijim poglavljima često će se spominjati ove pozicije, stoga je slika 10. vrlo bitna radi lakše orijentacije odnosno pozicioniranja pojedinih elemenata unutar konstrukcije. Zbog jasnije vidljivosti na kraju priloga A nalazi se čišći prikaz plana pozicija.



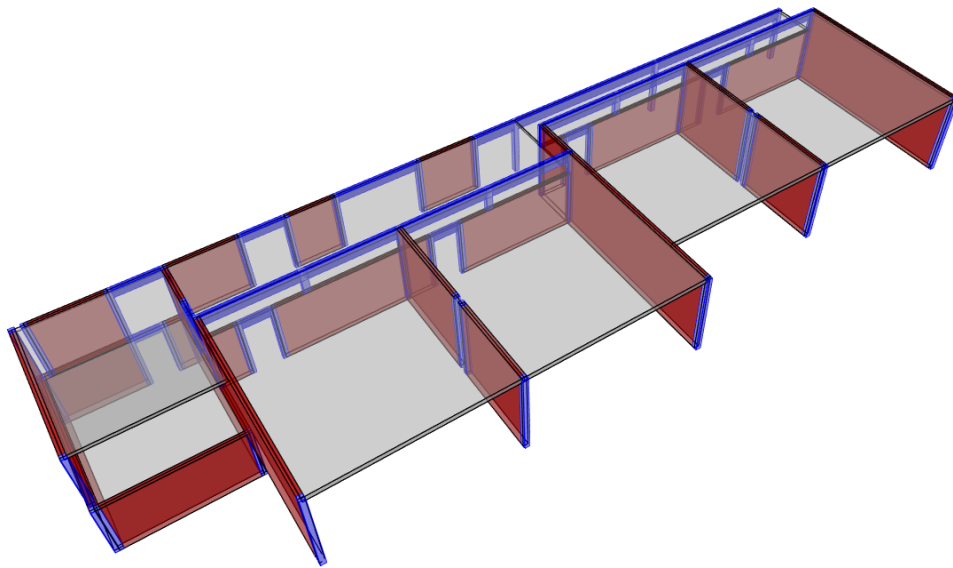
Slika 10: Plan pozicija (Izvor: [6])

3.2 Model konstrukcije

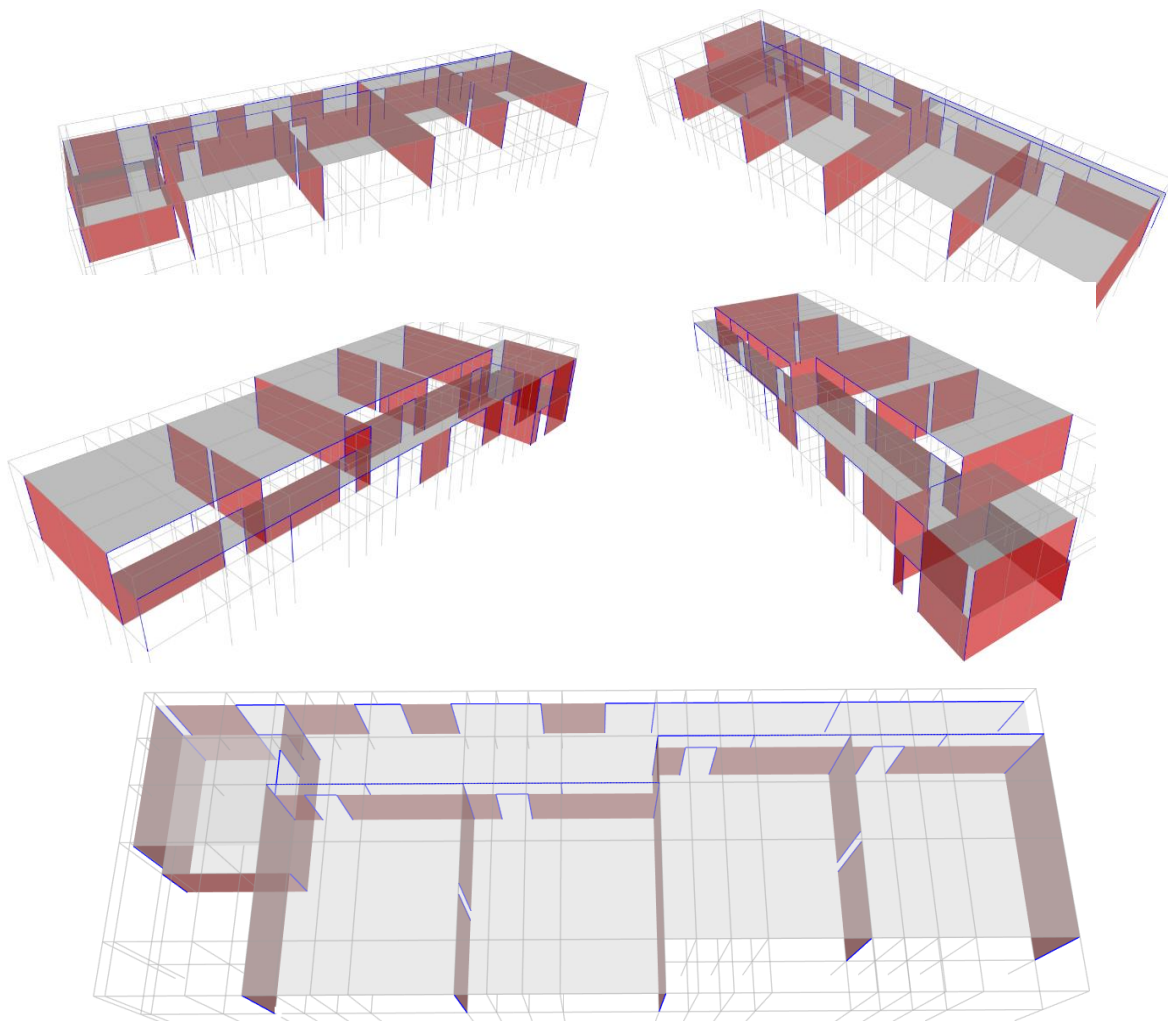
Pri modeliranju stupova, greda, horizontalnih i vertikalnih serklaža korišteni su štapni konačni elementi, dok su se za modeliranje ploča, zidova i temelja koristili plošni konačni elementi. Na idućim stranicama nalazi se prikaz modela konstrukcije, materijala i poprečnih presjeka pridruženih elementima.



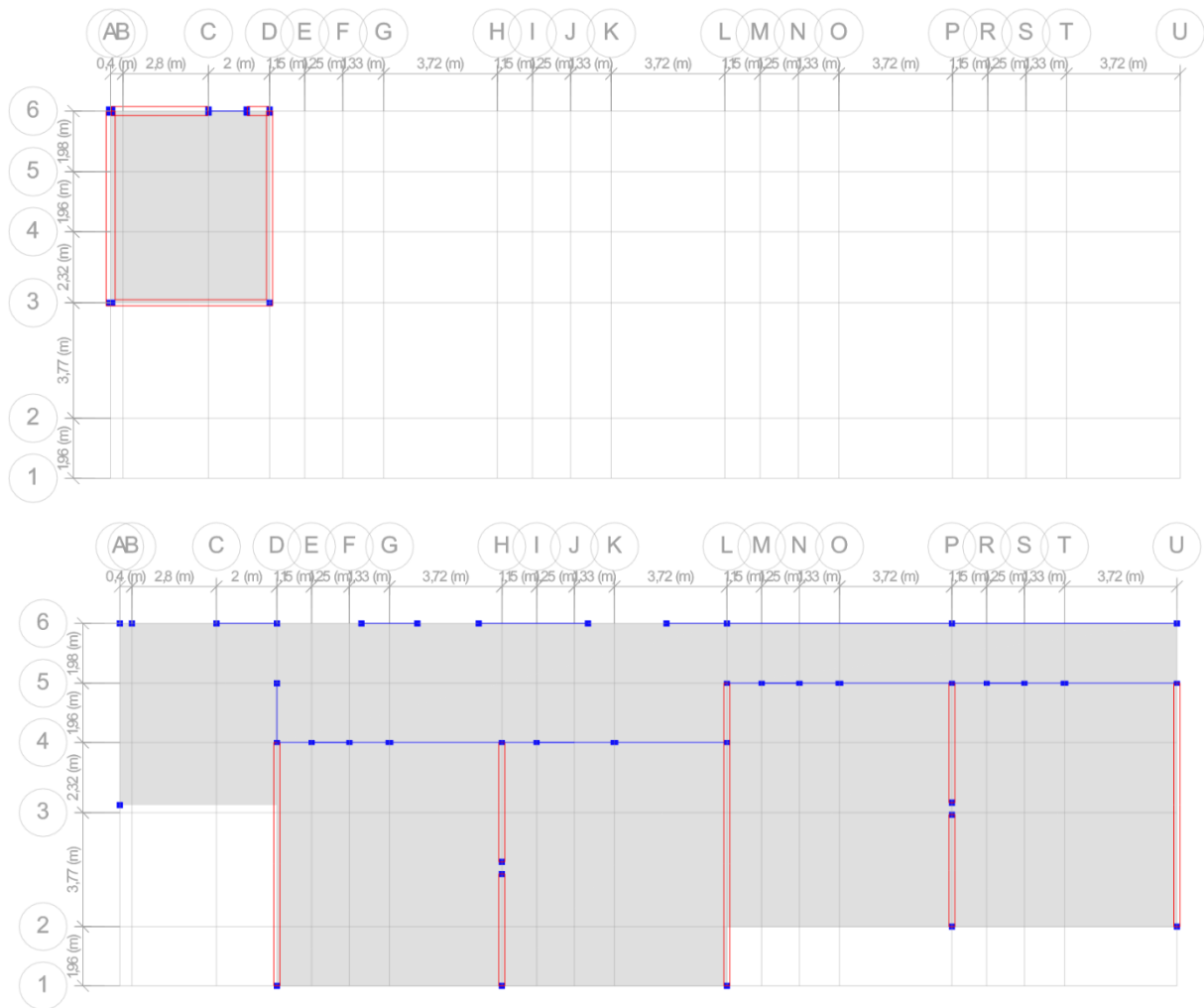
Slika 11: 3D model konstrukcije



Slika 12: 3D model konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata





Slika 13: 3D prikazi nosivih elemenata konstrukcije sa svih strana




Slika 14: Ravninski prikaz podruma (gore) i prizemlja (dolje) s označenim osima i dimenzijama

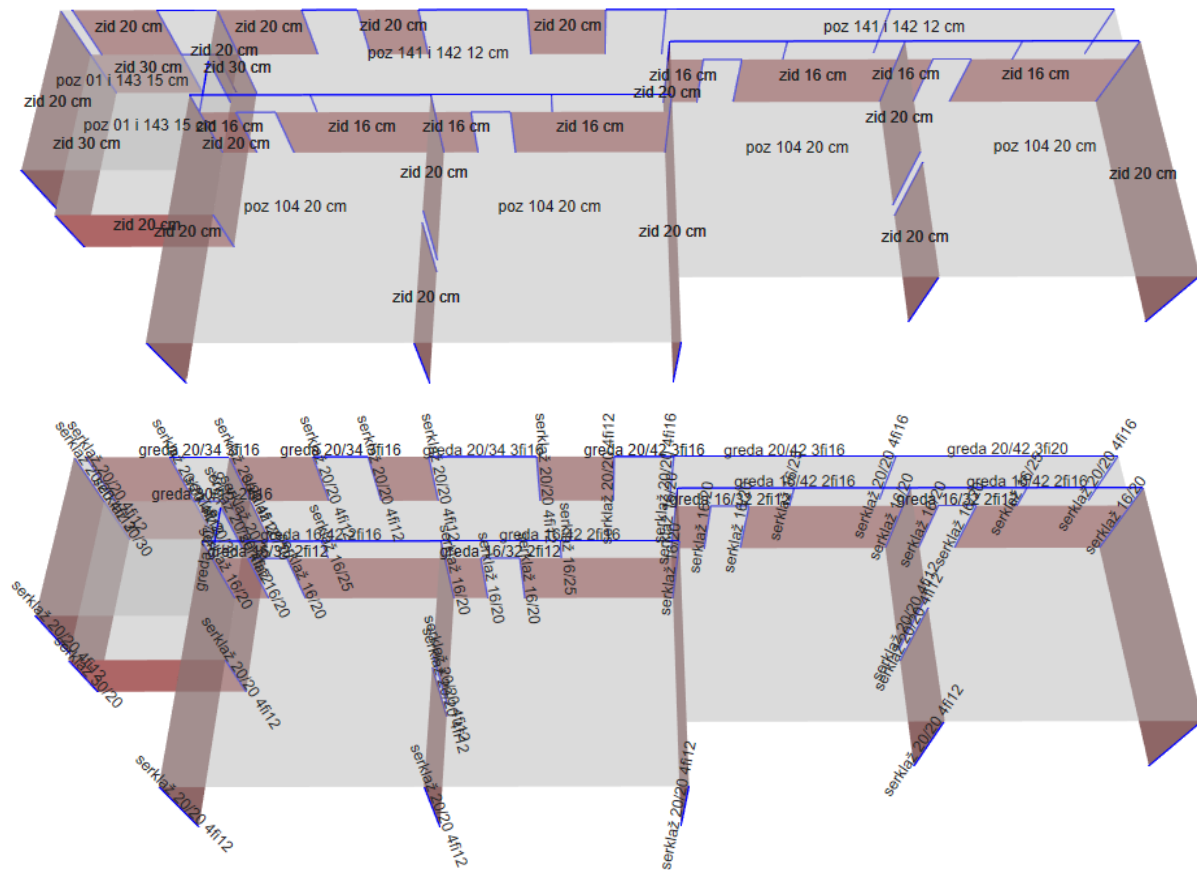
Materijali su definirani sukladno postojećem statičkom proračunu. Skoro svi nosivi elementi izvedeni su od betona oznake MB-220. S obzirom da se u suvremenim propisima koriste klase, a ne marke, u programskom paketu ETABS 20 je spomenutim elementima pridružena klasa C20/25. Takvim odabirom dobit će se rezultati koji su na strani sigurnosti, jer beton C20/25 ima karakterističnu tlačnu čvrstoću na uzorku valjka od 20 MPa, odnosno 2 MPa manje nego kod betona MB-220. Temelji su izvedeni od nešto slabijeg betona MB-160 koji je definiran klasom C16/20. U cijeloj konstrukciji korištena je armatura koja je po starim propisima klasificira kao Č-0200 tj. granica popuštanja čelika iznosi 200 MPa. Budući da se takva armatura više ne koristi, u modelu je ručno definirana armatura s pretpostavljenom granicom popuštanja 200 MPa i vlačnom čvrstoćom 300 MPa. Pri proračunu elemenata postojećeg stanja debljina zaštitnog sloja iznosi 1,5 cm, što je slučaj u većini betonskih elemenata konstrukcije. Kod proračuna varijante nadogradnje konstrukcije provest će se proračun zaštitnog sloja prema suvremenim normama, te će biti vidljivo da zahtijevani zaštitni sloj iznosi više od 1,5 cm.

General Data		General Data	
Material Name	C20/25	Material Name	C16/20
Material Type	Concrete	Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic	Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...	Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...	Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass		Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density	<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	24,9926 kN/m ³	Weight per Unit Volume	24,9926 kN/m ³
Mass per Unit Volume	2548,538 kg/m ³	Mass per Unit Volume	2548,538 kg/m ³
Mechanical Property Data		Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	30000 MPa	Modulus of Elasticity, E	29000 MPa
Poisson's Ratio, U	0,2	Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,00001 1/C	Coefficient of Thermal Expansion, A	0,00001 1/C
Shear Modulus, G	12500 MPa	Shear Modulus, G	12083,33 MPa

Slika 15: Karakteristike klase betona C20/25 (lijevo) i C16/20 (desno)

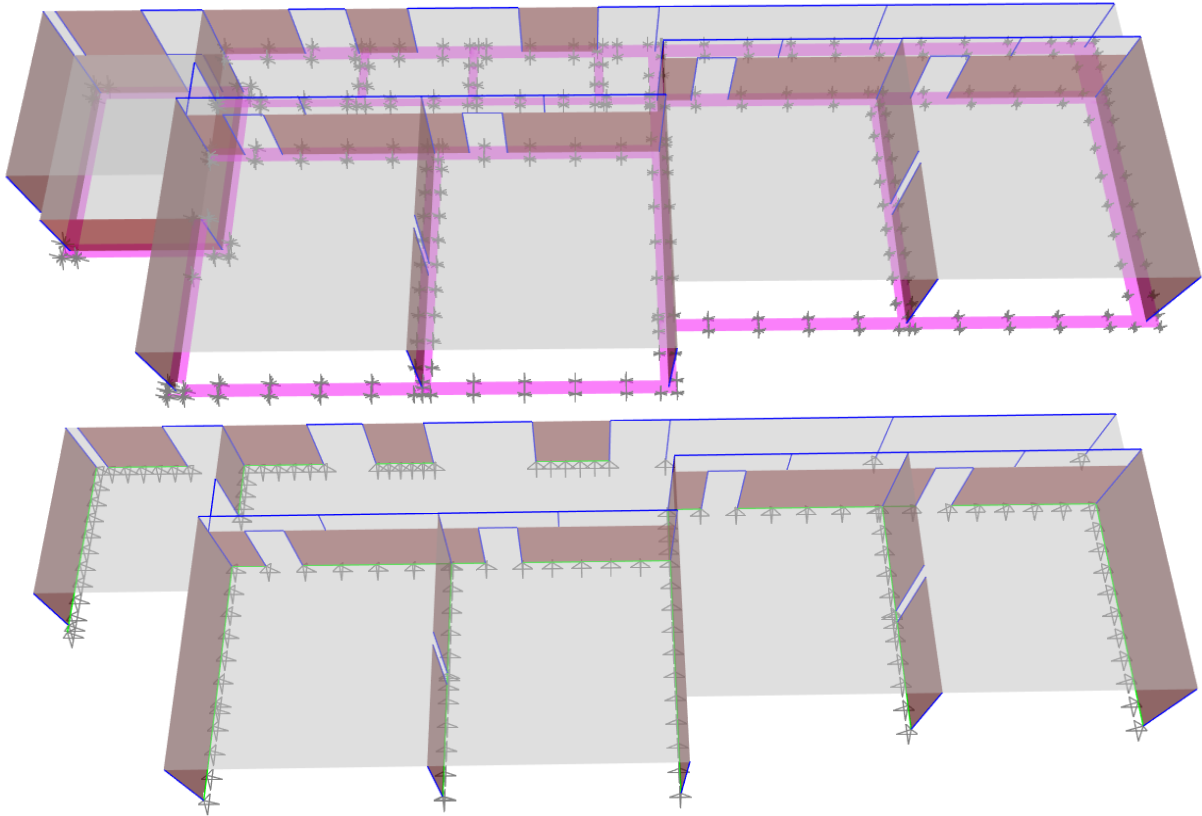
General Data	
Material Name	Č-0200
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	76,9729 kN/m ³
Mass per Unit Volume	7849,047 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	199947,98 MPa
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117 1/C
Material Name and Type	
Material Name	Č-0200
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	Grade 60
Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	200 MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	300 MPa
Expected Yield Strength, Fye	200 MPa
Expected Tensile Strength, Fue	300 MPa

Slika 16: Pretpostavljene karakteristike armature Č-0200



Slika 17: Plošni (gore) i štapni (dolje) poprečni presjeci nosivih elemenata konstrukcije

Prema postojećem statičkom proračunu konstrukcije, geomehničko ispitivanje tla na predmetnoj lokaciji pokazuje da nosivost tla za trake iznosi $2,1 \text{ kp/cm}^2$, odnosno 206 kN/m^2 . Neki parametri vezani za tlo u modelu su pretpostavljeni pomoću literature [3], npr. zbog lokacije je procijenjen tip tla C i vertikalna krutost ispod traka od 20000 kN/m/m^2 . Zbog lakše analize i interpretacije rezultata napravljena su dva modela. U prvom modelu tlo je modelirano putem krutih ležajeva. U drugom su modelirane temeljne trake s oprugama u z smjeru koje simuliraju krutost tla, dok su pomaci u x i y smjeru potpuno spriječeni. Model s krutim ležajevima koristi se za dobivanje dinamičkih svojstava konstrukcije i proračuna svih nosivih elemenata iznad razine tla, za razliku od modela s oprugama koji se koristi za proračun temeljnih traka.



Slika 18: 3D prikaz temelja s označenim rubnim uvjetima – model s temeljnim trakama (gore) i model s krutim ležajevima (dolje)

3.3 Analiza opterećenja

Vlastitu težinu nosivih dijelova konstrukcije programski paket automatski proračunava, s obzirom na zadane dimenzije nosivih elemenata konstrukcije i specifične težine materijala od kojih su elementi napravljeni, u slučaju opterećenja VT.

Vlastita težina nenosivih dijelova konstrukcije (dodatno stalno opterećenje) je izračunata iz poznatih slojeva pojedinih dijelova konstrukcije.

Krov K1

- polimerna HI traka na bazi TPO folija	0,01	=	0,01 kN/m ²
- tvrde MW ploče u nagibu	0,2*2,0	=	0,40 kN/m ²
- polimer-bitumenska traka	0,01	=	0,01 kN/m ²
- prednapete AB ploče 20 cm (automatski u ETABS-u)		=	0,00 kN/m ²
			Δg= 0,42 kN/m²

Krov K3

- polimerna HI traka na bazi TPO folija	0,01	=	0,01 kN/m ²
- tvrde MW ploče u nagibu	0,2*2,0	=	0,40 kN/m ²
- polimer-bitumenska traka	0,01	=	0,01 kN/m ²
- AB ploča 15 cm (automatski u ETABS-u)		=	0,00 kN/m ²
			Δg= 0,42 kN/m²

Međukatna konstrukcija MK3

- kamene ploče	0,02*27	=	0,54 kN/m ²
- pijesak	0,06*22,5	=	1,35 kN/m ²
- AB ploča 15 cm (automatski u ETABS-u)		=	0,00 kN/m ²
- podgled gletane EPS ploče	0,08*0,3	=	0,02 kN/m ²
			Δg= 1,91 kN/m²
- AB atika	0,2*0,25*25	=	1,25 kN/m'

Slika 19: Proračun dodatnog stalnog opterećenja pomoću vlastite težine i debljine postojećih slojeva

Uporabno opterećenje uzeto je prema nacionalnom aneksu norme HRN EN 1991-1-1 [7]:

Hodnici za kategorije prostora C1 do C3 (škola spada u kategoriju C1) → 5 kN/m²

Krovovi koji se ne koriste osim za normalno održavanje i popravke → 0,6 kN/m²

Opterećenje snijegom računa se prema izrazu:

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

μ_i – koeficijent oblika opterećenja od snijega

s_k – karakteristična vrijednost opterećenja od snijega na tlo [kN/m²]

C_e – koeficijent izloženosti, najčešće iznosi 1,0

C_t – toplinski koeficijent, najčešće iznosi 1,0



Slika 20: Karta snježnih područja (Izvor: [8])

Tablica 1: Određivanje vrijednosti μ_i i s_k (Izvor: [8])

Kut nagiba krova	$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Koeficijent oblika μ_1	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
Koeficijent oblika μ_2	$0,8+0,8\alpha/30$	1,6	-

Nadmorska visina do [m]	1. područje – priobalje i otoci [kN/m ²]	2. područje – zaleđe Dalmacije, Primorja i Istre [kN/m ²]	3. područje – kontinentalna Hrvatska [kN/m ²]	4. područje – gorska Hrvatska [kN/m ²]
100	0,50	0,75	1,00	1,25
200	0,50	0,75	1,25	1,50
300	0,50	0,75	1,50	1,75
400	0,50	1,00	1,75	2,00
500	0,50	1,25	2,00	2,50
600	0,50	1,50	2,25	3,00
700	0,50	2,00	2,50	3,50
800	0,50	2,50	2,75	4,00
900	1,00	3,00	3,00	4,50
1 000	2,00	4,00	3,50	5,00
1 100	3,00	5,00	4,00	5,50
1 200	4,00	6,00	4,50	6,00
1 300	5,00	7,00		7,00
1 400	6,00	8,00		8,00
1 500		9,00		9,00
1 600		10,00		10,00
1 700		11,00		11,00
1 800		12,00		

Za promatranu građevinu mjerodavne su vrijednosti :

$$\mu_i = 0,8$$

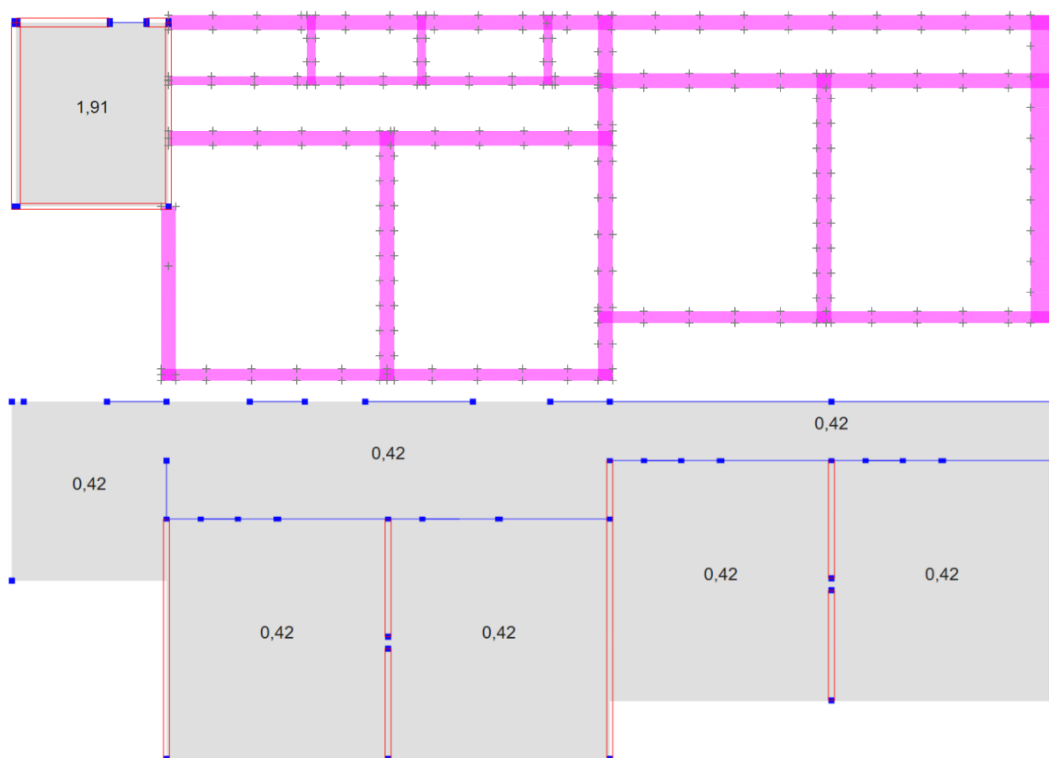
$$s_k = 1,25 \text{ kN/m}^2 \text{ (vrijednost bez interpolacije – na strani sigurnosti)}$$

$$C_e = 1,0$$

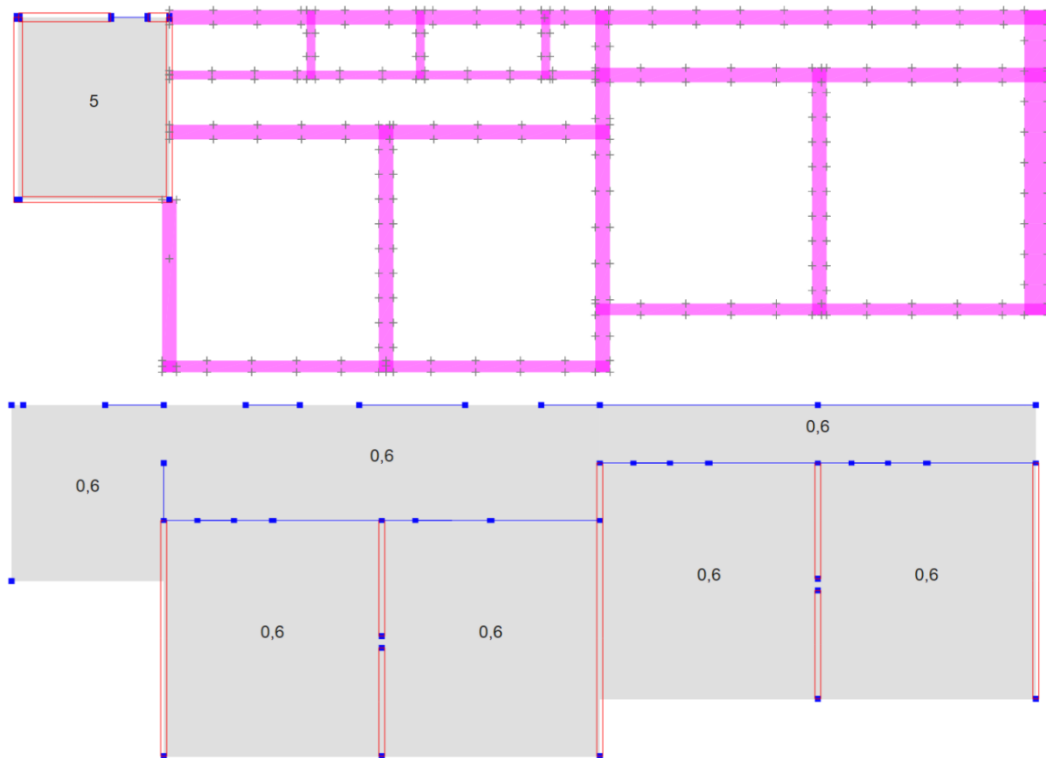
$$C_t = 1,0$$

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,25 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

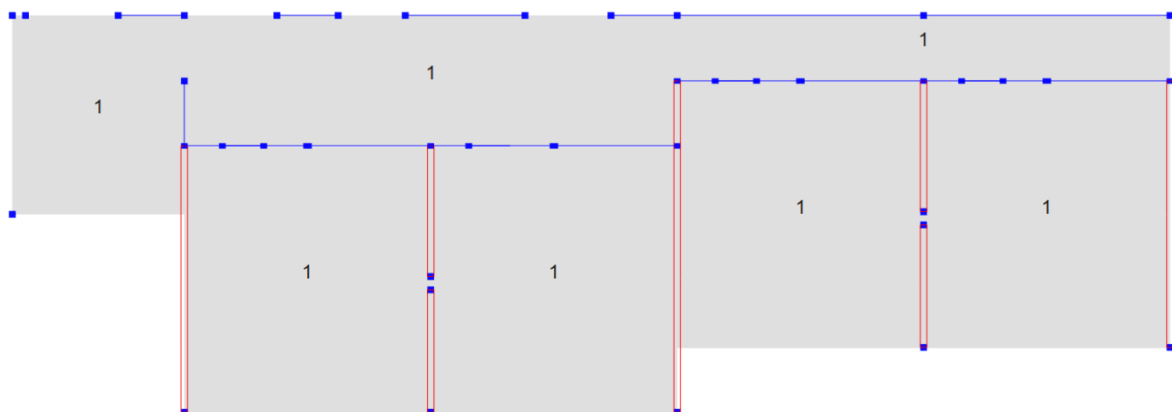
Na idućim slikama prikazane su sheme zadavanja pojedinačnih vrsta opterećenja po etažama.



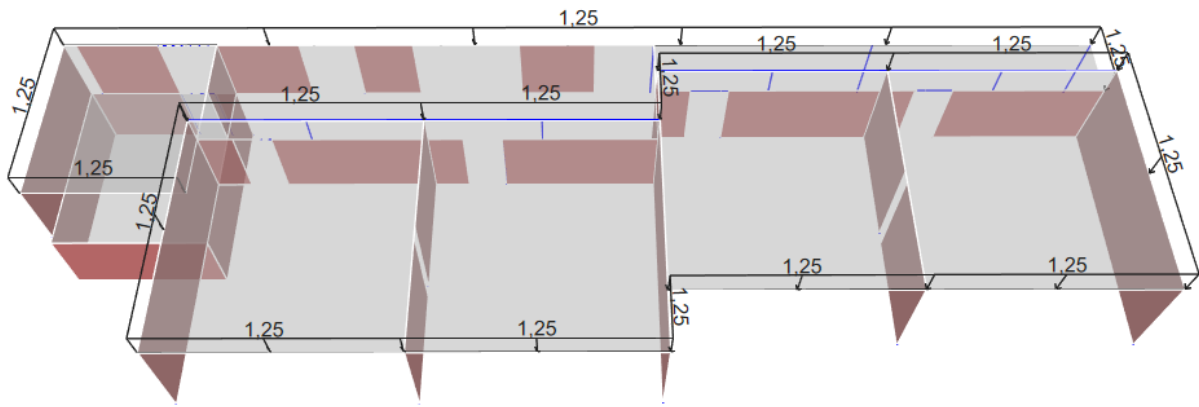
Slika 21: Shema dodatnog stalnog opterećenja na stropnim pločama podruma (gore) i prizemlja (dolje) [kN/m²]



Slika 22: Shema korisnog opterećenja na stropnim pločama podruma (gore) i prizemlja (dolje) [kN/m²]

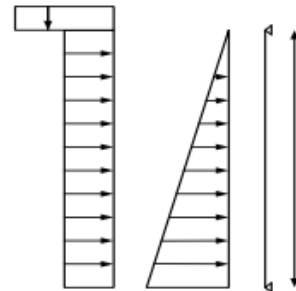


Slika 23: Shema opterećenja snijegom na stropnoj ploči prizemlja [kN/m²]



Slika 24: Shema dodatnog stalnog linijskog opterećenja od AB atike [kN/m]

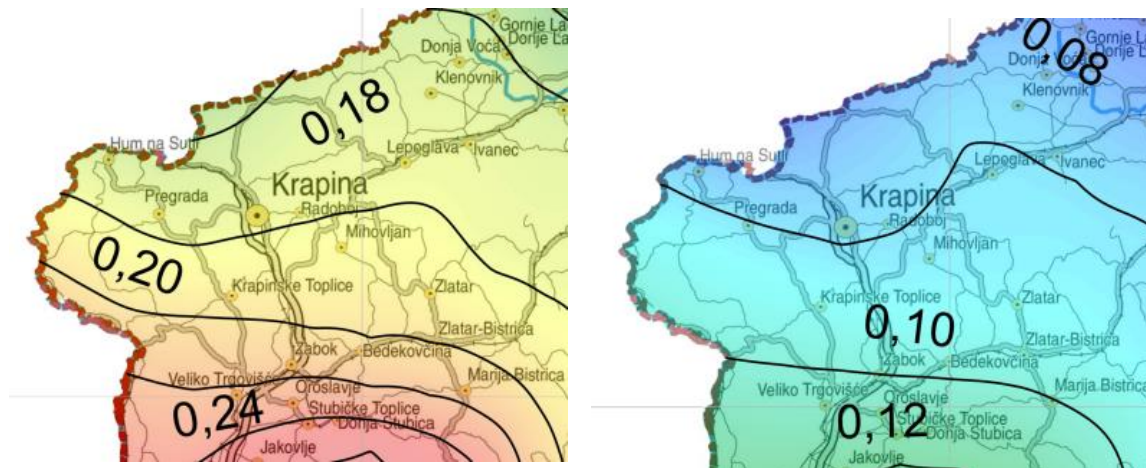
Load Pattern: deltaG	
Non-uniform	
Direction	Global-Y
A (kN/m ³)	0
B (kN/m ³)	0
C (kN/m ³)	-8,118
D (kN/m ³)	2,03
Restriction	All values



Slika 25: Shema opterećenja AB zidova suterena

Opterećenje od vjetrova nije mjerodavno zbog geometrije i lokacije građevine i kao takvo nije uzeto u obzir.

Opterećenje potresom



Slika 26: Karta horizontalnih vršnih ubrzanja tla za povratni period od 475 godina (lijevo) i 95 godina (desno) (Izvor: [9])



Slika 27: Vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla tipa A na lokaciji građevine (Izvor: [9])

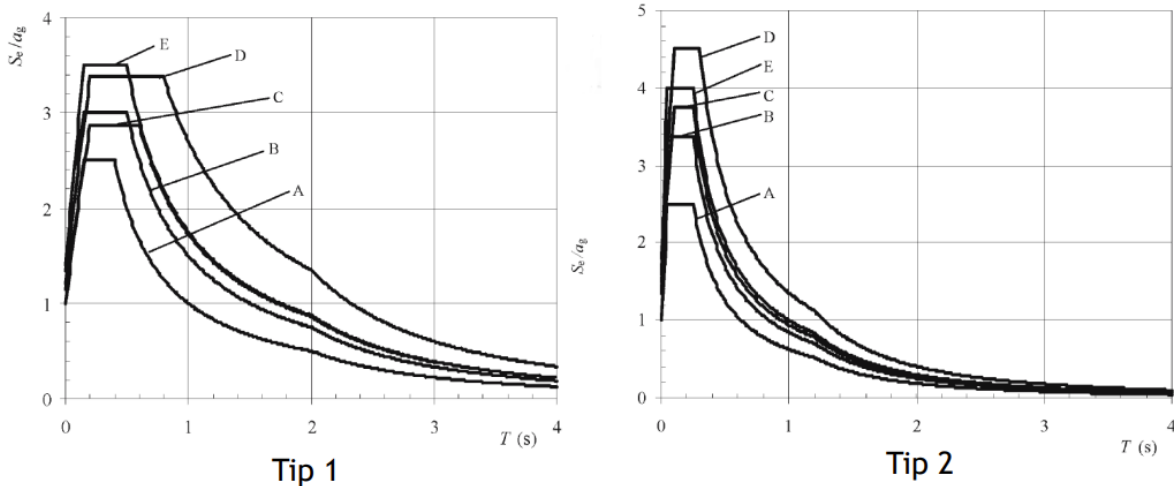
Iz karte potresnih područja očitane su vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla tipa A. Za povratni period od 475 godina (za dimenzioniranje) očitana je vrijednost $a_{gR} = 0,204g$, a za povratni period od 95 godina (za horizontalne pomake) očitana je vrijednost $a_{gR} = 0,098g$. Prije zadavanja projektnih spektara vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla moraju se pomnožiti faktorom važnosti. Norma HRN EN 1998-1 [2] razvrstava zgrade u 4 razreda važnosti koji u obzir uzimaju niz faktora: posljedice rušenja na živote ljudi, važnost zgrade za javnu sigurnost i civilnu zaštitu u razdoblju neposredno nakon potresa te društvene i ekonomske posljedice. Promatrana konstrukcija spada u razred važnosti III jer je to škola čija je potresna otpornost važna s obzirom na posljedice vezane s rušenjem. Razredu važnosti III odgovara faktor važnosti $\gamma_I = 1,2$ što znači da proračunsko ubrzanje temeljnog tla a_g tipa A za povratni period od 475 godina iznosi:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,2 \cdot 0,204g = 0,2448g$$

dok za povratni period od 95 godina iznosi:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,2 \cdot 0,098g = 0,1176g.$$

Prema Eurokodu, konstrukcije izložene potresnom djelovanju moraju se proračunati na dva tipa spektra odziva [2]. Iz tipa 1 proizlaze veća potresna djelovanja za konstrukcije koje imaju dominantne veće periode titranja, dok je tip 2 karakterističan po većim potresnim djelovanjima pri manjim periodima titranja, te manjim potresnim djelovanjima pri većim periodima u usporedbi s tipom 1. Upravo će se tip 2 pokazati kao mjerodavan za promatranu konstrukciju, pa će tako potresna kombinacija PTRRSQ – type 2 biti mjerodavna za dimenzioniranje vertikalnih elemenata, a kombinacija PTRRSE – type 2 za horizontalne pomake konstrukcije. Tipovi spektra prikazani su na slici 28.



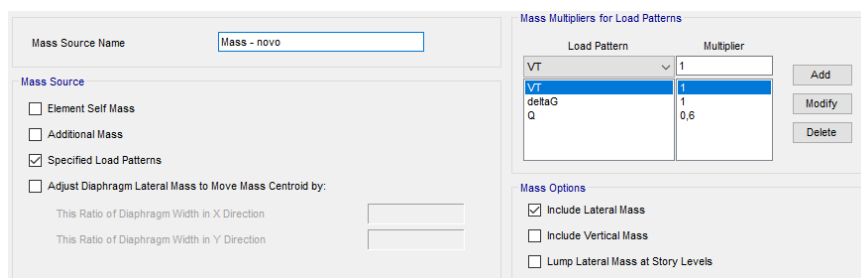
Slika 28: Tip 1 (lijevo) i tip 2 (desno) elastičnog spektra odziva (Izvor: [1])

Faktor ponašanja q prema HRN EN 1998-1 određuje se prema formuli:

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

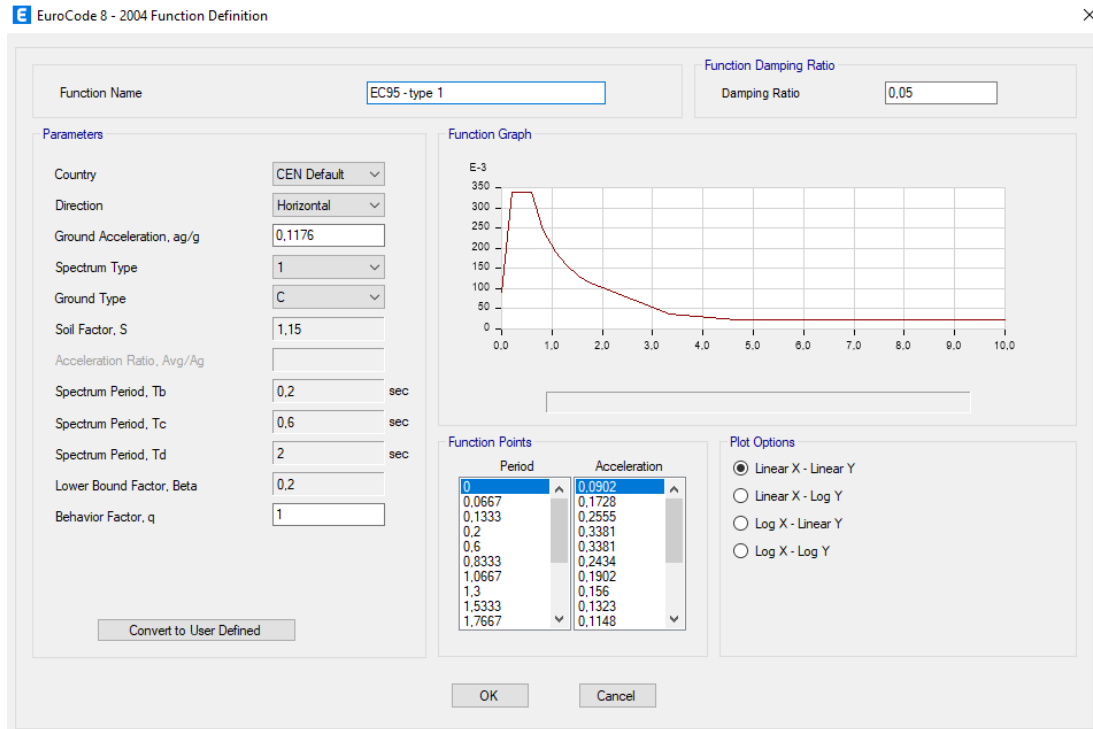
pri čemu q_0 predstavlja osnovnu vrijednost faktora ponašanja koja ovisi o tipu konstrukcijskog sustava i njegovoj pravilnosti po visini, dok je k_w faktor kojim se uzima u obzir prevladavajući oblik sloma konstrukcijskog sustava sa zidovima.

Budući da je nosivi sustav kombinirani sustav armiranobetonskih okvira i djelomično armiranih betonskih zidova za koje je vrlo upitno duktilno ponašanje, linearni elastični proračun provodi se s najmanjim propisanim faktorom ponašanja. Prema HRN EN 1998-3 [2] vrijednost faktora $q = 1,5$ može se usvojiti za armiranobetonske konstrukcije neovisno o tipu konstrukcije. To se može primijetiti i iz formule za faktor ponašanja prema kojoj je rezultat uvijek jednak ili veći od 1,5. Norma također napominje da se pri pristupu s faktorom q , koji se koristi za proračun predmetne konstrukcije na potresno djelovanje, zahtjevi moraju temeljiti na smanjenom potresnom djelovanju, a sposobnosti se moraju vrednovati kao za nepotresne proračunske situacije. Budući da se sposobnosti vrednuju za nepotresne proračunske situacije, nije potrebno za postojeće stanje konstrukcije uzimati u obzir zahtjeve za dimenzioniranje elemenata prema normi HRN EN 1998-1, već primarno prema normi HRN EN 1992 koja obuhvaća armiranobetonske konstrukcije.

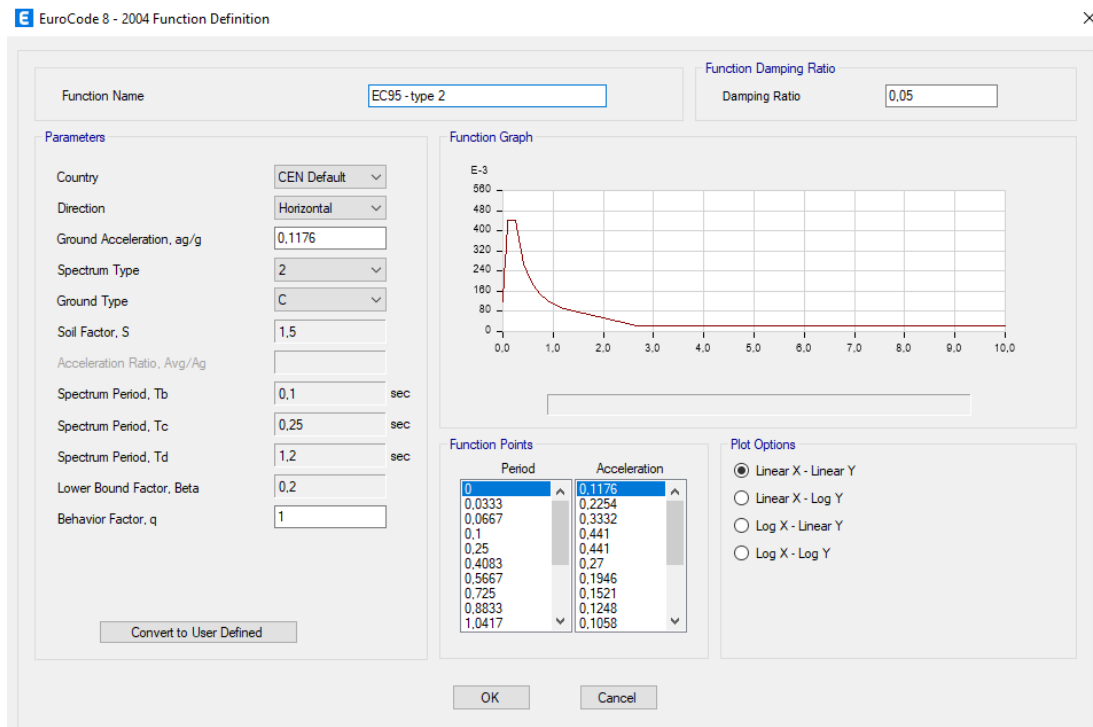


Slika 29: Zadavanje mase u ETABS-u

Na iduće dvije slike prikazan je elastični spektar koji se koristi za proračun i provjeru pomaka konstrukcije. Koristi se povratni period od 95 godina s faktorom ponašanja 1.

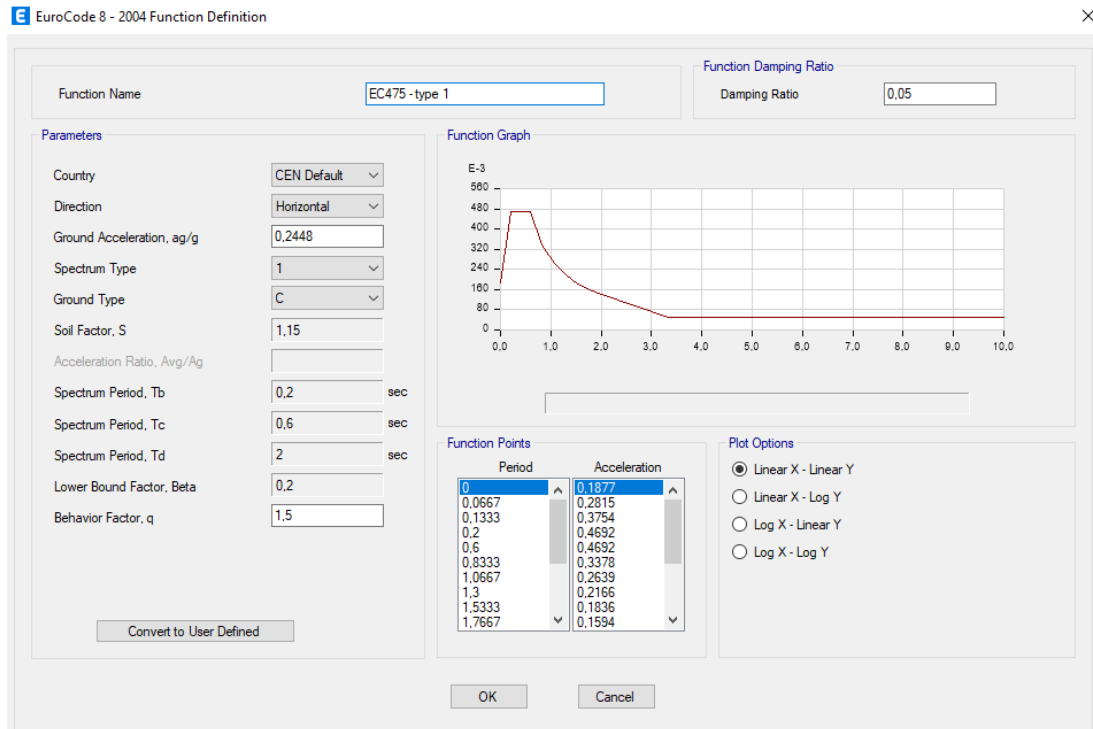


Slika 30: Elastični spektar (95 godina) u ETABS-u – tip 1

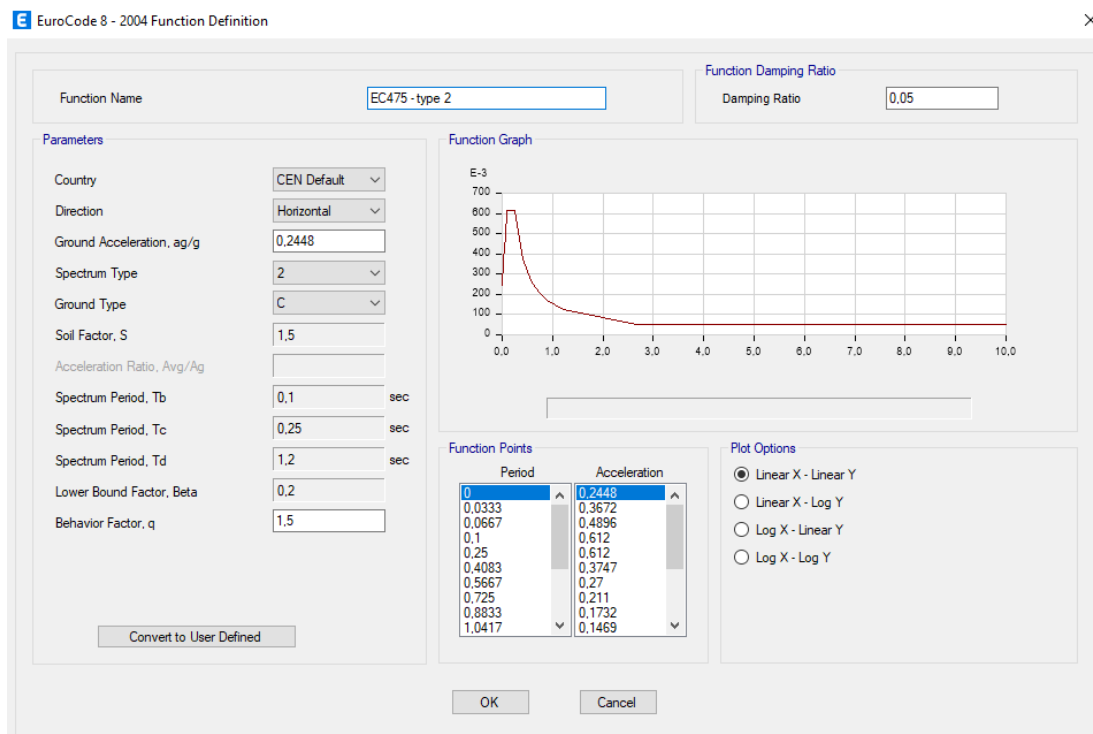


Slika 31: Elastični spektar (95 godina) u ETABS-u – tip 2

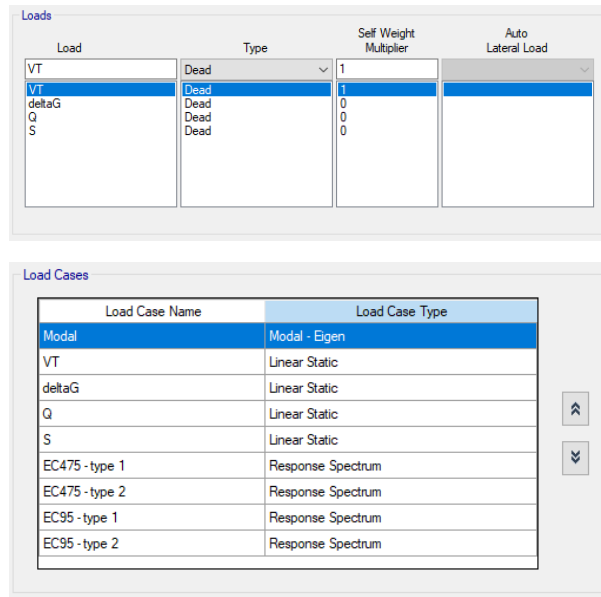
Na iduće dvije slike prikazan je projektni spektar koji se koristi za proračun i provjeru nosivosti elemenata konstrukcije. Za razliku od elastičnog spektra, koristi se povratni period od 475 godina s faktorom ponašanja 1,5 koji umanjuje potresna djelovanja koja proizlaze iz spektra.



Slika 32: Projektni spektar (475 godina) u ETABS-u – tip 1



Slika 33: Projektni spektar (475 godina) u ETABS-u – tip 2



Slika 34: Slučajevi opterećenja

Name	Type	Is Auto	Load Name	SF					
GSN1	Linear Add	No	VT	1,35					
GSN1			deltaG	1,35	PTRRSE - type 1	Linear Add	No	VT	1
GSN1			Q	1,5	PTRRSE - type 1			deltaG	1
GSN1			S	0,75	PTRRSE - type 1			Q	0,6
GSN2	Linear Add	No	VT	1,35	PTRRSE - type 1			EC95 - type 1	1
GSN2			deltaG	1,35	PTRRSE - type 2	Linear Add	No	VT	1
GSN2			Q	1,05	PTRRSE - type 2			deltaG	1
GSN2			S	1,5	PTRRSE - type 2			Q	0,6
GSU1	Linear Add	No	VT	1	PTRRSE - type 2			EC95 - type 2	1
GSU1			deltaG	1	PTRRSQ - type 1	Linear Add	No	VT	1
GSU1			Q	1	PTRRSQ - type 1			deltaG	1
GSU1			S	0,5	PTRRSQ - type 1			Q	0,6
GSU2	Linear Add	No	VT	1	PTRRSQ - type 1			EC475 - type 1	1
GSU2			deltaG	1	PTRRSQ - type 2	Linear Add	No	VT	1
GSU2			Q	0,7	PTRRSQ - type 2			deltaG	1
GSU2			S	1	PTRRSQ - type 2			Q	0,6
Masa	Linear Add	No	VT	1	PTRRSQ - type 2			EC475 - type 2	1
Masa			deltaG	1					
Masa			Q	0,6					

Slika 35: Kombinacije opterećenja

3.4 Proračun konstrukcije

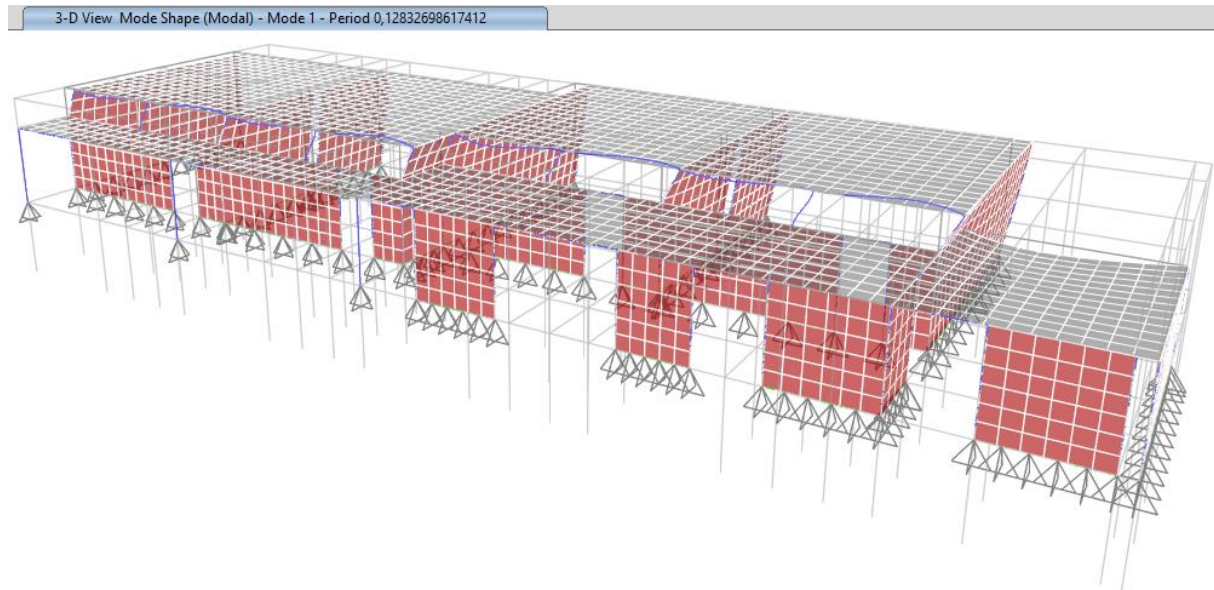
Prilikom proračuna konstrukcije provjerava se zadovoljava li ona zahtjeve graničnih stanja. Prema HRN EN 1990 [10], mora se načiniti razlika između graničnog stanja nosivosti i graničnog stanja uporabivosti. U iduća tri potpoglavlja prikazan je proračun dinamičkih parametara konstrukcije, graničnog stanja uporabivosti i konačno graničnog stanja nosivosti.

3.4.1 Dinamički parametri

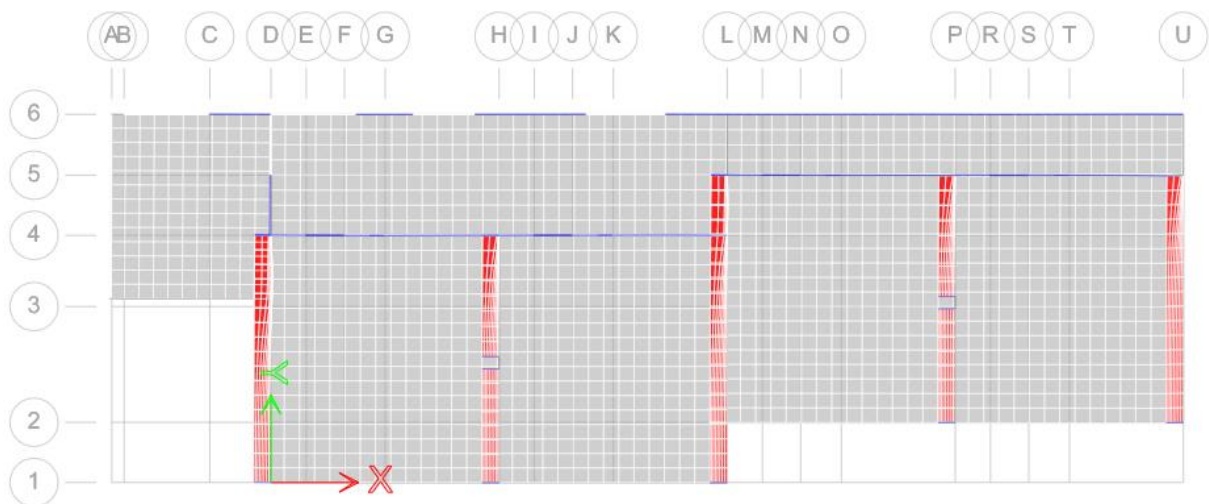
Modalna analiza provodi se primarno radi određivanja općih dinamičkih parametara ključnih za provođenje spektralne analize. Dobivanjem iznosa perioda konstrukcije omogućuje se očitavanje djelovanja iz elastičnog i projektnog potresnog spektra te proračun konstrukcije na seizmičko opterećenje. Također, modalna analiza korisna je zbog utvrđivanja globalnog ponašanja konstrukcije, otkrivanja krutih i mekih dijelova i otkrivanja eventualnih mehanizama i lokalnih nestabilnosti. Broj oblika titranja ovisi o uvjetu koji definira da se u sumi mora aktivirati 90% mase konstrukcije. Iz tog razloga proračun postojećeg stanja konstrukcije ima više oblika titranja od proračuna nadogradnje konstrukcije kojoj će dodatna masa gornje etaže pomoći da lakše zadovolji spomenuti uvjet.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²	Modal	26	0,02	48,791	306,5648	93981,9487
Modal	1	0,128	7,793	48,9623	2397,3075	Modal	27	0,02	49,366	310,1751	96208,6181
Modal	2	0,04	24,715	155,2912	24115,3683	Modal	28	0,02	50,157	315,1434	99315,3606
Modal	3	0,04	24,924	156,6044	24524,9278	Modal	29	0,02	50,892	319,7657	102250,0715
Modal	4	0,04	25,089	157,6389	24850,0195	Modal	30	0,02	51,254	322,0404	103710,0279
Modal	5	0,039	25,462	159,9828	25594,4892	Modal	31	0,019	52,212	328,0575	107621,7025
Modal	6	0,038	26,02	163,491	26729,3061	Modal	32	0,019	53,677	337,2637	113746,8316
Modal	7	0,032	31,028	194,9522	38006,3431	Modal	33	0,018	54,177	340,4048	115875,4524
Modal	8	0,03	33,303	209,2463	43784,0183	Modal	34	0,018	55,39	348,0245	121121,0886
Modal	9	0,03	33,758	212,1065	44989,1848	Modal	35	0,018	56,336	353,9691	125294,1101
Modal	10	0,03	33,818	212,4866	45150,5454	Modal	36	0,018	56,593	355,5852	126440,8691
Modal	11	0,029	35,001	219,9198	48364,7237	Modal	37	0,017	58,654	368,537	135819,5386
Modal	12	0,027	36,745	230,8734	53302,5092	Modal	38	0,016	61,664	387,4448	150113,4406
Modal	13	0,027	37,393	234,9461	55199,6821	Modal	39	0,016	62,492	392,6481	154172,5525
Modal	14	0,026	38,507	241,9478	58538,7165	Modal	40	0,016	63,131	396,6652	157343,2969
Modal	15	0,025	39,424	247,7112	61360,8537	Modal	41	0,015	64,646	406,1826	164984,2893
Modal	16	0,025	39,654	249,1527	62077,084	Modal	42	0,015	65,193	409,6222	167790,3481
Modal	17	0,025	40,016	251,4256	63214,828	Modal	43	0,015	65,484	411,4512	169292,1282
Modal	18	0,024	42,468	266,8323	71199,4737	Modal	44	0,015	66,465	417,6142	174401,6521
Modal	19	0,023	42,823	269,0621	72394,4387	Modal	45	0,015	68,073	427,7166	182941,4639
Modal	20	0,022	44,715	280,9547	78935,554	Modal	46	0,014	69,351	435,7462	189874,7522
Modal	21	0,022	46,205	290,3131	84281,7191	Modal	47	0,014	70,747	444,517	197595,3956
Modal	22	0,021	46,709	293,4829	86132,2119	Modal	48	0,014	71,8	451,131	203519,1429
Modal	23	0,021	46,748	293,7254	86274,5885	Modal	49	0,014	72,459	455,2741	207274,5254
Modal	24	0,021	47,486	298,3653	89021,8605	Modal	50	0,013	77,2	485,0644	235287,462
Modal	25	0,021	47,801	300,3396	90203,8771	Modal	51	0,013	78,39	492,5365	242592,1772
						Modal	52	0,013	79,825	501,5532	251555,5649

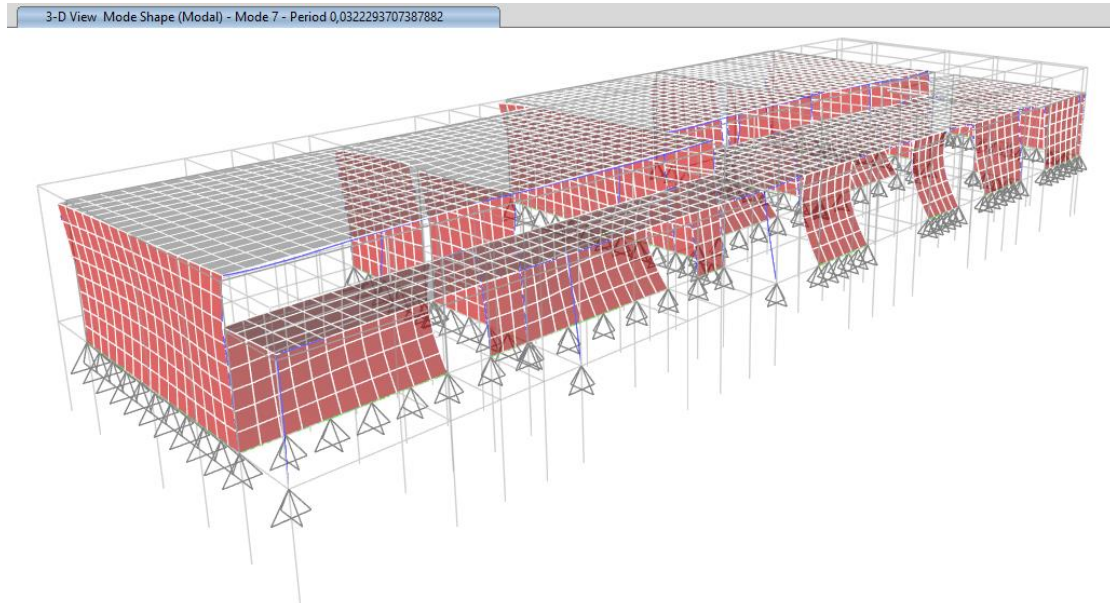
Slika 36: Vlastiti periodi i frekvencije



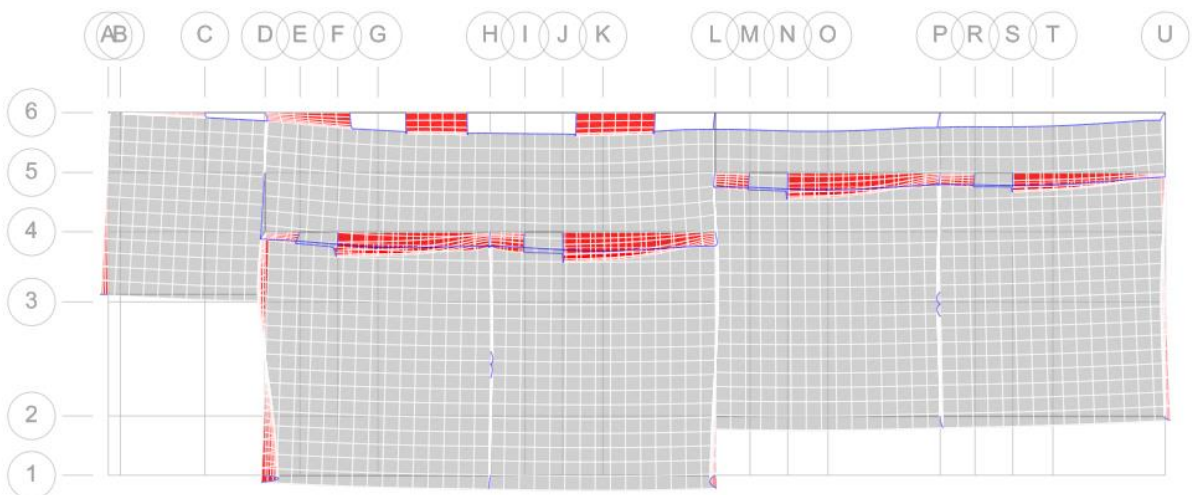
Slika 37: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 62% mase u x smjeru – 3D



Slika 38: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 62% mase u x smjeru – 2D



Slika 39: Sedmi oblik titranja u kojem se aktivira 75% mase u y smjeru - 3D



Slika 40: Sedmi oblik titranja u kojem se aktivira 75% mase u y smjeru - 2D

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99,97	93,29
Modal	Acceleration	UY	99,72	90,79
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY	Modal	Static %	Dynamic %	SumUX	SumUY
Modal	1	0,128	0,6229	1,625E-06	26	0,02	0,7897	0,8445	0,8445
Modal	2	0,04	0,623	0,0006	27	0,02	0,7911	0,8489	0,8489
Modal	3	0,04	0,623	0,0007	28	0,02	0,7918	0,85	0,85
Modal	4	0,04	0,6241	0,0007	29	0,02	0,7921	0,8505	0,8505
Modal	5	0,039	0,6265	0,0022	30	0,02	0,8144	0,8508	0,8508
Modal	6	0,038	0,6526	0,0026	31	0,019	0,8252	0,8618	0,8618
Modal	7	0,032	0,6539	0,7492	32	0,019	0,8286	0,8624	0,8624
Modal	8	0,03	0,6611	0,763	33	0,018	0,8392	0,8677	0,8677
Modal	9	0,03	0,6613	0,7631	34	0,018	0,8413	0,8683	0,8683
Modal	10	0,03	0,6688	0,7631	35	0,018	0,846	0,8684	0,8684
Modal	11	0,029	0,6688	0,7631	36	0,018	0,8472	0,8695	0,8695
Modal	12	0,027	0,6768	0,7649	37	0,017	0,8477	0,872	0,872
Modal	13	0,027	0,6965	0,7649	38	0,016	0,8662	0,8735	0,8735
Modal	14	0,026	0,7358	0,7743	39	0,016	0,8843	0,8811	0,8811
Modal	15	0,025	0,7426	0,7743	40	0,016	0,8971	0,8887	0,8887
Modal	16	0,025	0,7432	0,7835	41	0,015	0,8971	0,8888	0,8888
Modal	17	0,025	0,7432	0,7845	42	0,015	0,8972	0,8889	0,8889
Modal	18	0,024	0,7531	0,791	43	0,015	0,8972	0,8902	0,8902
Modal	19	0,023	0,7835	0,8126	44	0,015	0,8978	0,8902	0,8902
Modal	20	0,022	0,7846	0,8193	45	0,015	0,8991	0,8986	0,8986
Modal	21	0,022	0,7849	0,8202	46	0,014	0,9211	0,8986	0,8986
Modal	22	0,021	0,7865	0,8203	47	0,014	0,9244	0,8987	0,8987
Modal	23	0,021	0,7867	0,8203	48	0,014	0,9272	0,899	0,899
Modal	24	0,021	0,7869	0,8411	49	0,014	0,928	0,899	0,899
Modal	25	0,021	0,7892	0,8445	50	0,013	0,9282	0,9001	0,9001
Modal					51	0,013	0,9306	0,9078	0,9078
Modal					52	0,013	0,9329	0,9079	0,9079

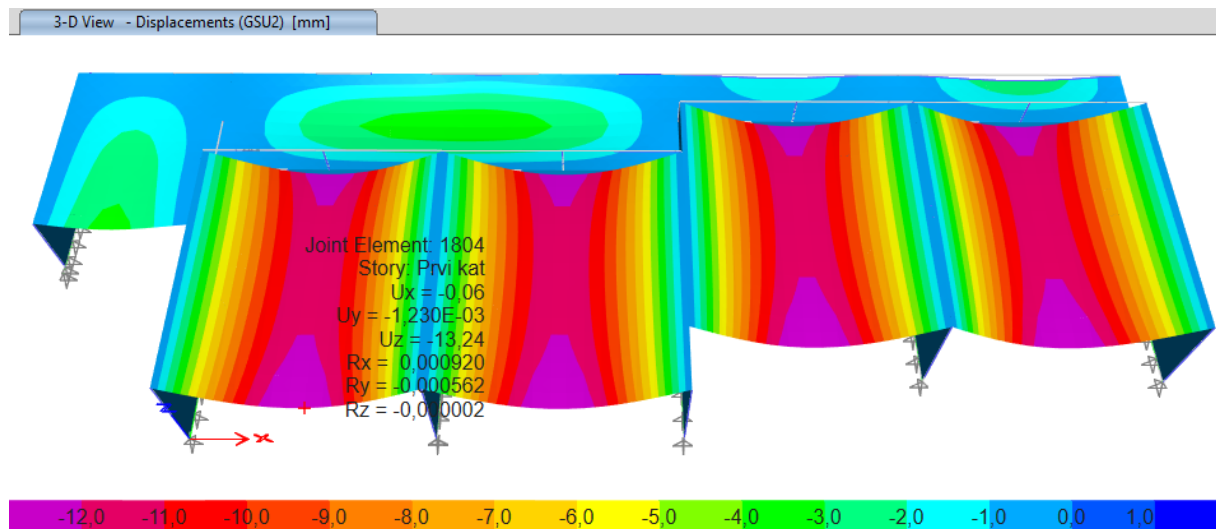
Slika 41: Udjeli aktivirane mase po modalnim oblicima uključujući karakteristični 50. mod u kojem se aktivira 90% mase u oba smjera

3.4.2 Provjera graničnog stanja uporabivosti (GSU)

Prema HRN EN 1990 [10], granična stanja uporabivosti postavljena su s ciljem da osiguraju pravilno funkcioniranje konstrukcije ili konstrukcijskih elemenata pri uobičajenoj upotrebi, udobnost ljudi i izgled građevine. Na idućim stranicama provjerava se zadovoljavaju li relevantni elementi konstrukcije tražene zahtjeve graničnog stanja uporabivosti. Prilikom proračuna koriste se zahtjevi postavljeni u normama HRN EN 1990, HRN EN 1992 i HRN EN 1998.

Provjera ploča na GSU

Provjera pozicije 104 na GSU



Slika 42: Deformacije pozicije 104 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

Provjera veličine progiba:

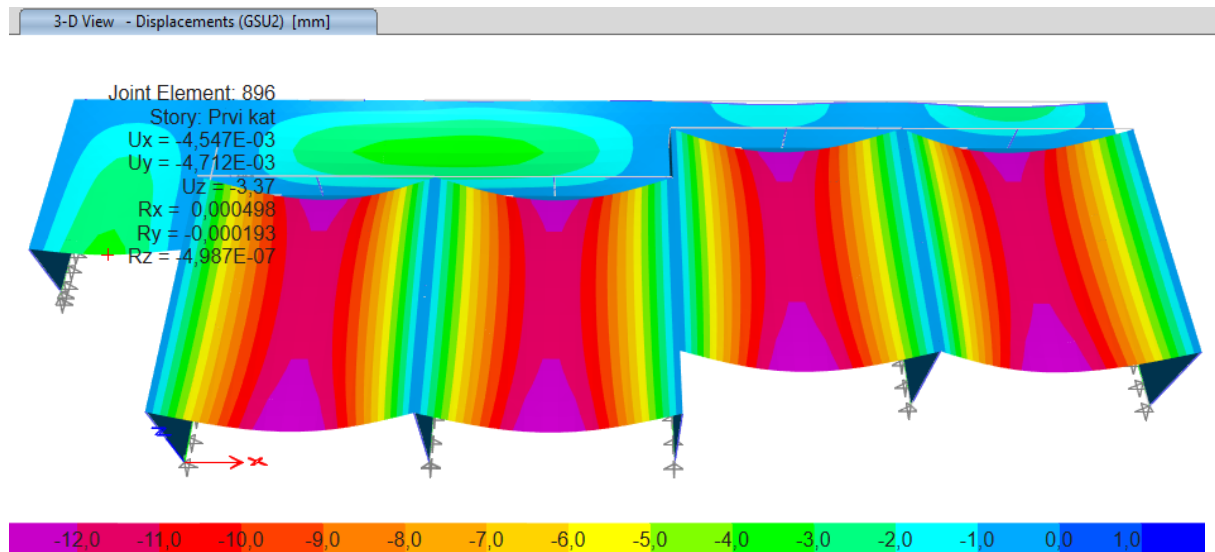
Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$$13,24 \text{ mm} < 7450/250 \text{ mm}$$

$$13,24 \text{ mm} < 29,8 \text{ mm}$$

Bitno je napomenuti da su na poziciji 104 prednapete šuplje ploče, kako je prikazano na slici 53. Za te ploče u postojećem statičkom proračunu imamo samo podatak o dopuštenom opterećenju, stoga provjera veličine progiba za ovu poziciju ne mora biti sasvim točna jer je progib računat kao za klasičnu betonsku ploču bez prednapona. U slučaju da su ploče pozicije 104 uistinu bez prednapona bilo bi veoma upitna provjera dugotrajnog progiba jer prema proračunu vidimo da je dobiveni kratkotrajni progib 44% dopuštene vrijednosti $L/250$.

Provjera pozicije 143 na GSU



Slika 43: Deformacije pozicije 143 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

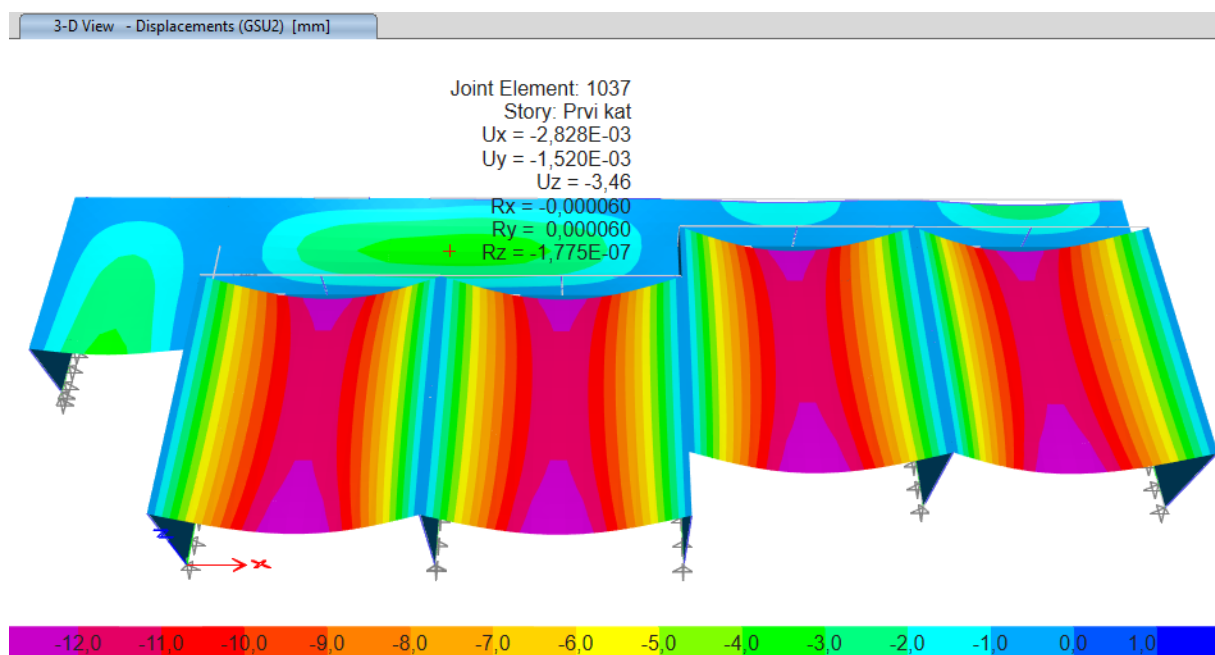
Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$3,37 \text{ mm} < 5200/250 \text{ mm}$.

$3,37 \text{ mm} < 20,8 \text{ mm}$

Provjera pozicije 142 na GSU



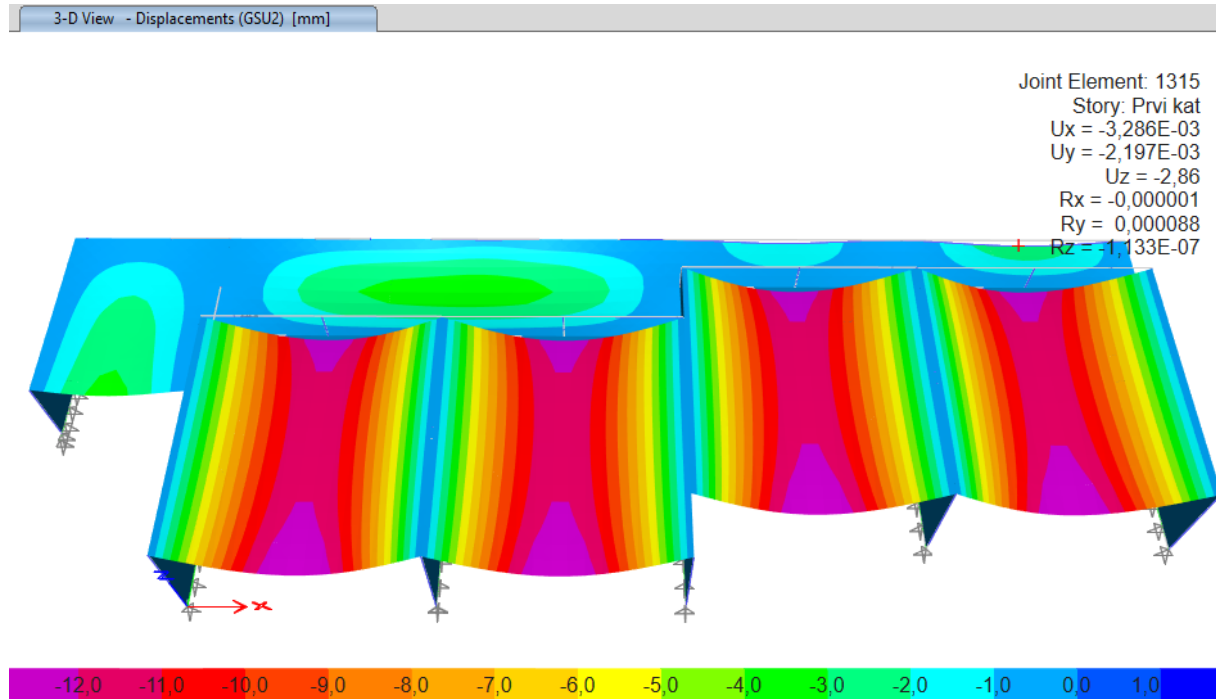
Slika 44: Deformacije pozicije 142 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$$3,46 \text{ mm} < 3940/250 \text{ mm}$$

$$3,46 \text{ mm} < 15,76 \text{ mm}$$

Provjera pozicije 141 na GSU

Slika 45: Deformacije pozicije 141 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

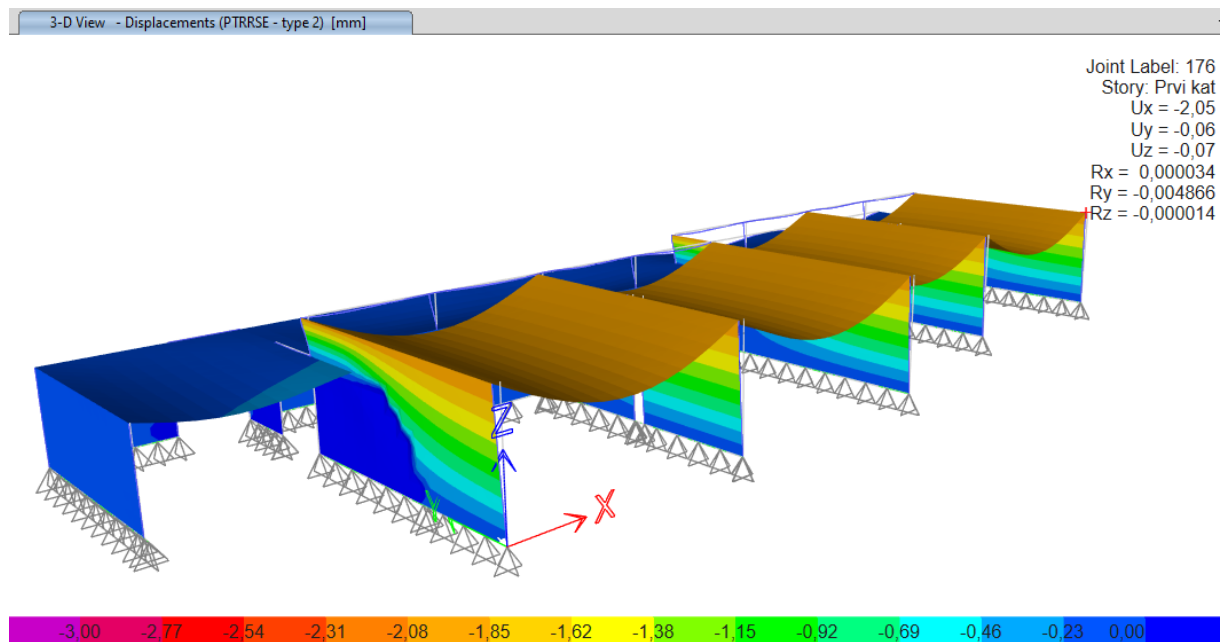
Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$$2,86 \text{ mm} < 7450/250 \text{ mm}$$

$$2,86 \text{ mm} < 29,8 \text{ mm}$$

Provjera konstrukcije globalno na horizontalni pomak



Slika 46: Pomaci od potresnog opterećenja s označenom najvećom vrijednosti i konturama horizontalnih deformacija u smjeru x – modalni proračun primjenom mjerodavnog elastičnog spektra odziva RSE [mm]

Horizontalni pomak konstrukcije mora biti manji od $H/500$.

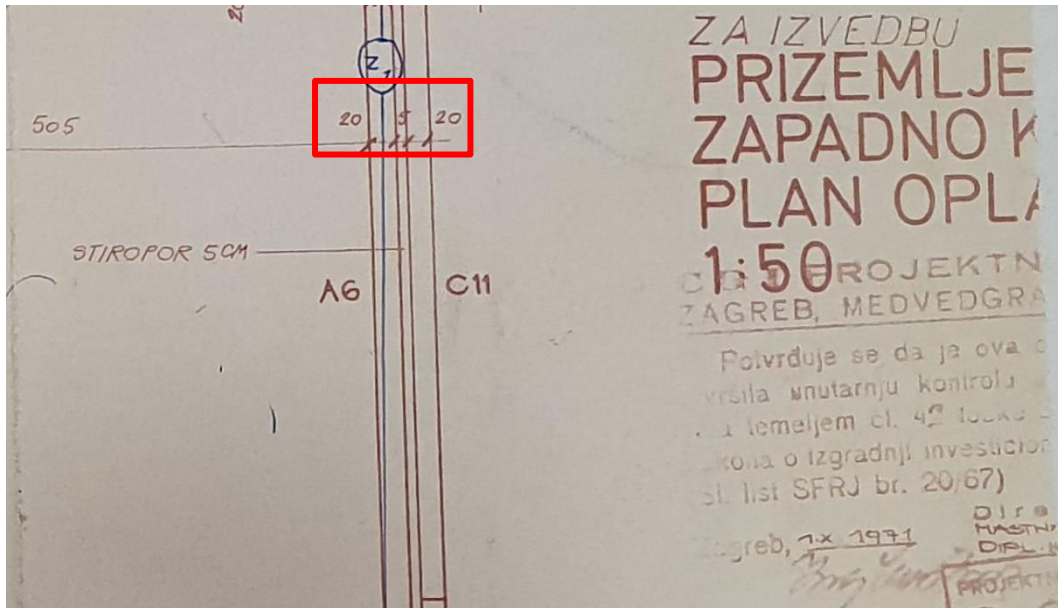
Iznos pomaka konstrukcije prouzročenog proračunskim potresnim djelovanjem dobiva se množenjem faktora ponašanja s pomakom dobivenim elastičnim proračunom.

$$d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 2,05 = 3,08 \text{ mm}$$

$$3,08 \text{ mm} < 3680/500 \text{ mm}$$

$$3,08 \text{ mm} < 7,36 \text{ mm}$$

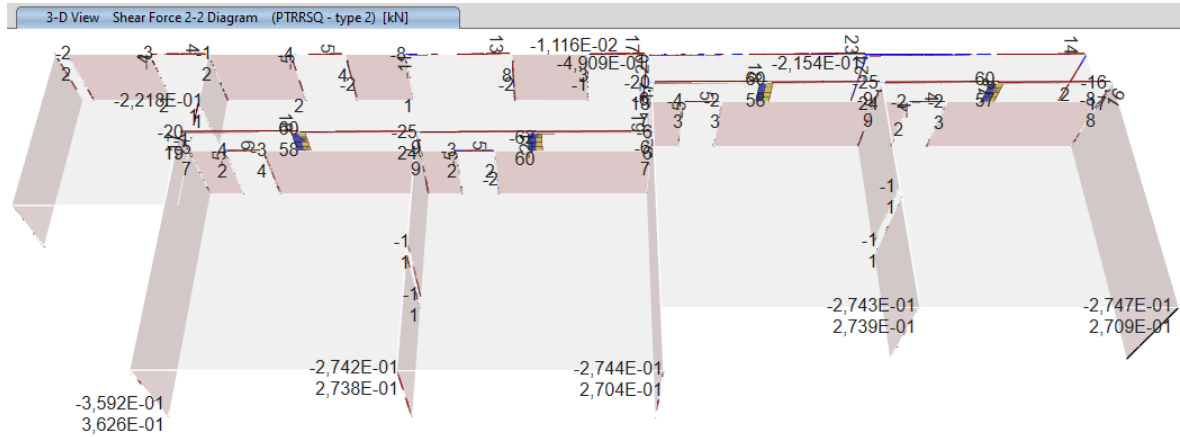
Također, ispod možemo vidjeti da je promatrana dilatacija D1 odvojena sa 5 cm stiropora, što znači da dobiveni pomak ne utječe na ostatak konstrukcije.



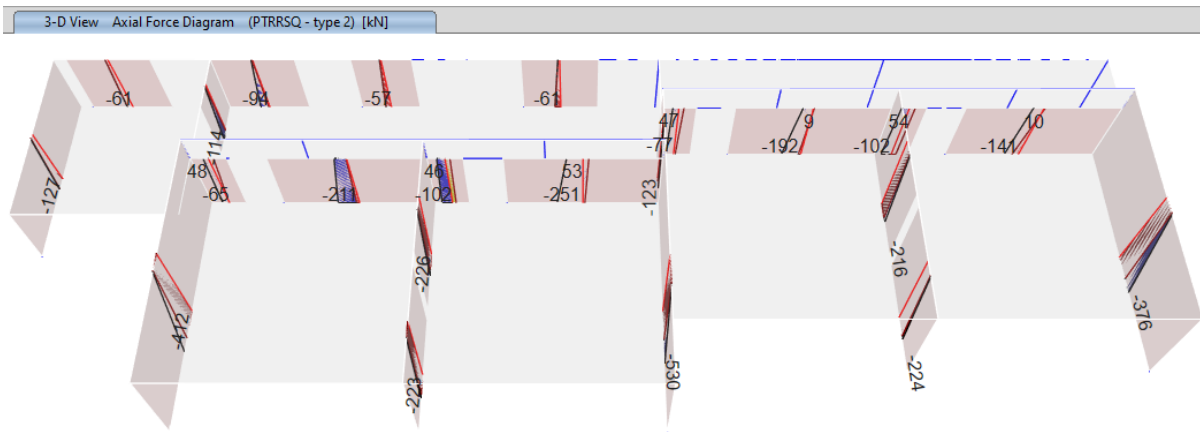
Slika 47: Prikaz razmaka dilatacije D1 i ostatka građevine iz projektne dokumentacije [cm]
(Izvor: [6])

Provjera konstrukcije na pukotine

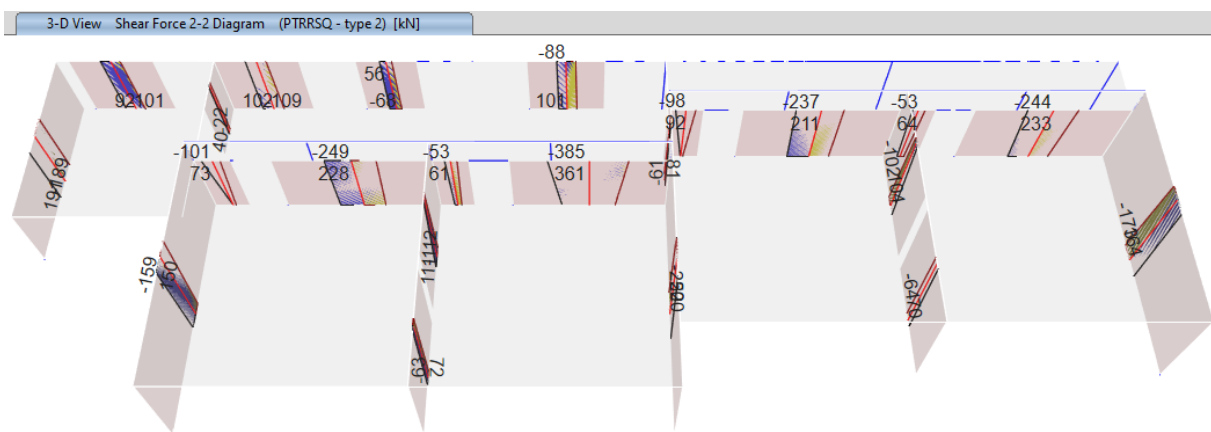
Provjera na pukotine je jedan od zahtjeva koji se prema HRN EN 1992 postavlja pri provjeri graničnog stanja uporabivosti. Širina pukotina ograničava se za različite razrede izloženosti primarno zbog sprječavanja pojave korozije armature, a sekundarno radi očuvanja funkcionalnosti i izgleda [11]. Parametri potrebni za proračun u ETABS-u su efektivna vlačna čvrstoća betona, debljina zaštitnog sloja, promjer armature i faktori k_t , k_1 , k_2 , k_3 i k_4 . Koeficijent k_t označava raspodjelu naprezanja prijanjanja uzduž armature između dviju pukotina, a za dugotrajno djelovanje iznosi 0,4. Koeficijent k_1 uzima u obzir prionjivost čelika i betona te za šipke velike prionjivosti iznosi 0,8, dok koeficijent k_2 razmatra raspodjelu deformacija i za savijanje presjeka male debljine iznosi 0,5. Prema preporuci iz HRN EN 1992-1-1 [11], vrijednosti preostalih koeficijenata su $k_3 = 3,4$ i $k_4 = 0,425$. Debljina zaštitnog sloja za postojeće stanje iznosi 1,5 cm.



Slika 50: Raspodjela poprečnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



Slika 51: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



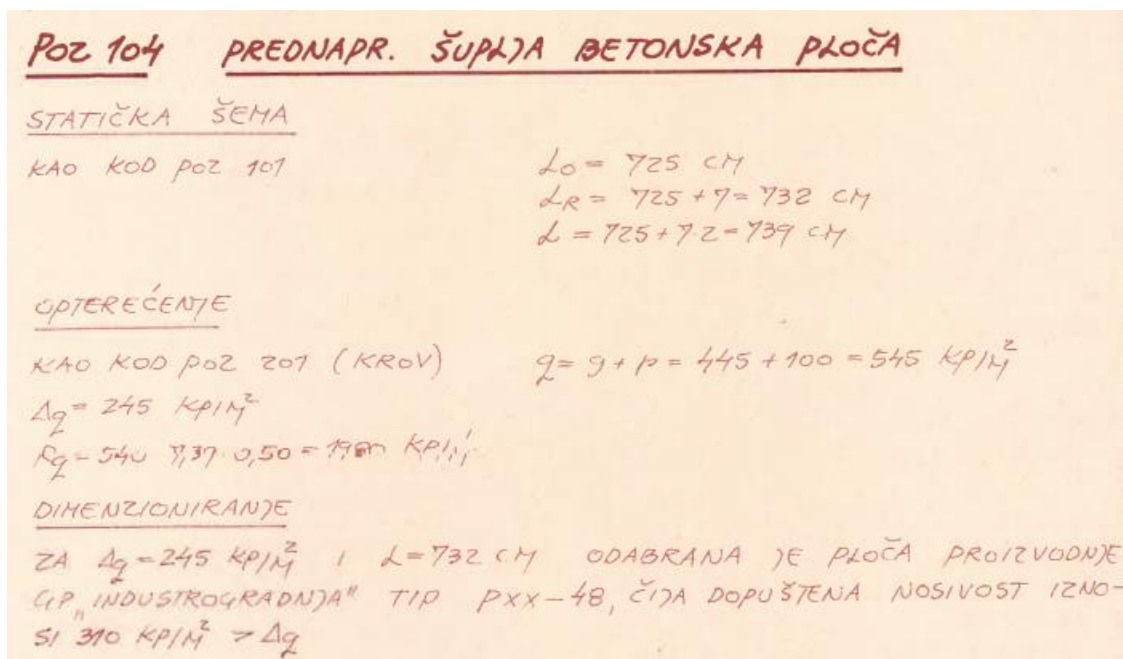
Slika 52: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]

3.4.4 Provjera graničnog stanja nosivosti (GSN)

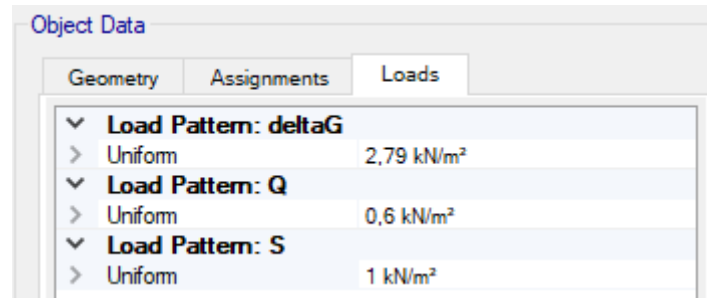
Prema HRN EN 1990 [10], granična stanja nosivosti postavljena su s ciljem da osiguraju sigurnost ljudi, sigurnost konstrukcije i u nekim okolnostima zaštitu sadržaja. Prilikom provjere graničnog stanja nosivosti osigurava se da na konstrukciji ne dolazi do gubitka ravnoteže cijele konstrukcije ili nekog njenog dijela, sloma prekomjernim deformiranjem, pretvorbom konstrukcije ili nekog njenog dijela u mehanizam, prijeloma, gubitka stabilnosti, sloma prouzročene zamorom itd. Na idućim stranicama provjerava se zadovoljavaju li relevantni elementi konstrukcije tražene zahtjeve graničnog stanja nosivosti. Prilikom proračuna koriste se zahtjevi postavljeni u normama HRN EN 1990, HRN EN 1992 i HRN EN 1998.

Provjera nosivosti stropnih ploča pozicije 104

Ploče pozicije 104 su specifične po tome što nisu klasične armiranobetonske kao sve ostale na dilataciji D1, već su one šuplje prednapete, kako je već bilo spomenuto kod provjere pozicije 104 na GSU. Na slici 53 vidi se da u postojećem statičkom proračunu postoji samo podatak o dopuštenom opterećenju ploča koji će se koristiti za provjeru GSN.



Slika 53: Dopušteno opterećenje na ploče pozicije 104 iz postojećeg statičkog proračuna (Izvor: [6])



Slika 54. Opterećenje prema Eurokodu

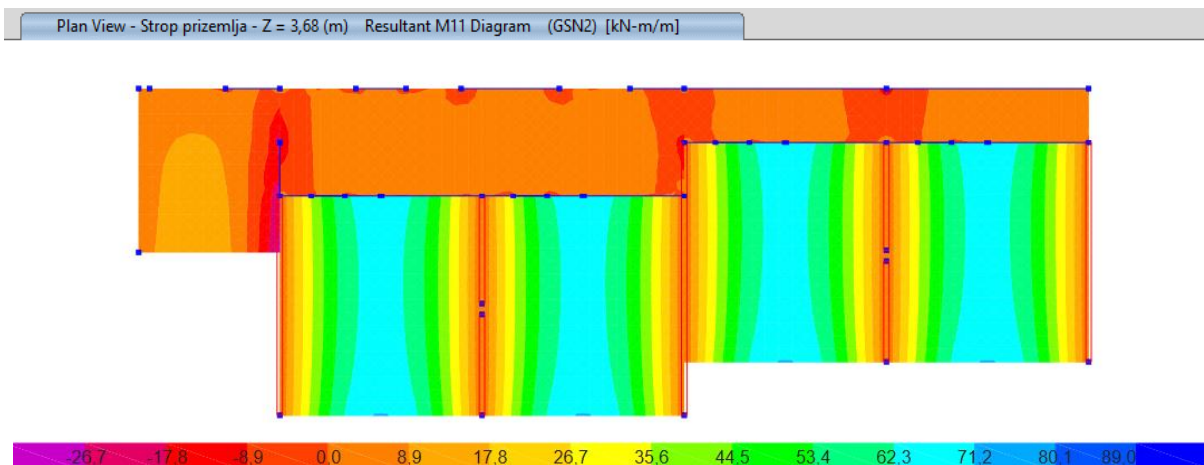
Dopuštena nosivost prednapete šuplje betonske ploče bez vlastite težine na poziciji 104 iznosi 310 kp/m^2 , odnosno $3,04 \text{ kN/m}^2$. Budući da bi prema graničnom stanju nosivosti opterećenje prema Eurokodu iznosilo:

$$1,35 \cdot \Delta g_k + 1,05 \cdot 0,60 q_k + 1,5 \cdot 1,00 s_k = 1,35 \cdot 0,42 + 1,05 \cdot 0,60 + 1,5 \cdot 1,00 = 2,70 \text{ kN/m}^2$$

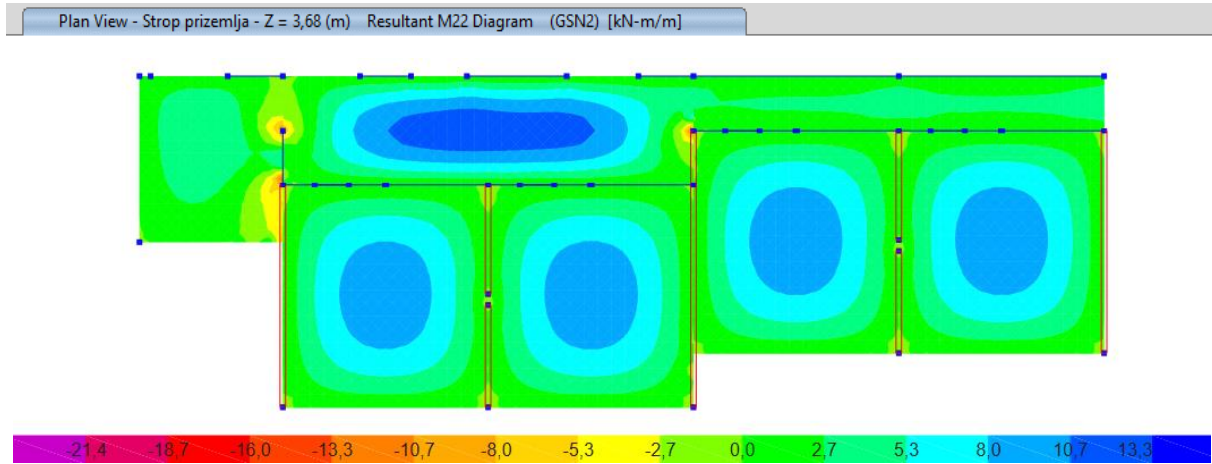
dobivamo da iskoristivost ploča pozicije 104 iznosi $2,70/3,04 = 0,89 = 89\%$.

Provjera nosivosti stropnih ploča pozicije 141, 142 i 143

Momentni dijagrami pozicija 141, 142 i 143



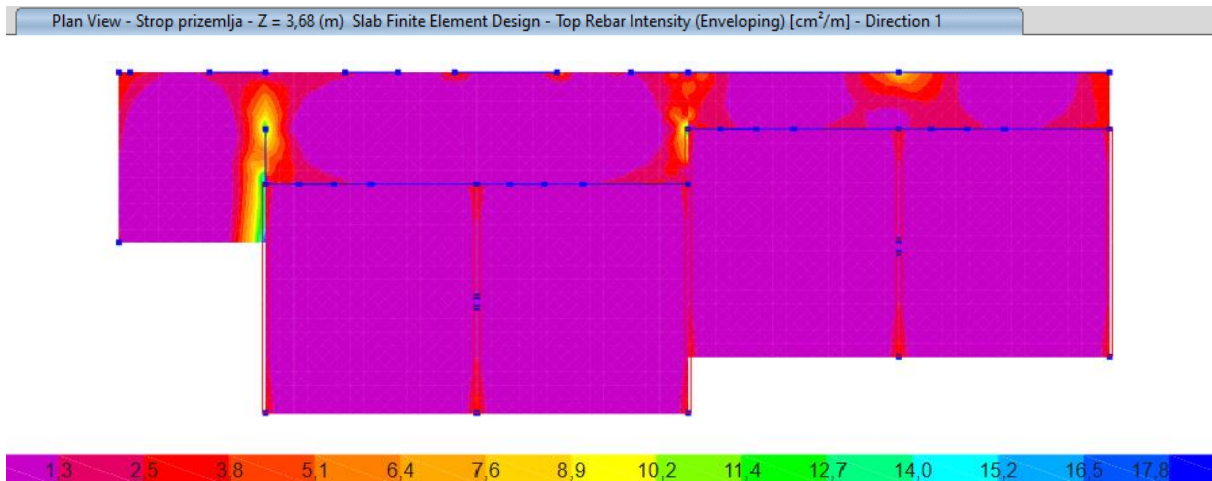
Slika 55: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]



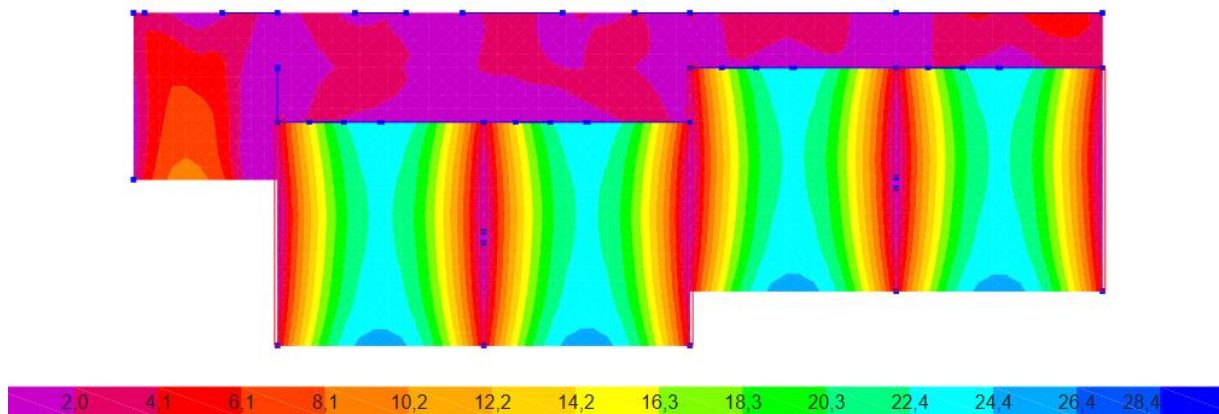
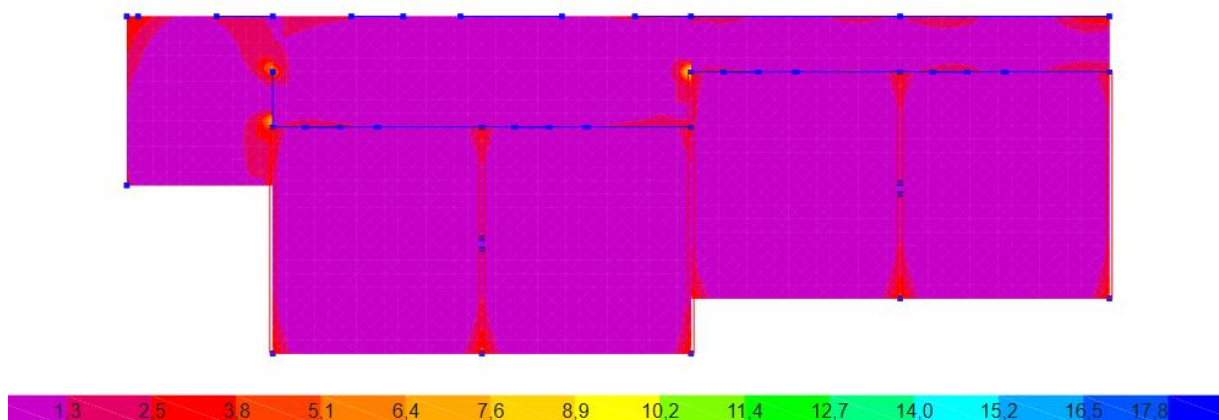
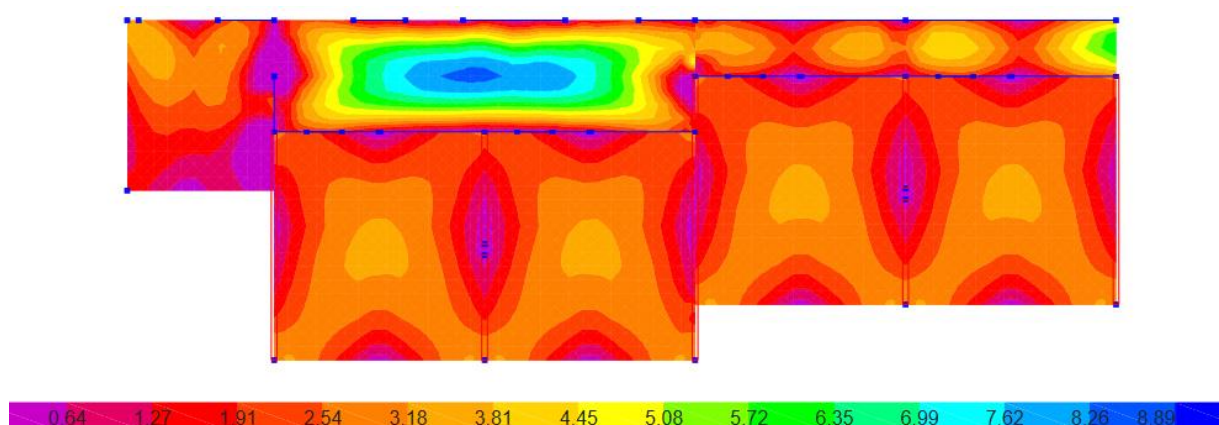
Slika 56: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]

Potrebne armature pozicija 141, 142 i 143

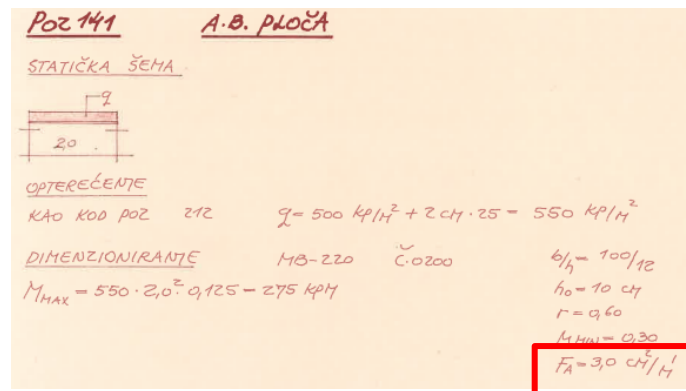
Potrebne količine armature računaju se u ETABS-u prema postavkama koje su usklađene s Eurokodom na kombinacije GSN1, GSN2, PTRRSQ – type 1 i PTRRSQ – type 2. Odabire se prethodno definirana armatura Č-0200 i zadaje se prethodno spomenuti zaštitni sloj debljine 1,5 cm zbog izračuna statičke visine.



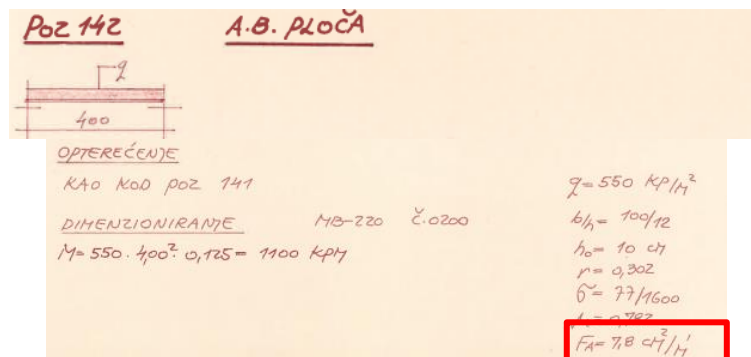
Slika 57: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u x smjeru) [cm²/m]

Plan View - Strop prizemlja - Z = 3,68 (m) Slab Finite Element Design - Bottom Rebar Intensity (Enveloping) [cm^2/m] - Direction 1Slika 58: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u x smjeru) [cm^2/m]Plan View - Strop prizemlja - Z = 3,68 (m) Slab Finite Element Design - Top Rebar Intensity (Enveloping) [cm^2/m] - Direction 2Slika 59: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u y smjeru) [cm^2/m]Plan View - Strop prizemlja - Z = 3,68 (m) Slab Finite Element Design - Bottom Rebar Intensity (Enveloping) [cm^2/m] - Direction 2Slika 60: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u y smjeru) [cm^2/m]

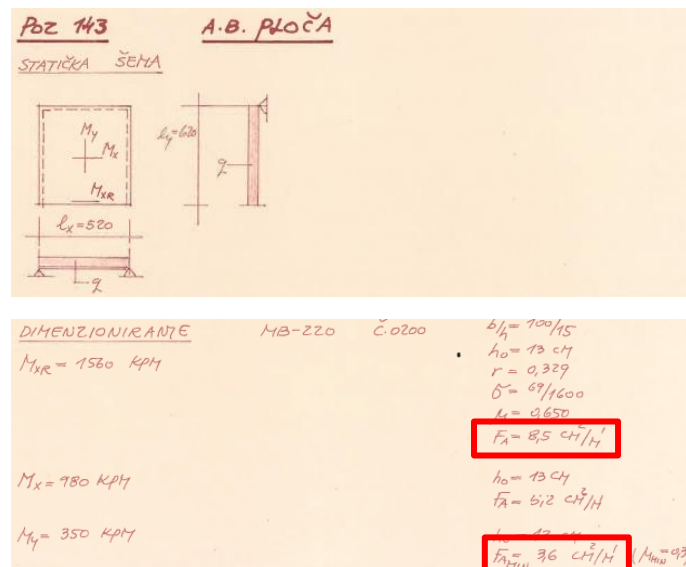
Podaci o postojećoj armaturi ploča pozicija 141, 142 i 143 iz statičkog proračuna



Slika 61: Stvarna količina armature prema statičkom proračunu za poziciju 141 (Izvor: [6])



Slika 62: Stvarna količina armature prema statičkom proračunu za poziciju 142 (Izvor: [6])



Slika 63: Stvarna količina armature prema statičkom proračunu za poziciju 143 (Izvor: [6])

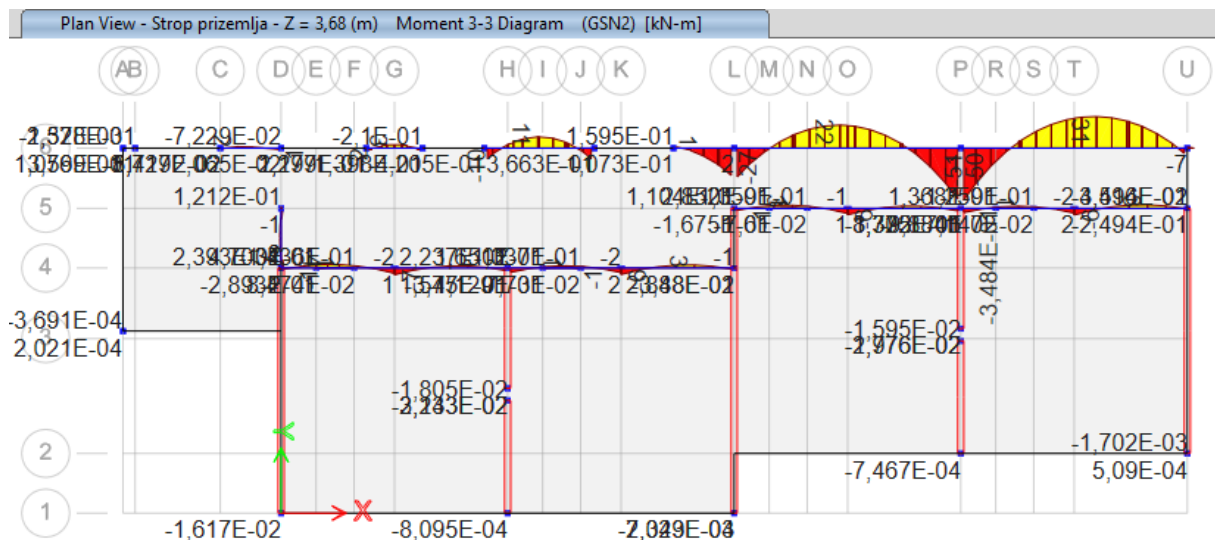
Usporedba potrebne i stvarne količine armature ploča pozicija 141, 142 i 143

Tablica 2: Usporedba potrebne i stvarne armature pozicija 141, 142 i 143

Pozicija	Potrebna armatura	Postojeća armatura [cm ² /m']
141	U gornjoj zoni većinom ispod 3 cm ² /m', no kod područja oko stupova raste do otprilike 9 cm ² /m', u donjoj zoni ide do 6 cm ² /m'	3
142	U gornjoj zoni većinom ispod 3 cm ² /m', no kod područja oko stupova raste do otprilike 10 cm ² /m', u donjoj zoni ide do 9 cm ² /m'	7,8
143	U gornjoj zoni većinom ispod 3 cm ² /m', no kod područja oko stupova raste do otprilike 10 cm ² /m', u donjoj zoni ide do 11 cm ² /m'	5,2/3,6

Prema tablici 2 zaključuje se da ploče većim dijelom ne zadovoljavaju zahtjeve za količinu armature prema trenutnim propisima. Vrlo je osjetna razlika između čelika s granicom popuštanja 200 MPa koji se nalazi u promatranoj konstrukciji i čelika B500 koji je standardan u suvremenom armiranju i kojim bi se puno lakše zadovoljila tražena nosivost.

Provjera nosivosti greda i horizontalnih serklaža



Slika 64: Raspodjela momenta savijanja u gredama i horizontalnim serklažima prizemlja od mjerodavne kombinacije GSN2 [kNm]

Proračun uzdužne armature na gornjim slikama proveo se u programskom paketu ETABS preko relevantnih formula iz norme HRN EN 1992 [11] i literature [12]. U nastavku je prikazan ručni proračun količine uzdužne armature grede dimenzija 20/42 cm u poziciji 145 (čvor 3) gdje se na ležaju javlja moment od 54 kNm.

Visina presjeka: $h = 42 \text{ cm}$

Zaštitni sloj betona: $c = 1,5 \text{ cm}$

Udaljenost do težišta armature: $d_1 = c + \phi_v + \phi_u/2 = 1,5 + 0,6 + 2,0/2 = 3,1 \text{ cm}$

Statička visina presjeka: $d = h - d_1 = 42 - 3,1 = 38,9 \text{ cm}$

f_{cd} – proračunska tlačna čvrstoća betona

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{22}{1,5} = \frac{14,67 \text{ N}}{\text{mm}^2} = \frac{1,47 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

f_{yd} – proračunska granica popuštanja čelika

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{200}{1,15} = \frac{174 \text{ N}}{\text{mm}^2} = \frac{17,4 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

Bezdimenzijski koeficijent momenta savijanja:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{5400}{20 \cdot 38,9^2 \cdot 1,47} = 0,121 < \mu_{lim} = 0,296$$

Za $\mu_{Rd} = 0,121$ očitano je:

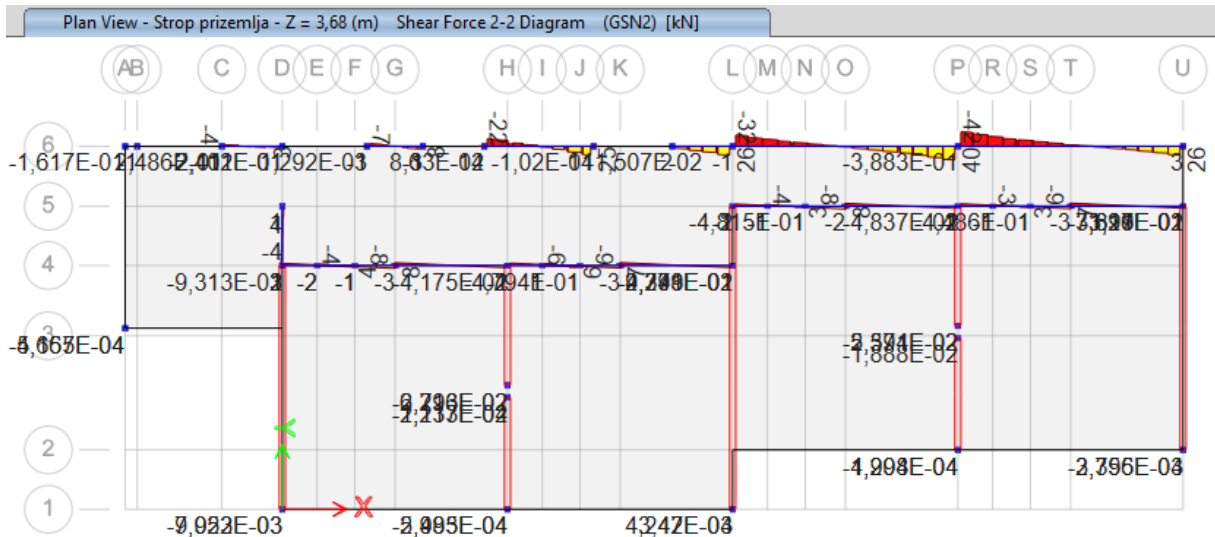
$$\zeta = 0,926 \quad \varepsilon_{s1} = 10,5$$

$$\xi = 0,205 \quad \varepsilon_c = -2,7$$

Potrebna površina armature na ležaju:

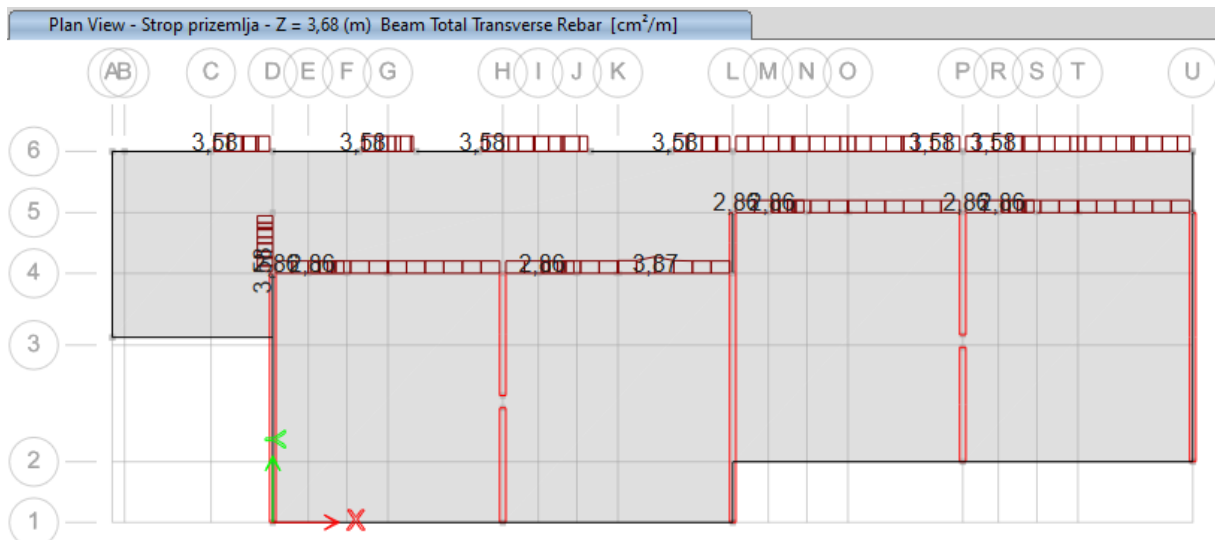
$$A_{s1,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{5400}{0,926 \cdot 38,9 \cdot 17,4} = 8,62 \text{ cm}^2$$

Proračunata vrijednost uzdužne armature mora se nalaziti između minimalne i maksimalne.



Slika 66: Raspodjela poprečnih sila u gredama i horizontalnim serklažima prizemlja od mjerodavne kombinacije GSN2 [kNm]

Potrebne količine poprečne armature pozicija A7, A8, A9, 136 i 145



Slika 67: Potrebne količine poprečne armature za pozicije A7, A8, A9, 136 i 145 [cm²/m]

Stvarne količine poprečne armature pozicija A7, A8, A9, 136 i 145

Svi serklaži, stupovi i grede u konstrukciji armirani su poprečnom armaturom $\phi 6/15$ cm, odnosno dvoreznim sponama čija površina iznosi $3,77 \text{ cm}^2/\text{m}'$.

Tablica 4: Iskoristivost poprečne armature horizontalnih serklaža i greda pozicija A7, A8, A9, 136 i 145

Pozicija	Potrebna armatura [cm ² /m']	Stvarna armatura [cm ² /m']	Iskoristivost [%]
A7	3,58	3,77	95
A8	3,87	3,77	103
A9	2,86	3,77	76
136	2,86	3,77	76
145	3,58	3,77	95

Prema tablici 3 zaključuje se da grede i horizontalni serklaži većim dijelom zadovoljavaju zahtjeve za količinu uzdužne armature prema trenutnim propisima. Također, prema tablici 4 vidi se da je stvarna količina poprečne armature većinom dovoljna. Olakotna je činjenica da se konstrukcija proračunava na nisku klasu duktilnosti. U slučaju da se proračunavala na srednju ili visoku, većina pozicija ne bi zadovoljile proračun na poprečne sile. Razlog tomu je što se u svim serklažima i gredama koriste dvorezne sponne $\phi 6/15$ cm koje imaju relativno malu nosivost na poprečnu silu. Problematična je također činjenica da se sponne ne proglašuju na mjestima veće poprečne sile, tipično oko zone oslonaca. Ručnim proračunom udaljenosti spona na gredi pozicije 145 gdje poprečna sila iznosi 42 kN pokazat će se da bi odmah uz ležaj sponne trebale biti na manjem razmaku od 15 cm.

Dvorezne ($m = 2$) sponne $\Phi 6 \rightarrow A_{sw}^2 = 0,57 \text{ cm}^2$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 38,9 = 35,01 \text{ cm}$$

$$s_1 = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V'_{Ed}} = \frac{0,57 \cdot 35,01 \cdot 17,4 \cdot 1,2}{42} = 9,92 \text{ cm}$$

Provjera nosivosti nearmiranih betonskih zidova pozicija A1 – A9

Betonski zidovi armirani samo na krajevima i oko otvora u obliku vertikalnih serklaža provjeravaju se na poprečnu silu pri čemu je otpornost zida definirana otpornošću betona bez armature prema izrazu iz norme HRN EN 1992 [11] i literature [12]:

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

Ostali izrazi potrebni za proračun, uključujući izraz za proračunsku vrijednost najveće poprečne sile koju preuzima element ograničen tlačnom čvrstoćom betona $V_{Rd,max}$:

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

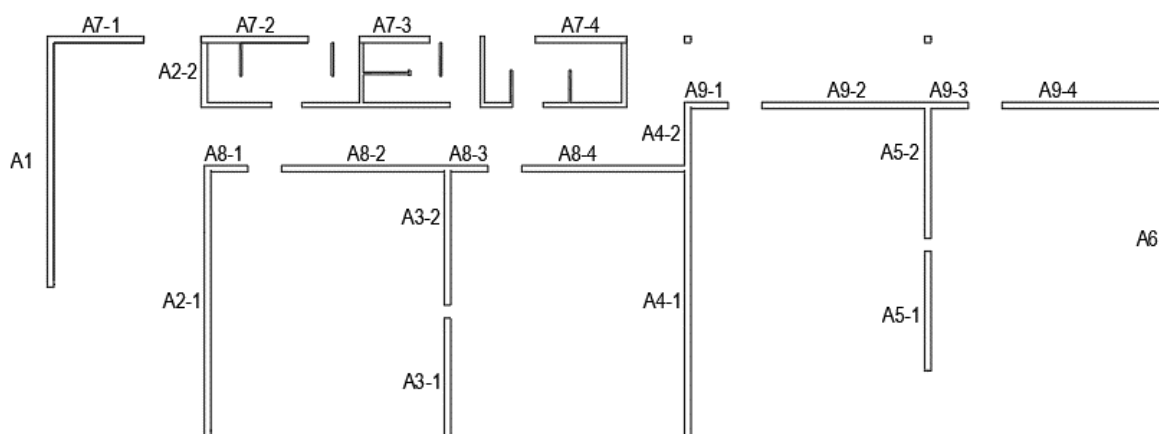
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

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

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Zbog lakše analize rezultata, prema slici 68 zidovima koji imaju dodatne vertikalne serklaže oko otvora dodijeljene su preciznije oznake potpozicije.



Slika 68: Plan potpozicija nearmiranih betonskih zidova zbog dodatnih vertikalnih serklaža oko otvora

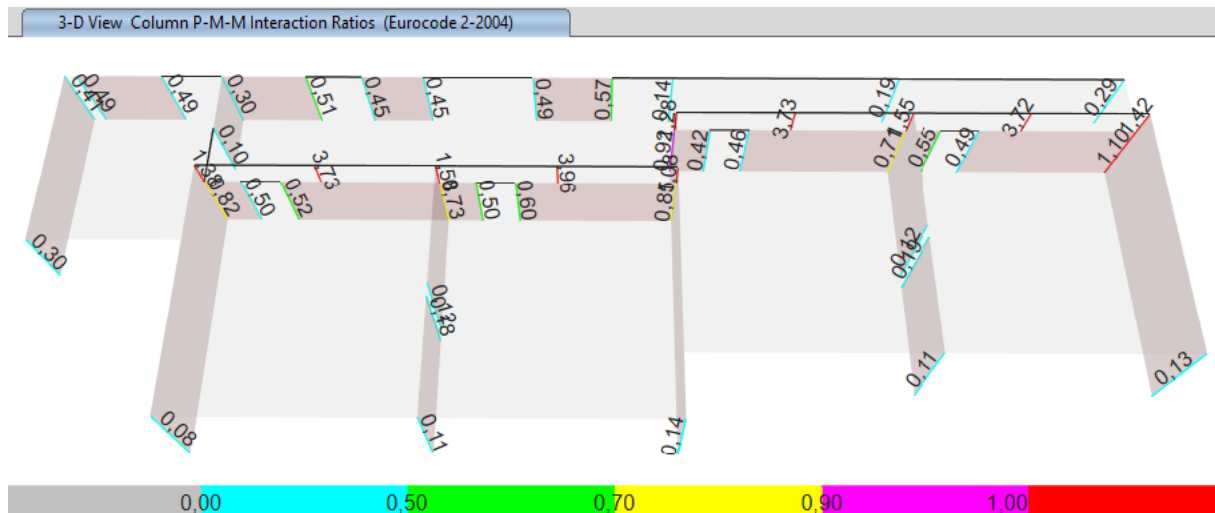
Zid	Potrebna	
	horizontalna armatura? ($V_{Ed} > V_{Rd}$)	Iskoristivost
A1	Ne	75%
A2 - 1	Ne	48%
A2 - 2	Ne	41%
A3 - 1	Ne	43%
A3 - 2	Ne	64%
A4 - 1	Ne	76%
A4 - 2	Ne	83%
A5 - 1	Ne	42%
A5 - 2	Ne	59%
A6	Ne	53%
A7 - 1	Ne	77%
A7 - 2	Ne	83%
A7 - 3	Ne	68%
A7 - 4	Ne	82%
A8 - 1	DA	184%
A8 - 2	DA	143%
A8 - 3	Ne	73%
A8 - 4	DA	221%
A9 - 1	DA	178%
A9 - 2	DA	136%
A9 - 3	DA	117%
A9 - 4	DA	140%

Slika 70: Rekapitulacija proračuna betonskih zidova na poprečnu silu

Iz gornje analize vidljivo je da većina zidova zadovoljava nosivost na poprečnu silu prema aktualnim zahtjevima HRN EN 1992. Jedini zidovi koji ne prolaze analizu nosivosti su A8 i A9, što ima smisla s obzirom na to da su upravo ti zidovi širine 16 cm, za razliku od svih ostalih koji su širine 20 cm. Modalna analiza pokazala je da je konstrukcija puno kruća u y smjeru u usporedbi s x smjerom, a ovdje se vidi da ista činjenica vrijedi i za čvrstoću.

Provjera nosivosti vertikalnih serklaža i stupova

Provjera nosivosti vertikalnih serklaža i stupova provedena je direktno u programskom paketu ETABS 20 i to preko interakcije uzdužne sile i momenata savijanja u oba smjera. Potrebne količine armature računaju se u ETABS-u prema postavkama koje su usklađene s Eurokodom na kombinacije GSN1, GSN2, PTRRSQ – type 1 i PTRRSQ – type 2. Na temelju dimenzija i armature koja je definirana za svaki štapni element prilikom zadavanja poprečnog presjeka ETABS radi provjeru nosivosti i proračunava iskoristivost pojedinih elemenata. U nastavku su dani rezultati proračuna.



Slika 71: Iskoristivost vertikalnih serklaža i stupova na N-M1-M2 interakciju (serklaži i stupovi označeni crvenom bojom su iskorišteni preko 100%)

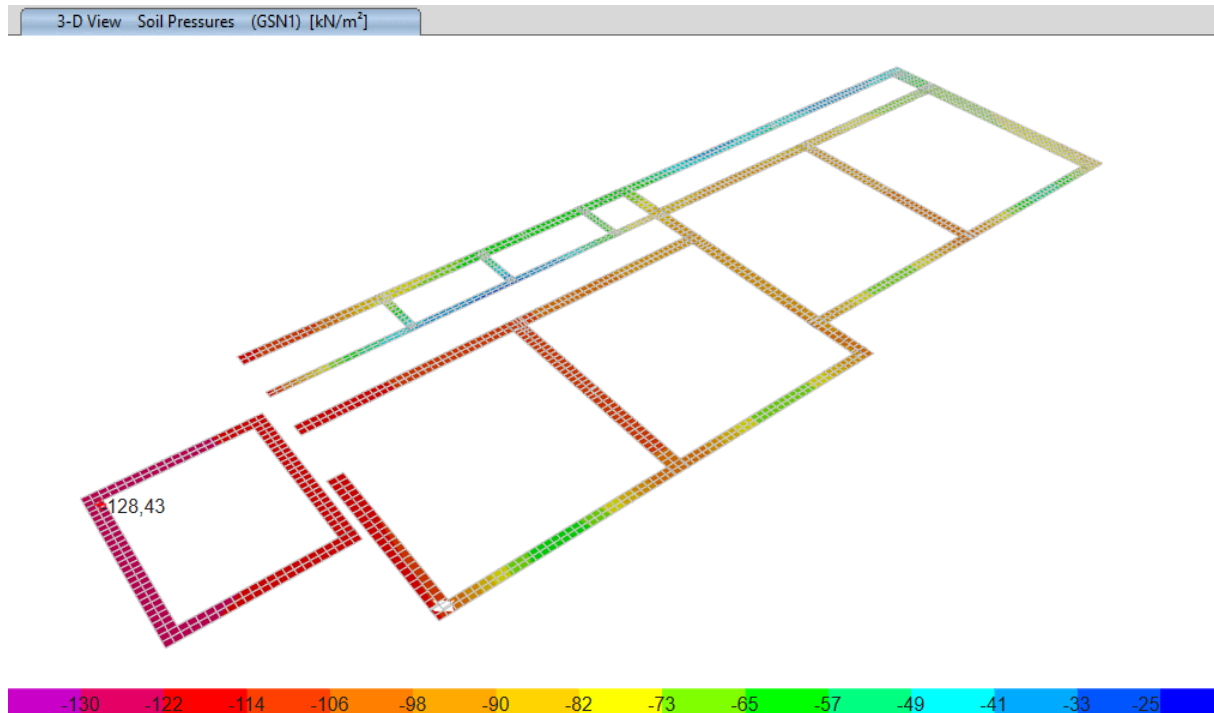
Prema rezultatima je jasno da većina vertikalnih serklaža i stupova zadovoljava zahtjeve nosivosti. Iznimka su serklaži koji se nalaze na sjecištima nosivih zidova koji omeđuju učionice s najvećom iskoristivošću od 158%. Također, provjeru ni približno ne zadovoljavaju četiri kratka stupa koji izlaze iz zidova i spajaju se s gredama koje se protežu po sjevernom bridu stropne ploče učionica. Razlog tome vjerojatno leži u činjenici da se javlja efekt kratkog stupa, odnosno stupovi imaju velik relativni pomak između krajnjih čvorova, kako je vidljivo u prvom modu titranja konstrukcije na slici 37. Veliki relativni pomak izaziva velike unutarnje sile koje stup ne može izdržati i samim time ne prolazi provjeru na GSN.

Provjera nosivosti tla

Na slici 72 prikazan je isječak iz tehničkog opisa postojećeg statičkog proračuna koji definira čvrstoću betona temeljnih traka i nosivost tla.

TEMELJI SU TRAKASTI ISPOD ZIDOVA MB-160, I KAO „SAMCI“ ISPOD STUPOVA DVORANE MB-220. ŠIRINA I VEŠIČINA STOPE IZVEDENA JE PREMA NOSIVOSTI TLA OD 2,1 KPICH² ZA TRAKE, ODNOSNO 2,6 KPICH² ZA SAMCE. GEOMENAČKI NALAZ. IZRADIO

Slika 72: Stvarna nosivost tla prema geotehničkom ispitivanju (Izvor: [6])



Slika 73: Pritisak građevine na tlo prema mjerodavnoj kombinaciji (GSN) s označenim maksimumom [kN/m²]

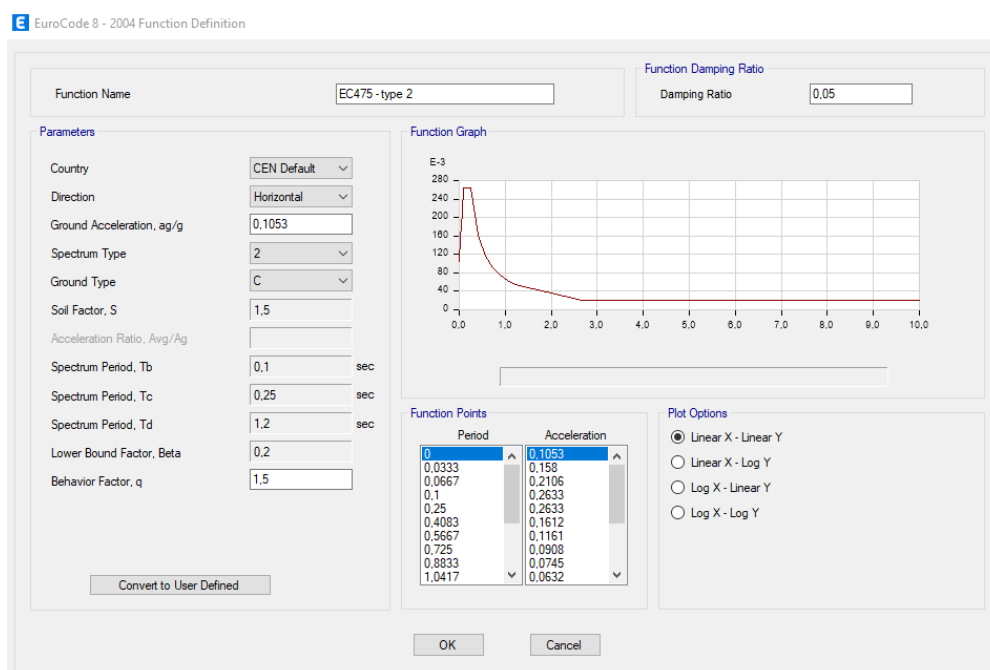
Na slici 72 definirana je dopuštena nosivost od 2,1 kp/cm², odnosno 206 kN/m² za temeljne trake. Analizom konstrukcije (slika 73) dobiva se maksimalni pritisak koji iznosi 128 kN/m², što znači da temeljno tlo ima zadovoljavajuću nosivost. Iskoristivost iznosi $128/206 = 0,62 = 62\%$.

Određivanje indeksa znatnog oštećenja (IZO faktora)

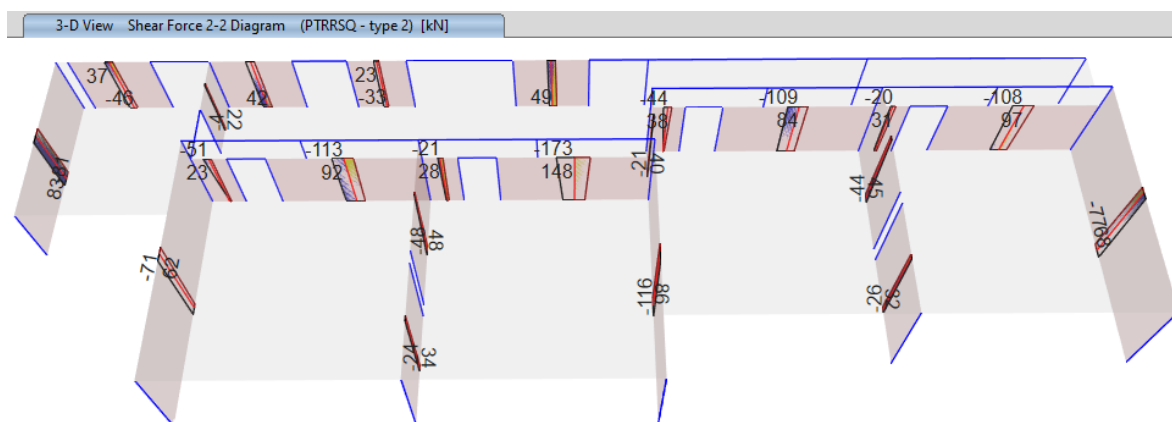
U Tehničkom propisu o izmjenama i dopunama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije (NN 7/2022) [13] definiran je IZO faktor: „Indeks znatnog oštećenja konstrukcije (IZO) u smislu članka 24. stavka 5. podstavka 7. i tablice III.1 Priloga III. ovoga Propisa je omjer proračunske potresne otpornosti i zahtjeva za konstrukciju za granično stanje znatnog oštećenja. Kod određivanja otpornosti i zahtjeva potrebno je uključiti faktor važnosti konstrukcije prema HRN EN 1998-1. Proračunska potresna otpornost je vrijednost potresnog djelovanja iskazanog kao vršno ubrzanje tla tipa A za koje konstrukcija doseže granično stanje znatnog oštećenja. Zahtjev za konstrukciju za granično stanje znatnog oštećenja je poredbeno potresno djelovanje koje se iskazuje kao poredbeno vršno ubrzanje tla tipa A za poredbeno povratno razdoblje 475 godina (vjerojatnost premašaja 10% u 50 godina).“ Sukladno definiciji, potrebno je odrediti proračunsku potresnu otpornost za koju konstrukcija doseže granično stanje znatnog oštećenja. Odabran je trenutak kada proračunska poprečna sila dosegne proračunsku otpornost na poprečnu silu prvog nearmiranog betonskog zida koji je u ovom slučaju A8-4, kako je vidljivo na slikama 75 i 76.

U tom trenutku sva četiri kratka stupa izgubila su svoju nosivost. Norma HRN EN 1998-1 za duktilne zidove dopušta prekoračenje sile u jednom zidu ako oko njega postoje zidovi koji mogu tu dodatnu silu preuzeti [2], no s obzirom da su zidovi dilatacije D1 nearmirani promatraju se kao krti, odnosno kao da nemaju mogućnost preraspodjele sile. Sila prekoračenja u zidu A8-4 javlja se pri poredbenom vršnom ubrzanju tla tipa A od $a_g = 0,1053g$. S obzirom da je zahtjev za konstrukciju već određen i iznosi $a_g = 0,2448g$, IZO faktor iznosi:

$$IZO = \frac{\text{proračunska potresna otpornost}}{\text{zahtjev za konstrukciju za granično stanje znatnog oštećenja}} = \frac{0,1053g}{0,2448g} = 0,43.$$



Slika 74: Djelovanje koje odgovara kapacitetu zgrade u ETABS-u



Slika 75: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ za određivanje IZO faktora [kN]

Zid	Iskoristivost
A1	33%
A2 - 1	22%
A2 - 2	22%
A3 - 1	20%
A3 - 2	27%
A4 - 1	35%
A4 - 2	41%
A5 - 1	19%
A5 - 2	26%
A6	23%
A7 - 1	35%
A7 - 2	38%
A7 - 3	33%
A7 - 4	40%
A8 - 1	93%
A8 - 2	65%
A8 - 3	33%
A8 - 4	99%
A9 - 1	80%
A9 - 2	63%
A9 - 3	56%
A9 - 4	62%

Slika 76: Rekapitulacija proračuna betonskih zidova na poprečnu silu s prikazom kritičnog zida A8-4 za određivanje IZO faktora

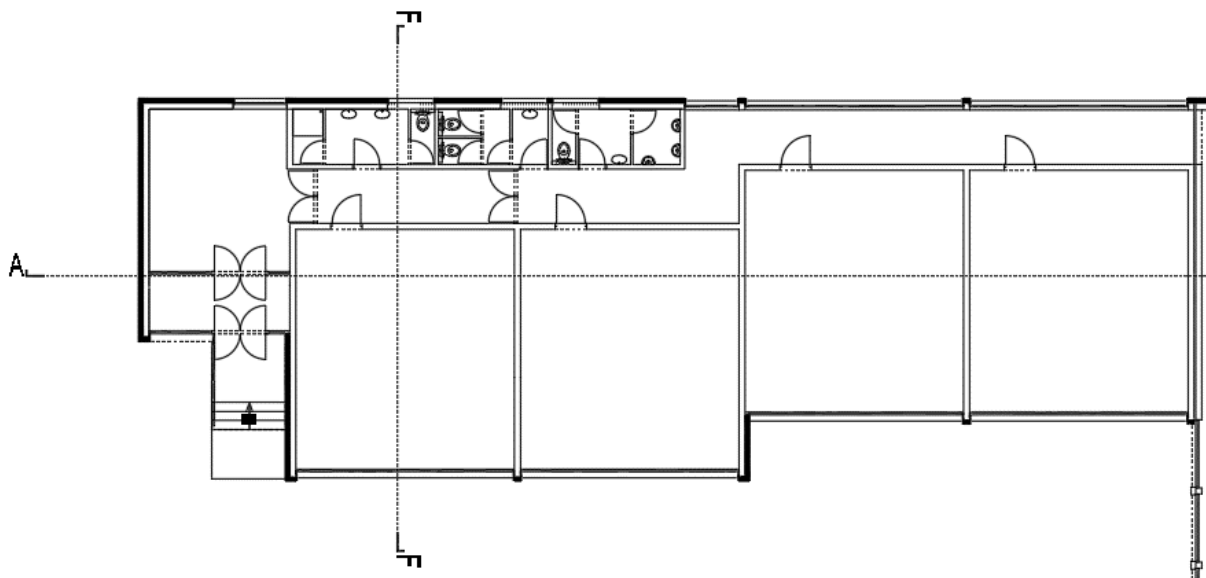
4 PRORAČUN NADOGRAĐNJE GRAĐEVINE

Nadogradnja konstrukcije obavlja se na način da se iznad stropne ploče prizemlja (trenutne krovne ploče) podigne još jedna etaža koja je tlocrtno identična etaži prizemlja. Namjena nove etaže ostaje ista, sadrži četiri učionice, hodnik i WC-e kao i zapadni dio kod pozicije 143. Razlike se javljaju u konstrukcijskom sustavu, koji više neće biti miješani sustav betonskih zidova armiranih samo na rubovima i oko otvora te okvirne konstrukcije pozicije 145. Na katu će betonske zidove zamijeniti će sustav omeđenog ziđa. Svi vertikalni serklaži produžit će se tako da se ostvari kontinuitet po visini, dok će na katu biti opeka na mjestima gdje je u prizemlju nearmirani beton. Ne modeliraju se svi vertikalni serklaži na katu jer se njihovo dimenzioniranje ne provodi u programskom paketu nego ručno. Modelirat će se samo serklaži koji funkcioniraju kao dijelovi okvira u x smjeru i kao takvi se proračunavaju u programskom paketu. Zbog konstantne visinske kote poda nove etaže, ploča pozicije 143 koja je trenutno na visini 2,64 m zamjenjuje se novom armiranobetonskom pločom jednakih dimenzija i postavlja na visinu 3,68 m. Visinska razlika kod ploča 141 i 142 svladava se na način da se na postojeće ploče postavi čelična konstrukcija na koju se postavljaju vlaknasto cementne ploče u dva sloja. Nema više kratkih stupova koji su predstavljali problem u postojećem stanju konstrukcije nego se umjesto njih vertikalni serklaži oko vrata u zidovima A8 i A9 produljuju do grede i služe kao oslonac. Također, po južnom bridu stropova učionica na katu dodane su grede koje se oslanjaju na rubne vertikalne serklaže. Time se postiže okvirno djelovanje kojim se ukružuje gornji dio kata u x smjeru i otklanja velik relativni pomak. Prostor u zidovima A8 i A9 u osima 4 i 5 u prizemlju koji u postojećoj građevini služi za propuštanje prirodnog svjetla betonira se gredom visine 104 cm. Otvoreni prostor za osvjetljenje premješta se na prvi kat i ima istu ulogu kakvu ima u prizemlju u postojećem stanju. U ovom dijelu rada razmatra se proračun nadogradnje konstrukcije koji ima dosta sličnih elemenata, teorijskih pretpostavki, postavki proračuna i objašnjenja kao i proračun postojećeg stanja. Zbog toga se neće ponavljati sve što je već obrađeno, nego će se isticati promjene u odnosu na prvi dio rada.

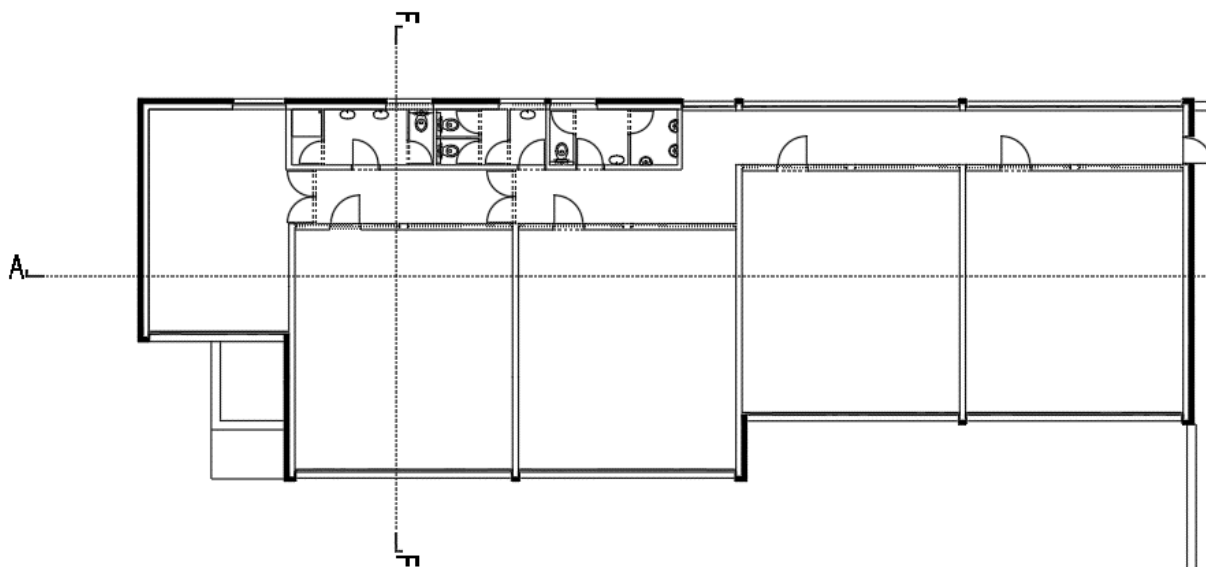
4.1 Dostupna dokumentacija

4.1.1 Arhitektonski projekt

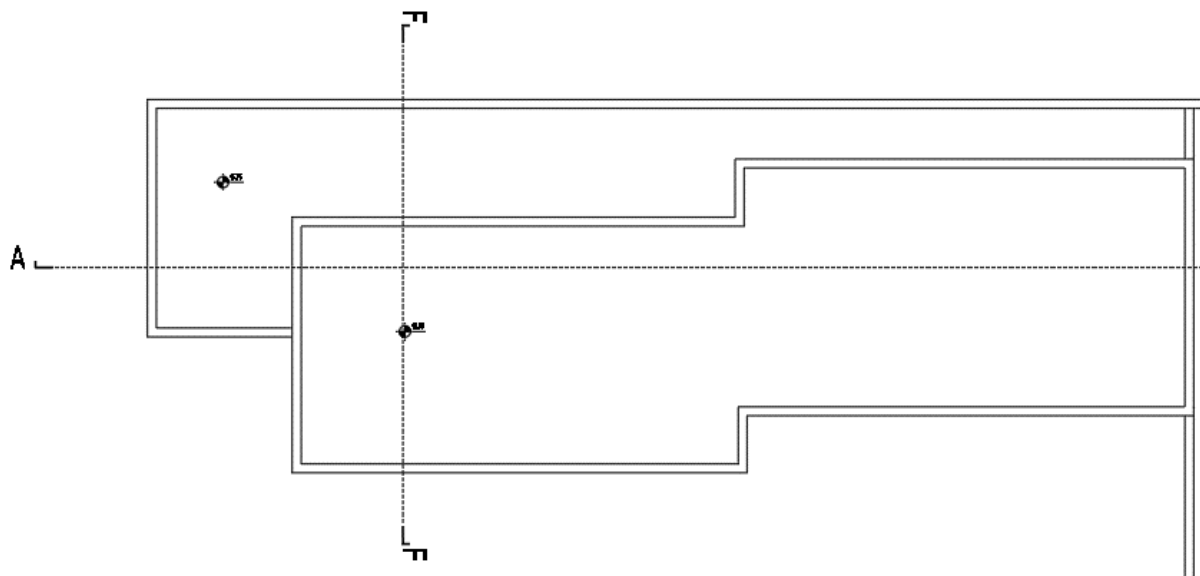
Na sljedećim slikama prikazane su sheme nacрта cijele škole i dilatacije D1. Uvećani nacrti s kotama nalaze se u prilogu A.



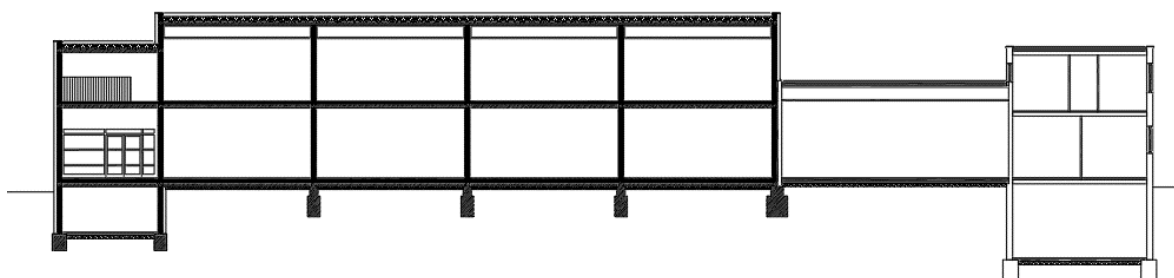
Slika 77: Tlocrt prizemlja dilatacije D1



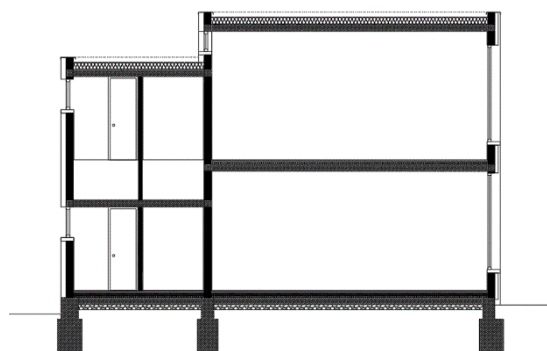
Slika 78: Tlocrt kata dilatacije D1



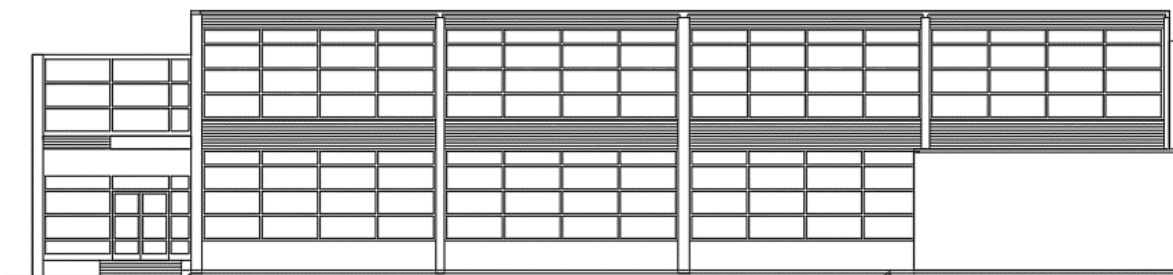
Slika 79: Tlocrt krova dilatacije D1



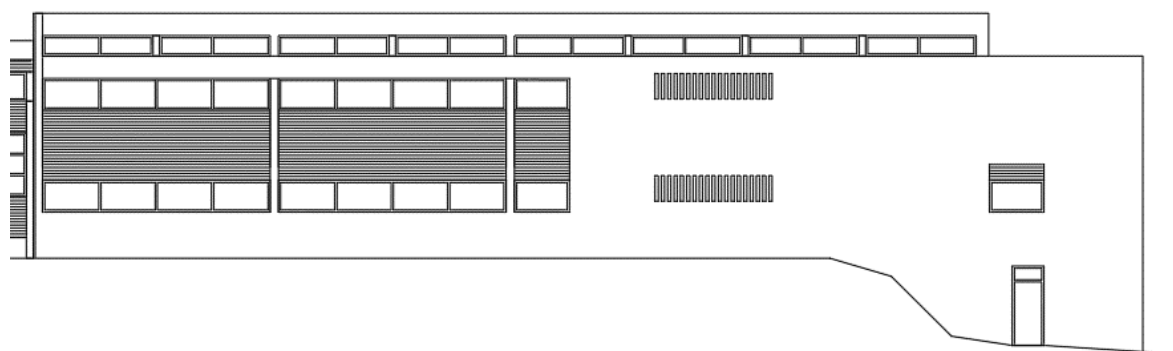
Slika 80: Presjek A-A



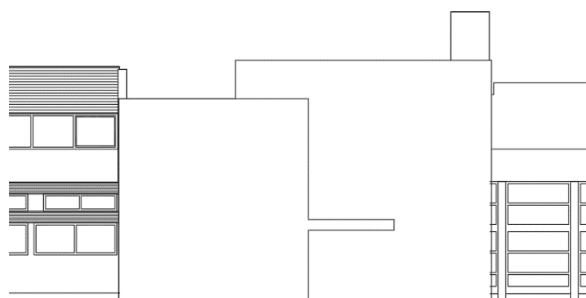
Slika 81: Presjek F-F



Slika 82: Južno pročelje dilatacije D1



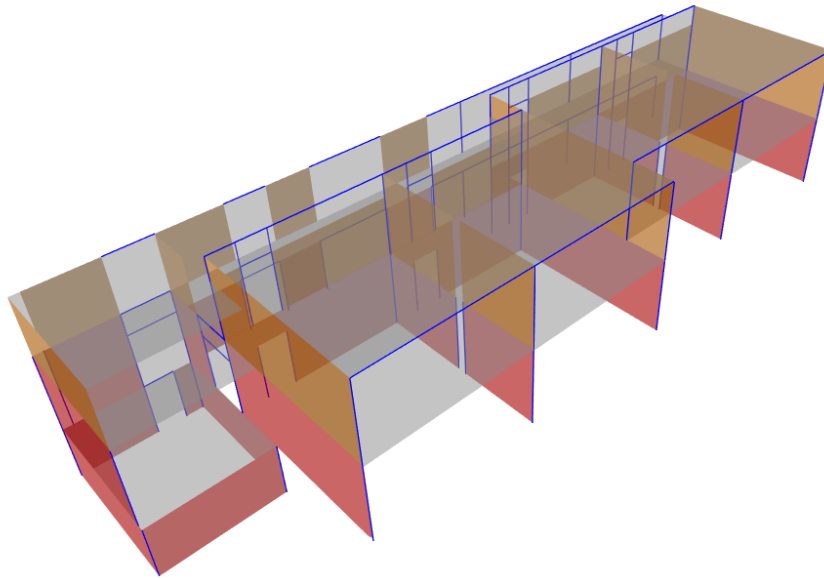
Slika 83: Sjeverno pročelje dilatacije D1



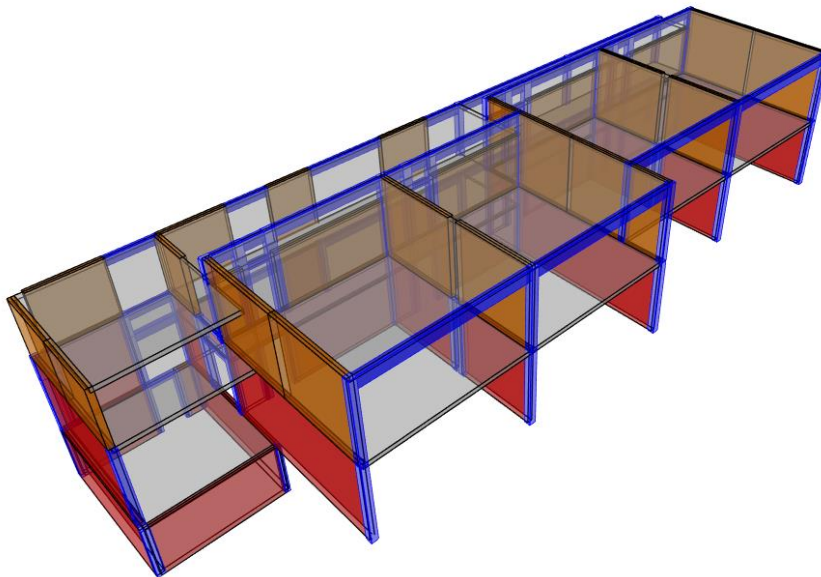
Slika 84: Zapadno pročelje dilatacije D1

4.2 Model konstrukcije

Analogno proračunu postojećeg stanja, pri modeliranju stupova, greda, horizontalnih i vertikalnih elemenata korišteni su štapni konačni elementi, dok su se za modeliranje ploča, zidova i temelja koristili plošni konačni elementi. Na idućim stranama nalazi se prikaz modela konstrukcije, materijala i poprečnih presjeka pridruženih elementima.

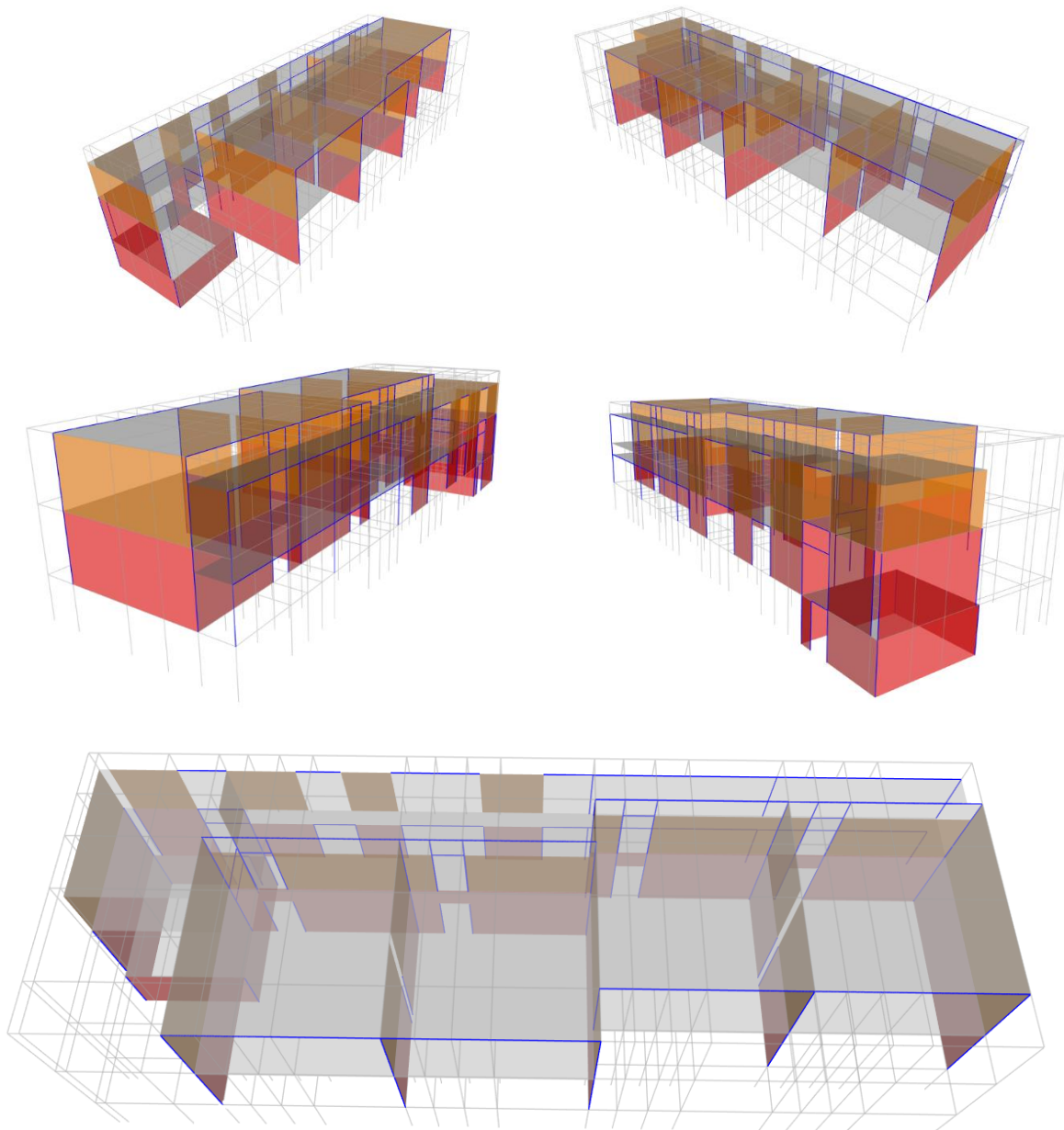


Slika 85: 3D model konstrukcije

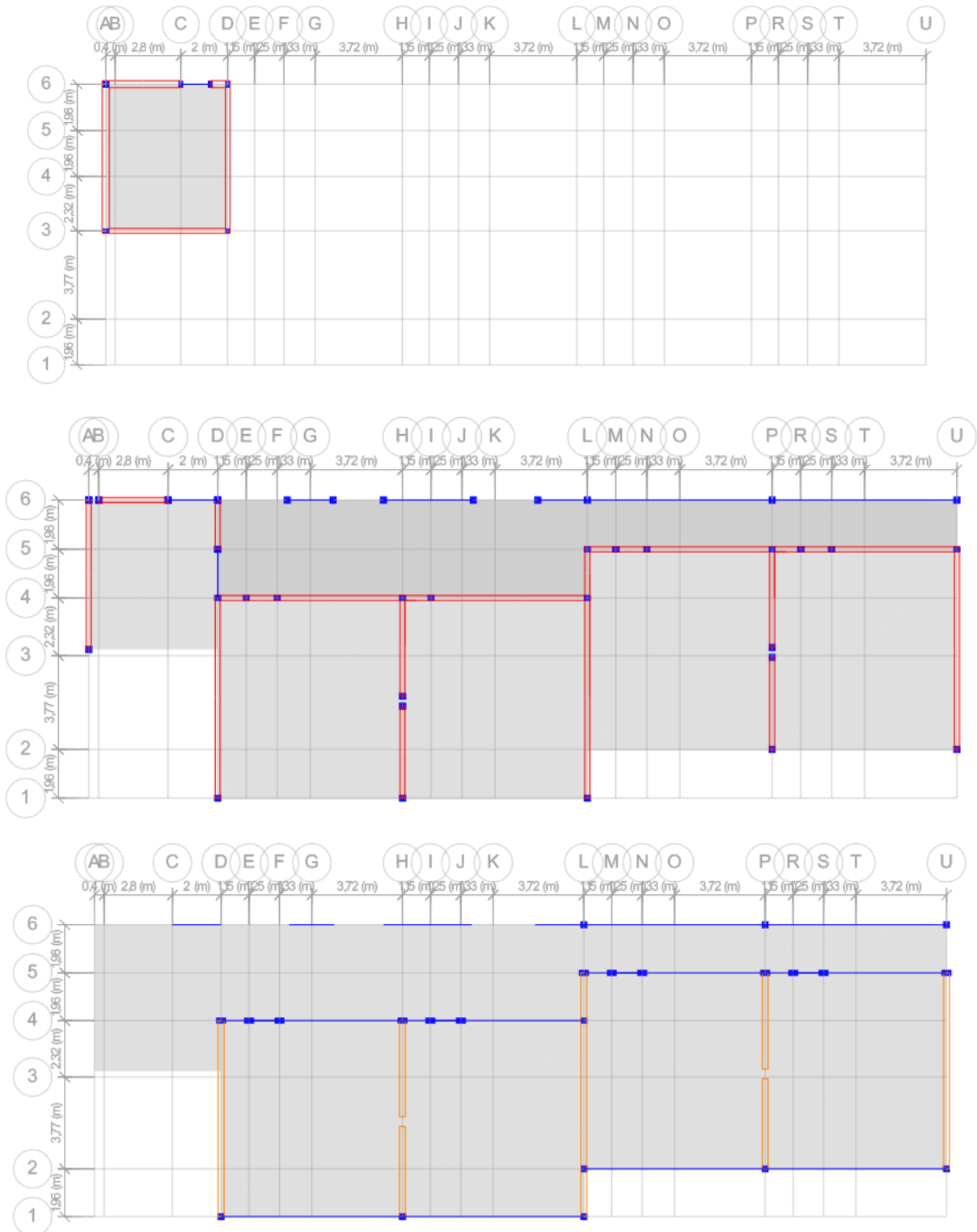


Slika 86: 3D model konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata

Budući da je u proračunu nadogradnje građevine dodana nova etaža, na slici 87 prikazana je konstrukcija sa svih strana kako bi se lakše vidjeli svi elementi. Plavom bojom označeni su stupovi i grede, sivom ploče, crvenom betonski zidovi, a narančastom ziđe od opeke.



Slika 87: 3D prikazi nosivih elemenata konstrukcije sa svih strana



Slika 88: Ravninski prikaz podruma, prizemlja i kata s označenim osima i dimenzijama

Na katu će se koristiti beton klase C25/30 što je standard u suvremenoj gradnji. Zaštitni sloj prema HRN EN 1992 [11] računa se pomoću formule:

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

gdje c_{nom} predstavlja nazivni zaštitni sloj, c_{min} najmanji zaštitni sloj, a Δc_{dev} povećanje zbog mogućeg odstupanja. Zbog proračunskog vijeka konstrukcije koji iznosi 50 godina konstrukcija se svrstava u razred S4. Odabire se razred izloženosti XC1. Prema tome, c_{min} iznosi 1,5 cm. Preporučena vrijednost Δc_{dev} iznosi 1 cm, što znači da vrijednost nazivnog zaštitnog sloja iznosi 2,5 cm. U proračunu će se koristiti debljina zaštitnog sloja od 3 cm. Također, zaključuje se da debljina zaštitnog sloja postojećeg stanja od 1,5 cm nije dovoljna prema proračunu propisanom u HRN EN 1992.

Budući da su na katu svi elementi novi, oni će se armirati armaturom B500B za razliku od postojećih elemenata koji sadrže armaturu Č-0200. Modul elastičnosti ziđa proračunat je prema formuli:

$$E = K_E \cdot f_k$$

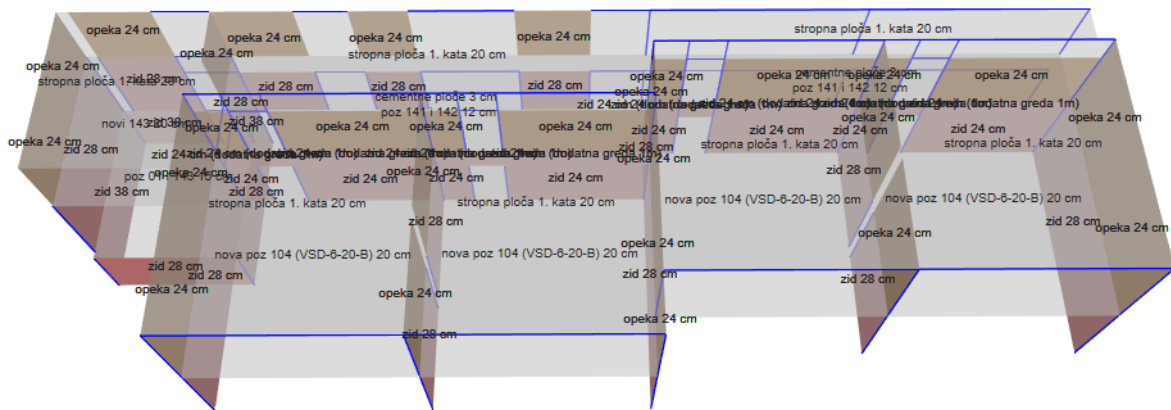
pri čemu f_k predstavlja karakterističnu tlačnu čvrstoću ziđa, dok je K_E koeficijent za koji se prema HRN EN 1996 [14] i literaturi [15] preporuča vrijednost 1000. Na slici 89 prikazane su karakteristike ziđa, a na slici 90 karakteristike armature Č-0200 i B500B.

<p>General Data</p> <p>Material Name: C25/30</p> <p>Material Type: Concrete</p> <p>Directional Symmetry Type: Isotropic</p> <p>Material Display Color: Change...</p> <p>Material Notes: Modify/Show Notes...</p>	<p>General Data</p> <p>Material Name: ziđe</p> <p>Material Type: Masonry</p> <p>Directional Symmetry Type: Isotropic</p> <p>Material Display Color: Change...</p> <p>Material Notes: Modify/Show Notes...</p>
<p>Material Weight and Mass</p> <p><input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density <input type="radio"/> Specify Mass Density</p> <p>Weight per Unit Volume: 24.9926 kN/m³</p> <p>Mass per Unit Volume: 2548.538 kg/m³</p>	<p>Material Weight and Mass</p> <p><input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density <input type="radio"/> Specify Mass Density</p> <p>Weight per Unit Volume: 14 kN/m³</p> <p>Mass per Unit Volume: 1427.603 kg/m³</p>
<p>Mechanical Property Data</p> <p>Modulus of Elasticity, E: 31000 MPa</p> <p>Poisson's Ratio, U: 0,2</p> <p>Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,00001 1/C</p> <p>Shear Modulus, G: 12916,67 MPa</p>	<p>Mechanical Property Data</p> <p>Modulus of Elasticity, E: 3156 MPa</p> <p>Poisson's Ratio, U: 0,2</p> <p>Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,000081 1/C</p> <p>Shear Modulus, G: 1315 MPa</p>

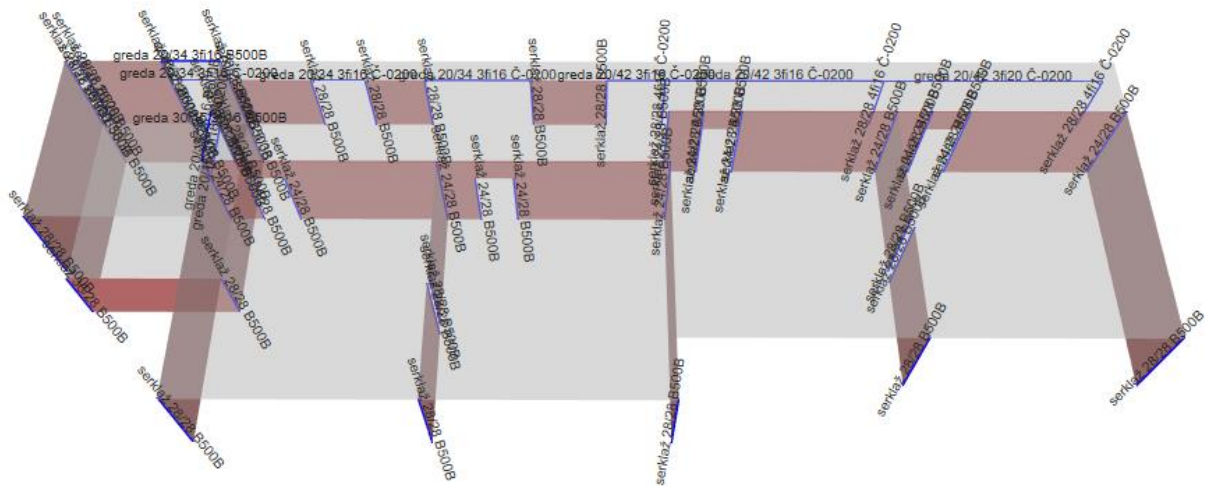
Slika 89: Karakteristike betona C25/30 i ziđa

<p>General Data</p> <p>Material Name: armatura Č-0200</p> <p>Material Type: Rebar</p> <p>Directional Symmetry Type: Uniaxial</p> <p>Material Display Color: Change...</p> <p>Material Notes: Modify/Show Notes...</p>	<p>General Data</p> <p>Material Name: armatura B500B</p> <p>Material Type: Rebar</p> <p>Directional Symmetry Type: Uniaxial</p> <p>Material Display Color: Change...</p> <p>Material Notes: Modify/Show Notes...</p>
<p>Material Weight and Mass</p> <p><input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density <input type="radio"/> Specify Mass Density</p> <p>Weight per Unit Volume: 76,9729 kN/m³</p> <p>Mass per Unit Volume: 7849,047 kg/m³</p>	<p>Material Weight and Mass</p> <p><input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density <input type="radio"/> Specify Mass Density</p> <p>Weight per Unit Volume: 76,9729 kN/m³</p> <p>Mass per Unit Volume: 7849,047 kg/m³</p>
<p>Mechanical Property Data</p> <p>Modulus of Elasticity, E: 199947,98 MPa</p> <p>Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C</p>	<p>Mechanical Property Data</p> <p>Modulus of Elasticity, E: 199947,98 MPa</p> <p>Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C</p>
<p>Material Name and Type</p> <p>Material Name: armatura Č-0200</p> <p>Material Type: Rebar, Uniaxial</p> <p>Grade: Grade 60</p>	<p>Material Name and Type</p> <p>Material Name: armatura B500B</p> <p>Material Type: Rebar, Uniaxial</p> <p>Grade: Grade 60</p>
<p>Design Properties for Rebar Materials</p> <p>Minimum Yield Strength, Fy: 200 MPa</p> <p>Minimum Tensile Strength, Fu: 300 MPa</p> <p>Expected Yield Strength, Fye: 200 MPa</p> <p>Expected Tensile Strength, Fue: 300 MPa</p>	<p>Design Properties for Rebar Materials</p> <p>Minimum Yield Strength, Fy: 434,78 MPa</p> <p>Minimum Tensile Strength, Fu: 500 MPa</p> <p>Expected Yield Strength, Fye: 434,78 MPa</p> <p>Expected Tensile Strength, Fue: 500 MPa</p>

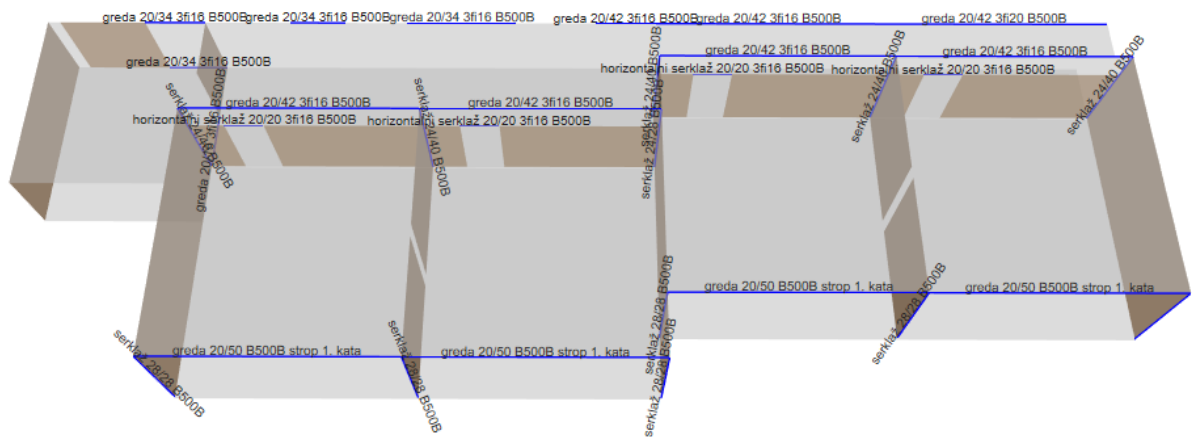
Slika 90: Pretpostavljene karakteristike armature Č-0200 (lijevo) i karakteristike armature B500B (desno)



Slika 91: Poprečni presjeci plošnih nosivih elemenata konstrukcije

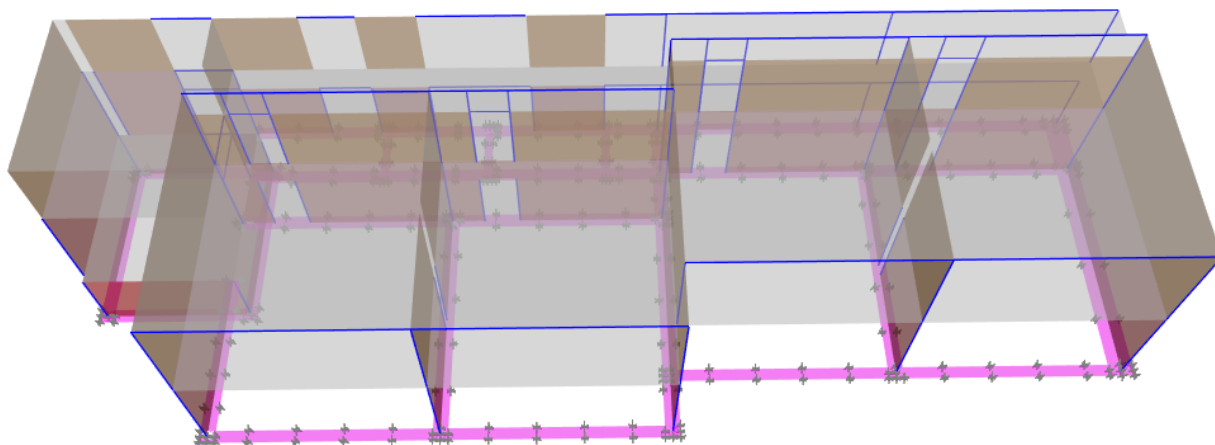


Slika 92: Poprečni presjeci vertikalnih štapnih nosivih elemenata konstrukcije

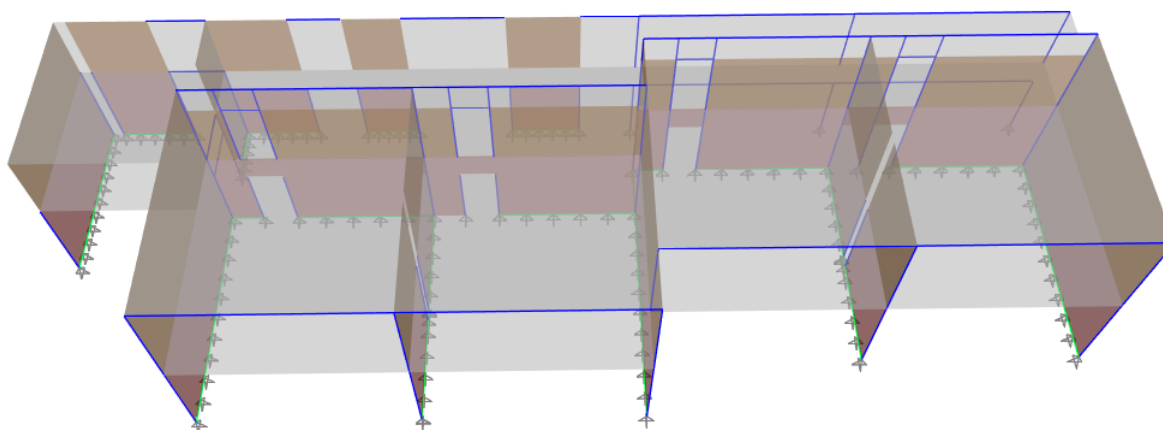


Slika 93: Poprečni presjeci horizontalnih štapnih nosivih elemenata konstrukcije

Svi podaci, pretpostavke i način proračuna temeljenja varijante nadogradnje konstrukcije ekvivalentni su proračunu postojećeg stanja.



Slika 94: 3D prikaz temelja s označenim rubnim uvjetima – model s temeljnim trakama



Slika 95: 3D prikaz temelja s označenim rubnim uvjetima – model s krutim ležajevima

4.3 Analiza opterećenja

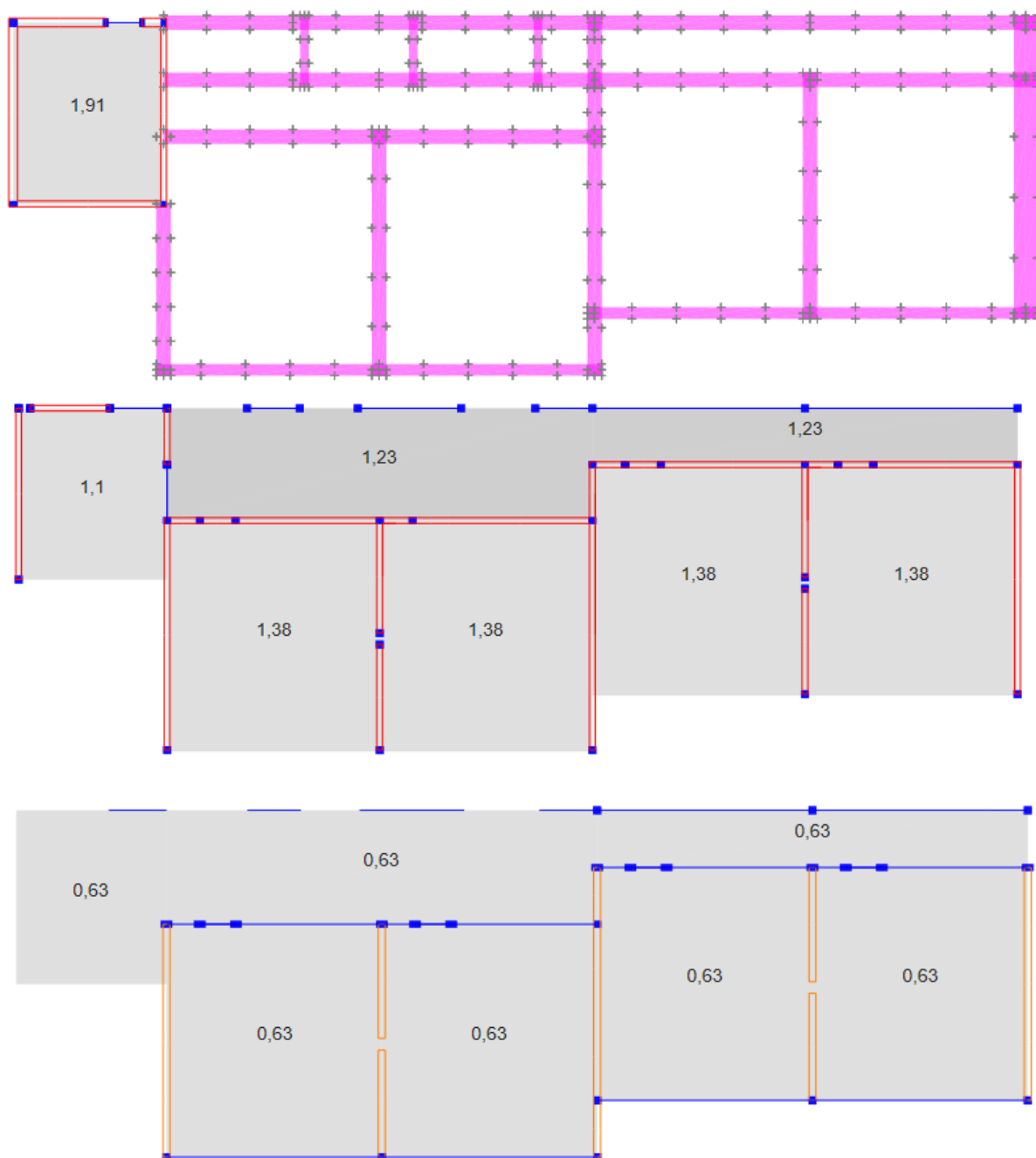
Analiza opterećenja varijante nadogradnje konstrukcije razlikuje se od analize opterećenja postojećeg stanja po dodatnom stalnom opterećenju zbog različitih slojeva i po uporabnom opterećenju na ploče koje su više nisu krovne nego podne ploče kata. Naravno, na te ploče također više ne djeluje opterećenje snijegom. Analiza opterećenja potresom i snijegom ostaju iste kao i u analizi opterećenja postojećeg stanja.

Krov K1 - polimerna HI traka na bazi TPO folija - tvrde MW ploče - polimer-bitumenska traka - hladni bitumenski premaz - AB ploča (automatski u ETABS-u)	0,01 0,35*1,6 0,01 0,05 0,00	= = = = =	0,01 kN/m ² 0,56 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,05 kN/m ² 0,00 kN/m ²	Međukatna konstrukcija MK3 - keramika - armirani plivajući cementni estrih - parna brana PE folija - EPS-T - EPS - AB ploča (automatski u ETABS-u)	0,005*22 0,04*24 0,01 0,02*0,5 0,02*0,5 0,00	= = = = = =	0,11 kN/m ² 0,96 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,00 kN/m ²	$\Delta g = \boxed{0,63} \text{ kN/m}^2$	$\Delta g = \boxed{1,10} \text{ kN/m}^2$
Međukatna konstrukcija MK1 - parket - armirani plivajući cementni estrih - parna brana PE folija - EPS-T - EPS - AB ploča (automatski u ETABS-u)	0,02*7 0,05*24 0,01 0,02*0,5 0,03*0,5 0,00	= = = = = =	0,14 kN/m ² 1,20 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,02 kN/m ² 0,00 kN/m ²	Pod prema negrijanom prostoru P1a - keramika - HI premaz - armirani plivajući cementni estrih - parna brana PE folija - EPS-T - EPS ploče - polimer bitumenska traka - hladni bitumenski premaz - AB ploča (automatski u ETABS-u) - silikonsko-silikatna žbuka	0,02*22 0,01 0,06*24 0,01 0,02*0,5 0,10*0,5 0,01 0,05 0,01 0,01	= = = = = = = = =	0,44 kN/m ² 0,01 kN/m ² 1,44 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,05 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,05 kN/m ² 0,00 kN/m ² 0,01 kN/m ²	$\Delta g = \boxed{1,38} \text{ kN/m}^2$	$\Delta g = \boxed{2,03} \text{ kN/m}^2$
Međukatna konstrukcija MK2 - keramika - HI premaz - vlaknasto cementne ploče u dva sloja - čelična podkonstrukcija za pod - AB ploča (automatski u ETABS-u)	0,015*22 0,01 0,03*24 1,11*0,15 0,00	= = = = =	0,33 kN/m ² 0,01 kN/m ² 0,72 kN/m ² 0,17 kN/m ² 0,00 kN/m ²	- AB atika - prizemlje - AB atika - kat - parapeti u osi 6	0,2*0,65*25 0,2*0,35*25 14*0,2*2,5+0,2*0,15*2,5	= = =	3,25 kN/m' 1,75 kN/m' 7,08 kN/m'	$\Delta g = \boxed{1,23} \text{ kN/m}^2$	

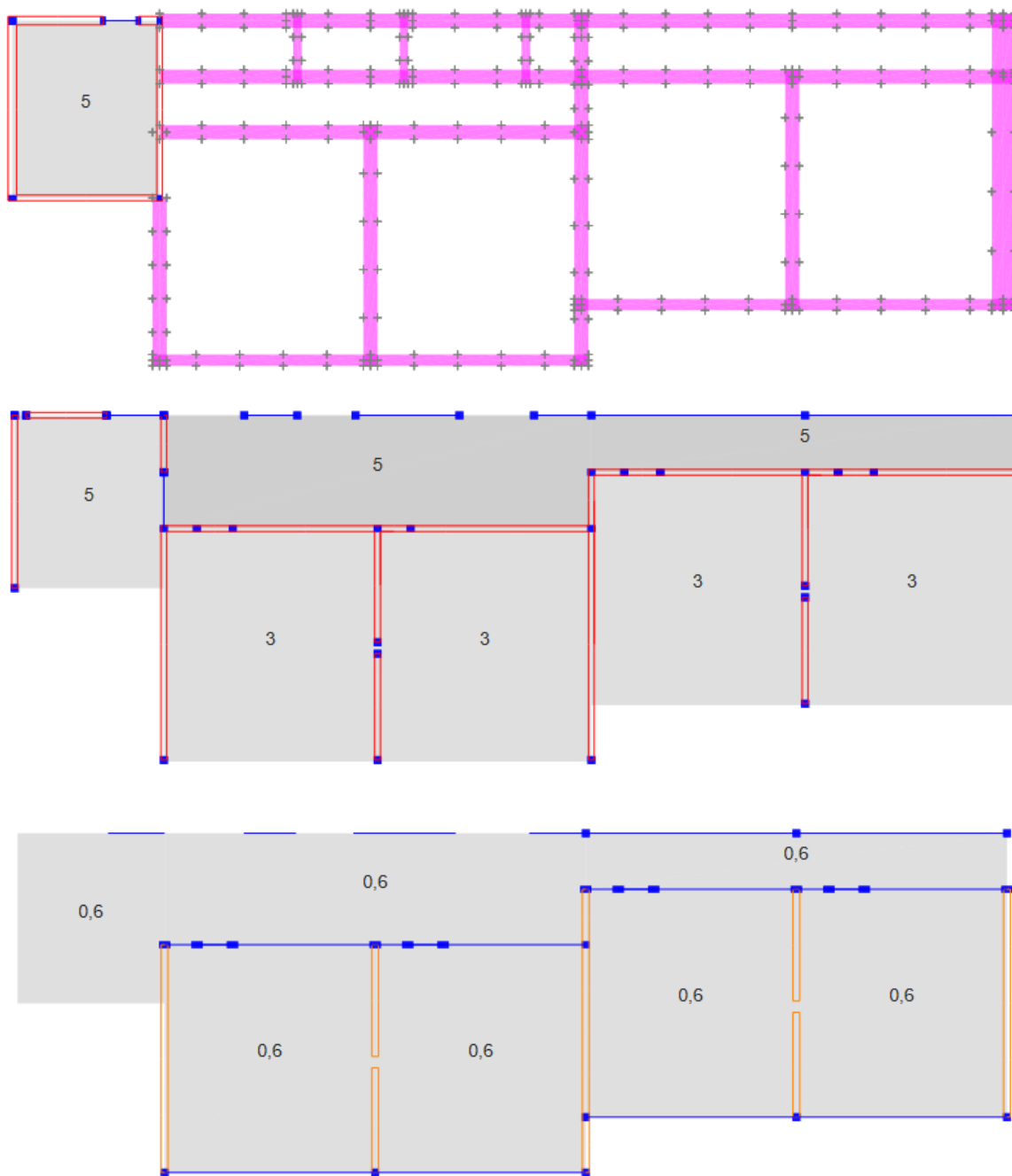
Slika 96: Proračun dodatnog stalnog opterećenja pomoću vlastite težine i debljine slojeva

Uporabno opterećenje uzeto je prema nacionalnom aneksu norme HRN EN 1991-1-1 [7]:
 Prostori sa stolovima u kojima se mogu okupljati ljudi, npr. škole (kategorija C1) → 3 kN/m²
 Hodnici za kategorije prostora C1 do C3 → 5 kN/m²
 Krovovi koji se ne koriste osim za normalno održavanje i popravke → 0,6 kN/m²

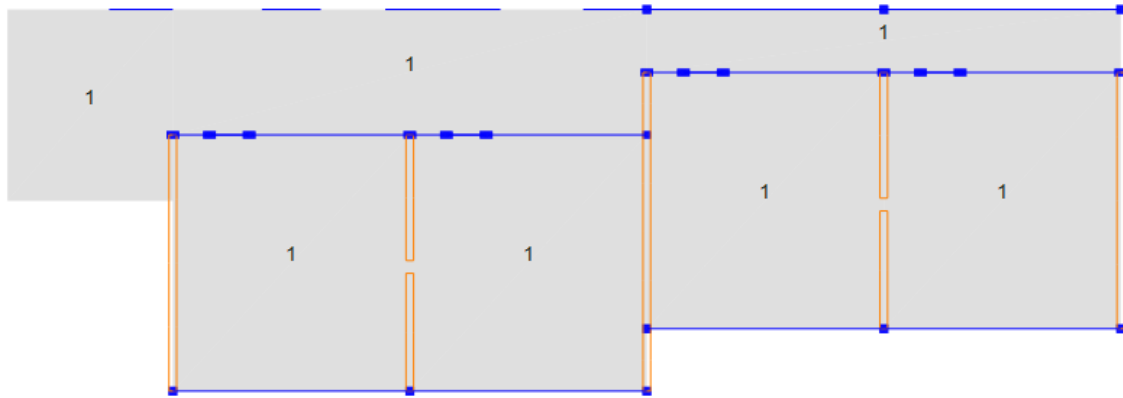
Sheme opterećenja



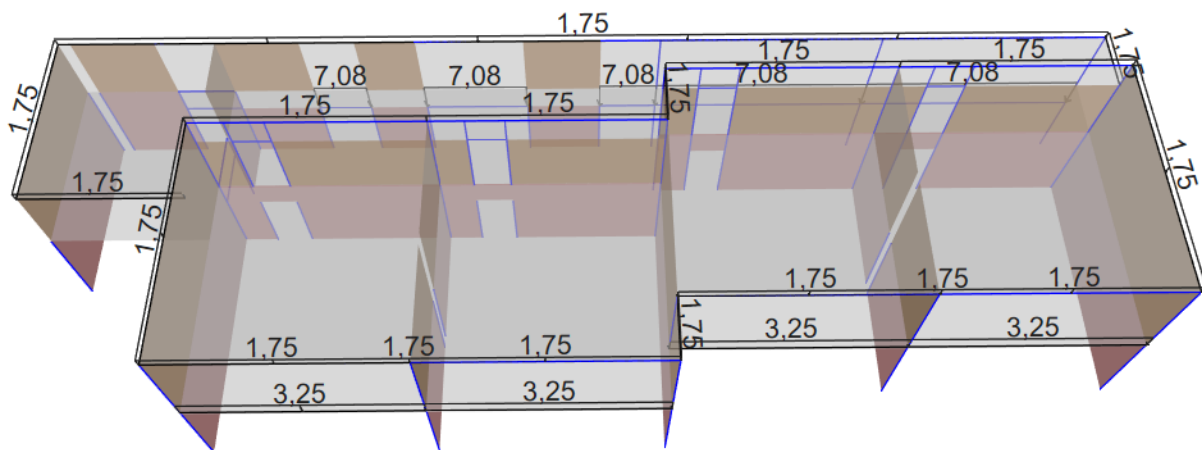
Slika 97: Shema dodatnog stalnog opterećenja na stropnim pločama podruma, prizemlja i kata (odozgo prema dolje) [kN/m²]



Slika 98: Shema korisnog opterećenja na stropnim pločama podruma, prizemlja i kata (odozgo prema dolje) [kN/m²]



Slika 99: Shema opterećenja snijegom na ploči kata [kN/m²]

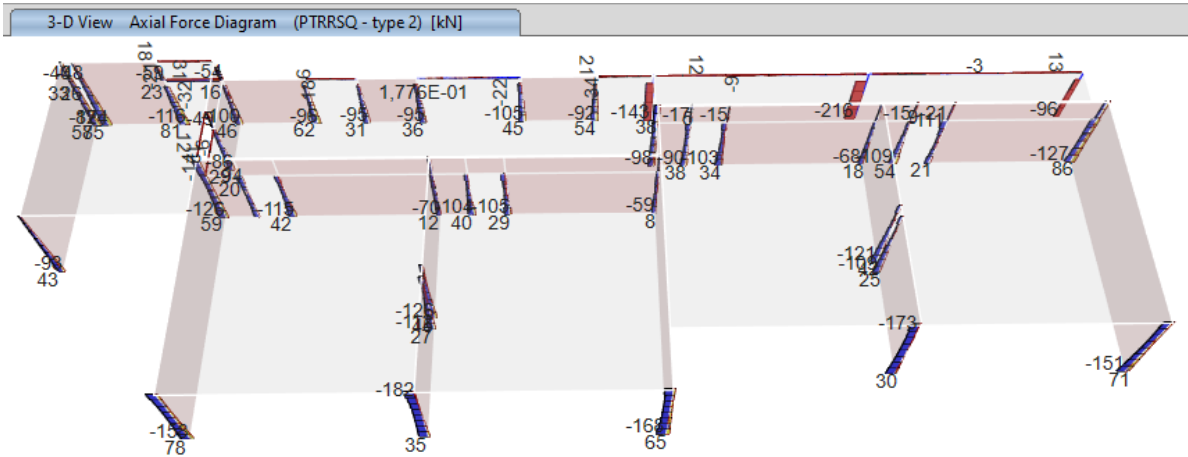


Slika 100: Shema dodatnog stalnog linijskog opterećenja od AB atike i parapeta [kN/m]

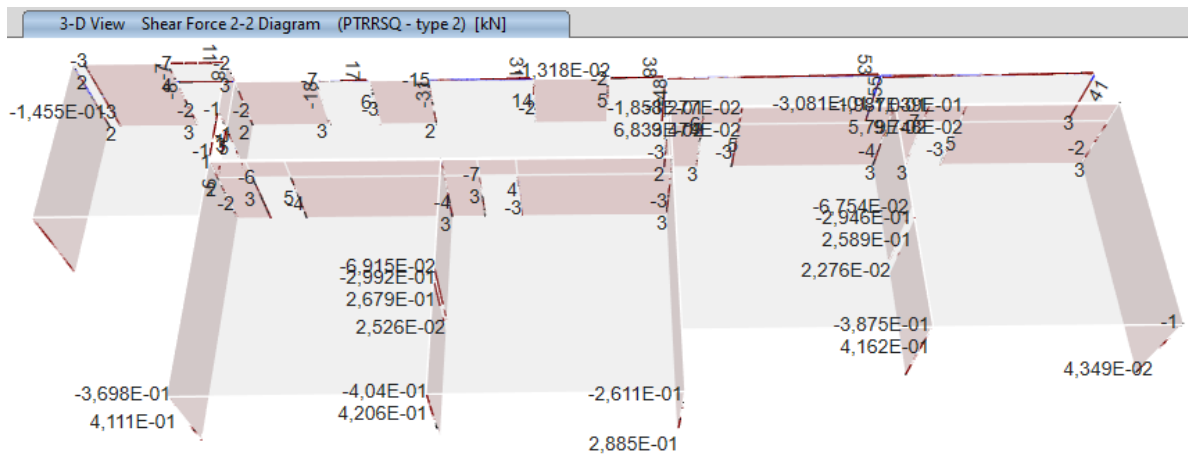
4.4 Preliminarni proračun nadogradnje konstrukcije

4.4.1 Raspodjela unutarnjih sila

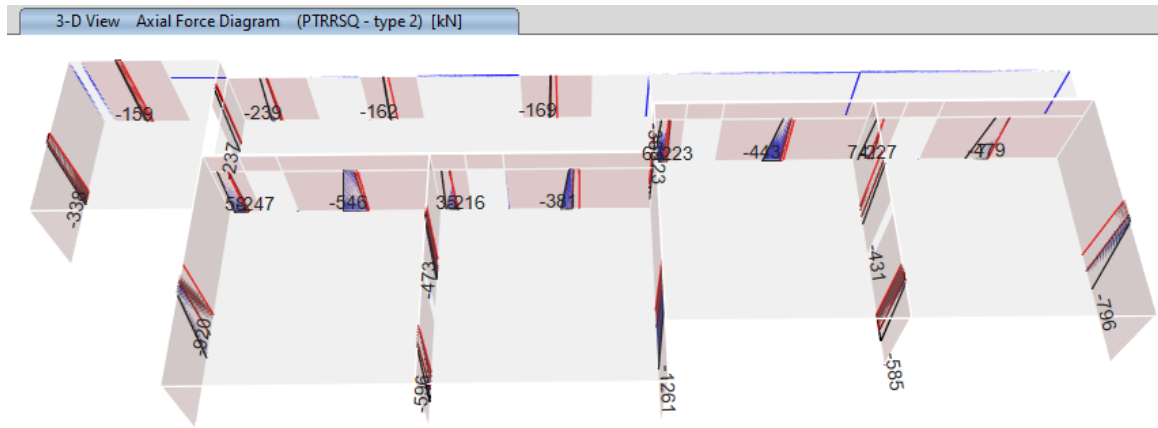
Raspodjela unutarnjih sila u prizemlju



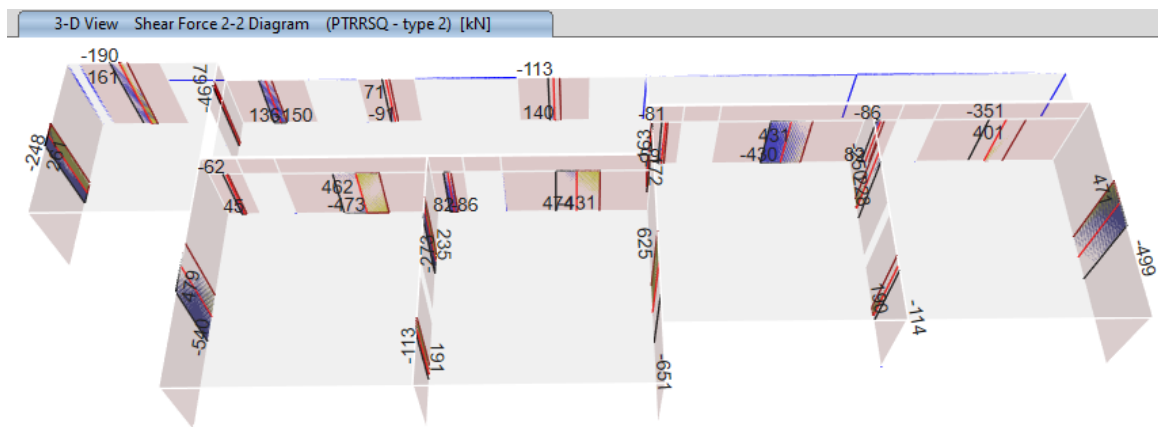
Slika 101: Raspodjela uzdužnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



Slika 102: Raspodjela poprečnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



Slika 103: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



Slika 104: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije [kN]

4.4.2 Provjera graničnog stanja nosivosti (GSN)

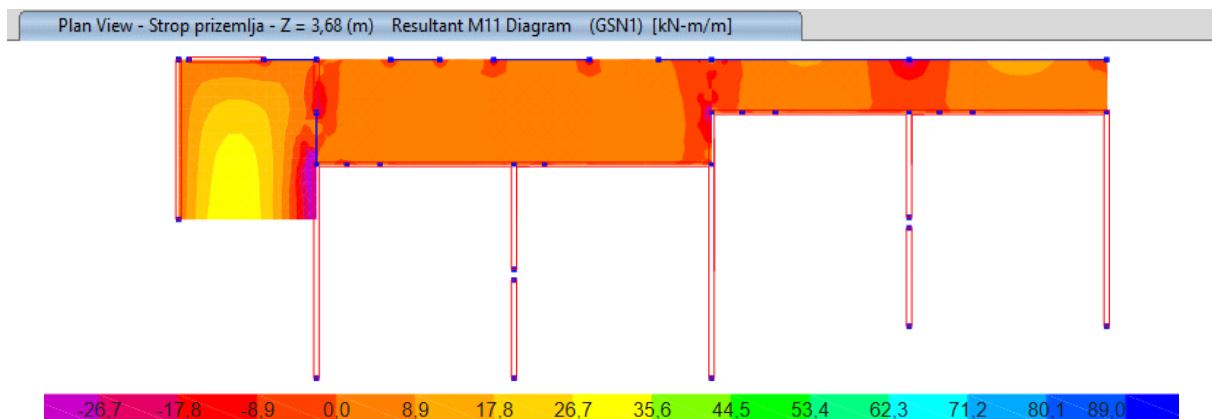
Provjera nosivosti postojećih stropnih ploča prizemlja

Dopuštena nosivost prednapete šuplje betonske ploče bez vlastite težine na poziciji 104 iznosi 310 kp/m^2 , odnosno $3,04 \text{ kN/m}^2$, kako je već prikazano u poglavlju 3.4.4. na slici 53. Budući da bi prema graničnom stanju nosivosti opterećenje prema Eurokodu iznosilo:

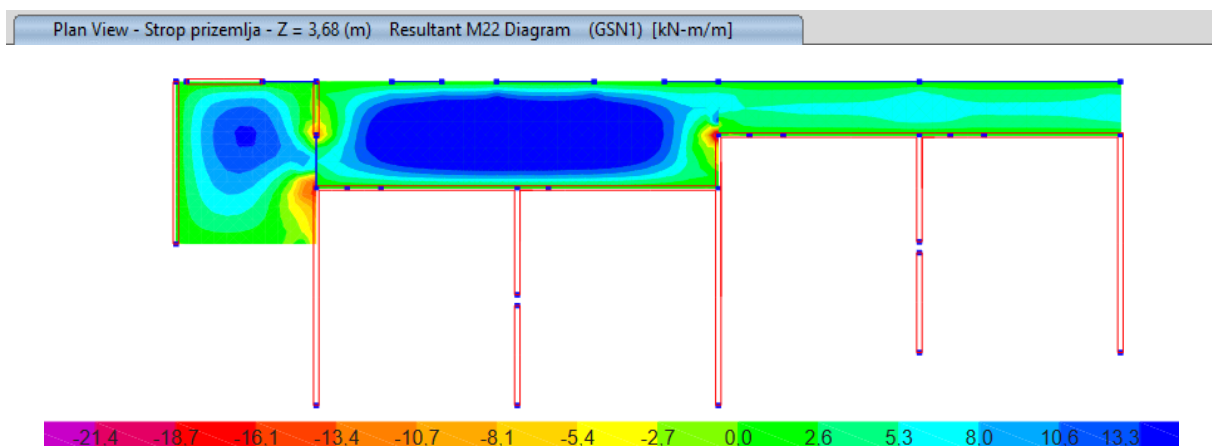
$$1,35 \cdot \Delta g_k + 1,50 \cdot q_k = 1,35 \cdot 1,38 + 1,50 \cdot 3,00 = 6,36 \text{ kN/m}^2$$

dobivamo da iskoristivost ploča pozicije 104 iznosi $6,36/3,04 = 2,09 = 209\%$. Pozicija 104 koja je prije bila krovna ploča konstrukcije i samim time morala nositi samo opterećenje snijegom i vrlo malo uporabno opterećenje, sada je prenamijenjena da bude podna ploča učionice čime dolazi do velikog porasta korisnog opterećenja koje ploča mora podnijeti. Budući da je nosivost nadmašena za skoro dvostruki iznos, preporučeno rješenje je postavljanje novih prednapetih ploča koje zadovoljavaju uvjete nosivosti i uporabivosti.

Jedna od mogućih opcija su prednapete međukatne šuplje ploče VSD-6-20-B proizvođača Oberndorfer koje na svijetlom rasponu od 7,5 m imaju dopušteno karakteristično (nefaktorizirano) opterećenje od 5,6 kN/m². Ploče 141 i 142 također ne mogu zadovoljiti zahtjeve nosivosti zbog značajnog povećanja korisnog opterećenja. Na slikama 105 i 106 prikazani su momentni dijagrami pozicija 141, 142 i 143 pod novim opterećenjem. Vidi se porast momenata u usporedbi s momentima iz proračuna postojećeg stanja sa slika 55 i 56, u kojem ploče već nisu zadovoljavale zahtjeve nosivosti. Kao i za poziciju 104, zbog velikog prekoračenja iskoristivosti preporuča se skidanje postojećih ploča i postavljanje novih armiranobetonskih s potrebnom količinom armature B500B. Budući da pozicije 141 i 142 postaju podne ploče hodnika s velikim korisnim opterećenjem, one bi se podebljale s 12 na 15 cm. Zbog većeg momenta na slobodnom bridu pozicije 143 koji bi izazvao značajnije količine armature, u varijanti ojačanja po bridu će se dodati greda. Moguća varijanta je i ojačanje postojećih ploča suvremenim tehnologijama kao što su polimerom ojačana vlakna ukoliko se nađe proizvod koji može osigurati dovoljno veliku količinu nosivosti koja nedostaje pozicijama 141 i 142.



Slika 105: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]



Slika 106: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]

Provjera nosivosti nearmiranih betonskih zidova pozicija A1 – A9

Provjera nosivosti nearmiranih betonskih zidova na posmičnu silu provodi se na isti način kao i u poglavlju 3.4.4., koristeći isti plan pozicija sa slike 68 i iste formule za proračun.

<p>A1</p> <p>d = 601,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,18$ $\rho = 0,00038$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 540,90 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 253,71 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 253,71 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 4341,05 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 261 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 103\%$</p>	<p>A2 - 1</p> <p>d = 805,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,16$ $\rho = 0,00028$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 724,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 329,20 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 329,20 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 5814,55 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 540 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 164\%$</p>	<p>A2 - 2</p> <p>d = 198,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,32$ $\rho = 0,00114$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 178,20 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 98,35 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 98,35 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 1430,16 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 79 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 80\%$</p>	<p>A3 - 1</p> <p>d = 370,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,23$ $\rho = 0,00061$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 333,00 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 166,22 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 166,22 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2672,52 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 191 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 115\%$</p>	<p>A3 - 2</p> <p>d = 395,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,23$ $\rho = 0,00057$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 355,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 175,84 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 175,84 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2853,10 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 273 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 155\%$</p>	<p>A4 - 1</p> <p>d = 805,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,16$ $\rho = 0,00028$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 724,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 329,20 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 329,20 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 5814,55 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 648 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 197\%$</p>	<p>A4 - 2</p> <p>d = 196,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,32$ $\rho = 0,00115$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 176,40 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 97,53 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 97,53 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 1415,72 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 172 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 176\%$</p>	
<p>A5 - 1</p> <p>d = 370,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,23$ $\rho = 0,00061$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 333,00 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 166,22 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 166,22 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2672,52 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 190 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 114\%$</p>	<p>A5 - 2</p> <p>d = 395,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,23$ $\rho = 0,00057$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 355,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 175,84 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 175,84 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2853,10 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 250 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 142\%$</p>	<p>A6</p> <p>d = 805,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,16$ $\rho = 0,00028$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 724,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 329,20 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 329,20 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 5814,55 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 499 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 152\%$</p>	<p>A7 - 1</p> <p>d = 280,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,27$ $\rho = 0,00081$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 252,00 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 131,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 131,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2022,45 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 190 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 145\%$</p>	<p>A7 - 2</p> <p>d = 280,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,27$ $\rho = 0,00081$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 252,00 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 131,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 131,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2022,45 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 150 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 114\%$</p>	<p>A7 - 3</p> <p>d = 203,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,31$ $\rho = 0,00111$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 182,70 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 100,38 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 100,38 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 1466,28 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 91 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 91\%$</p>	<p>A7 - 4</p> <p>d = 260,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 20,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,28$ $\rho = 0,00087$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 234,00 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 123,24 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 123,24 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 1877,99 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 140 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 114\%$</p>	
<p>A8 - 1</p> <p>d = 115,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,42$ $\rho = 0,00246$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 103,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 50,95 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 54,91 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 664,52 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 62 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 113\%$</p>	<p>A8 - 2</p> <p>d = 505,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,20$ $\rho = 0,00056$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 454,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2918,11 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 473 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 272\%$</p>	<p>A8 - 3</p> <p>d = 115,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,42$ $\rho = 0,00246$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 103,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 50,95 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 54,91 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 664,52 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 86 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 157\%$</p>	<p>A8 - 4</p> <p>d = 505,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,20$ $\rho = 0,00056$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 454,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2918,11 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 474 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 272\%$</p>	<p>A9 - 1</p> <p>d = 115,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,42$ $\rho = 0,00246$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 103,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 50,95 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 54,91 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 664,52 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 81 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 148\%$</p>	<p>A9 - 2</p> <p>d = 505,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,20$ $\rho = 0,00056$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 454,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2918,11 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 431 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 247\%$</p>	<p>A9 - 3</p> <p>d = 115,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,42$ $\rho = 0,00246$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 103,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 50,95 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 54,91 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 664,52 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 86 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 157\%$</p>	<p>A9 - 4</p> <p>d = 505,00 cm $A_{11} = 4,52 \text{ cm}^2$ $b_w = 16,00 \text{ cm}$ $\alpha_{cp} = 0,00$ $f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k = 1,20$ $\rho = 0,00056$ $k_1 = 0,15$ $\alpha_{cw} = 1,00$ $\cot\theta + \tan\theta = 2,00$ $z = 454,50 \text{ cm}$ $v_1 = 0,55$</p> <p>$V_{Rd,c,min} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,c} = 174,15 \text{ kN}$ $V_{Rd,max} = 2918,11 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} = 401 \text{ kN}$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 230\%$</p>

Slika 107: Proračun betonskih zidova na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ

Zid	Potrebna horizontalna armatura? ($V_{Ed} > V_{Rd}$)	Iskoristivost
A1	DA	103%
A2 - 1	DA	164%
A2 - 2	Ne	80%
A3 - 1	DA	115%
A3 - 2	DA	155%
A4 - 1	DA	197%
A4 - 2	DA	176%
A5 - 1	DA	114%
A5 - 2	DA	142%
A6	DA	152%
A7 - 1	DA	145%
A7 - 2	DA	114%
A7 - 3	Ne	91%
A7 - 4	DA	114%
A8 - 1	DA	113%
A8 - 2	DA	272%
A8 - 3	DA	157%
A8 - 4	DA	272%
A9 - 1	DA	148%
A9 - 2	DA	247%
A9 - 3	DA	157%
A9 - 4	DA	230%

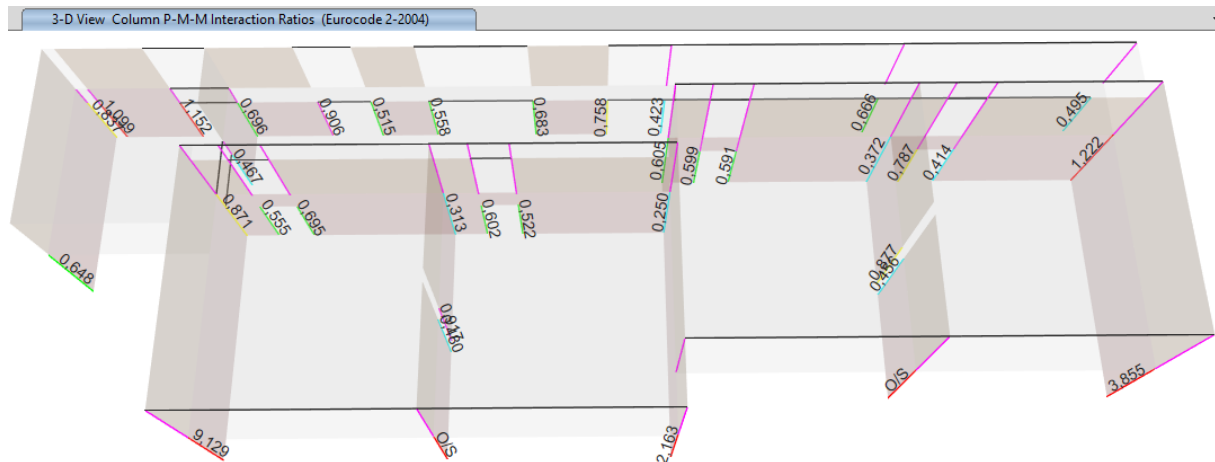
Slika 108: Rekapitulacija proračuna betonskih zidova na poprečnu silu

Za razliku od proračuna betonskih zidova u postojećem stanju gdje na GSN nisu zadovoljili samo zidovi A8 i A9 širine 16 cm, prilikom proračuna nadogradnje vidljivo je da ne prolazi skoro nijedan zid. Nova etaža dodala je puno mase iznad kote tla, ubrzanje tla povećano je faktorom važnosti 1,2, a dominantni periodi titranja su ili jako blizu ili direktno u glavi spektra tipa 2. Svi ovi faktori razlog su velikom povećanju poprečne sile koja djeluje u nearmiranim betonskim zidovima. Da bi se zadovoljili zahtjevi GSN i da bi se nearmirani betonski zidovi klasificirali kao nosivi prema suvremenim propisima, preporuča se proširenje zidova i obostrano postavljanje armaturnih mreža nosivih u dva smjera (Q mreže). Proširenje zidova izvodilo bi se za 6 cm sa svake strane – 2 cm za mrežu i 4 cm za novi sloj betona. To znači da bi zidovi širine 20 cm bili prošireni na 32 cm, a zidovi širine 16 cm bili prošireni na 28 cm. Pri proračunu ojačane konstrukcije zidovi će se modelirati s novom širinom i klasom C20/25. Svi zidovi bi tada postali armirano betonski.

Provjera nosivosti vertikalnih serklaža i stupova prizemlja i dimenzioniranje vertikalnih serklaža i stupova kata

Provjera nosivosti vertikalnih serklaža i stupova prizemlja

Svi podaci, pretpostavke i način proračuna vertikalnih serklaža i stupova varijante nadogradnje konstrukcije ekvivalentni su proračunu postojećeg stanja.



Slika 109: Iskoristivost vertikalnih serklaža i stupova prizemlja na N-M1-M2 interakciju (serklaži i stupovi označeni crvenom bojom su iskorišteni preko 100%)

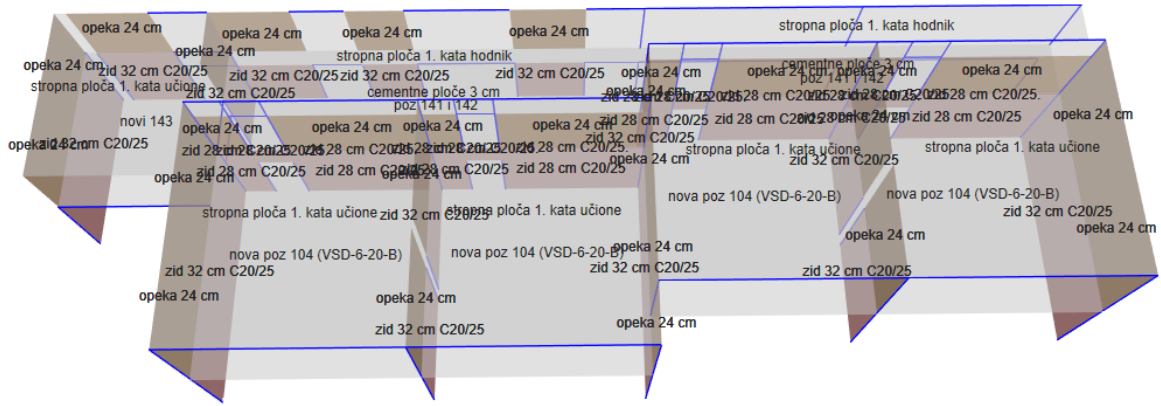
Prema slici 109 jasno je da neki vertikalni serklaži ne zadovoljavaju zahtjeve nosivosti. Primarno su to vertikalni serklaži na južnom kraju učionica koji imaju ogromne iznose iskoristivosti ili ne mogu biti proračunati zbog dosezanja maksimalne dopuštene poprečne sile. Prilikom proširivanja nearmiranih betonskih zidova povećat će se i dimenzije vertikalnih serklaža te će biti omogućeno dodavanje nove uzdužne i poprečne armature B500B čime će se zadovoljiti nosivost stupova kao i ostalih elemenata. Detaljan proračun ojačanja varijante nadogradnje konstrukcije slijedi u poglavlju 4.5.

4.5 Proračun ojačane konstrukcije

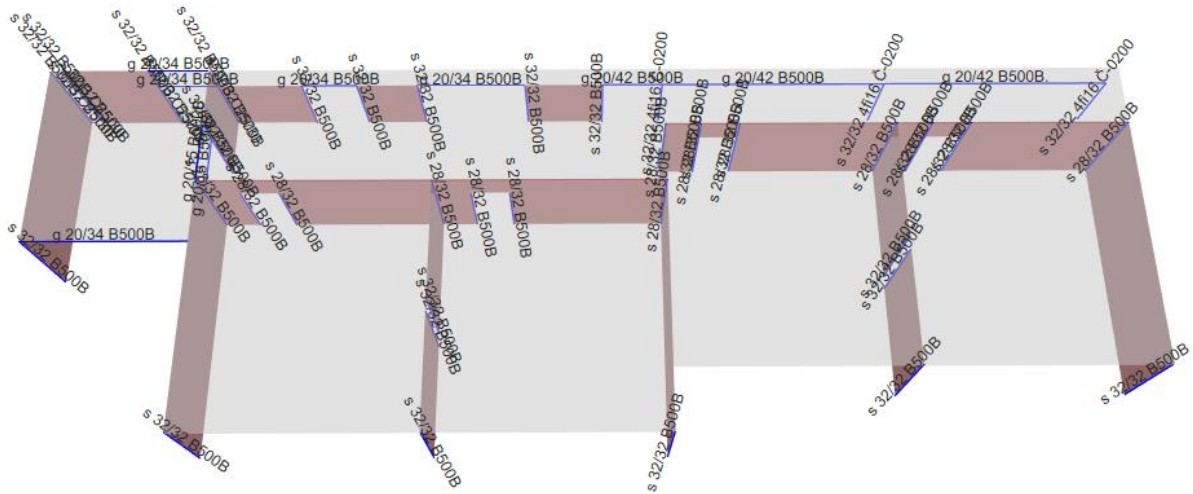
Sukladno rezultatima preliminarnog proračuna nadogradnje konstrukcije u ovom poglavlju u model će se uvesti preporučene promjene i ojačanja elemenata tako da zadovolje zahtjeve graničnih stanja nosivosti i uporabivosti. Bitno je napomenuti da će se pri seizmičkoj analizi konstrukcija računati na nisku klasu duktilnosti, tzv. DCL, pri čemu se neće razmatrati uvjeti iz HRN EN 1998-1 koji vrijede za proračune viših klasa duktilnosti DCM i DCH. Zbog temelja, zidova i stupova koji se ne zamjenjuju nego samo nadograđuju, ne može se garantirati veća duktilnost građevine i opravdati svrstavanje u više klase duktilnosti, pa zato faktor ponašanja ostaje $q = 1,5$ kakav je bio i u proračunu postojećeg stanja. U tablici 5 dana je rekapitulacija preporučenih promjena, a na slikama 110, 111 i 112 prikaz elemenata konstrukcije s odgovarajućim oznakama poprečnih presjeka na seizmičkom modelu.

Tablica 5: Rekapitulacija promjena i ojačanja elemenata

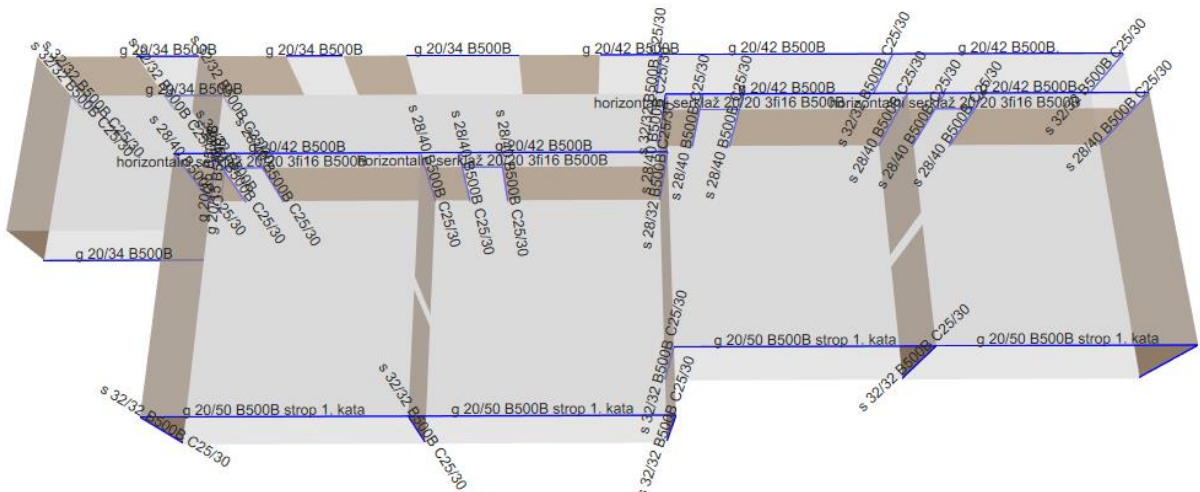
Element konstrukcije	Promjena/ojačanje
ploče pozicije 104	zamjena postojećih ploča međukatnim šupljim pločama VSD-6-20-B
ploče pozicije 141, 142 i 143	zamjena postojećih ploča novim AB pločama s armaturom B500B, podebljanje ploča pozicija 141 i 142, dodavanje grede ispod pozicije 143
zidovi	proširenje zidova za 6 cm sa svake strane i postavljanje armaturnih mreža nosivih u dva smjera (Q mreže)
stupovi	povećanje dimenzija zbog proširivanja zidova i dodavanje nove uzdužne i poprečne armature
temelji	proširenje temeljnih traka zbog povećanja kontaktne površine i smanjenja naprezanja u tlu



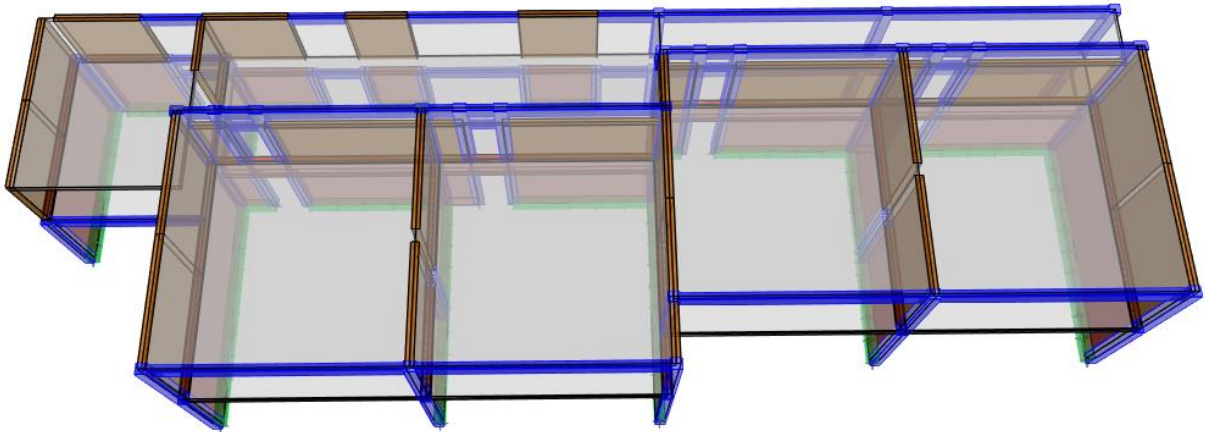
Slika 110: Poprečni presjeci plošnih nosivih elemenata konstrukcije



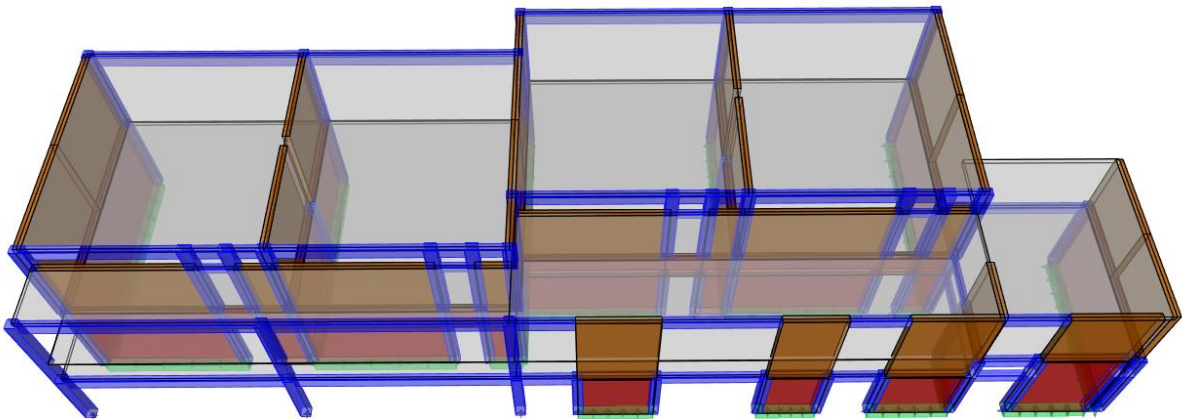
Slika 111: Poprečni presjeci štapnih nosivih elemenata konstrukcije prizemlja



Slika 112: Poprečni presjeci štapnih nosivih elemenata konstrukcije kata



Slika 113: 3D model varijante ojačane konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata – pogled 1



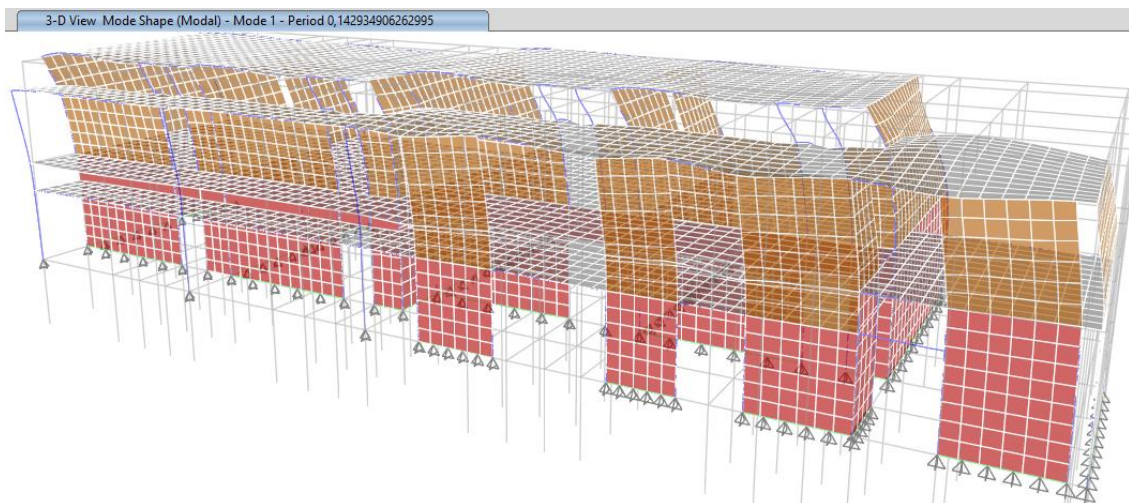
Slika 114: 3D model varijante ojačane konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata – pogled 2

4.5.1 Dinamički parametri

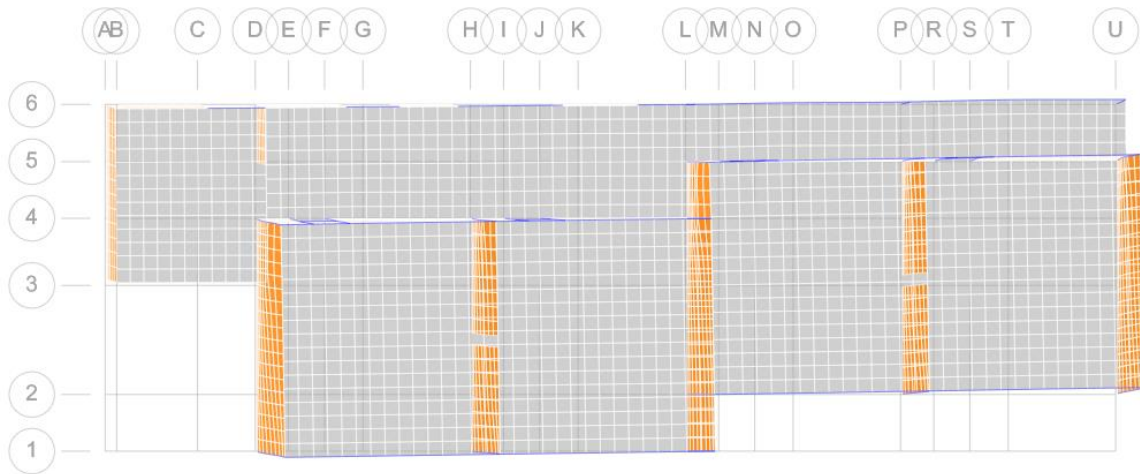
Proračun modalne analize provodi se na isti način kao i kod postojećeg stanja konstrukcije, razlika je samo u tome da je zbog dodatne mase gornje etaže kod varijante nadogradnje potreban manji broj oblika titranja da se aktivira 90% mase.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0,143	6,996	43,9584	1932,3382
Modal	2	0,091	11,011	69,1862	4786,7298
Modal	3	0,08	12,468	78,341	6137,3185
Modal	4	0,055	18,237	114,5841	13129,5117
Modal	5	0,054	18,607	116,9135	13668,7753
Modal	6	0,051	19,607	123,1964	15177,3439
Modal	7	0,05	19,857	124,7642	15568,1064
Modal	8	0,048	20,731	130,2593	16967,4754
Modal	9	0,046	21,556	135,4376	18343,3462
Modal	10	0,046	21,751	136,6669	18677,8519
Modal	11	0,035	28,803	180,9734	32751,3811
Modal	12	0,033	30,272	190,2019	36176,777
Modal	13	0,032	31,336	196,8886	38765,1199
Modal	14	0,031	32,309	203,0048	41210,9685
Modal	15	0,029	33,992	213,5785	45615,7795
Modal	16	0,029	34,579	217,2641	47203,708
Modal	17	0,029	35,006	219,9488	48377,4887
Modal	18	0,027	36,802	231,2369	53470,5057
Modal	19	0,026	37,811	237,5731	56440,9959
Modal	20	0,026	38,678	243,0219	59059,6664
Modal	21	0,025	39,704	249,4648	62232,6898
Modal	22	0,025	39,795	250,038	62519,0131
Modal	23	0,024	41,036	257,8369	66479,8537
Modal	24	0,024	41,652	261,7081	68491,1106
Modal	25	0,024	42,448	266,7067	71132,4541

Slika 115: Vlastiti periodi i frekvencije

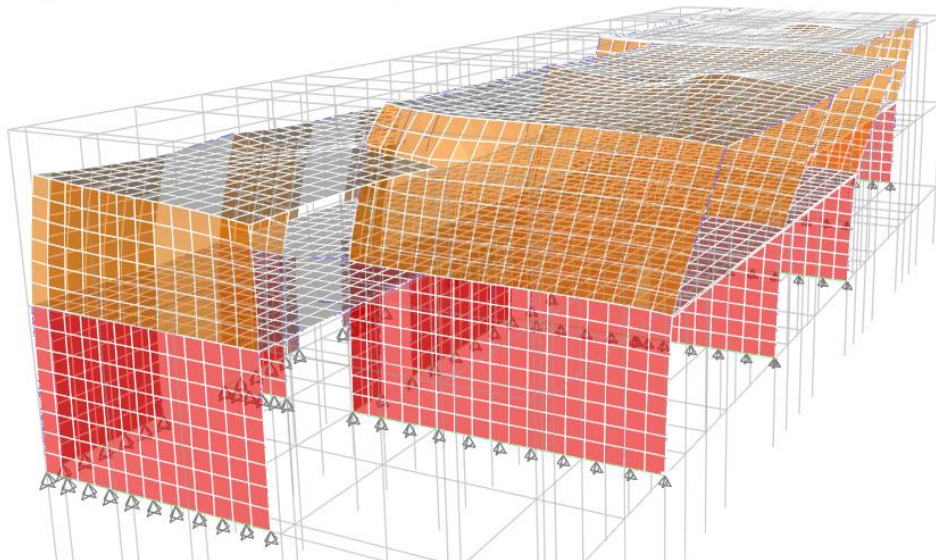


Slika 116: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 45% mase u x smjeru – 3D

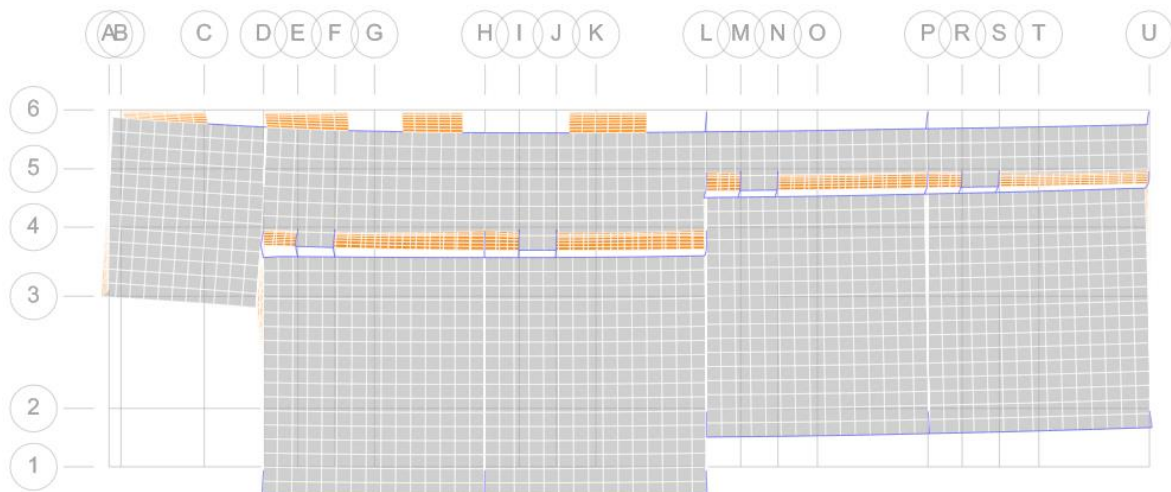


Slika 117: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 45% mase u x smjeru – 2D

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,0908155907860056



Slika 118: Drugi oblik titranja u kojem se aktivira 52% mase u y smjeru – 3D



Slika 119: Drugi oblik titranja u kojem se aktivira 52% mase u y smjeru – 2D

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99,94	96,15
Modal	Acceleration	UY	99,26	91,15
Modal	Acceleration	UZ	0	0

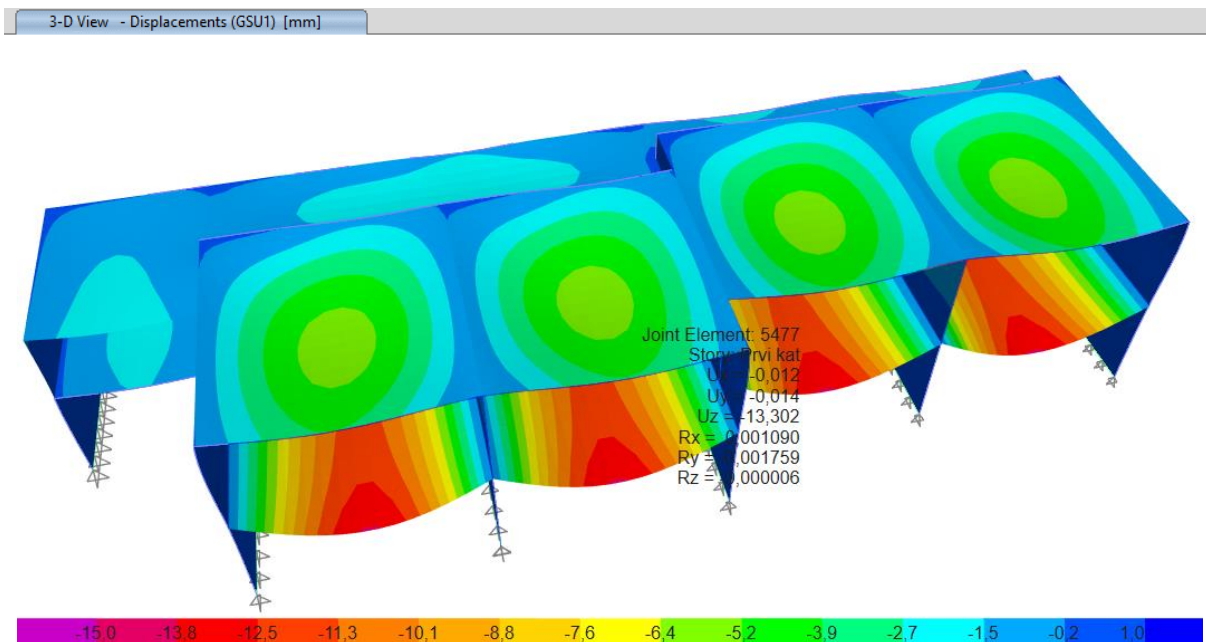
Case	Mode	Period sec	SumUX	SumUY	Modal				
Modal	1	0,143	0,445	0,0001	Modal	13	0,032	0,9441	0,7026
Modal	2	0,091	0,4456	0,5179	Modal	14	0,031	0,9442	0,703
Modal	3	0,08	0,4553	0,5246	Modal	15	0,029	0,9456	0,7061
Modal	4	0,055	0,4583	0,5254	Modal	16	0,029	0,9488	0,7121
Modal	5	0,054	0,4705	0,6433	Modal	17	0,029	0,9562	0,7123
Modal	6	0,051	0,4707	0,6443	Modal	18	0,027	0,9572	0,7141
Modal	7	0,05	0,4712	0,6821	Modal	19	0,026	0,9573	0,7328
Modal	8	0,048	0,934	0,6848	Modal	20	0,026	0,9591	0,7491
Modal	9	0,046	0,9399	0,6855	Modal	21	0,025	0,9591	0,751
Modal	10	0,046	0,9415	0,6927	Modal	22	0,025	0,9594	0,8416
Modal	11	0,035	0,9421	0,6965	Modal	23	0,024	0,9612	0,8762
Modal	12	0,033	0,9433	0,6965	Modal	24	0,024	0,9614	0,9085
					Modal	25	0,024	0,9615	0,9115

Slika 120: Udjeli aktivirane mase po modalnim oblicima uključujući karakteristični 24. mod u kojem se aktivira 90% mase

4.5.2 Provjera graničnog stanja uporabivosti (GSU)

Provjera ploča na GSU

Provjera pozicije 104 na GSU



Slika 121: Deformacije pozicije 104 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

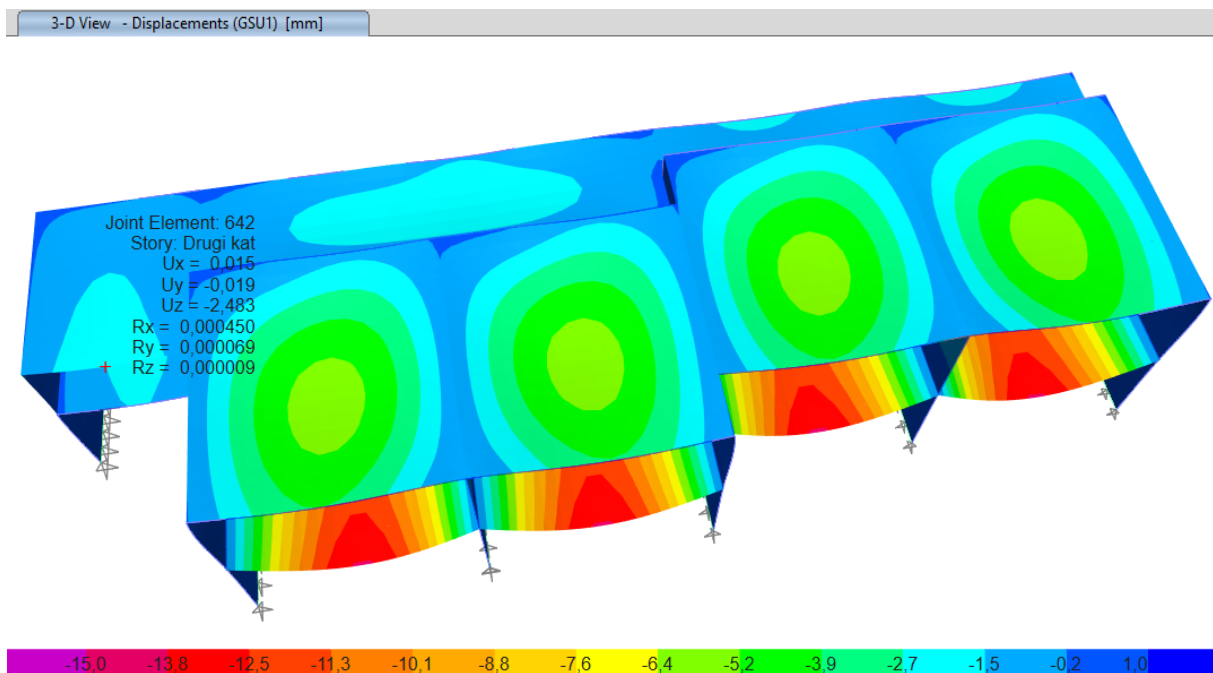
Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$$13,30 \text{ mm} < 7450/250 \text{ mm}$$

$$13,30 \text{ mm} < 29,8 \text{ mm}$$

Budući da su na poziciji 104 nove prednapete šuplje ploče čije je dopušteno opterećenje manje od stvarnog opterećenja, samim time zadovoljavaju uvjete GSN i GSU pa klasična provjera nije potrebna.

Provjera pozicije 143 na GSU

Slika 122: Deformacije pozicije 143 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

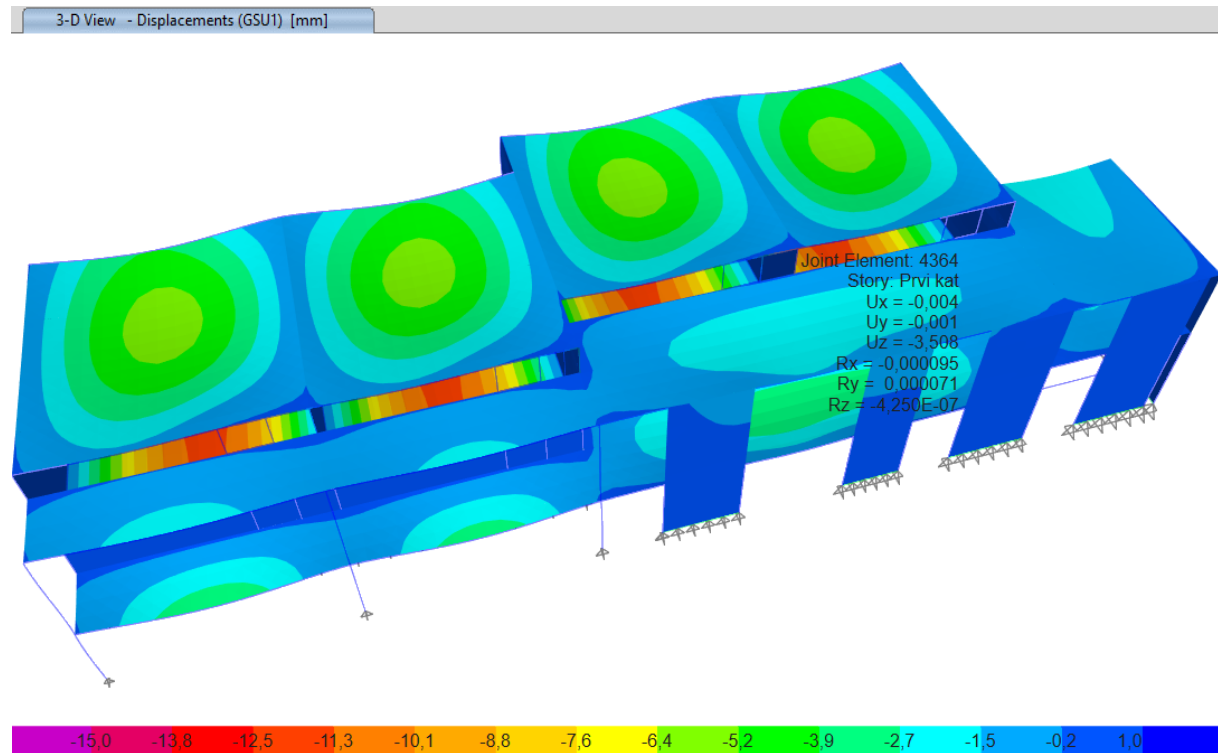
Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$$2,48 \text{ mm} < 5200/250 \text{ mm.}$$

$$2,48 \text{ mm} < 20,8 \text{ mm}$$

Provjera pozicije 142 na GSU



Slika 123: Deformacije pozicije 142 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

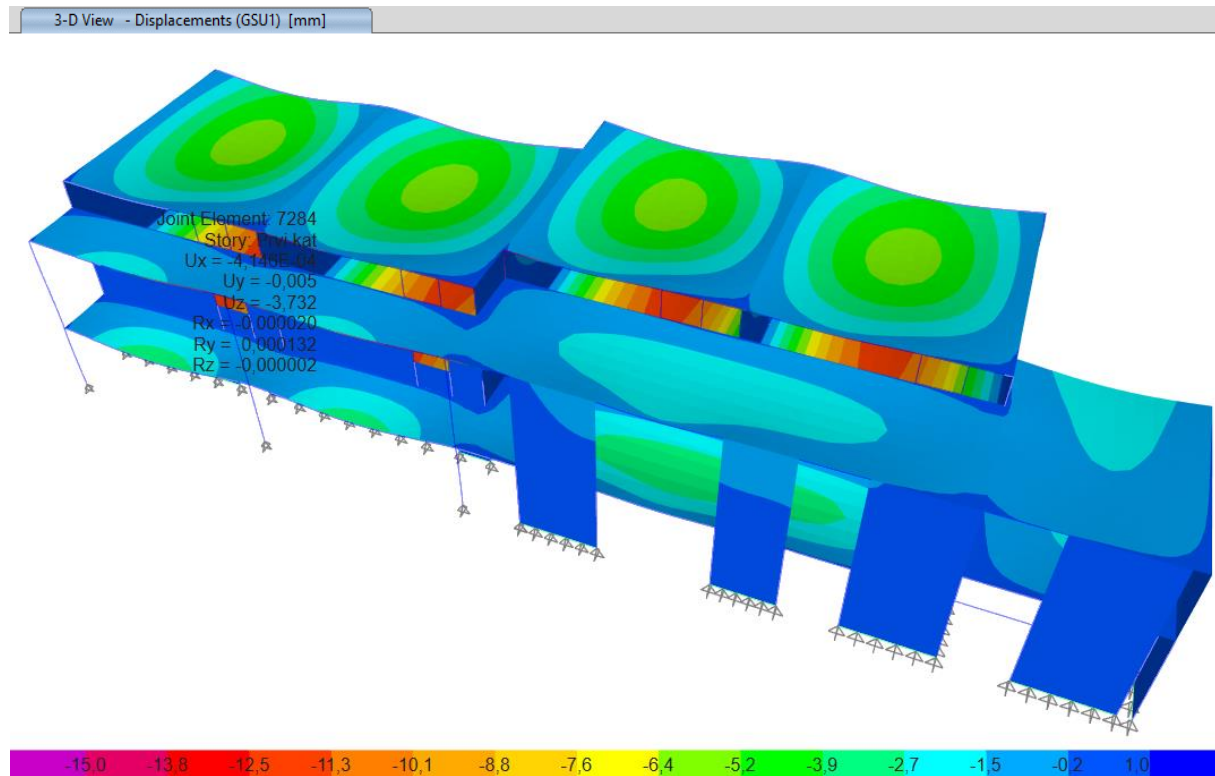
Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

$$3,51 \text{ mm} < 3940/250 \text{ mm}$$

$$3,51 \text{ mm} < 15,76 \text{ mm}$$

Provjera pozicije 141 na GSU



Slika 124: Deformacije pozicije 141 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]

Provjera veličine progiba:

Progibi ploče moraju biti manji od $L/250$.

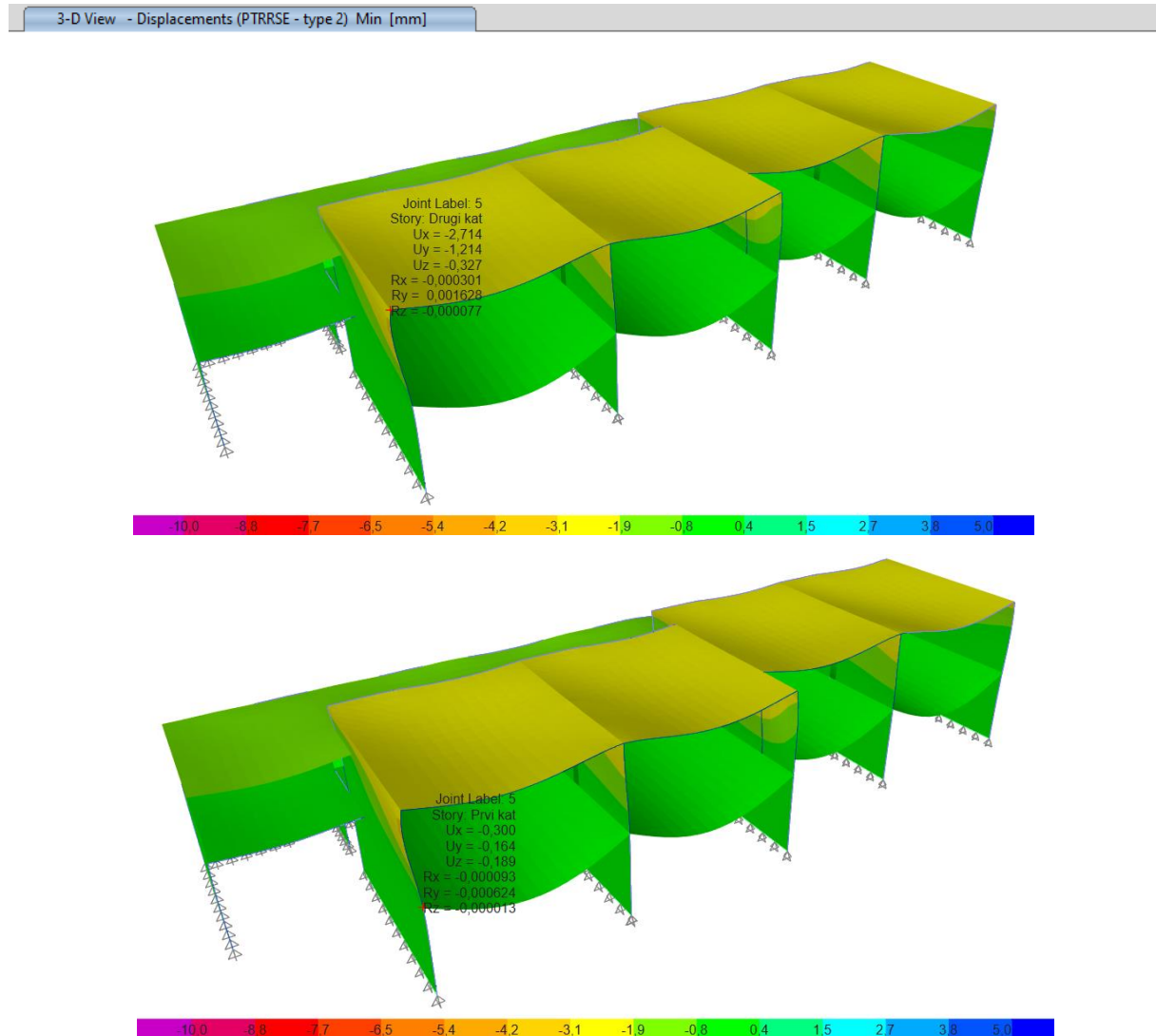
$$3,73 \text{ mm} < 7450/250 \text{ mm}$$

$$3,73 \text{ mm} < 29,8 \text{ mm}$$

Zadovoljava.

Sve krovne ploče, odnosno stropne ploče kata imaju isti zahtjev, a manje progibe od stropnih ploča prizemlja što je vidljivo na slikama 121-124. Iznimka je stropna ploča kata iznad pozicije 143 koja nema gredu po svom bridu za razliku od pozicije 143 pa je mjerodavna. Budući da sve ostale stropne ploče prizemlja zadovoljavaju na GSU, to znači da sve stropne ploče kata zadovoljavaju s još manjom iskoristivosti.

Provjera veličine horizontalnog i međukatnog pomaka



Slika 125: Pomaci od potresnog opterećenja s označenom najvećom vrijednosti i konturama horizontalnih deformacija u smjeru x – modalni proračun primjenom mjerodavnog elastičnog spektra odziva RSE [mm]

Horizontalni pomak konstrukcije mora biti manji od $H/500$.

Iznos pomaka konstrukcije prouzročenog proračunskim potresnim djelovanjem dobiva se množenjem faktora ponašanja s pomakom dobivenim elastičnim proračunom.

$$d_s = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 2,71 = 4,07 \text{ mm}$$

$$4,07 \text{ mm} < 7360/500 \text{ mm}$$

$$4,07 \text{ mm} < 14,72 \text{ mm}$$

Prema HRN EN 1998-1 [2], međukatni pomak pomnožen s odgovarajućim faktorom smanjenja za zgrade koje imaju nekonstrukcijske elemente od krhkih materijala pričvršćene za konstrukciju mora biti manji od $0,005 \cdot h$.

Iznos pomaka konstrukcije prouzročenog proračunskim potresnim djelovanjem dobiva se množenjem faktora ponašanja s pomakom dobivenim elastičnim proračunom.

$$d_r = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot (2,71 - 0,30) = 3,62 \text{ mm}$$

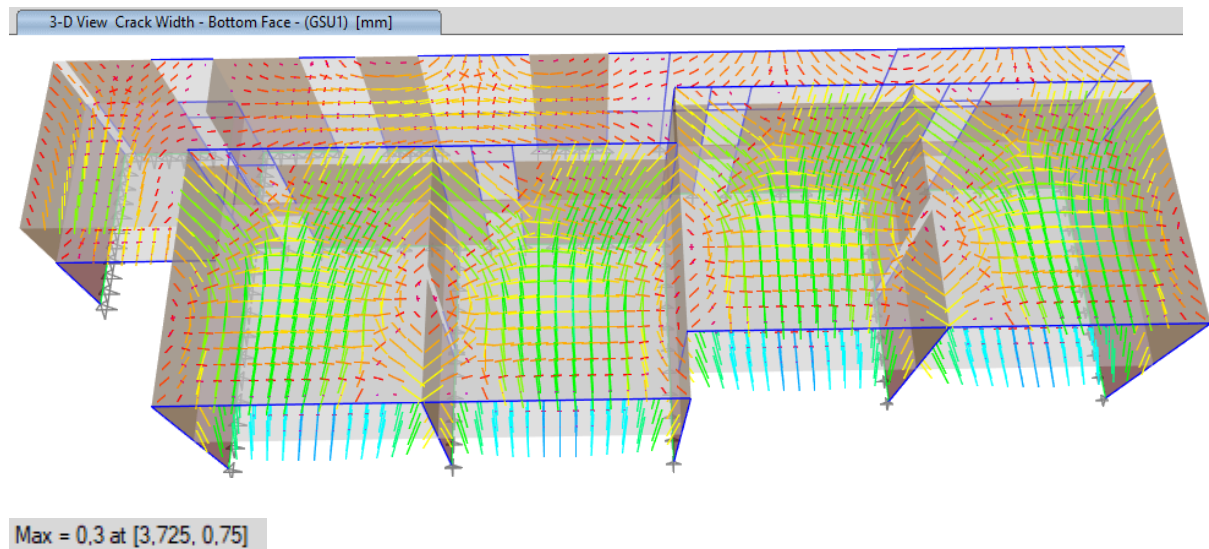
$$d_r \cdot v < 0,005 \cdot h$$

$$3,62 \text{ mm} \cdot 0,4 < 0,005 \cdot 3680 \text{ mm}$$

$$1,45 \text{ mm} < 18,4 \text{ mm}$$

Provjera konstrukcije na pukotine

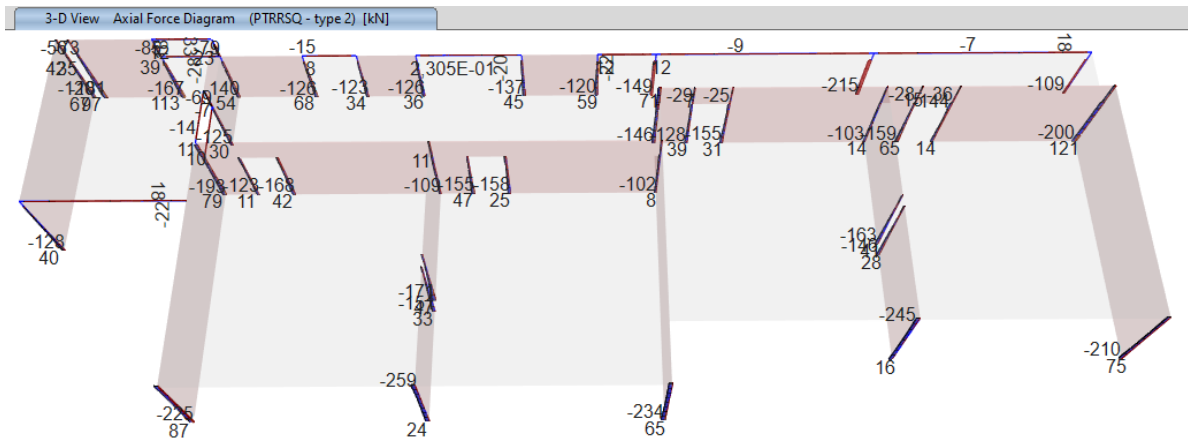
Provjera na pukotine izvodi se na način ekvivalentan onome kod proračuna postojećeg stanja, pri čemu se uzimaju iste vrijednosti koeficijenata k_t , k_1 , k_2 , k_3 i k_4 . Za razliku od proračuna postojećeg stanja, pri provjeri varijante nadogradnje konstrukcije koristi se debljina zaštitnog sloja 3,0 cm.



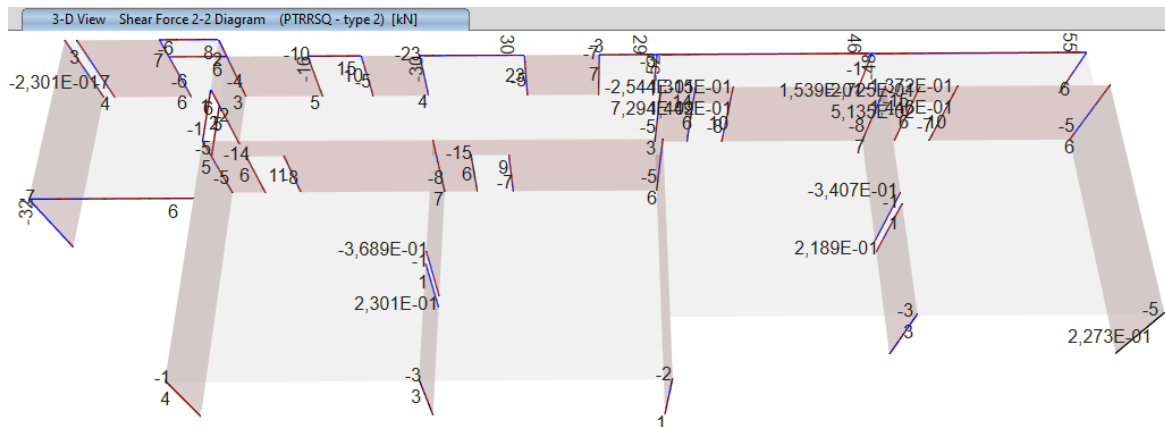
Slika 126: Proračun ploča dilatacije D1 na pukotine [mm]

Preporučena vrijednost širine pukotina za armirane elemente iznosi 0,4 mm za razrede izloženosti X0 i XC1, te 0,3 mm za ostale razrede izloženosti. S obzirom da maksimalna širina pukotina za mjerodavnu kombinaciju GSU iznosi 0,3 mm, uvjet je zadovoljen.

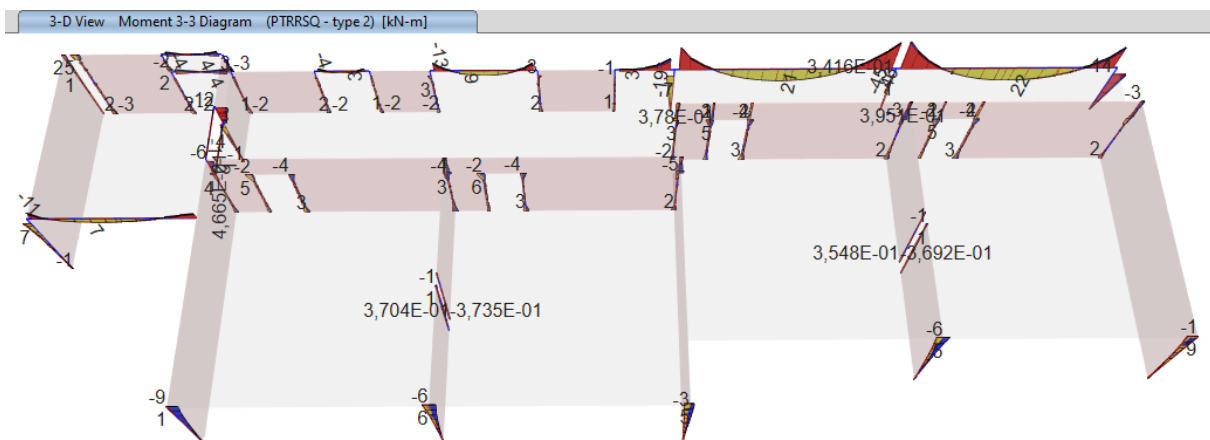
4.5.3 Raspodjela unutarnjih sila



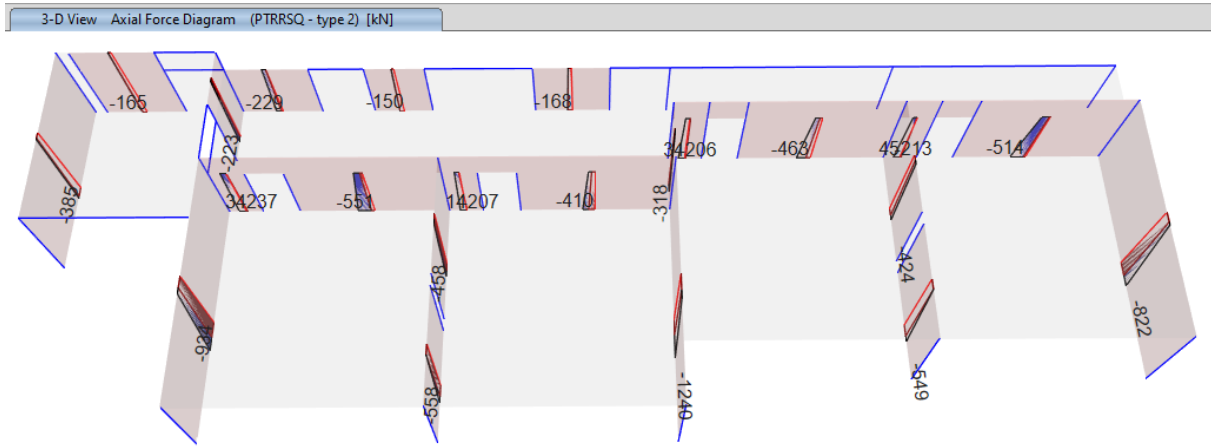
Slika 127: Raspodjela uzdužnih sila u štapnim elementima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



Slika 128: Raspodjela poprečnih sila u štapnim elementima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



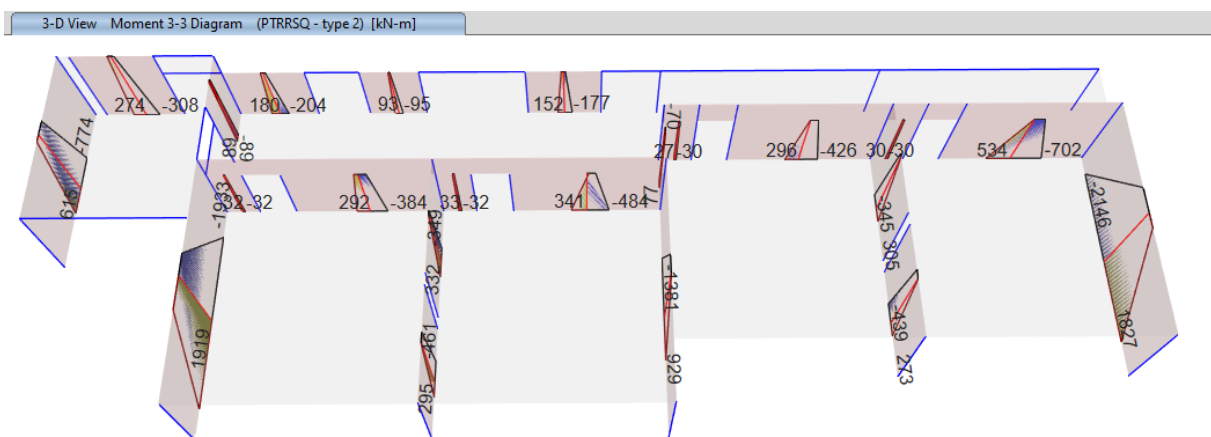
Slika 129: Raspodjela momenta savijanja u štapnim elementima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm]



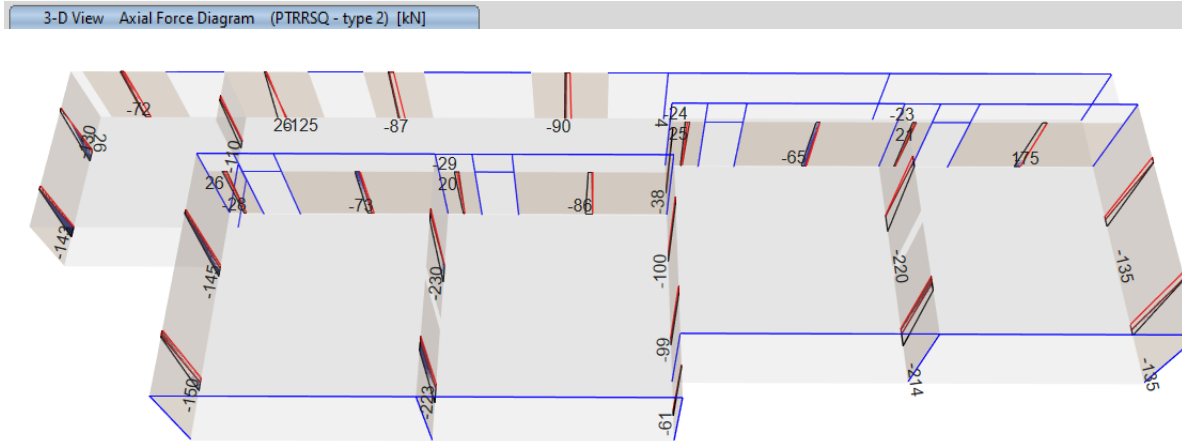
Slika 130: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



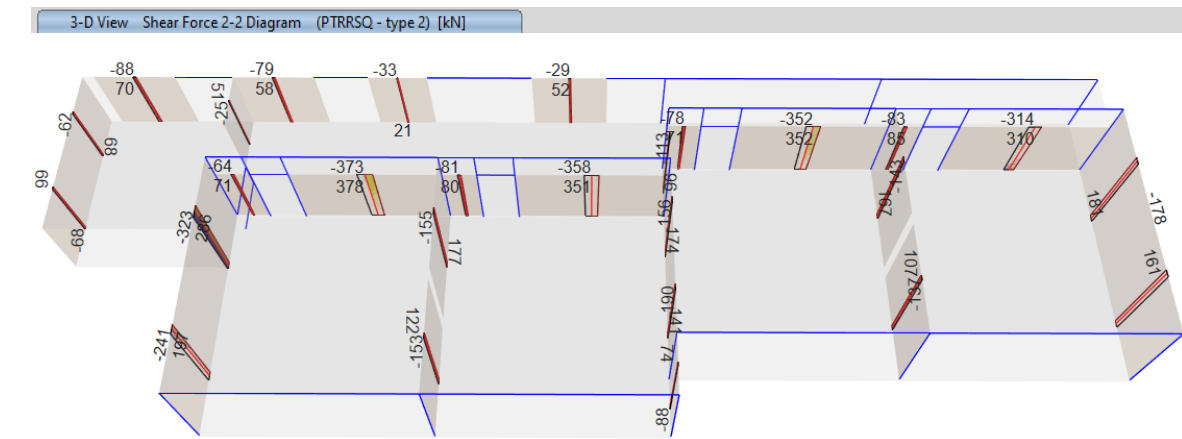
Slika 131: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



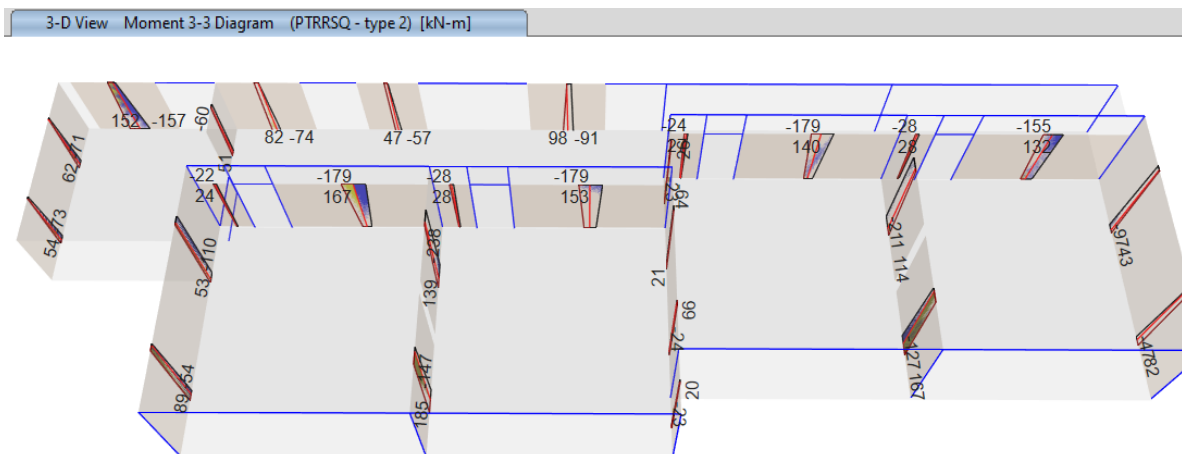
Slika 132: Raspodjela momenata savijanja integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm]



Slika 136: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida kata od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



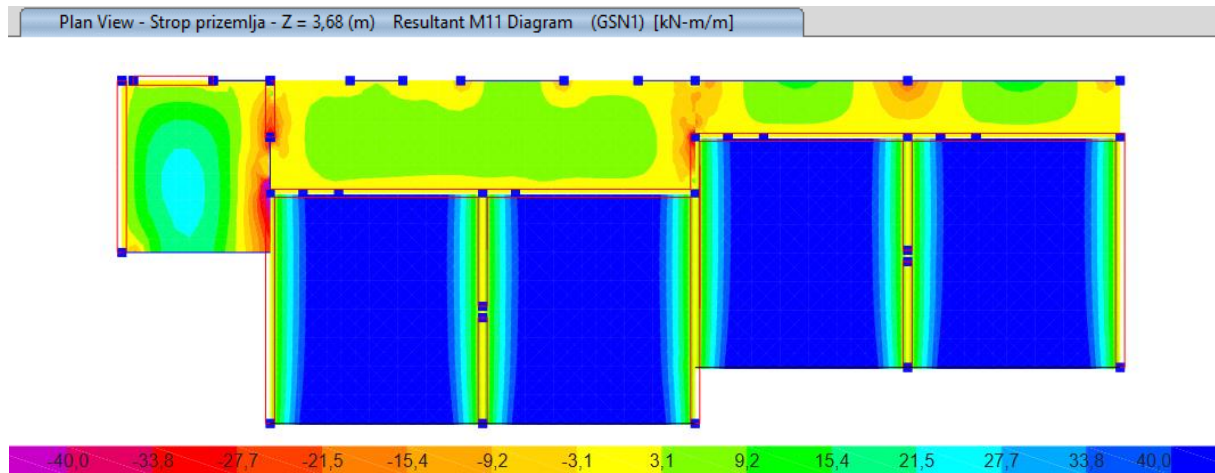
Slika 137: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida kata od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]



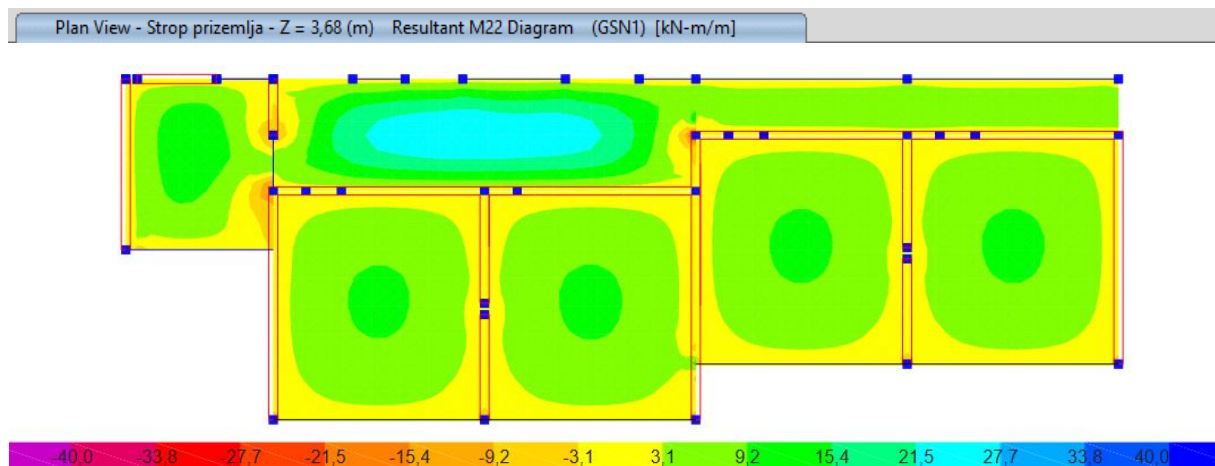
Slika 138: Raspodjela momenata savijanja integriranih po dužini zida kata od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm]

4.5.4 Provjera graničnog stanja nosivosti (GSN)

Momentni dijagrami stropnih ploča prizemlja



Slika 139: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]

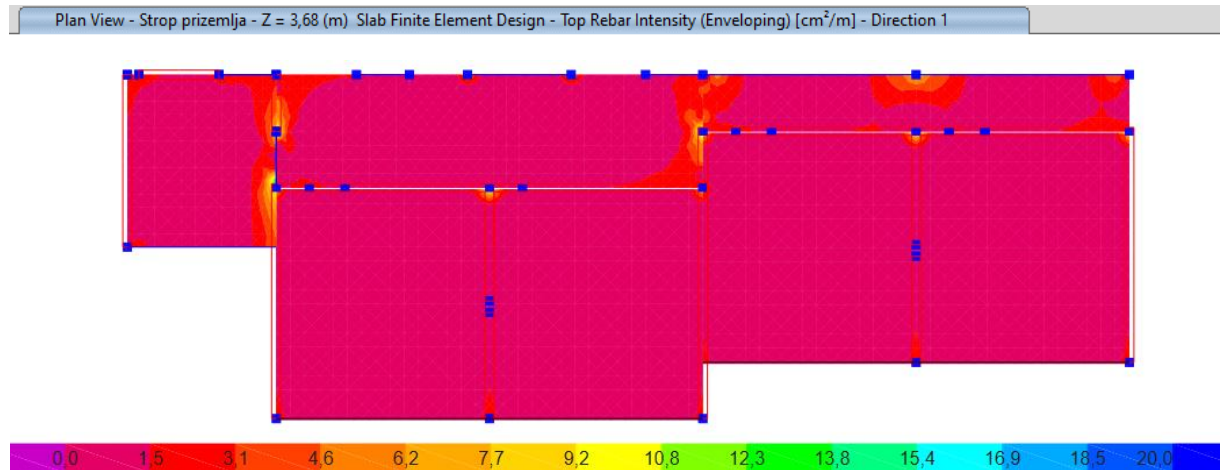
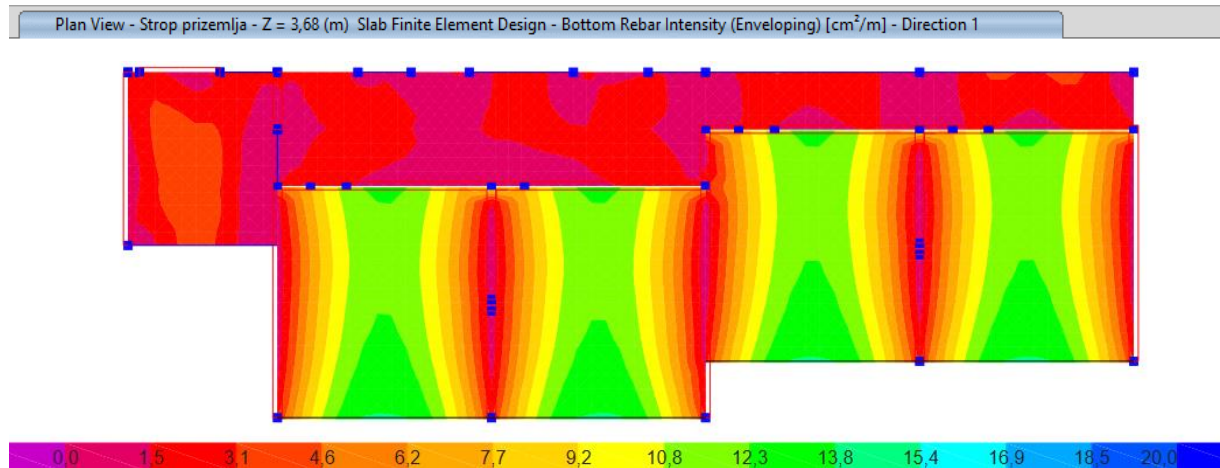
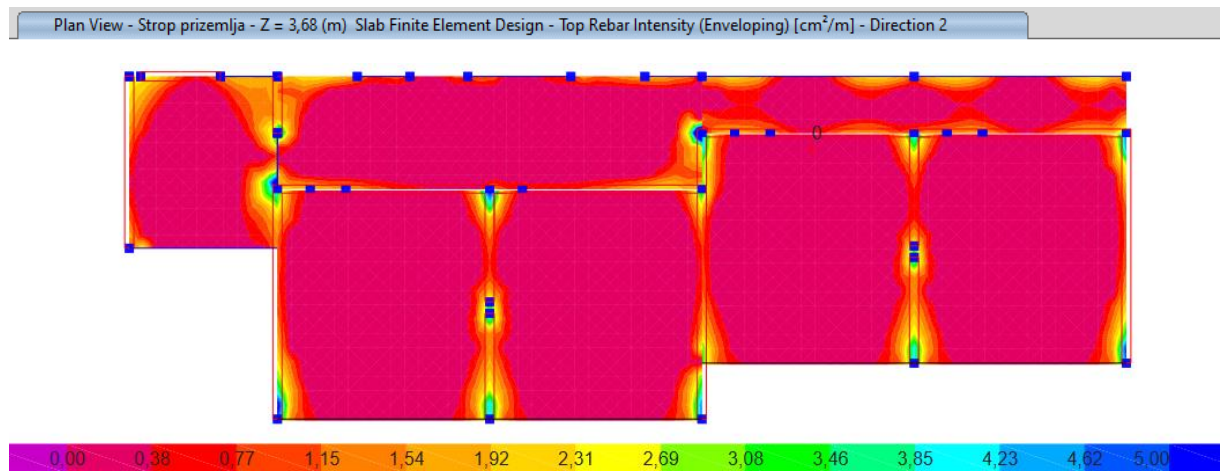


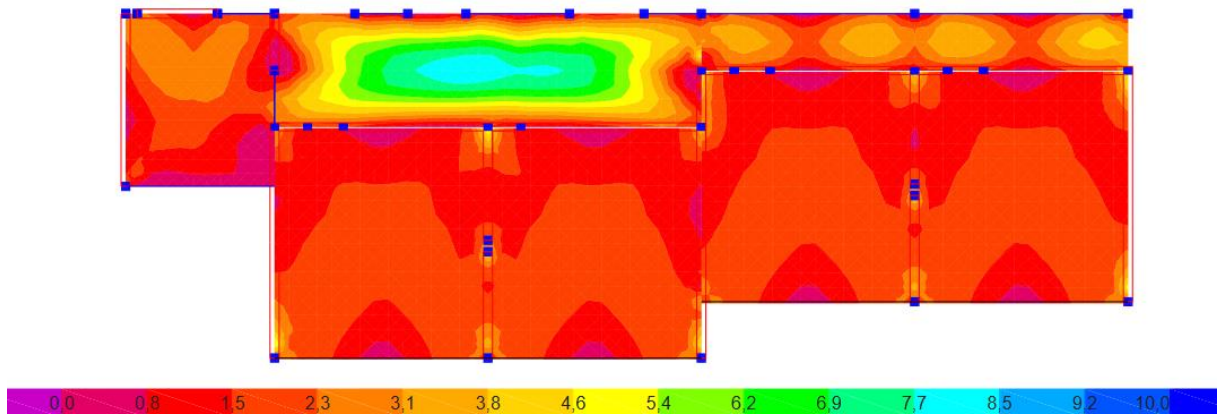
Slika 140: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]

Potrebne armature pozicija 141, 142 i 143

Potrebne količine armature računaju se u ETABS-u prema postavkama koje su usklađene s Eurokodom na kombinacije GSN1, GSN2, PTRRSQ – type 1 i PTRRSQ – type 2. Odabire se prethodno definirana armatura B500B i zadaje se prethodno izračunat zaštitni sloj debljine 3,0 cm zbog izračuna statičke visine.

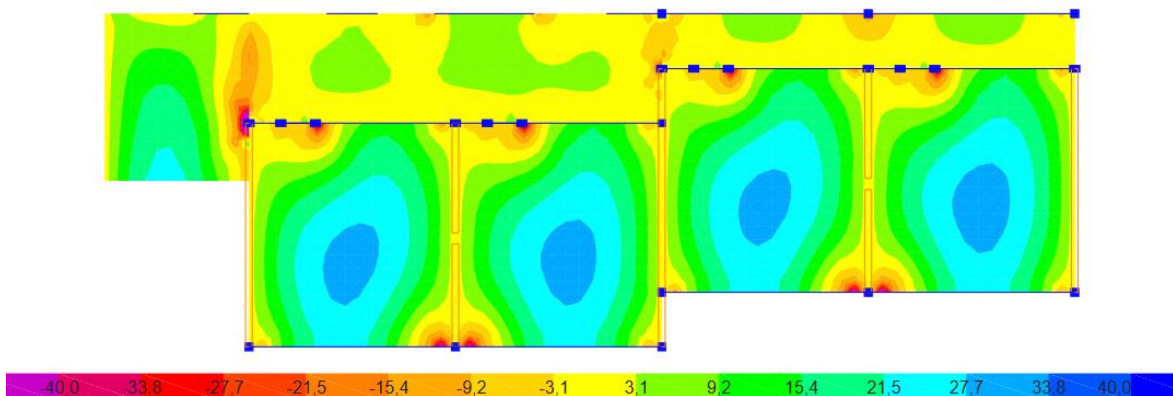
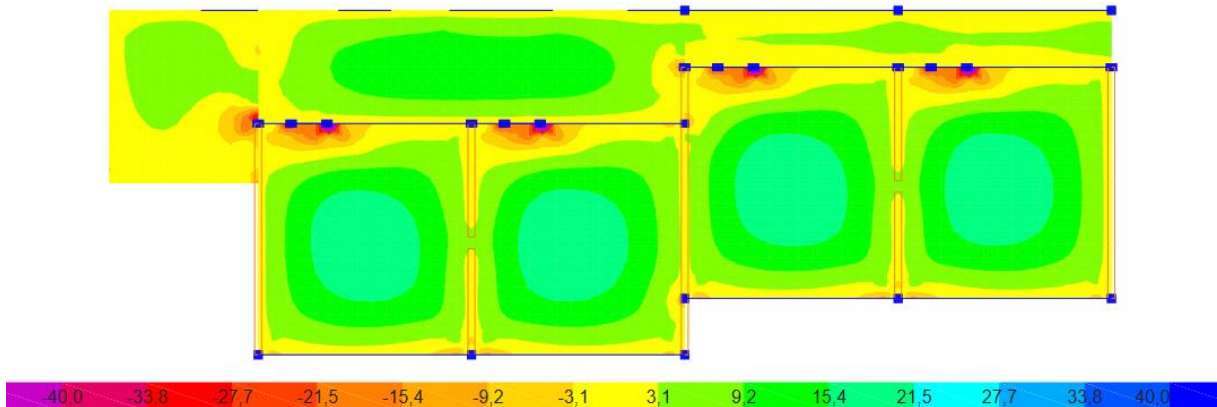
Potrebne armature stropnih ploča prizemlja

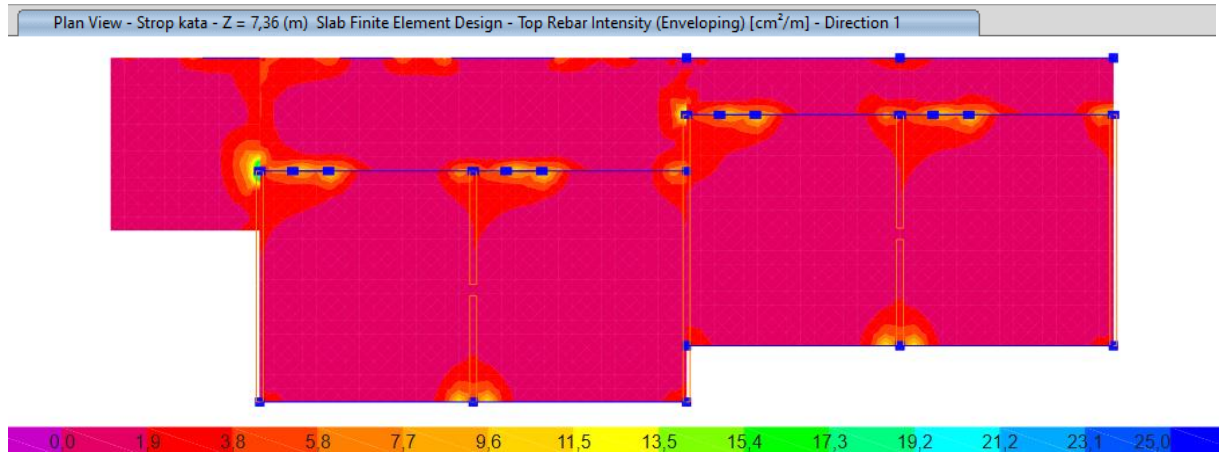
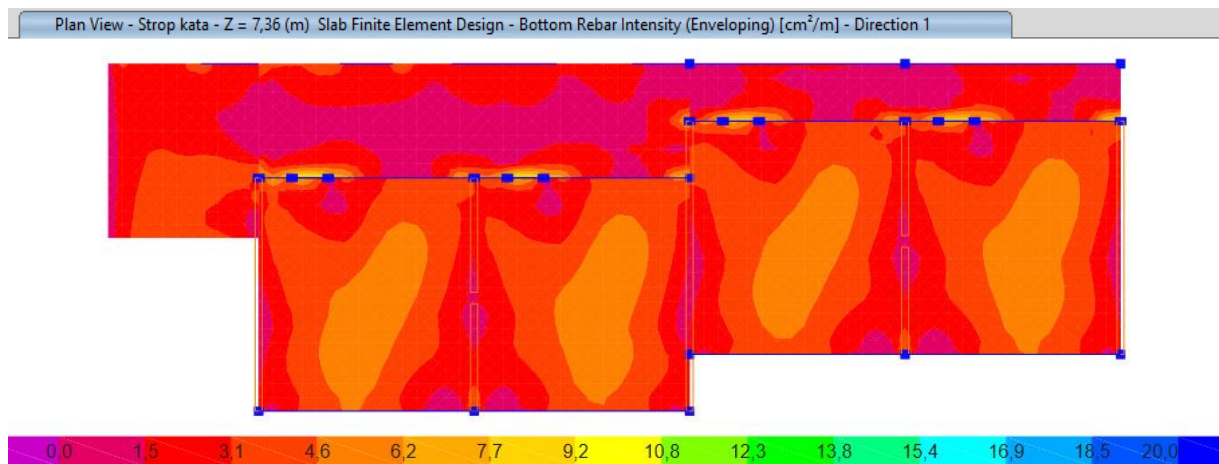
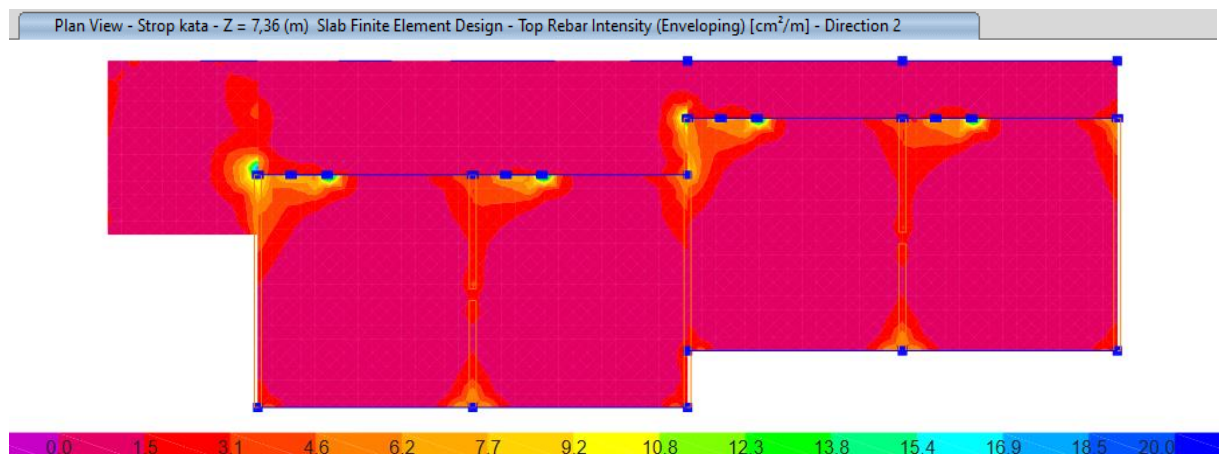
Slika 141: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u x smjeru) [cm²/m]Slika 142: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u x smjeru) [cm²/m]Slika 143: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u y smjeru) [cm²/m]

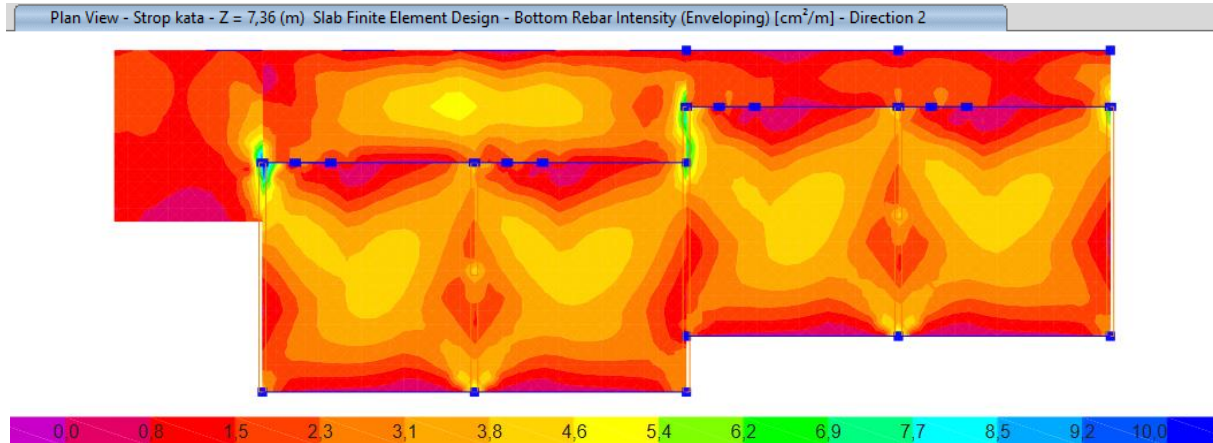
Plan View - Strop prizemlja - Z = 3,68 (m) Slab Finite Element Design - Bottom Rebar Intensity (Enveloping) [cm^2/m] - Direction 2Slika 144: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u y smjeru) [cm^2/m]

Dimenzioniranje stropnih ploča kata

Momentni dijagrami stropnih ploča kata

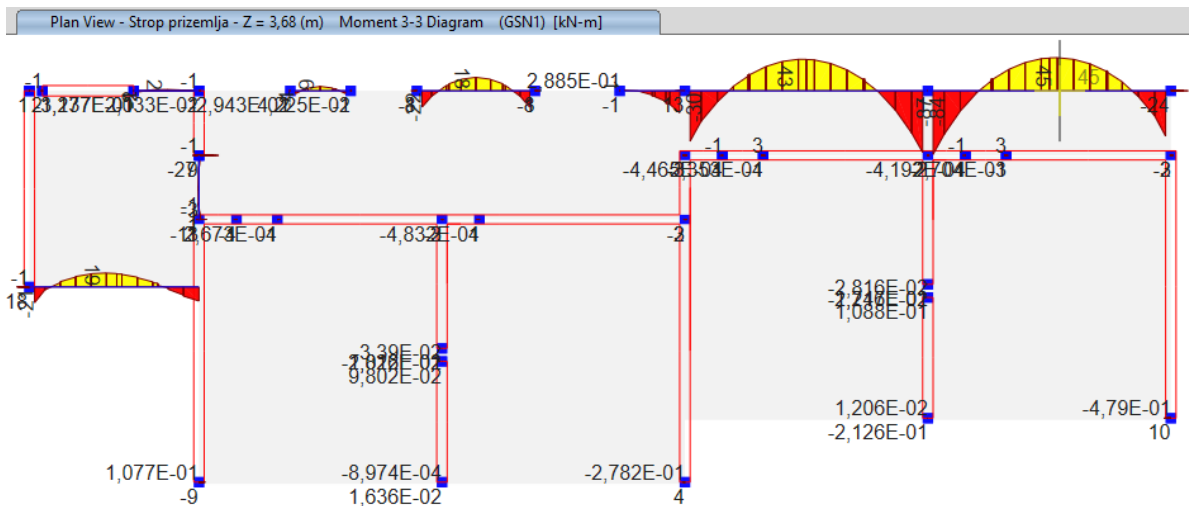
Plan View - Strop kata - Z = 7,36 (m) Resultant M11 Diagram (GSN1) [$\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$]Slika 145: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču kata [kNm/m]Plan View - Strop kata - Z = 7,36 (m) Resultant M22 Diagram (GSN1) [$\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$]Slika 146: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču kata [kNm/m]

Slika 147: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u x smjeru) [cm²/m]Slika 148: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u x smjeru) [cm²/m]Slika 149: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u y smjeru) [cm²/m]

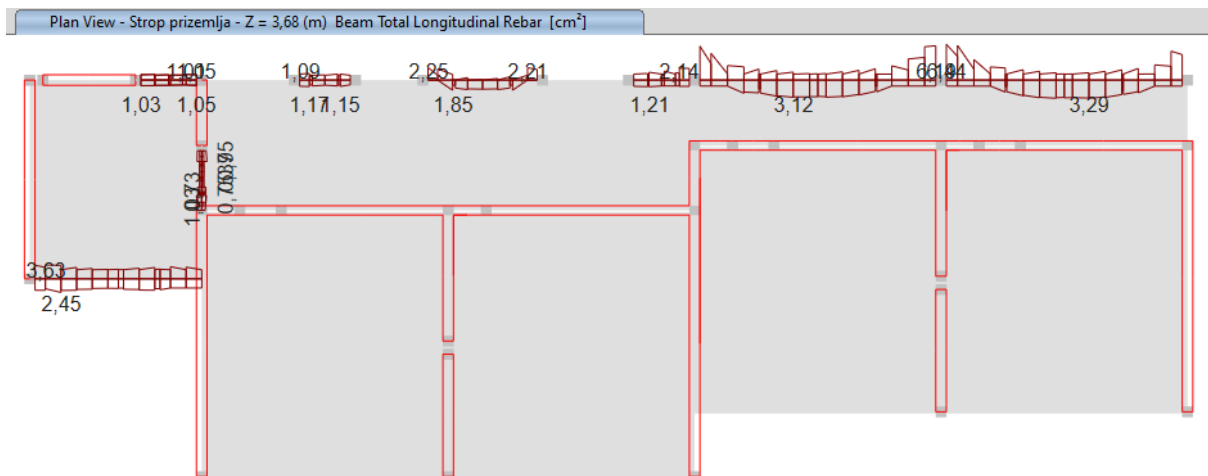


Slika 150: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u y smjeru) [cm²/m]

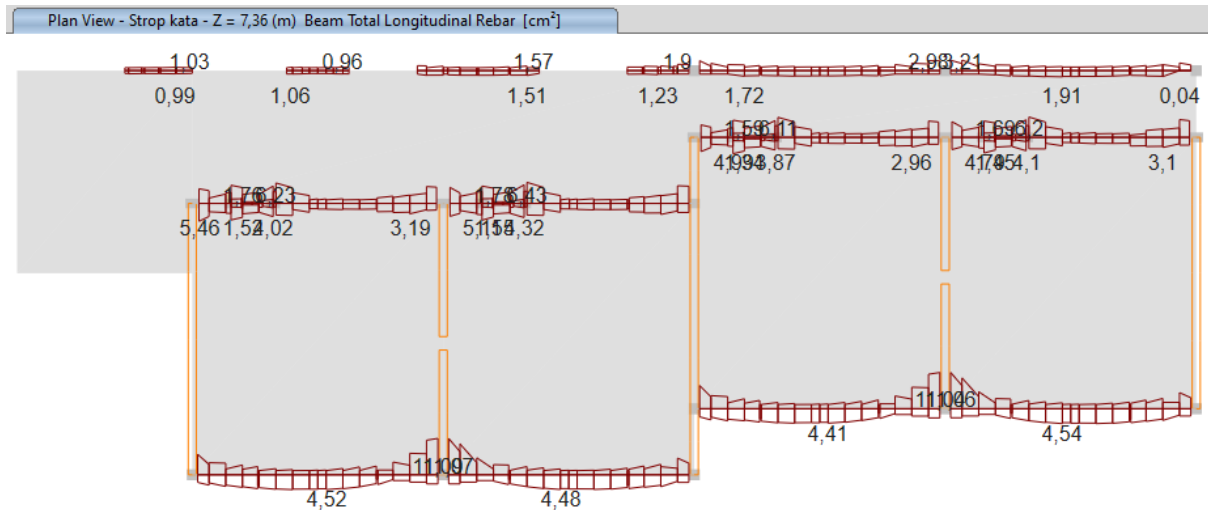
Unutarnje sile i dimenzioniranje greda i horizontalnih serklaža



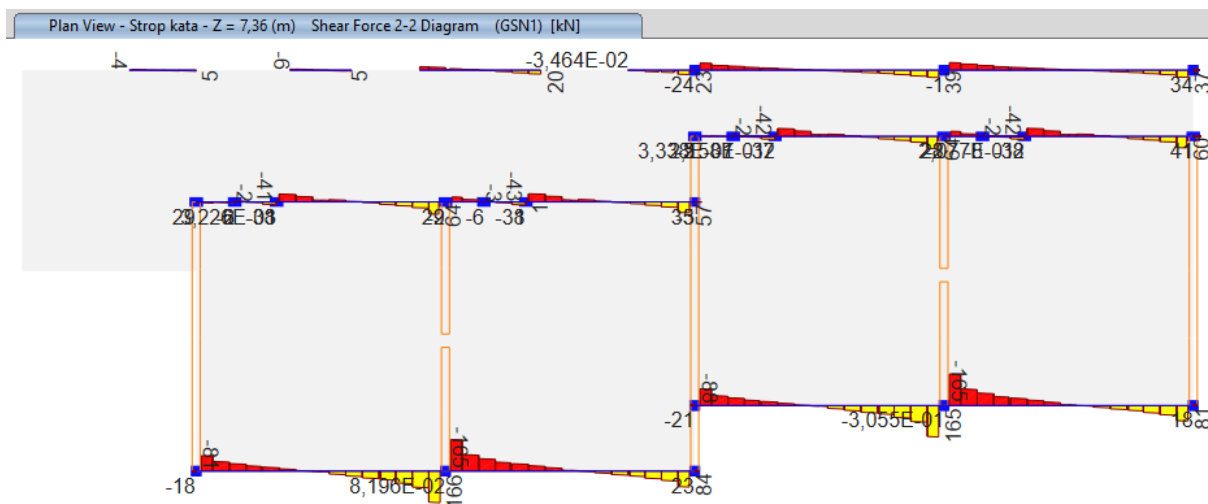
Slika 151: Raspodjela momenta savijanja u gredama prizemlja - kombinacija GSN1 [kNm]



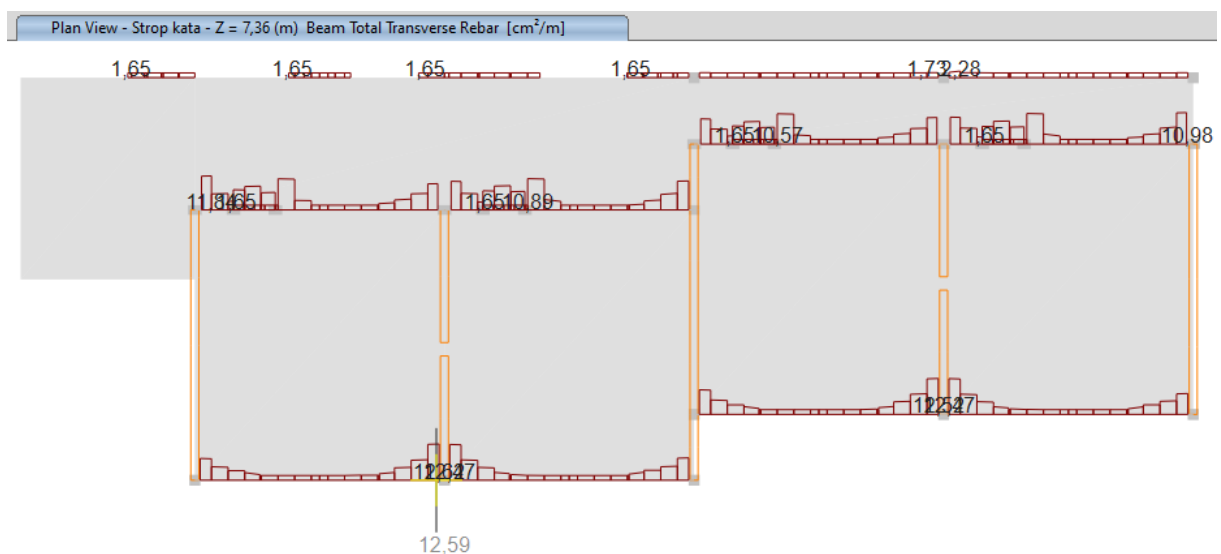
Slika 152: Potrebne količine uzdužne armature u gredama prizemlja [cm²]



Slika 156: Potrebne količine uzdužne armature u gredama kata [cm²]



Slika 157: Raspodjela poprečnih sila u gredama kata - kombinacija GSN1 [kN]



Slika 158: Potrebne količine poprečne armature u gredama kata [cm²/m]

Dimenzioniranje proširenih armiranih betonskih zidova pozicija A1-A9

Dimenzioniranje proširenih armiranih betonskih zidova provodi se na dva načina pri čemu se treba usvojiti veća količina armature. Prvi način je proračun na posmičnu silu koji se provodi na sličan način kao i u poglavlju 3.4.4., koristeći isti plan pozicija sa slike 68 i iste formule za proračun. Ukoliko na kraju proračuna zida ispadne da je proračunska poprečna sila V_{Ed} veća od proračunske posmične otpornosti nearmiranog betona $V_{Rd,C}$ koriste se još formula za razmak spona s i formula za proračunsku posmičnu otpornost armature u betonu $V_{Rd,S}$ prema normi HRN EN 1992 [11] i literaturi [12]:

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta; \quad V_{Rd,S} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta.$$

A1	A2 - 1	A2 - 2	A3 - 1	A3 - 2
d = 601,00 cm	d = 805,00 cm	d = 198,00 cm	d = 370,00 cm	d = 395,00 cm
$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$
$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$
$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$
$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$
$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$
k = 1,18	k = 1,16	k = 1,32	k = 1,23	k = 1,23
$\rho = 0,00024$	$\rho = 0,00018$	$\rho = 0,00071$	$\rho = 0,00038$	$\rho = 0,00036$
k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15
$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$
$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$
z = 540,90 cm	z = 724,50 cm	z = 178,20 cm	z = 333,00 cm	z = 355,50 cm
$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$
$V_{Rd,c,min} = 405,94 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 526,71 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 157,35 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 265,96 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 281,35 \text{ kN}$
$V_{Rd,c} = 405,94 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 526,71 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 157,35 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 265,96 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 281,35 \text{ kN}$
$V_{Rd,max} = 6945,68 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 9303,28 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 2288,26 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 4276,04 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 4564,96 \text{ kN}$
$V_{Ed} = 249 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 504 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 79 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 183 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 261 \text{ kN}$
$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 61\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 96\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 50\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 69\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 93\%$
Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna

Slika 159: Proračun betonskih zidova od A1 do A3-2 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ

A4 - 1	A4 - 2	A5 - 1	A5 - 2	A6
d = 805,00 cm	d = 196,00 cm	d = 370,00 cm	d = 395,00 cm	d = 805,00 cm
$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = 4,52 \text{ cm}^2$
$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$	$b_w = 32,00 \text{ cm}$
$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$
$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 22,00 \text{ MPa}$
$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$	$C_{Rd,c} = 0,12$
k = 1,16	k = 1,32	k = 1,23	k = 1,23	k = 1,16
$\rho = 0,00018$	$\rho = 0,00072$	$\rho = 0,00038$	$\rho = 0,00036$	$\rho = 0,00018$
k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15
$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$	$\alpha_{cw} = 1,00$
$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$	$\cot\theta + \tan\theta = 2,00$
z = 724,50 cm	z = 176,40 cm	z = 333,00 cm	z = 355,50 cm	z = 724,50 cm
$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$	$v_1 = 0,55$
$V_{Rd,c,min} = 526,71 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 156,05 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 265,96 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 281,35 \text{ kN}$	$V_{Rd,c,min} = 526,71 \text{ kN}$
$V_{Rd,c} = 526,71 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 156,05 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 265,96 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 281,35 \text{ kN}$	$V_{Rd,c} = 526,71 \text{ kN}$
$V_{Rd,max} = 9303,28 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 2265,15 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 4276,04 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 4564,96 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 9303,28 \text{ kN}$
$V_{Ed} = 593 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 158 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 178 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 236 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 466 \text{ kN}$
$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 113\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 101\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 67\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 84\%$	$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 88\%$
Poprečna arm. je potrebna	Poprečna arm. je potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna

Slika 160: Proračun betonskih zidova od A4-1 do A6 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ

A7 - 1	A7 - 2	A7 - 3	A7 - 4	A8 - 1
d = 280,00 cm	d = 280,00 cm	d = 203,00 cm	d = 260,00 cm	d = 115,00 cm
A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²
b _w = 32,00 cm	b _w = 32,00 cm	b _w = 32,00 cm	b _w = 32,00 cm	b _w = 28,00 cm
σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00
f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa
C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12
k = 1,27	k = 1,27	k = 1,31	k = 1,28	k = 1,42
ρ = 0,00050	ρ = 0,00050	ρ = 0,00070	ρ = 0,00054	ρ = 0,00140
k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15
α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00
cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00
z = 252,00 cm	z = 252,00 cm	z = 182,70 cm	z = 234,00 cm	z = 103,50 cm
v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55
V _{Rd,c,min} = 209,84 kN	V _{Rd,c,min} = 209,84 kN	V _{Rd,c,min} = 160,61 kN	V _{Rd,c,min} = 197,18 kN	V _{Rd,c,min} = 89,17 kN
V _{Rd,c} = 209,84 kN	V _{Rd,c} = 209,84 kN	V _{Rd,c} = 160,61 kN	V _{Rd,c} = 197,18 kN	V _{Rd,c} = 89,17 kN
V _{Rd,max} = 3235,92 kN	V _{Rd,max} = 3235,92 kN	V _{Rd,max} = 2346,04 kN	V _{Rd,max} = 3004,78 kN	V _{Rd,max} = 1162,91 kN
V _{Ed} = 204 kN	V _{Ed} = 134 kN	V _{Ed} = 88 kN	V _{Ed} = 133 kN	V _{Ed} = 54 kN
V _{Ed} /V _{Rd,c} = 97%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 64%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 55%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 67%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 61%
Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. nije potrebna

Slika 161: Proračun betonskih zidova od A7-1 do A8-1 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ

A8 - 2	A8 - 3	A8 - 4	A9 - 1	A9 - 2
d = 505,00 cm	d = 115,00 cm	d = 505,00 cm	d = 115,00 cm	d = 505,00 cm
A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²
b _w = 28,00 cm	b _w = 28,00 cm	b _w = 28,00 cm	b _w = 28,00 cm	b _w = 28,00 cm
σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00
f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa
C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12
k = 1,20	k = 1,42	k = 1,20	k = 1,42	k = 1,20
ρ = 0,00032	ρ = 0,00140	ρ = 0,00032	ρ = 0,00140	ρ = 0,00032
k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15	k1 = 0,15
α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00
cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00
z = 454,50 cm	z = 103,50 cm	z = 454,50 cm	z = 103,50 cm	z = 454,50 cm
v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55
V _{Rd,c,min} = 304,76 kN	V _{Rd,c,min} = 89,17 kN	V _{Rd,c,min} = 304,76 kN	V _{Rd,c,min} = 89,17 kN	V _{Rd,c,min} = 304,76 kN
V _{Rd,c} = 304,76 kN	V _{Rd,c} = 89,17 kN	V _{Rd,c} = 304,76 kN	V _{Rd,c} = 89,17 kN	V _{Rd,c} = 304,76 kN
V _{Rd,max} = 5106,69 kN	V _{Rd,max} = 1162,91 kN	V _{Rd,max} = 5106,69 kN	V _{Rd,max} = 1162,91 kN	V _{Rd,max} = 5106,69 kN
V _{Ed} = 475 kN	V _{Ed} = 84 kN	V _{Ed} = 469 kN	V _{Ed} = 78 kN	V _{Ed} = 434 kN
V _{Ed} /V _{Rd,c} = 156%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 94%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 154%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 87%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 142%
Poprečna arm. je potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. je potrebna	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. je potrebna
	A9 - 3	A9 - 4		
	d = 115,00 cm	d = 505,00 cm		
	A _{s1} = 4,52 cm ²	A _{s1} = 4,52 cm ²		
	b _w = 28,00 cm	b _w = 28,00 cm		
	σ _{cp} = 0,00	σ _{cp} = 0,00		
	f _{ck} = 22,00 MPa	f _{ck} = 22,00 MPa		
	C _{Rd,c} = 0,12	C _{Rd,c} = 0,12		
	k = 1,42	k = 1,20		
	ρ = 0,00140	ρ = 0,00032		
	k1 = 0,15	k1 = 0,15		
	α _{cw} = 1,00	α _{cw} = 1,00		
	cotθ+tanθ = 2,00	cotθ+tanθ = 2,00		
	z = 103,50 cm	z = 454,50 cm		
	v ₁ = 0,55	v ₁ = 0,55		
	V _{Rd,c,min} = 89,17 kN	V _{Rd,c,min} = 304,76 kN		
	V _{Rd,c} = 89,17 kN	V _{Rd,c} = 304,76 kN		
	V _{Rd,max} = 1162,91 kN	V _{Rd,max} = 5106,69 kN		
	V _{Ed} = 84 kN	V _{Ed} = 406 kN		
	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 94%	V _{Ed} /V _{Rd,c} = 133%		
	Poprečna arm. nije potrebna	Poprečna arm. je potrebna		

Slika 162: Proračun betonskih zidova od A8-2 do A9-4 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ

<p>A4 - 1</p> $V_{Ed} - V_{Rd,c} = 66,29 \text{ kN}$ $\Phi = 5 \text{ mm}$ $A_{sw} = 0,39 \text{ cm}^2$ mreža Q131 $f_{ywd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$ $\cot\theta = 1,2$ $s = 222 \text{ cm}$ $S_{odabrano} = 15 \text{ cm}$ $V_{Rd,s} = 982,79 \text{ kN}$	<p>A4 - 2</p> $V_{Ed} - V_{Rd,c} = 1,95 \text{ kN}$ $\Phi = 5 \text{ mm}$ $A_{sw} = 0,39 \text{ cm}^2$ mreža Q131 $f_{ywd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$ $\cot\theta = 1,2$ $s = 1842 \text{ cm}$ $S_{odabrano} = 15 \text{ cm}$ $V_{Rd,s} = 239,29 \text{ kN}$	<p>A8 - 2</p> $V_{Ed} - V_{Rd,c} = 170,24 \text{ kN}$ $\Phi = 5 \text{ mm}$ $A_{sw} = 0,39 \text{ cm}^2$ mreža Q131 $f_{ywd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$ $\cot\theta = 1,2$ $s = 54 \text{ cm}$ $S_{odabrano} = 15 \text{ cm}$ $V_{Rd,s} = 616,54 \text{ kN}$
$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed}$ 1510 > 593 Provjera zadovoljava	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed}$ 395 > 158 Provjera zadovoljava	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed}$ 921 > 475 Provjera zadovoljava
<p>A8 - 4</p> $V_{Ed} - V_{Rd,c} = 164,24 \text{ kN}$ $\Phi = 5 \text{ mm}$ $A_{sw} = 0,39 \text{ cm}^2$ mreža Q131 $f_{ywd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$ $\cot\theta = 1,2$ $s = 56 \text{ cm}$ $S_{odabrano} = 15 \text{ cm}$ $V_{Rd,s} = 616,54 \text{ kN}$	<p>A9 - 2</p> $V_{Ed} - V_{Rd,c} = 129,24 \text{ kN}$ $\Phi = 5 \text{ mm}$ $A_{sw} = 0,39 \text{ cm}^2$ mreža Q131 $f_{ywd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$ $\cot\theta = 1,2$ $s = 72 \text{ cm}$ $S_{odabrano} = 15 \text{ cm}$ $V_{Rd,s} = 616,54 \text{ kN}$	<p>A9 - 4</p> $V_{Ed} - V_{Rd,c} = 101,24 \text{ kN}$ $\Phi = 5 \text{ mm}$ $A_{sw} = 0,39 \text{ cm}^2$ mreža Q131 $f_{ywd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$ $\cot\theta = 1,2$ $s = 91 \text{ cm}$ $S_{odabrano} = 15 \text{ cm}$ $V_{Rd,s} = 616,54 \text{ kN}$
$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed}$ 921 > 469 Provjera zadovoljava	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed}$ 921 > 434 Provjera zadovoljava	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s} > V_{Ed}$ 921 > 406 Provjera zadovoljava

Slika 163: Proračun dodatne poprečne armature za zidove koji ne zadovoljavaju proračun na poprečnu silu

Zid	Potrebna armatura? ($V_{Ed} > V_{Rd}$)	
	horizontalna	Odabrana armatura
A1	Ne	± Q131
A2 - 1	Ne	± Q131
A2 - 2	Ne	± Q131
A3 - 1	Ne	± Q131
A3 - 2	Ne	± Q131
A4 - 1	DA	± Q131
A4 - 2	DA	± Q131
A5 - 1	Ne	± Q131
A5 - 2	Ne	± Q131
A6	Ne	± Q131
A7 - 1	Ne	± Q131
A7 - 2	Ne	± Q131
A7 - 3	Ne	± Q131
A7 - 4	Ne	± Q131
A8 - 1	Ne	± Q131
A8 - 2	DA	± Q131
A8 - 3	Ne	± Q131
A8 - 4	DA	± Q131
A9 - 1	Ne	± Q131
A9 - 2	DA	± Q131
A9 - 3	Ne	± Q131
A9 - 4	DA	± Q131

Slika 164: Rekapitulacija prvog načina proračuna proširenih armiranih betonskih zidova na poprečnu silu s odabranom armaturnom mrežom

Drugi način proračuna je analiza u programskog paketu na mjerodavne kombinacije djelovanja momenta M_{Ed} , poprečne sile V_{Ed} i uzdužne sile N_{Ed} . Na slici 165 prikazane su postavke proračuna dimenzioniranja zidova.

E Shear Wall Design Preferences for Eurocode 2-2004

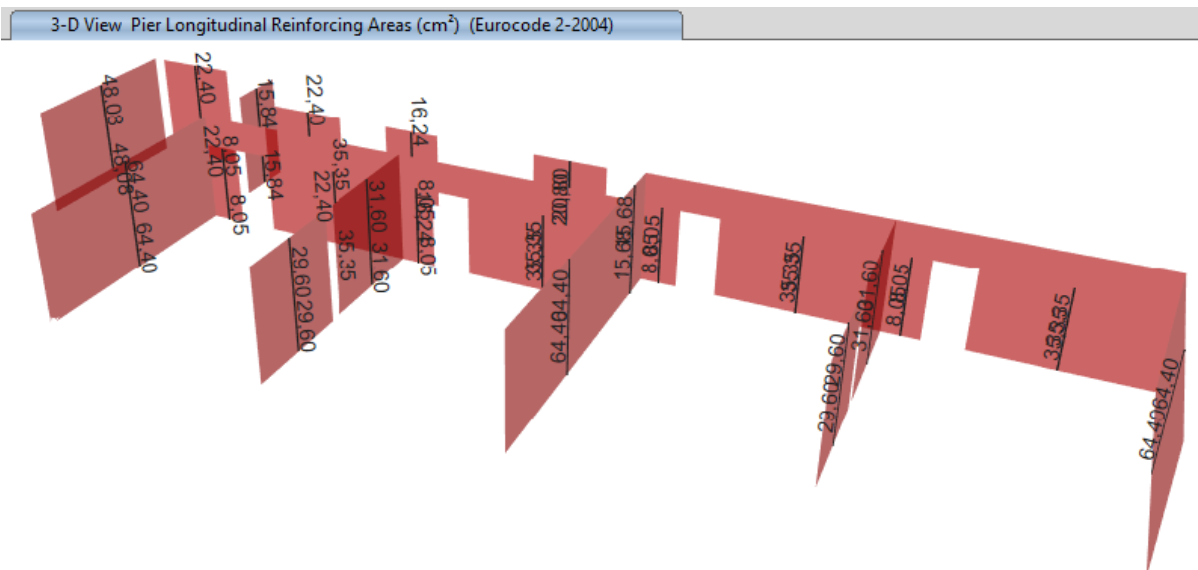
Item	Value
01 Design Code	Eurocode 2-2004
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Rebar Material	amatura B500B
04 Rebar Shear Material	amatura B500B
05 Country	CEN Default
06 Combinations Equation	Eq. 6.10
07 Wall Ductility Type	DC Low
08 Reliability Class	Class 2
09 Second Order Method	Nominal Stiffness
10 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
11 Theta0 (ratio)	0.005
12 Force Modification Factor for Shear Design	2
13 Curvature Ductility Factor	2
14 Gamma (Steel)	1.15
15 Gamma (Concrete)	1.5
16 Gamma (Shear)	1.25
17 AlphaCC	1
18 AlphaLCC	0.85

Item	Value
08 Reliability Class	Class 2
09 Second Order Method	Nominal Stiffness
10 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
11 Theta0 (ratio)	0.005
12 Force Modification Factor for Shear Design	2
13 Curvature Ductility Factor	2
14 Gamma (Steel)	1.15
15 Gamma (Concrete)	1.5
16 Gamma (Shear)	1.25
17 AlphaCC	1
18 AlphaLCC	0.85
19 Number of Curves	24
20 Number of Points	11
21 Edge Design PT-Max	0.06
22 Edge Design PC-Max	0.04
23 Section Design IP-Max	0.04
24 Section Design IP-Min	0.0025
25 Utilization Factor Limit	0.95

E Wall Pier Design Overwrites for Eurocode 2-2004

Item	Value
01 Design this Pier?	
02 LL Reduction Factor	Varies
03 Design is Seismic?	Program Determined
04 Wall Ductility Type	DC Low
05 Pier Section Type	Uniform Reinforcing
06 End/Corner Bar Name	20
07 Edge Bar Name	Varies
08 Edge Bar Spacing	1500
09 Clear Cover	30
10 Material	C20/25
11 Check/Design Reinforcing	Design

Slika 165: Postavke proračuna dimenzioniranja proširenih armiranih betonskih zidova



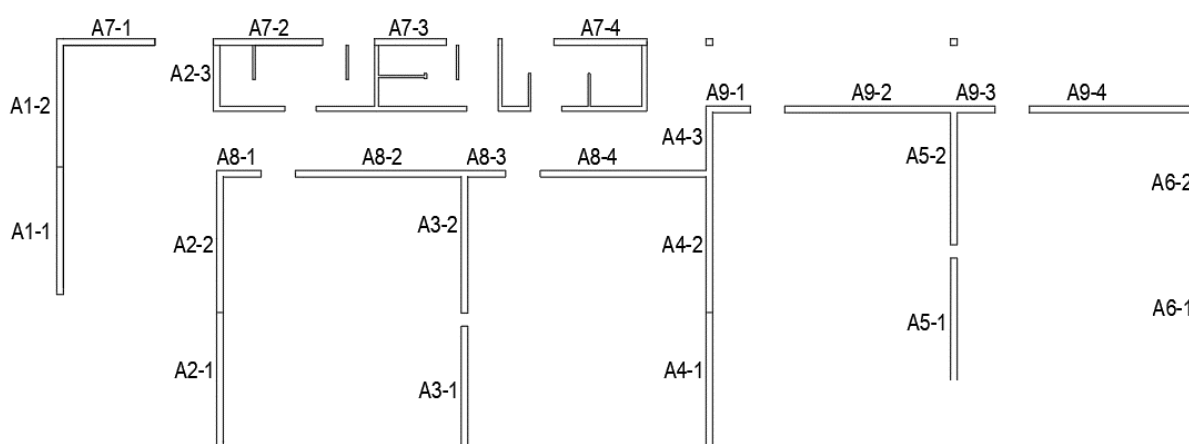
Slika 166: Potrebne količine vertikalne armature u zidovima prema mjerodavnoj kombinaciji PTRRSQ [cm²]

Provjera nosivosti zidova podruma

Za razliku od zidova prizemlja, zidovi podruma imaju postojeću armaturu, što je vidljivo u prilogu B. S obzirom na to da vlastita težina konstrukcije nije prevelika, zidovi podruma trebali bi bez problema biti u mogućnosti preuzeti uzdužnu tlačnu silu. Zbog manjka informacija o koheziji i unutarnjem trenju tla u postojećem glavnom projektu, trebalo bi izvesti geomehanička ispitivanja da bi se sa sigurnošću mogao izračunati pritisak tla na zidove. Budući da se i oni trebaju proširiti jer se proširuju zidovi iznad njih, po potrebi je moguće ugraditi dodatnu armaturu.

Provjera nosivosti omeđenog ziđa

Zbog lakše analize rezultata, prema slici 169 ziđe između serklaža označeno je potpozicijama.



Slika 169: Plan potpozicija omeđenog ziđa

Omeđeno ziđe proračunava se prema formulama iz relevantne literature. Prilikom proračuna primarno su korištene norme HRN EN 1996, HRN EN 1998 i knjiga Zidane konstrukcije., te su poštivane odredbe za zidane konstrukcije u seizmičkim područjima.

Neke od općenitih odredbi za zidane konstrukcije u seizmičkim područjima prema Zidanim konstrukcijama [15] su:

- Najmanja normalizirana tlačna čvrstoća zidnih elemenata okomito na horizontalnu sljubnicu iznosi $f_{b,min} = 2,5 \text{ N/mm}^2$.
- U seizmičkim područjima zahtjeva se potpuna ispunjenost horizontalnih i vertikalnih sljubnica morta, a najmanja čvrstoća morta za omeđeno ziđe iznosi $f_{m,min} = 5,0 \text{ N/mm}^2$.
- Najmanja proračunska debljina nosivog zida, $t_{ef,min}$ za omeđeno ziđe iznosi 24 cm.

Neki od dodatnih zahtjeva za omeđeno ziđe prema Zidanim konstrukcijama [15] su:

- Horizontalni i vertikalni omeđujući elementi (serklaži) moraju biti međusobno povezani i sidreni u elemente glavnog konstrukcijskog sustava. Radi ostvarenja učinkovite povezanosti serklaža i ziđa, betonski serklaži se izvode nakon izrade ziđa.
- Dimenzije presjeka horizontalnih i vertikalnih serklaža trebaju biti jednake ili veće od 15 cm, a vertikalni serklaži moraju se postaviti na slobodnim rubovima svakog nosivog ziđa, s obje strane svakog otvora u ziđu površine veće od 1,5 m², unutar duljine nosivog ziđa tako da se ne premaši horizontalni razmak od 5 m između vertikalnih serklaža i na presjecištima nosivog ziđa.
- Horizontalni serklaži postavljaju se u ravnini ziđa na svakoj razini stropa, a u svakom slučaju na vertikalnom razmaku koji nije veći od 4 m.
- Uzdužna armatura vertikalnih i horizontalnih serklaža treba imati ploštinu presjeka jednaku ili veću od 3 cm², tj. jednaku ili veću od 1% ploštine presjeka omeđujućeg elementa, a mjerodavna je veća vrijednost.
- Spone moraju imati minimalni promjer 5 mm na maksimalnom razmaku 15 cm.

Najvažniji izrazi korišteni pri proračunu prema normi HRN EN 1996 [14] i literaturi [15] su izrazi za: proračunsku otpornost na poprečne sile V_{Rd} , duljinu tlačnog dijela ziđa L_c , proračunski moment savijanja s obzirom na središte vlačne armature M'_{Ed} , krak unutarnjih sila z , površinu potrebne poprečne armature A_{sw} , površinu potrebne uzdužne armature A_{s1} , karakterističnu tlačnu čvrstoću ziđa f_k , normaliziranu tlačnu čvrstoću zidnog elementa f_b , proračunska tlačna naprezanja σ_d i $\sigma_{d,max}$, te karakterističnu posmičnu čvrstoću ziđa. Izrazi su dati redom u nastavku:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot L_c}{\gamma_M} = f_{vd} \cdot t \cdot L_c, \quad L_c = \frac{L}{2} \cdot \left[1 + \frac{L \cdot N_{Ed}}{6 \cdot M_{Ed}} \right] \leq L,$$

$$M'_{Ed} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{L - l_c}{2} \right), \quad z = L - \frac{l_c}{2} - \frac{L_c}{3},$$

$$A_{sw} \geq \frac{V_{Ed} - V_{Rd}}{f_{yk}} \cdot \frac{s \cdot \gamma_s}{z}, \quad A_{s1} = \frac{M'_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \geq A_{s1,min},$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}, \quad f_b = \delta \cdot f,$$

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t \cdot L}, \quad \sigma_{d,max} = \sigma_d + \frac{6 \cdot M_{Ed}}{t \cdot L^2} \leq f_d,$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b.$$

Prilikom proračuna pretpostavljene su vrijednosti poput normalizirane tlačne čvrstoće f_b i čvrstoće morta f_m tako da one zadovolje općenite odredbe za zidane konstrukcije u seizmičkim područjima i da imaju razumne vrijednosti. Zbog velikog broja formula i dugotrajnog proračuna za svaki zid, neće biti prikazan proračun svakog zida zasebno. Na slici 170 prikazan je primjer proračuna zida A1-1 za koji ne treba dodatna horizontalna armatura i zida A8-2 za koji treba. Zatim je na slici 171 prikazana rekapitulacija proračuna.

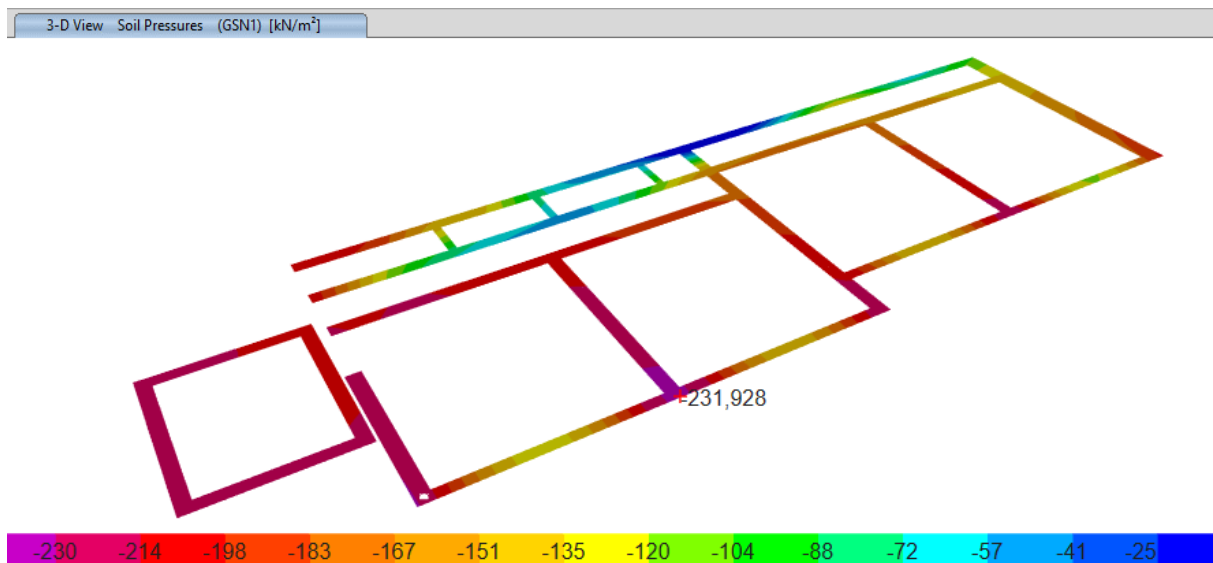
A1-1		A8-2			
$f_{b,min}$	1,5 kN/cm ²	$f_{b,min}$	1,5 kN/cm ²	V_{Ed}	358 kN
$f_{m,min}$	1,2 kN/cm ²	$f_{m,min}$	1,2 kN/cm ²	V_{Rd}	111 kN
K	0,5	K	0,5	V_{Ed}/V_{Rd}	323%
$0,5*K$	0,225	$0,5*K$	0,225	Potrebna je horizontalna armatura	
f_k	0,316 kN/cm ²	f_k	0,316 kN/cm ²	b	28 cm
M_{Ed}	7300 kNcm	M_{Ed}	17900 kNcm	h	32 cm
N_{Ed}	143 kN	N_{Ed}	86 kN	M'_{Ed}	37551 kNcm
f_{vk0}	0,03 kN/cm ²	f_{vk0}	0,03 kN/cm ²	z	359 cm
f_b	1,15 kN/cm ²	f_b	1,15 kN/cm ²	$A_{s1,min}$	8,96 cm ²
f_k	0,316 kN/cm ²	f_k	0,316 kN/cm ²	$A_{s1,req}$	0,37 cm ²
E	3156,464 N/mm ²	E	3156,464 N/mm ²	A_{s1}	8,96 cm ²
V_M	2,50	V_M	2,50	Napomena: spone min. Ø5/15 cm.	
$V_{M,s}$	1,67	$V_{M,s}$	1,67	Proračun horizontalne armature	
f_d	0,126259 kN/cm ²	f_d	0,126259 kN/cm ²	$A_{sw,req}$	5,50 cm ²
$f_{d,s}$	0,189388 kN/cm ²	$f_{d,s}$	0,189388 kN/cm ²	v	20 cm
f_{vd}	0,015557 kN/cm ²	f_{vd}	0,013703 kN/cm ²	d_{morta}	1 cm
f_{yk}	50,00 kN/cm ²	f_{yk}	50,00 kN/cm ²	$A_{sh,min}$	0,252 cm ²
V_s	1,00	V_s	1,00	A_{sh}	0,5700 cm ² (2Ø6)
f_{yd}	50,00 kN/cm ²	f_{yd}	50,00 kN/cm ²	h_{zida}	264 cm
t	24 cm	t	24 cm	n_{s1}	12
L	280 cm	L	485 cm	A_{sw}	6,95 cm ²
l_c	28 cm	l_c	28 cm	Uvjeti:	
L_c	268 cm	L_c	337 cm	V_{Rd2}	313 kN
o_d	0,0213 kN/cm ²	o_d	0,0074 kN/cm ²	313 > 247	$V_{Ed} - V_{Rd1}$
$o_{d,max}$	0,0446 kN/cm ²	$o_{d,max}$	0,0264 kN/cm ²	Zadovoljava	
Zadovoljava <fd		Zadovoljava <fd		d	471 cm
o^*_d	0,0222 kN/cm ²	o^*_d	0,0106 kN/cm ²	424 < 535	$V_{Rd1} + V_{Rd2}$
f_{vk}	0,0389 kN/cm ²	f_{vk}	0,0343 kN/cm ²	Zadovoljava	
Zadovoljava <0,065*fb		Zadovoljava <0,065*fb		358 < 535	V_{Ed}
				Zadovoljava	

Slika 170: Primjer proračuna karakterističnih zidova: zida A1-1 kod kojeg nije potrebna dodatna poprečna armatura i zida A8-2 kod kojeg je

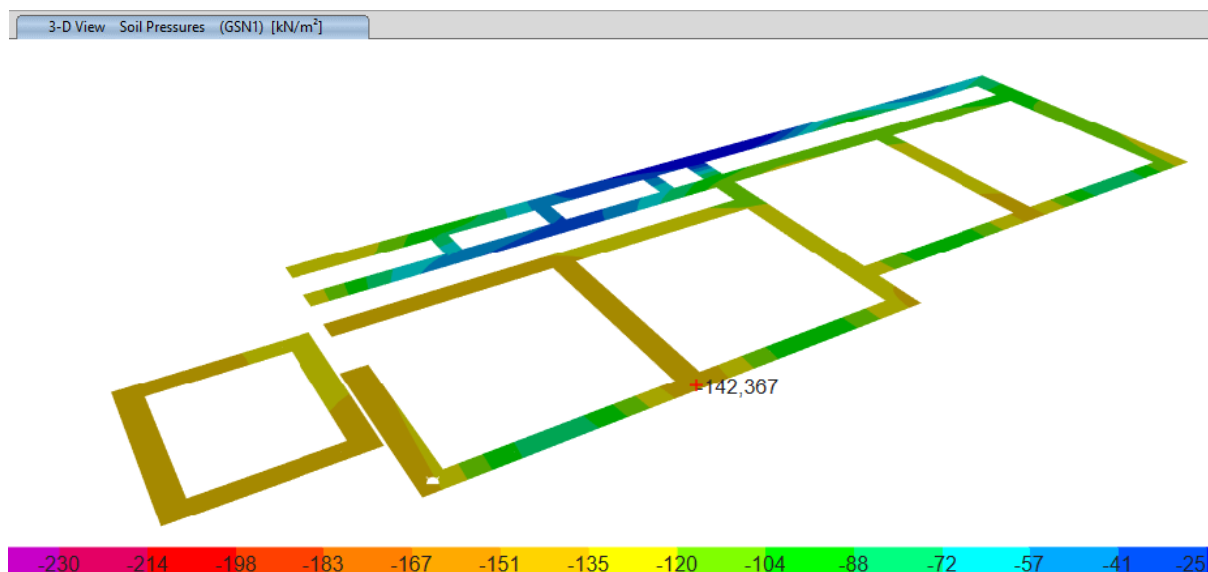
Zid	Uzdužna armatura serklaža [cm ²]	Poprečna armatura serklaža	Potrebna horizontalna armatura? ($V_{Ed} > V_{Rd}$)	Odabrana armatura svake sljubnice
A1-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	Ne	-
A1-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	Ne	-
A2-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A2-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A2-3	10,24	min. $\Phi 5/15$	Ne	-
A3-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A3-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A4-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A4-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A4-3	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A4-4	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A5-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A5-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A6-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A6-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A7-1	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A7-2	10,24	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A7-3	10,24	min. $\Phi 5/15$	Ne	-
A7-4	10,24	min. $\Phi 5/15$	Ne	-
A8-1	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A8-2	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A8-3	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A8-4	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A9-1	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A9-2	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A9-3	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm
A9-4	8,96	min. $\Phi 5/15$	DA	$\Phi 5/15$ cm

Slika 171: Rekapitulacija proračuna zida s naznačenom potrebnom uzdužnom [cm²] i poprečnom armaturom serklaža te poprečnom armaturom zida ukoliko je potrebno

Provjera nosivosti tla



Slika 172: Pritisak građevine na tlo prema mjerodavnoj kombinaciji (GSN) s označenim maksimumom – postojeća širina trakastih temelja [kN/m²]



Slika 173: Pritisak građevine na tlo prema mjerodavnoj kombinaciji (GSN) s označenim maksimumom – varijanta proširenja trakastih temelja [kN/m²]

Na slici 72 definirana je dopuštena nosivost od $2,1 \text{ kp/cm}^2$, odnosno 206 kN/m^2 za temeljne trake. Analizom konstrukcije (slika 172) dobiva se maksimalni pritisak od 232 kN/m^2 , što znači da temeljno tlo nema zadovoljavajuću nosivost. Iskoristivost iznosi $232/206 = 1,13 = 113\%$. Kako bi se postigla zadovoljavajuća nosivost temeljnog tla moguće je ojačavati tlo ili proširiti temeljne trake kako bi se povećala kontaktna površina i samim time smanjilo naprezanje u tlu. Proširivanje temeljnih traka je nužno i zbog sidrenja nove armature u betonskim zidovima.

Proširenjem temeljnih traka za 15 cm obostrano (slika 173) dobiva se maksimalni pritisak od 142 kN/m^2 , što znači da temeljno tlo tada ima zadovoljavajuću nosivost. Iskoristivost u tom slučaju iznosi $142/206 = 0,69 = 69\%$.

5 ZAKLJUČAK

Cilj rada bio je provesti analizu postojećeg stanja, utvrditi kritična mjesta i elemente u konstrukciji te odrediti indeks značajnog oštećenja (IZO) zgrade, a zatim odabrati moguću varijantu rješenja nadogradnje zgrade još jednom etažom, provjeriti postojeće i dimenzionirati nove elemente. Za proračun se primarno koristio programski paket ETABS 20 te u manjoj mjeri programski paket Office. Dimenzioniranje se provelo na stalno i seizmičko djelovanje, a metoda proračuna potresnog djelovanja je bila metoda spektra odziva. Pri modeliranju stupova, greda, horizontalnih i vertikalnih elemenata korišteni su štapni konačni elementi, dok su se za modeliranje ploča, zidova i temelja koristili plošni konačni elementi.

Rad je bio podijeljen na dva ključna dijela.

U prvom dijelu rada provela se analiza postojećeg stanja. Iz postojeće dokumentacije, primarno statičkog proračuna, očitalo se da su korišteni materijali klasificirani zastarjelim oznakama, pa je tako beton oznake MB-220 nadtemeljne konstrukcije u modelu zamijenjen betonom C20/25, beton MB-160 temeljnih traka zamijenjen betonom C16/20, a armatura Č-0200 armaturom koja je u modelu definirana granicom popuštanja 200 MPa. U postojećoj dokumentaciji definirana je nosivost tla za trake od $2,1 \text{ kp/cm}^2$, odnosno 206 kN/m^2 , a neki parametri vezani za tlo u modelu su pretpostavljeni, npr. zbog lokacije je procijenjen tip tla C i vertikalna krutost ispod traka od 20000 kN/m/m^2 . Zaštitni sloj u većini elemenata iznosi $1,5 \text{ cm}$ što je manje od propisanog prema suvremenim normama. Iz karte potresnih područja očitane su vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla koje su pomnožene faktorom važnosti $\gamma_I = 1,2$ koji odgovara razredu važnosti III jer je promatrana građevina škola čija je potresna otpornost važna s obzirom na posljedice vezane s rušenjem. Proračunata je analiza spektrom odziva na spektre tip 1 i tip 2. Tip 2 se pokazao kao mjerodavan za dimenzioniranje horizontalnih elemenata jer ga karakteriziraju veća potresna djelovanja pri manjim periodima konstrukcija od tipa 1, a postojećem stanju konstrukcije je dominantni prvi period vrlo mali. Odabran je minimalni faktor ponašanja $q = 1,5$ koji se može usvojiti neovisno o tipu konstrukcije zbog upitne duktilnosti postojećeg stanja. Elementi u postojećem stanju su dimenzionirani primarno prema normi HRN EN 1992-1 na djelovanja iz norme HRN EN 1998-1, pri čemu je u obzir uzeta norma HRN EN 1998-3 koja definira da se pri pristupu s faktorom q zahtjevi moraju temeljiti na smanjenom potresnom djelovanju, a sposobnosti se moraju vrednovati kao za nepotresne proračunske situacije.

Prilikom proračuna konstrukcije provjeravalo se zadovoljava li ona na tražena granična stanja nosivosti i uporabivosti. Prilikom proračuna ploča pokazalo se da većim dijelom ne zadovoljavaju potrebnu nosivost prema trenutnim propisima, pri čemu veliku ulogu igra činjenica da je korištena armatura s granicom popuštanja 200 MPa umjesto 500 MPa što je suvremeni standard. Grede i horizontalni serklaži su uglavnom zadovoljavali dimenzioniranje na nisku klasu duktilnosti, no da se proračunavalo na srednju ili visoku na određenim mjestima bio bi vidljiv nedostatak poprečne armature i njenog progušćavanja na mjestima veće poprečne sile. Većina zidova je zadovoljila nosivost na poprečnu silu. Iznimka su zidovi A8 i A9 koji su prekoračili granicu nosivosti, što ima smisla s obzirom na to da su upravo ti zidovi širine 16 cm, za razliku od svih ostalih koji su širine 20 cm. Jasno je da konstrukcija ima veću otpornost u y smjeru za razliku od x smjera, kao što je modalna analiza pokazala da je krutost y smjera znatno veća. Vertikalni serklaži i stupovi zadovoljili su potrebne zahtjeve, osim serklaža koji se nalaze na sjecištima nosivih zidova koji omeđuju učionice i četiri kratka stupa koji izlaze iz zidova i spajaju se s gredama na sjevernom bridu stropne ploče učionica. Kod spomenuta četiri stupa došlo je do efekta kratkog stupa. Temeljno tlo imalo je zadovoljavajuću nosivost.

Prema Tehničkom propisu o izmjenama i dopunama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije indeks znatnog oštećenja konstrukcije (IZO faktor) definiran je kao omjer proračunske potresne otpornosti i zahtjeva za konstrukciju za granično stanje znatnog oštećenja. Za proračunsku potresnu otpornost odabran je trenutak kada proračunska poprečna sila dosegne proračunsku otpornost na poprečnu silu prvog nearmiranog betonskog zida koji je u ovom slučaju A8-4. Odabir je napravljen s obzirom na to da su zidovi dilatacije D1 nearmirani te se promatraju kao krti, odnosno kao da nemaju mogućnost preraspodjele sile. U tom trenutku sva četiri kratka stupa izgubila su svoju nosivost. Sila prekoračenja u zidu A8-4 javila se pri poredbenom vršnom ubrzanju tla tipa A od $a_g = 0,1053g$, zahtjev za konstrukciju iznosi $a_g = 0,2448g$, stoga IZO faktor iznosi 0,43.

U drugom rada dijelu provela se analiza varijante nadogradnje konstrukcije s još jednom etažom koja je tlocrtno identična prizemlju. Konstrukcijski sustav više nije miješani sustav nearmiranih betonskih zidova i okvira jer je betonske zidove na katu zamijenio sustav omeđenog ziđa pri čemu su vertikalni serklaži ostvarili kontinuitet po visini. Kratki stupovi su se uklonili, na određenim mjestima dodale su se nove grede, a iz zidova su se digli novi vertikalni serklaži radi osiguravanja boljeg ponašanja konstrukcije. Za nove betonske elemente koristio se beton C25/30, armatura B500B, a karakteristike ziđa određene su prema pravilima struke. Proračunom je dobivena debljina zaštitnog sloja od 2,5 cm, što je veće od 1,5 cm iz postojećeg stanja.

Analiza opterećenja varijante nadogradnje konstrukcije razlikovala se od analize opterećenja postojećeg stanja po dodatnom stalnom opterećenju zbog različitih slojeva i po uporabnom opterećenju na ploče koje više nisu krovne nego podne ploče kata. S obzirom na to da su to podne ploče učionica i hodnika na koje djeluje veliko uporabno opterećenje, ni jedna ploča više nije zadovoljavala uvjete nosivosti. Za razliku od proračuna betonskih zidova u postojećem stanju gdje na granično stanje nosivosti nisu zadovoljili samo zidovi A8 i A9 širine 16 cm, prilikom proračuna nadogradnje nije prošao skoro nijedan zid. Nova etaža dodala je puno mase iznad kote tla, ubrzanje tla povećano je faktorom važnosti 1,2, a dominantni periodi titranja nalaze se oko glave spektra tipa 2. Svi ovi faktori razlog su velikom povećanju poprečne sile koja djeluje u nearmiranim betonskim zidovima. Također, neki vertikalni serklaži više nisu zadovoljavali zahtjeve nosivosti.

Sukladno rezultatima preliminarnog proračuna nadogradnje konstrukcije u model su se uvele promjene i ojačanja elemenata tako da zadovolje zahtjeve graničnih stanja nosivosti i uporabivosti. Bitno je napomenuti da se pri seizmičkoj analizi konstrukcije računalo na nisku klasu duktilnosti, tzv. DCL, pri čemu se nisu razmatrali uvjeti iz HRN EN 1998-1 koji vrijede za proračune viših klasa duktilnosti DCM i DCH. Zbog temelja, zidova i stupova koji se ne zamjenjuju nego samo nadograđuju, nije se mogla garantirati veća duktilnost građevine i opravdati svrstavanje u više klase duktilnosti, pa zato je faktor ponašanja ostao $q = 1,5$ kakav je bio i u proračunu postojećeg stanja.

Prednapete ploče pozicije 104 zamijenile su se novim prednapetim pločama, a ploče pozicije 141, 142 i 143 novim AB pločama koje se armiraju potrebnom količinom B500B armature. Ploče 141 i 142 koje postaju podne ploče hodnika podebljavaju se sa 12 na 15 cm. Omeđeno ziđe proračunalo se prema formulama u relevantnoj literaturi, uzimajući u obzir općenite odredbe za zidane konstrukcije u seizmičkim područjima. Betonski zidovi su se iz nearmiranih pretvorili u armirane tako da se obostrano dodalo 6 cm betona i armaturna mreža nosiva u dva smjera (Q mreža). Osim na proračunsku poprečnu silu, dimenzionirani su u programskom paketu na mjerodavne kombinacije djelovanja momenta, poprečne i uzdužne sile. Stupovi su također dobili proširenje dimenzija kao rezultat proširenja dimenzija zidova te su proračunati na potrebne količine B500B armature koja se mogla dodati zbog novih dimenzija stupova. Temelji su prošireni obostrano kako bi se povećala kontaktna površina, smanjilo naprezanje u tlu i omogućilo sidrenje nove armature u zidovima i stupovima.

Zaključno, iako postojeće stanje dilatacije D1 zgrade škole ne zadovoljava sve suvremene zahtjeve, nije daleko od toga da ih zadovolji strateškim ojačanjem kritičnih elemenata. Ukoliko se javi potreba za poboljšanjem otpornosti postojećeg stanja, uz odgovarajući proračun ploče je moguće ojačati modernim rješenjima poput vlaknom ojačanih polimera, a

zidove torkretiranjem. Što se tiče varijante nadogradnje konstrukcije još jednom etažom, zbog dodatne mase i namjene gornje etaže unutarnje sile u postojećim elementima se znatno povećavaju i tada metode ojačanja poput vlaknom ojačanih polimera puno teže prolaze. Činjenice da zidovi nisu armirani i da se u postojećim elementima nalazi armatura s granicom popuštanja od 200 MPa tada u velikoj mjeri ograničavaju mogućnosti primjene jednostavnijih metoda ojačanja i kao rješenje se sve više nameće potpuna zamjena postojećih elemenata novima, kao što je bio slučaj s pločama u ovom radu.

Naravno, razmatrana je samo jedna varijanta nadogradnje, ona s omeđenim zidom na katu. Postoji niz mogućih rješenja, kao što su okvirna konstrukcija ili sustav armiranobetonskih zidova na katu, od kojih bi svako rezultiralo raznim kombinacijama raspodjele unutarnjih sila i drukčijim općenitim ponašanjem konstrukcije. Svaka varijanta ima svoje prednosti i mane, a zadatak inženjera je da svojim znanjem, iskustvom i intuicijom prepozna rješenje koje bi bilo najprikladnije određenoj situaciji.

POPIS LITERATURE

- [1] Uroš M., Atalić J., Šavor Novak M., Demšić M. i Baniček M. Predavanja iz kolegija Proračun postojećih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima. Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu; 2023.
- [2] *HRN EN 1998:2011 Eurokod 8: Projektiranje konstrukcija otpornih na potres*. Hrvatski zavod za norme, 2011.
- [3] *HRN EN 1997:2012 Eurokod 7: Geotehničko projektiranje*. Hrvatski zavod za norme, 2012.
- [4] *User's Guide ETABS*. Computers and Structures, Inc.; 2021.
- [5] *Welcome to ETABS*. Computers and Structures, Inc.; 2021.
- [6] CGI Projektni biro. Glavni projekt – Osnovna škola u Začretju. Zagreb; 1971.
- [7] *HRN EN 1991:2012 Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije*. Hrvatski zavod za norme, 2012.
- [8] Separati iz kolegija Metalne konstrukcije 3. Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu; 2023.
- [9] Prirodoslovno-matematički fakultet Sveučilišta u Zagrebu. *Karte potresnih područja Republike Hrvatske*. Dostupno: <http://seizkarta.gfz.hr/hazmap/karta.php> [Pristupljeno: 12.2.2024.]
- [10] *HRN EN 1990:2011 Eurokod 0: Osnove projektiranja konstrukcija*. Hrvatski zavod za norme, 2011.
- [11] *HRN EN 1992:2013 Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija*. Hrvatski zavod za norme, 2013.
- [12] Sorić Z., Kišiček T. *Betonske konstrukcije 1*. Zagreb: Udžbenici Sveučilišta u Zagrebu; 2014.
- [13] *Tehnički propis o izmjenama i dopunama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije*. Narodne novine, br. 7/2022.
- [14] *HRN EN 1996:2012 Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija*. Hrvatski zavod za norme, 2012.
- [15] Sorić Z. *Zidane konstrukcije*. Zagreb: Udžbenici Sveučilišta u Zagrebu; 2016.

POPIS SLIKA

Slika 1: Lokacija građevine.....	2
Slika 2: Podjela škole na dilatacije	3
Slika 3: Prikaz parcele	4
Slika 4: Tlocrt cijele škole	7
Slika 5: Tlocrt podruma dilatacije D1	8
Slika 6: Tlocrt prizemlja dilatacije D1	8
Slika 7: Tlocrt krova dilatacije D1	8
Slika 8: Presjek A-A	9
Slika 9: Južno (gore), sjeverno (u sredini) i zapadno (dolje) pročelje dilatacije D1.....	9
Slika 10: Plan pozicija (Izvor: [6]).....	10
Slika 11: 3D model konstrukcije.....	10
Slika 12: 3D model konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata.....	11
Slika 13: 3D prikazi nosivih elemenata konstrukcije sa svih strana.....	11
Slika 14: Ravninski prikaz podruma (gore) i prizemlja (dolje) s označenim osima i dimenzijama	12
Slika 15: Karakteristike klase betona C20/25 (lijevo) i C16/20 (desno)	13
Slika 16: Pretpostavljene karakteristike armature Č-0200.....	13
Slika 17: Plošni (gore) i štapni (dolje) poprečni presjeci nosivih elemenata konstrukcije	14
Slika 18: 3D prikaz temelja s označenim rubnim uvjetima – model s temeljnim trakama (gore) i model s krutim ležajevima (dolje).....	15
Slika 19: Proračun dodatnog stalnog opterećenja pomoću vlastite težine i debljine postojećih slojeva.....	16
Slika 20: Karta snježnih područja (Izvor: [8]).....	17
Slika 21: Shema dodatnog stalnog opterećenja na stropnim pločama podruma (gore) i prizemlja (dolje) [kN/m ²].....	18
Slika 22: Shema korisnog opterećenja na stropnim pločama podruma (gore) i prizemlja (dolje) [kN/m ²].....	19
Slika 23: Shema opterećenja snijegom na stropnoj ploči prizemlja [kN/m ²]	19
Slika 24: Shema dodatnog stalnog linijskog opterećenja od AB atike [kN/m]	20
Slika 25: Shema opterećenja AB zidova suterena.....	20
Slika 26: Karta horizontalnih vršnih ubrzanja tla za povratni period od 475 godina (lijevo) i 95 godina (desno) (Izvor: [9]).....	20

Slika 27: Vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla tipa A na lokaciji građevine (Izvor: [9])	21
.....	21
Slika 28: Tip 1 (lijevo) i tip 2 (desno) elastičnog spektra odziva (Izvor: [1])	22
Slika 29: Zadavanje mase u ETABS-u	22
Slika 30: Elastični spektar (95 godina) u ETABS-u – tip 1	23
Slika 31: Elastični spektar (95 godina) u ETABS-u – tip 2	23
Slika 32: Projektni spektar (475 godina) u ETABS-u – tip 1	24
Slika 33: Projektni spektar (475 godina) u ETABS-u – tip 2	24
Slika 34: Slučajevi opterećenja	25
Slika 35: Kombinacije opterećenja	25
Slika 36: Vlastiti periodi i frekvencije	26
Slika 37: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 62% mase u x smjeru – 3D	27
Slika 38: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 62% mase u x smjeru – 2D	27
Slika 39: Sedmi oblik titranja u kojem se aktivira 75% mase u y smjeru - 3D	28
Slika 40: Sedmi oblik titranja u kojem se aktivira 75% mase u y smjeru - 2D	28
Slika 41: Udjeli aktivirane mase po modalnim oblicima uključujući karakteristični 50. mod u kojem se aktivira 90% mase u oba smjera	29
Slika 42: Deformacije pozicije 104 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	30
Slika 43: Deformacije pozicije 143 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	31
Slika 44: Deformacije pozicije 142 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	31
Slika 45: Deformacije pozicije 141 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	32
Slika 46: Pomaci od potresnog opterećenja s označenom najvećom vrijednosti i konturama horizontalnih deformacija u smjeru x – modalni proračun primjenom mjerodavnog elastičnog spektra odziva RSE [mm]	33
Slika 47: Prikaz razmaka dilatacije D1 i ostatka građevine iz projektne dokumentacije [cm] (Izvor: [6])	34
Slika 48: Proračun ploča dilatacije D1 na pukotine [mm]	35
Slika 49: Raspodjela uzdužnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]	35
Slika 50: Raspodjela poprečnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN]	36

Slika 51: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	36
Slika 52: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	36
Slika 53: Dopušteno opterećenje na ploče pozicije 104 iz postojećeg statičkog proračuna (Izvor: [6])	37
Slika 54: Opterećenje prema Eurokodu.....	38
Slika 55: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m].....	38
Slika 56: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m].....	39
Slika 57: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u x smjeru) [cm ² /m].....	39
Slika 58: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u x smjeru) [cm ² /m]	40
Slika 59: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u y smjeru) [cm ² /m]	40
Slika 60: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u y smjeru) [cm ² /m]	40
Slika 61: Stvarna količina armature prema statičkom proračunu za poziciju 141 (Izvor: [6])	41
Slika 62: Stvarna količina armature prema statičkom proračunu za poziciju 142 (Izvor: [6])	41
Slika 63: Stvarna količina armature prema statičkom proračunu za poziciju 143 (Izvor: [6])	41
Slika 64: Raspodjela momenta savijanja u gredama i horizontalnim serklažima prizemlja od mjerodavne kombinacije GSN2 [kNm].....	42
Slika 65: Potrebne količine uzdužne armature za pozicije A7, A8, A9, 136 i 145 [cm ²]	43
Slika 66: Raspodjela poprečnih sila u gredama i horizontalnim serklažima prizemlja od mjerodavne kombinacije GSN2 [kNm].....	45
Slika 67: Potrebne količine poprečne armature za pozicije A7, A8, A9, 136 i 145 [cm ² /m].....	45
Slika 68: Plan potpozicija nearmiranih betonskih zidova zbog dodatnih vertikalnih serklaža oko otvora	47
Slika 69: Proračun betonskih zidova na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ	48
Slika 70: Rekapitulacija proračuna betonskih zidova na poprečnu silu	49
Slika 71: Iskoristivost vertikalnih serklaža i stupova na N-M1-M2 interakciju (serklaži i stupovi označeni crvenom bojom su iskorišteni preko 100%).....	50
Slika 72: Stvarna nosivost tla prema geotehničkom ispitivanju (Izvor: [6]).....	50
Slika 73: Pritisak građevine na tlo prema mjerodavnoj kombinaciji (GSN) s označenim maksimumom [kN/m ²].....	51
Slika 74: Djelovanje koje odgovara kapacitetu zgrade u ETABS-u.....	52

Slika 75: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ za određivanje IZO faktora [kN].....	52
Slika 76: Rekapitulacija proračuna betonskih zidova na poprečnu silu s prikazom kritičnog zida A8-4 za određivanje IZO faktora	53
Slika 77: Tlocrt prizemlja dilatacije D1.....	55
Slika 78: Tlocrt kata dilatacije D1.....	55
Slika 79: Tlocrt krova dilatacije D1	56
Slika 80: Presjek A-A.....	56
Slika 81: Presjek F-F	56
Slika 82: Južno pročelje dilatacije D1	57
Slika 83: Sjeverno pročelje dilatacije D1.....	57
Slika 84: Zapadno pročelje dilatacije D1	57
Slika 85: 3D model konstrukcije.....	58
Slika 86: 3D model konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata.....	58
Slika 87: 3D prikazi nosivih elemenata konstrukcije sa svih strana.....	59
Slika 88: Ravninski prikaz podruma, prizemlja i kata s označenim osima i dimenzijama....	60
Slika 89: Karakteristike betona C25/30 i zida.....	61
Slika 90: Pretpostavljene karakteristike armature Č-0200 (lijevo) i karakteristike armature B500B (desno).....	62
Slika 91: Poprečni presjeci plošnih nosivih elemenata konstrukcije	62
Slika 92: Poprečni presjeci vertikalnih štapnih nosivih elemenata konstrukcije.....	63
Slika 93: Poprečni presjeci horizontalnih štapnih nosivih elemenata konstrukcije.....	63
Slika 94: 3D prikaz temelja s označenim rubnim uvjetima – model s temeljnim trakama.	64
Slika 95: 3D prikaz temelja s označenim rubnim uvjetima – model s krutim ležajevima ...	64
Slika 96: Proračun dodatnog stalnog opterećenja pomoću vlastite težine i debljine slojeva	65
Slika 97: Shema dodatnog stalnog opterećenja na stropnim pločama podruma, prizemlja i kata (odozgo prema dolje) [kN/m ²]	66
Slika 98: Shema korisnog opterećenja na stropnim pločama podruma, prizemlja i kata (odozgo prema dolje) [kN/m ²].....	67
Slika 99: Shema opterećenja snijegom na ploči kata [kN/m ²]	68
Slika 100: Shema dodatnog stalnog linijskog opterećenja od AB atike i parapeta [kN/m].	68
Slika 101: Raspodjela uzdužnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	69
Slika 102: Raspodjela poprečnih sila u vertikalnim serklažima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	69

Slika 103: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	70
Slika 104: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije [kN].....	70
Slika 105: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]	71
Slika 106: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]	71
Slika 107: Proračun betonskih zidova na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ	72
Slika 108: Rekapitulacija proračuna betonskih zidova na poprečnu silu.....	73
Slika 109: Iskoristivost vertikalnih serklaža i stupova prizemlja na N-M1-M2 interakciju (serklaži i stupovi označeni crvenom bojom su iskorišteni preko 100%)	74
Slika 110: Poprečni presjeci plošnih nosivih elemenata konstrukcije.....	76
Slika 111: Poprečni presjeci štapnih nosivih elemenata konstrukcije prizemlja.....	76
Slika 112: Poprečni presjeci štapnih nosivih elemenata konstrukcije kata.....	76
Slika 113: 3D model varijante ojačane konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata – pogled 1	77
Slika 114: 3D model varijante ojačane konstrukcije s prikazanim realnim dimenzijama elemenata – pogled 2	77
Slika 115: Vlastiti periodi i frekvencije.....	78
Slika 116: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 45% mase u x smjeru – 3D.....	78
Slika 117: Prvi oblik titranja u kojem se aktivira 45% mase u x smjeru – 2D	79
Slika 118: Drugi oblik titranja u kojem se aktivira 52% mase u y smjeru – 3D	79
Slika 119: Drugi oblik titranja u kojem se aktivira 52% mase u y smjeru – 2D	79
Slika 120: Udjeli aktivirane mase po modalnim oblicima uključujući karakteristični 24. mod u kojem se aktivira 90% mase	80
Slika 121: Deformacije pozicije 104 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	80
Slika 122: Deformacije pozicije 143 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	81
Slika 123: Deformacije pozicije 142 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	82
Slika 124: Deformacije pozicije 141 od mjerodavne GSU kombinacije s označenom najvećom vrijednosti i konturama vertikalnih deformacija [mm]	83
Slika 125: Pomaci od potresnog opterećenja s označenom najvećom vrijednosti i konturama horizontalnih deformacija u smjeru x – modalni proračun primjenom mjerodavnog elastičnog spektra odziva RSE [mm]	84

Slika 126: Proračun ploča dilatacije D1 na pukotine [mm]	85
Slika 127: Raspodjela uzdužnih sila u štapnim elementima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	86
Slika 128: Raspodjela poprečnih sila u štapnim elementima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	86
Slika 129: Raspodjela momenta savijanja u štapnim elementima u prizemlju od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm].....	86
Slika 130: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	87
Slika 131: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	87
Slika 132: Raspodjela momenata savijanja integriranih po dužini zida prizemlja od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm]	87
Slika 133: Raspodjela uzdužnih sila u štapnim elementima na katu od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	88
Slika 134: Raspodjela poprečnih sila u štapnim elementima na katu od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	88
Slika 135: Raspodjela momenta savijanja u štapnim elementima na katu od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm].....	88
Slika 136: Raspodjela uzdužnih sila integriranih po dužini zida kata od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	89
Slika 137: Raspodjela poprečnih sila integriranih po dužini zida kata od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kN].....	89
Slika 138: Raspodjela momenata savijanja integriranih po dužini zida kata od mjerodavne kombinacije PTRRSQ [kNm].....	89
Slika 139: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]	90
Slika 140: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču prizemlja [kNm/m]	90
Slika 141: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u x smjeru) [cm ² /m]	91
Slika 142: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u x smjeru) [cm ² /m]	91
Slika 143: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u y smjeru) [cm ² /m].....	91
Slika 144: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u y smjeru) [cm ² /m]	92
Slika 145: Momentni dijagram M11 za stropnu ploču kata [kNm/m]	92
Slika 146: Momentni dijagram M22 za stropnu ploču kata [kNm/m]	92
Slika 147: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u x smjeru) [cm ² /m].....	93
Slika 148: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u x smjeru) [cm ² /m]	93
Slika 149: Potrebne količine armature (za gornji rub ploče u y smjeru) [cm ² /m].....	93

Slika 150: Potrebne količine armature (za donji rub ploče u y smjeru) [cm ² /m]	94
Slika 151: Raspodjela momenta savijanja u gredama prizemlja - kombinacija GSN1 [kNm]	94
Slika 152: Potrebne količine uzdužne armature u gredama prizemlja [cm ²]	94
Slika 153: Raspodjela poprečnih sila u gredama prizemlja - kombinacija GSN1 [kN].....	95
Slika 154: Potrebne količine poprečne armature u gredama prizemlja [cm ² /m].....	95
Slika 155: Raspodjela momenta savijanja u gredama kata - kombinacija GSN1 [kNm].....	95
Slika 156: Potrebne količine uzdužne armature u gredama kata [cm ²]	96
Slika 157: Raspodjela poprečnih sila u gredama kata - kombinacija GSN1 [kN].....	96
Slika 158: Potrebne količine poprečne armature u gredama kata [cm ² /m]	96
Slika 159: Proračun betonskih zidova od A1 do A3-2 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ.....	97
Slika 160: Proračun betonskih zidova od A4-1 do A6 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ.....	97
Slika 161: Proračun betonskih zidova od A7-1 do A8-1 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ.....	98
Slika 162: Proračun betonskih zidova od A8-2 do A9-4 na poprečnu silu prema mjerodavnoj potresnoj kombinaciji PTRRSQ.....	98
Slika 163: Proračun dodatne poprečne armature za zidove koji ne zadovoljavaju proračun na poprečnu silu.....	99
Slika 164: Rekapitulacija prvog načina proračuna proširenih armiranih betonskih zidova na poprečnu silu s odabranom armaturnom mrežom	99
Slika 165: Postavke proračuna dimenzioniranja proširenih armiranih betonskih zidova.	100
Slika 166: Potrebne količine vertikalne armature u zidovima prema mjerodavnoj kombinaciji PTRRSQ [cm ²]	100
Slika 167: Potrebne količine horizontalne armature u zidovima prema mjerodavnoj kombinaciji PTRRSQ [cm ² /m].....	101
Slika 168: Potrebne količine uzdužne armature u stupovima i horizontalnim serklažima prema mjerodavnoj kombinaciji PTRRSQ [cm ²]	101
Slika 169: Plan potpozicija omeđenog zida.....	102
Slika 170: Primjer proračuna karakterističnih zidova: zida A1-1 kod kojeg nije potrebna dodatna poprečna armatura i zida A8-2 kod kojeg je	104
Slika 171: Rekapitulacija proračuna zida s naznačenom potrebnom uzdužnom [cm ²] i poprečnom armaturom serklaža te poprečnom armaturom zida ukoliko je potrebno	105
Slika 172: Pritisak građevine na tlo prema mjerodavnoj kombinaciji (GSN) s označenim maksimumom – postojeća širina trakastih temelja [kN/m ²].....	105

Slika 173: Pritisak građevine na tlo prema mjerodavnoj kombinaciji (GSN) s označenim maksimumom – varijanta proširenja trakastih temelja [kN/m²] 106

POPIS TABLICA

Tablica 1: Određivanje vrijednosti μ_i i s_k (Izvor: [8]).....	17
Tablica 2: Usporedba potrebne i stvarne armature pozicija 141, 142 i 143.....	42
Tablica 3: Iskoristivost uzdužne armature horizontalnih serklaža i greda pozicija A7, A8, A9, 136 i 145	43
Tablica 4: Iskoristivost poprečne armature horizontalnih serklaža i greda pozicija A7, A8, A9, 136 i 145	46
Tablica 5: Rekapitulacija promjena i ojačanja elemenata	75

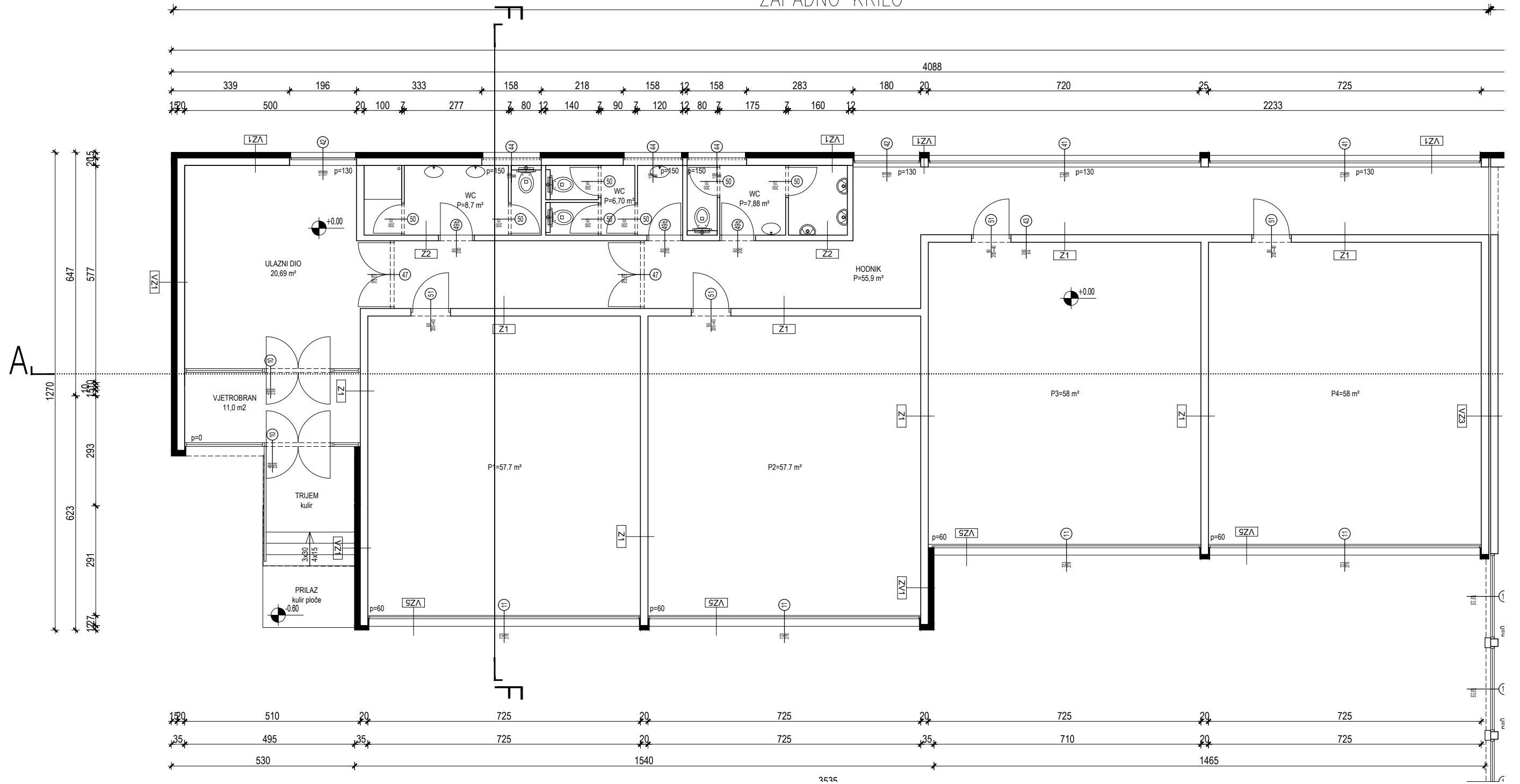
PRILOG A

Prilog A sadrži:

- tlocrt prizemlja dilatacije D1
- tlocrt kata dilatacije D1
- presjek A-A postojećeg stanja
- presjeke A-A i F-F varijante nadogradnje
- plan pozicija dilatacije D1

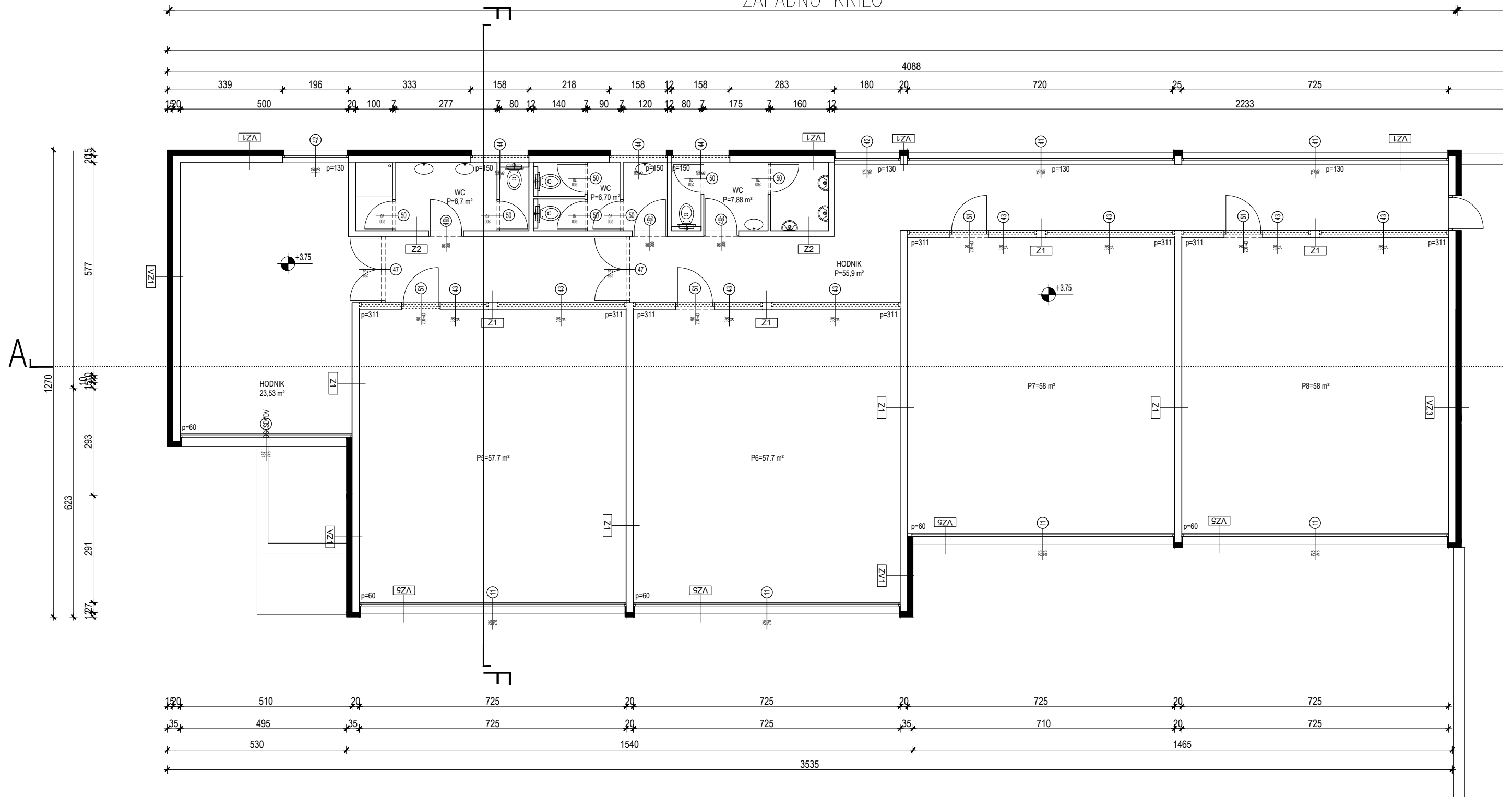
TLOCRT PRIZEMLJA

ZAPADNO KRILO

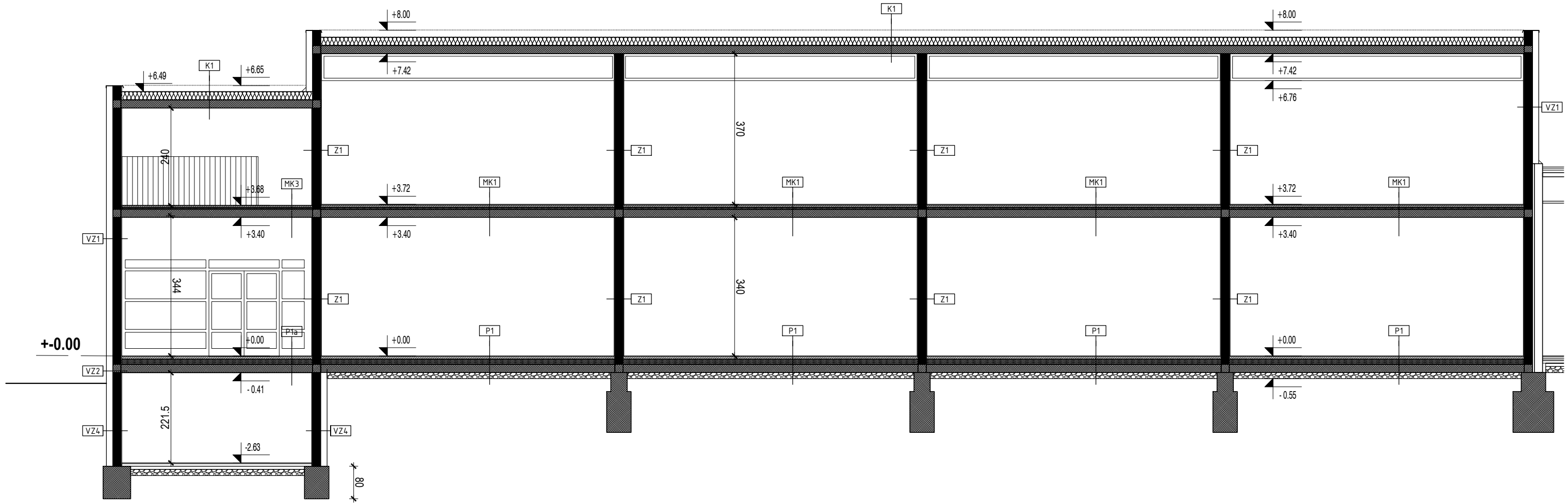


TLOCRT KATA

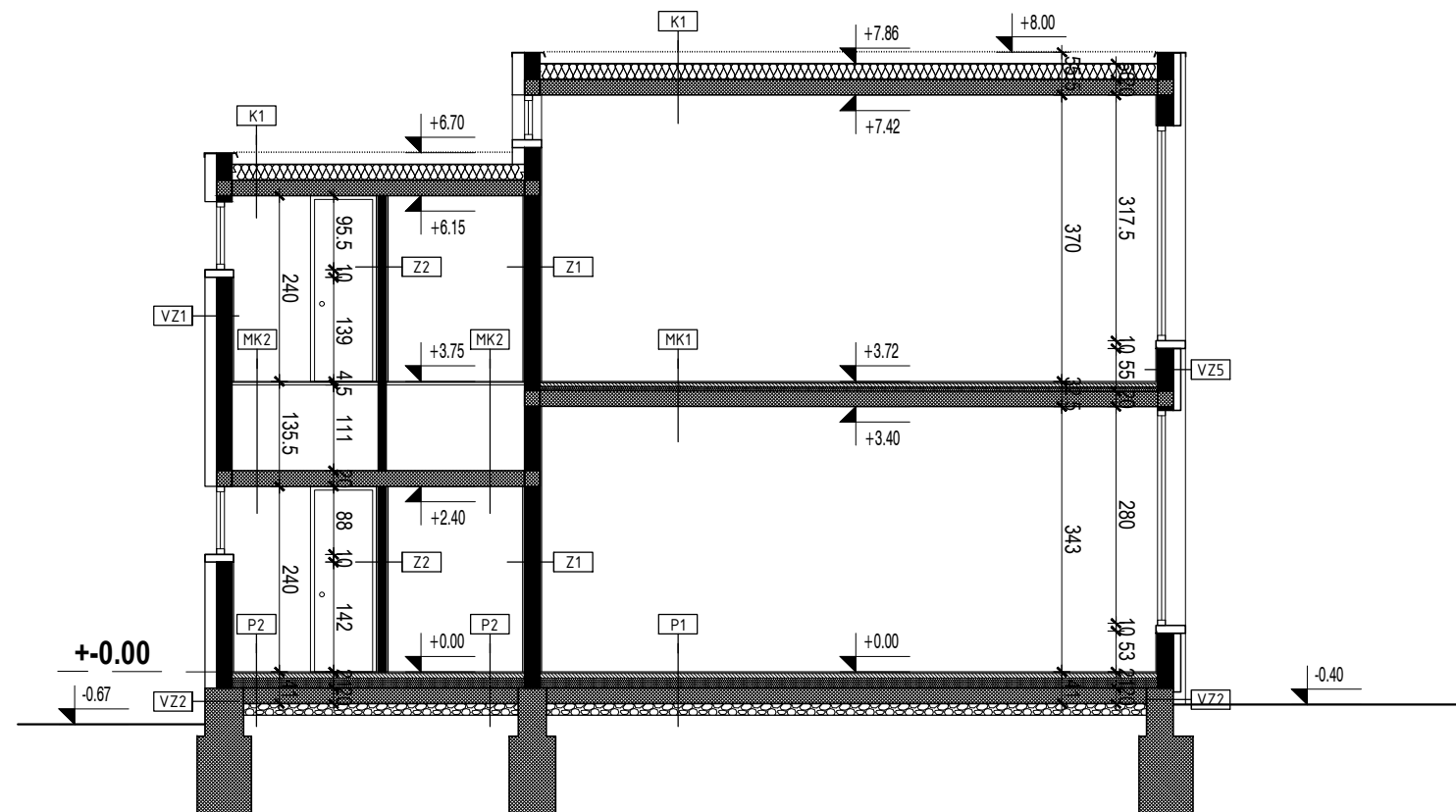
ZAPADNO KRILO



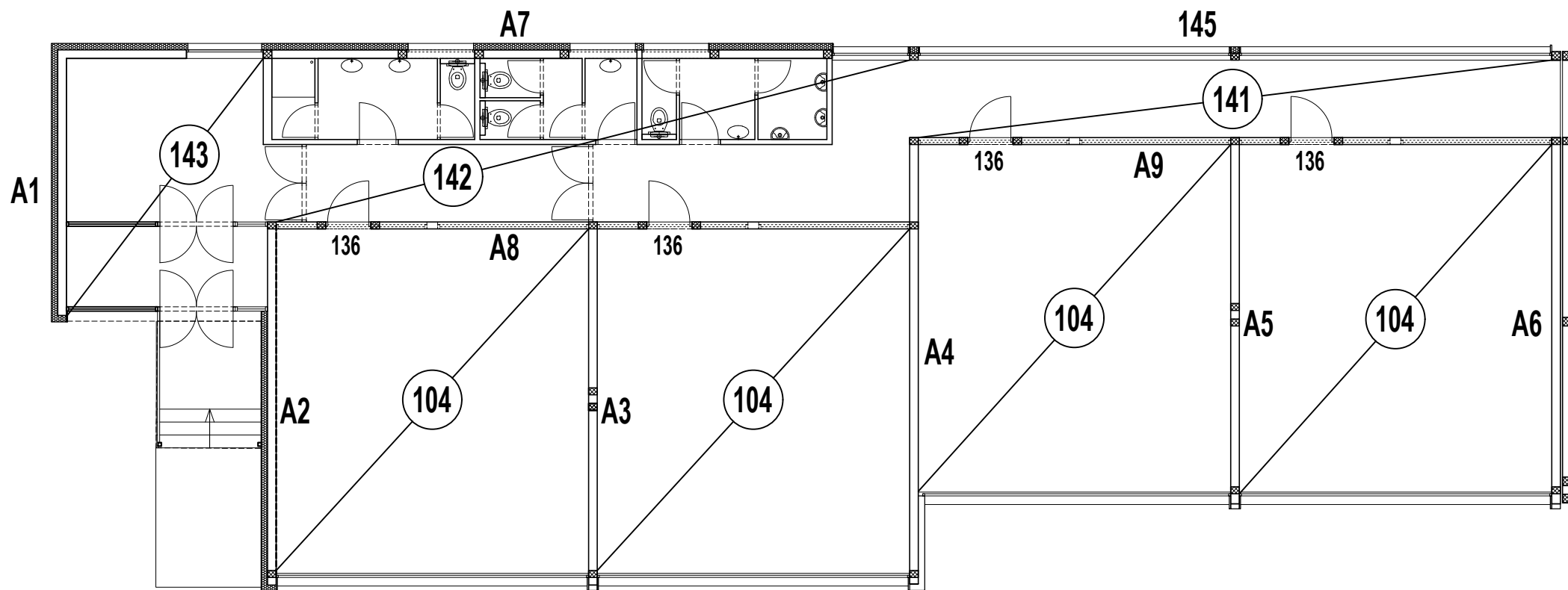
PRESJEK A-A



PRESJEK F-F



PLAN POZICIJA



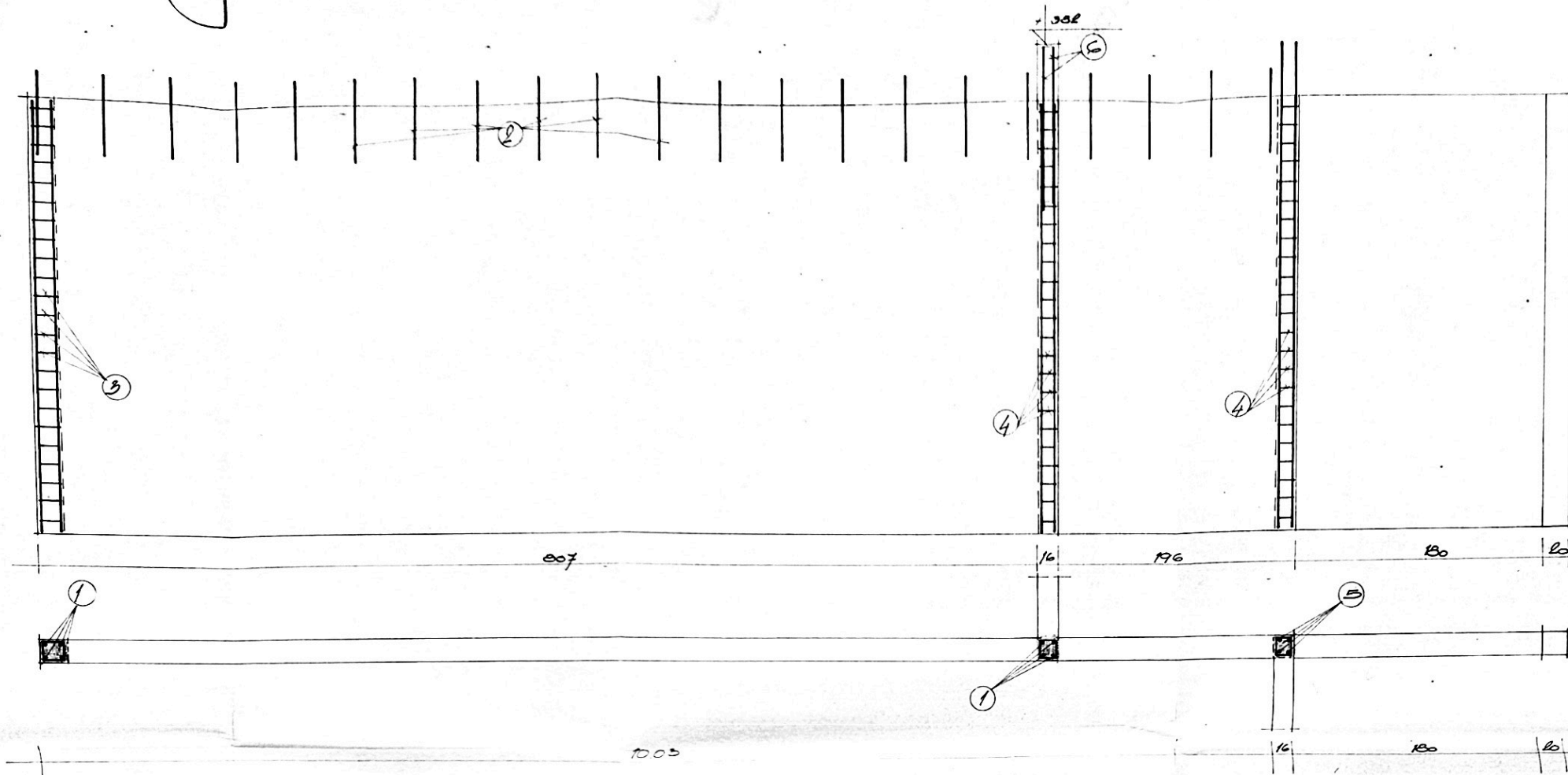
PRILOG B

Prilog B sadrži nacрте iz postojećeg glavnog projekta:

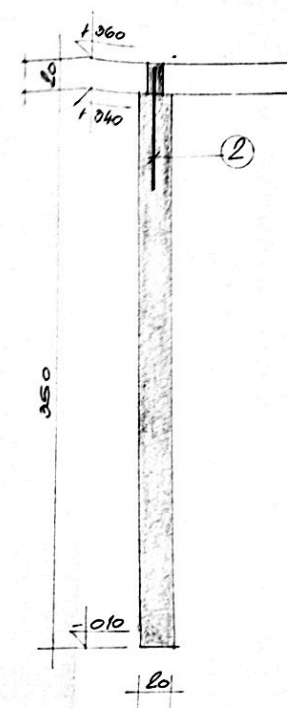
- plan oplate prizemlja dilatacije D1
- tlocrt temelja dilatacije D1
- armaturne nacрте zidova A1, A2, A3 i A5
- armaturne nacрте zidova A4 i A6
- armaturne nacрте zida A7 i pozicije 145
- armaturne nacрте zidova A8 i A9
- armaturne nacрте pozicija 141, 142 i 143
- armaturne nacрте zidova Z1, Z2, Z3 i Z4

ZID

A4

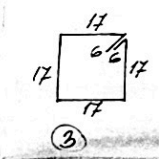


49/12 d=400 K=4

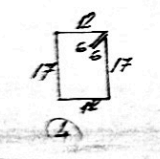


2) $\phi 12/150\text{cm}$
d=80
K=17

3) $\phi 12$
d=150
K=2



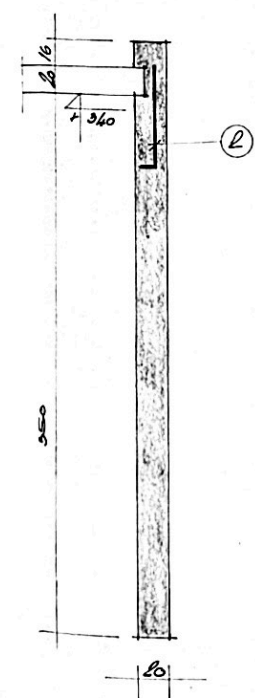
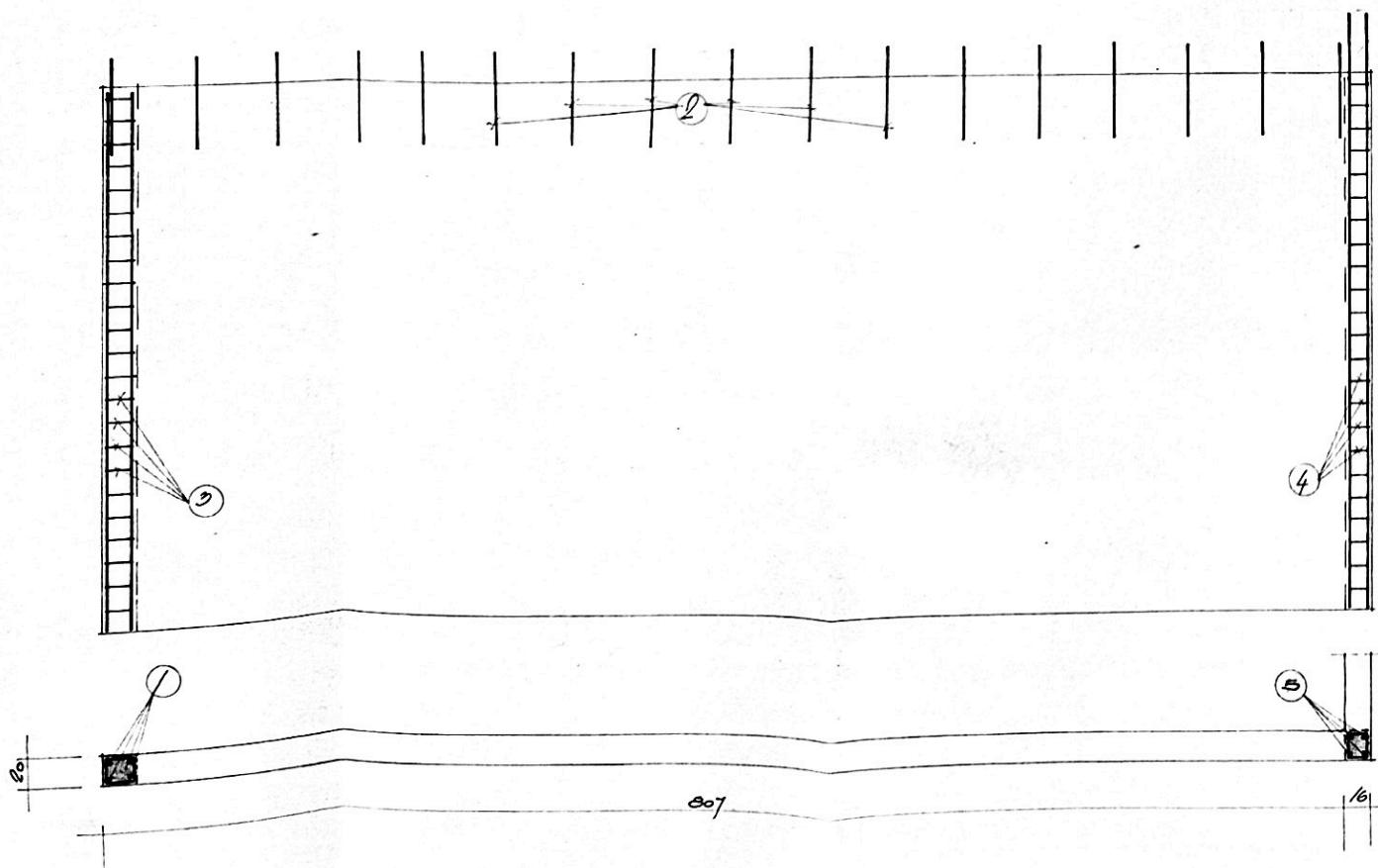
d=80
K=23



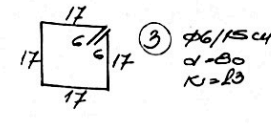
d=70
K=23 d=46

ZID

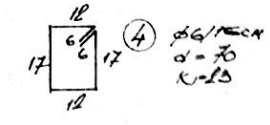
A6



49/12 d=400 K=4



$\phi 6/150\text{cm}$
d=80
K=23



$\phi 6/150\text{cm}$
d=70
K=23

ISKAZ ARMATURE C-0200				
OZN.	ϕ	DUZINA	COM	DUZINE
				cm
1	12	355	12	21.6
2	12	80	85	32.4
3	6	80	76	36.5
4	6	70	69	28.3
5	12	400	5	21.0
6	12	150	2	3.0
UKUPNA DUZINA				37108.0
KOLIČINA				5222.6223
TEŽINA U KG				13.9.959
UKUPNA TEŽINA				14.0

SVE KUPNO DELO

ZA IZVEDBU
7.XII.1971.

CGI PROJEKTI BIR
ZAGREB MEDVEĐGRADSKA 7

Površje se da je ova organizacija
izvršila kontrolu svog elabo-
racije temeljem čl. 49. točke b Osnovnog
zakona o izgradnji investicijskih objekata
(Sl. list SRJ br. 20/67)

Zagreb 11.11.1971.

DIREKTOR
INSTITUTA ZA PEO
[Signature]

CGI PROJEKTI BIR
ZAGREB MEDVEĐGRADSKA 7

OBJEKT: [Blank]

INVESTITOR: [Blank]

ELABORATOR: [Blank]

FAZA: GLAVNI PROJEKT

SADRŽAJ: ZID A4, A6

PROJEKTANT: [Blank]

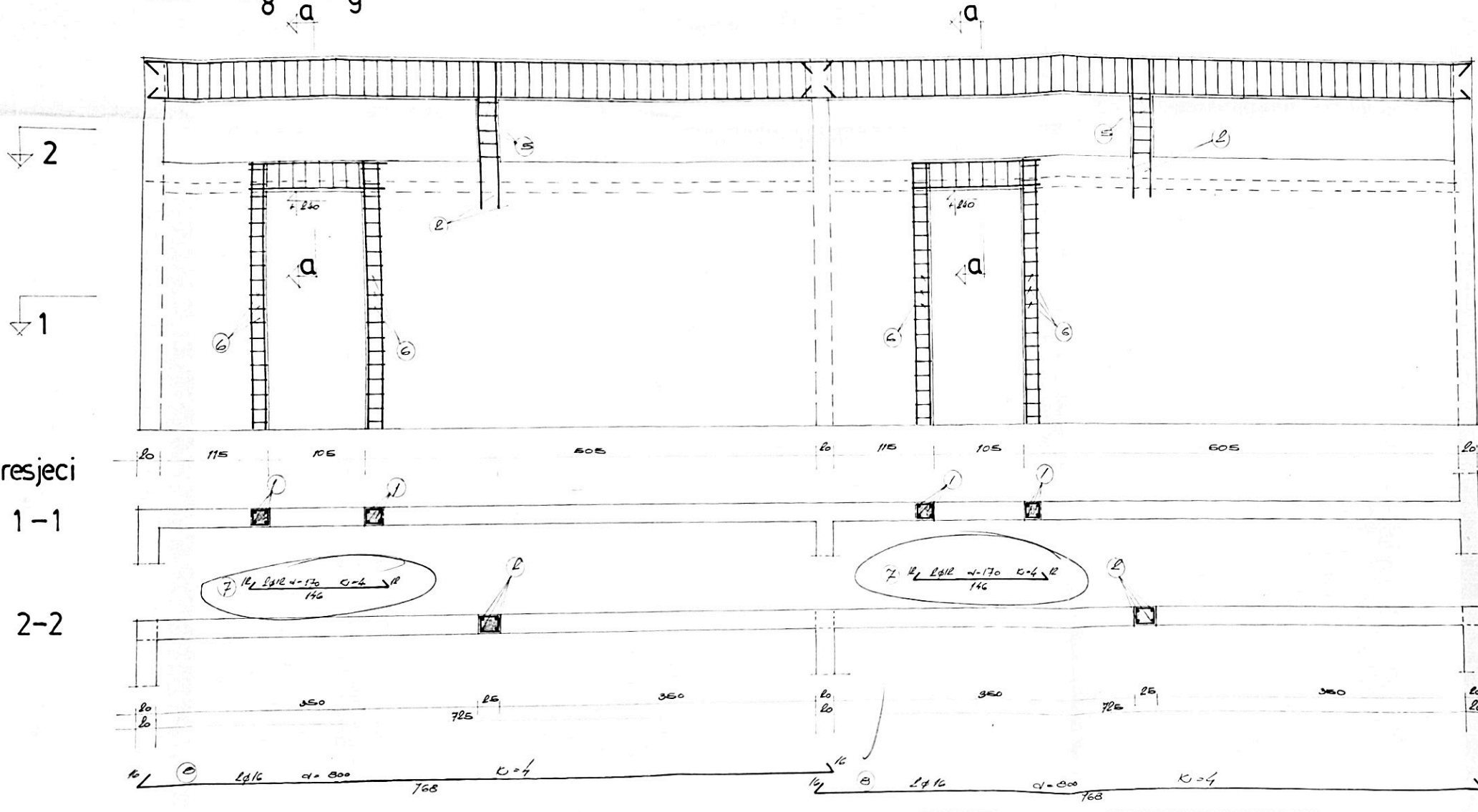
SURADNIK: [Blank]

KOTRUKTOR: MILIN SVETIĆ DPL. 1969

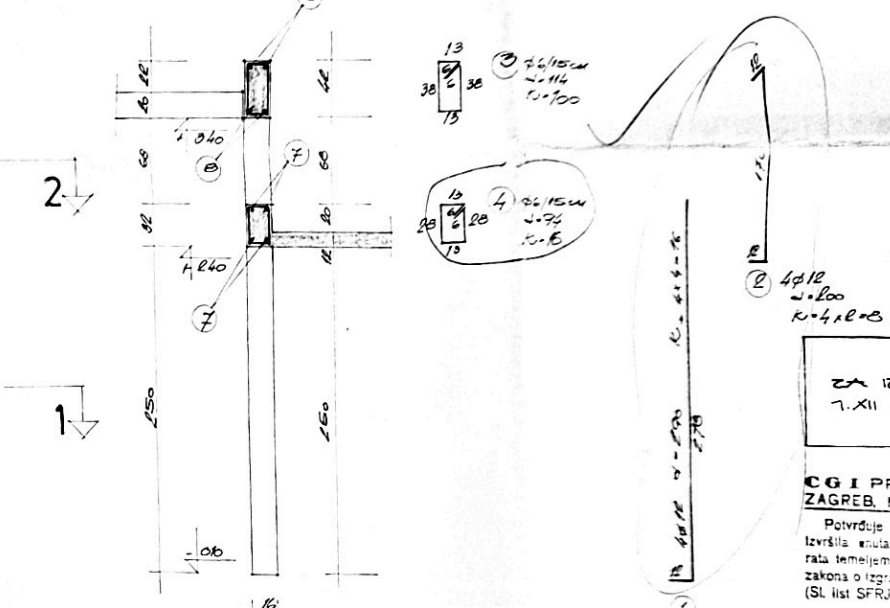
10.03/71

ZAGREB 1.XII.1971.

ZID A_8 i A_9



presjek a-a



presjeci
1-1
2-2

ISKAZ KANTINE E-0200

BR.	Q	LIŠNA	KOH	DUŽINE
1	12	150	38	270
2	12	150	16	270
3	6	150	50	270
4	6	150	38	270
5	6	150	25	270
6	6	150	16	270
7	12	150	16	270
8	12	150	16	270
UKUPNA	24	350	1510	12.8
REK		222	2000	15.78
TEŽINA	CG	85.7	125.0	10.5
UKUPNA	CG		141.0	

ZA IZVEDBU
7. XII 1971

CG I PROJEKTI B
ZAGREB, MEDVEGRADSKA

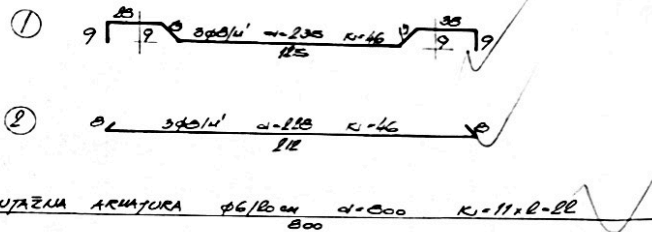
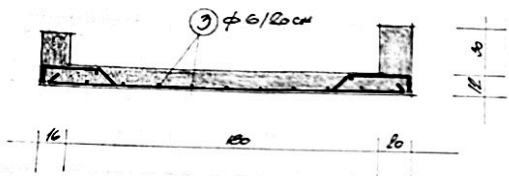
Potvrđuje se da je ova organizacija izvršila stručnu kontrolu ovog rada temeljem čl. 14. stavka 5. Osnovnog zakona o izgradnji investicijskih objekata (SL list SFRJ br. 20/57)

Zagreb, 14. XII 1971

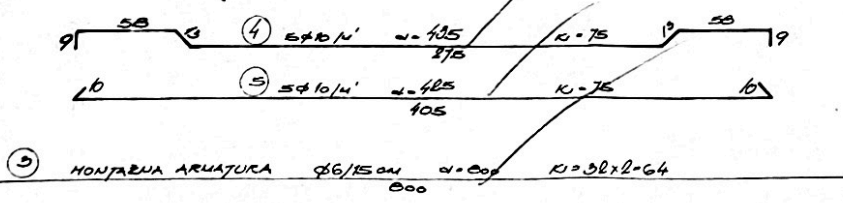
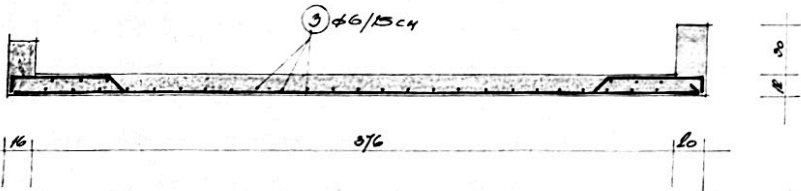
CG I PROJEKTI B
ZAGREB, MEDVEGRADSKA

OBJEKT: OŠKOVA BEOGRAD
INVESTITOR: OŠKOVA BEOGRAD
ELABORAT: MEH-GENB
FAZA: GLAVNI PROJEKT
SADRŽAJ: ZID A, B I A₉
PROJEKTANT: M. ŠTAMBERG
SURADNIK: M. ŠTAMBERG
KODIRANIK: MILAN ŠTAMBERG
10.05.71
ZAGREB, 14. XII 1971

POZ 141 MB 220



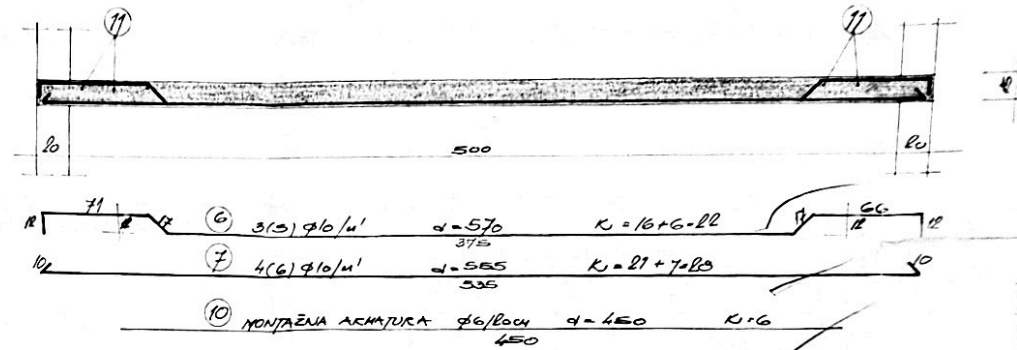
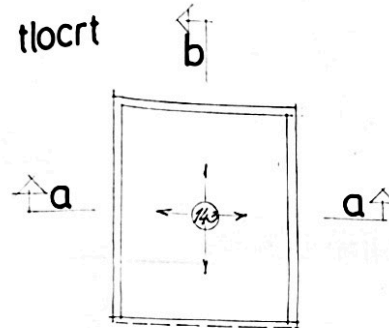
POZ 142 MB 220



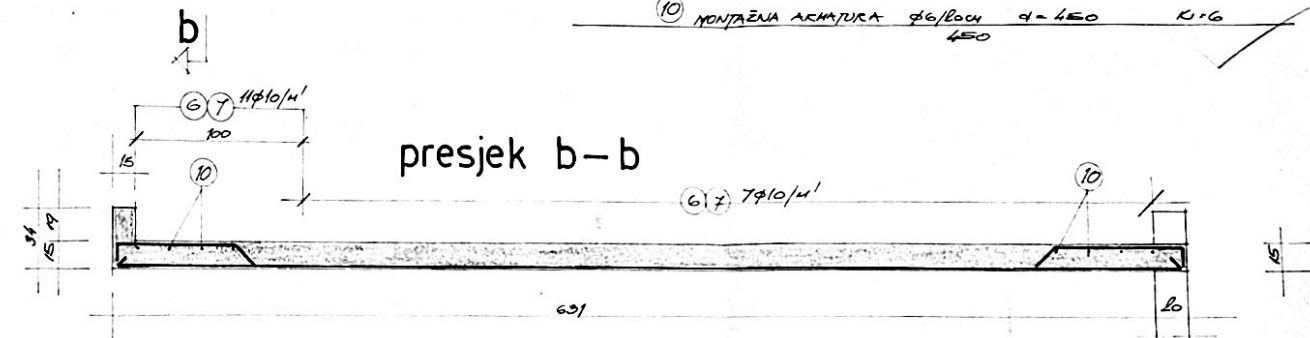
POZ 143 MB 220

presjek a-a

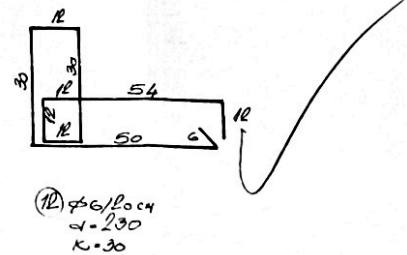
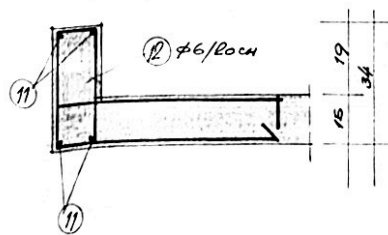
tlocrt



presjek b-b



detalj vijenca



IZKAZ ARMATURE C-0200					
RED.	Ø	DUŽINA (cm)	KOL.	DUŽINE (m)	Ø/10
1	6	1005	46	66	108.1
2	6	110	46	66	104.9
3	6	500	86	688.0	
4	10	125	75		326.3
5	10	125	75		318.8
6	10	570	12		125.4
7	10	555	28		155.4
8	10	575	11		14.3
9	10	665	15		106.4
10	6	250	6	27.0	
11	6	530	12	63.6	
12	6	230	30	69.0	
UKUPNA DUŽINA				847.6	1130.406.6
KOL.				222	1039.667
TEŽINA C-0200				188.2	84.2188.8
UKUPNA TEŽINA					955.2

ZA IZVEDBU
1. XII 1971.

CGI PROJEKTI BIRO
ZAGREB MEDVEDGRADSKA 7

Potvrđuje se da je ova organizacija izvršila stručni nadzor, svojom elab. radu temeljem čl. 49. točke 5. Osnovnog zakona o organizaciji investicijskih obje. (S. list SFRJ br. 20/57)

Zagreb, 1. XII 1971.

CGI PROJEKTI BIRO
ZAGREB
DIREKTOR: DR. IVO MEH
PROJEKTANT: DR. IVO MEH
SURADNIK: MARIJANOVIĆ TEH. Z.

CGI PROJEKTI BIRO
ZAGREB
DIREKTOR: DR. IVO MEH
PROJEKTANT: DR. IVO MEH
SURADNIK: MARIJANOVIĆ TEH. Z.

