

Proračun montažne panelne zgrade

Rendulić, Lidija

Master's thesis / Diplomski rad

2021

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

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:157:918983>

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

Download date / Datum preuzimanja: **2025-03-21**



Repository / Repozitorij:

[Repository of the University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering - FCERI Repository](#)



**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET**

Lidija Rendulić

Proračun montažne panelne zgrade

Diplomski rad

Rijeka, 2021.

SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET

Sveučilišni diplomski studij građevinarstvo
Smjer Konstrukcije
Predgotovljene betonske konstrukcije

Lidija Rendulić
JMBAG: 0114026438

Proračun montažne panelne zgrade

Diplomski rad

Rijeka, rujan 2021

Naziv studija: **Sveučilišni diplomski studij Građevinarstvo**

Znanstveno područje: Tehničke znanosti

Znanstveno polje: Građevinarstvo

Znanstvena grana: Nosive konstrukcije

Tema diplomskog rada

PRORAČUN MONTAŽNE PANELNE ZGRADE

STRUCTURAL ANALYSIS OF A PRECAST LARGE-PANEL WALL BUILDING

Kandidatkinja: **LIDIJA RENDULIĆ**

Kolegij: **PREGOTOVLJENE BETONSKE KONSTRUKCIJE**

Diplomski rad broj: **K-2021-21**

Zadatak:

Analizirati montažnu armiranobetonsku stambenu zgradu (P+3) tlocrtnih dimenzija 13,0 x 38,0 m smještenu u okolici Rijeke. Nosiva konstrukcija zgrade sastoji se od montažnih zidnih panela i polumontažnih stropnih omnia-ploča (krov je neprohodan).

Potrebno je proračunati: (1) stropnu konstrukciju omnia-ploča; (2) dva poprečna zida - jedan bez otvora, a drugi s otvorom kojeg treba promatrati kao povezani zid. Poseban naglasak staviti na analizu ponašanja zidnih panela uslijed potresnog djelovanja.

Kod zida bez otvora trošenje energije ostvaruje se klizanjem duž vertikalnih spojeva zidnih panela. Kod zida s otvorom trošenje energije se ostvaruje uglavnom u veznim gredama iznad otvora. Primijeniti princip slabi vertikalni spoj i jaki horizontalni spoj (klizanje uzduž horizontalnih spojeva panela potrebno je izbjeći kako ne bi došlo do gubitka stabilnosti zgrade kao cjeline).

Proračun djelovanja i dimenzioniranje nosivih elemenata konstrukcije potrebno je provesti u skladu s važećim normama HRN EN 1990, HRN EN 1991, HRN EN 1992 i HRN EN 1998, te pripadajućim nacionalnim dodacima.

Rad okvirno treba sadržavati: tehnički opis, statički proračun i dimenzioniranje stropne konstrukcije i zidnih panela, nacрте konstrukcije i nacрте armiranja zidnih panela s pripadajućim iskazima armature.

Tema rada je uručena: 24. veljače 2021.

Mentor:

doc. dr. sc. Paulo Šćulac,
dipl. ing. građ.

IZJAVA

Diplomski rad sam izradila samostalno, u suradnji s mentorom i uz poštivanje pozitivnih građevinskih propisa i znanstvenih dostignuća iz područja građevinarstva. Građevinski fakultet u Rijeci je nositelj prava intelektualnog vlasništva u odnosu na ovaj rad.

Lidija Rendulić

U Rijeci, 3. rujna 2021.

Zahvala

Prvenstveno bih se htjela zahvaliti svom mentoru, doc.dr.sc. Paulu Šćulcu na uloženom vremenu, trudu i strpljenju tijekom izrade ovoga rada.

Mama i tata, hvala vam na svakoj žrtvi, podršci i bezuvjetnoj ljubavi koju ste mi pružili. Bez Vas ovo dostignuće ne bi bilo moguće!

Seke hvala vam na svakom pozivu, slici i poruci ohrabrenja koju ste mi poslale kada niste bile blizu, uvelike su mi pomogle u teškim trenucima.

Na kraju, hvala mom Tinu i mojoj Josipi! Hvala na svakom trenutku smijeha, ali i plača koji ste podijelili sa mnom.

Sažetak

U diplomskom radu je prikazan statički proračun i dimenzioniranje armiranobetonske stambene zgrade, koja se sastoji od prizemlja i tri kata, tlocrtnih dimenzija 13,2 x 38,0 m. Osnovni nosivi sustav zgrade čine poprečni zidovi na razmaku 6,3 m debljine 25 cm, dok je stropna konstrukcija omnia-ploča. Svaki se poprečni zid sastoji od 8 predgotovljenih panela dimenzija 6,6 x 2,8 m (profilirani posmični spoj). Razmatrano je ponašanje zidnih panela uslijed potresnog djelovanja. Analizirana su dva poprečna zida – jedan bez otvora, a drugi s otvorom koji je promatran kao povezani zid. Trošenje energije ostvaruje se u veznim gredama iznad otvora te klizanjem duž vertikalnih spojeva zidnih panela. Primijenjen je princip slabi vertikalni spoj i jaki horizontalni spoj. Prikazani su armaturni nacrti zidnih panela.

Ključne riječi: armiranobetonska konstrukcija, poprečno nosivi zidovi, zidni paneli, potresno djelovanje, povezani zid, spoj zid-ploča

Abstract

This final year project presents the structural analysis and design of a reinforced concrete residential building, with ground floor dimensions 13,0 x 38,0 m, consisting of ground floor and three storeys. The basic loadbearing system may be described as a cross-wall system where the load-bearing walls of thickness 25 cm are provided at 6,3 m distances perpendicular to the longitudinal axis of the building. Each wall consists of eight precast panels 6,6 m long and 3,0 m high with indented shear joint. The floor system is based on omnia-plates (thin prefabricated plates with in-situ concrete topping). The behaviour of wall panels under seismic actions was considered. Two different cross walls were analysed – one solid wall and one wall with openings (considered as coupled wall). The dissipation of seismic energy is achieved in coupling beams above the openings and through shear sliding across the vertical joints. The principle of weak vertical and strong horizontal connection has been applied. Reinforcement drawings are provided for the analyzed wall panels.

Keywords: reinforced-concrete structure, cross-wall system, large-panel walls, seismic actions, coupled wall, wall-floor connection

SADRŽAJ:

1. UVOD	1
2. TEHNIČKI OPIS.....	3
2.1. Općenito.....	3
2.2. Opis konstrukcije	3
3. ANALIZA DJELOVANJA	5
3.1. Stalno opterećenje	5
3.1.1. Krovna konstrukcija	5
3.1.2. Međukatna konstrukcija.....	5
3.2. Promjenjivo opterećenje	6
3.2.1. Uporabno opterećenje.....	6
3.2.2. Opterećenje snijegom	7
3.2.3. Opterećenje vjetrom.....	8
3.2.4. Potresno opterećenje	16
4. PRORAČUN POLUMONTAŽNE STROPNE KONSTRUKCIJE (OMNIA PLOČE)	18
4.1. Općenito.....	18
4.2. Proračun Omnia ploča POZ 100.....	19
4.2.1. Faza 0: Podizanje omnia ploče.....	21
4.2.2. Faza 1: Betoniranje ploče.....	23
4.2.3. Faza 2: Beton nosi dodatno opterećenje (u upotrebi)	24
4.3. Provjera spona u RAN-u za fazu 1.....	26
4.4. Spoj starog i novog betona.....	27
4.5. Provjera GSU stropne ploče	28
4.5.1. Kontrola pukotina.....	28
4.5.2. Kontrola progiba.....	32
5. PRORAČUN PREDGOTOVLJENIH ZIDOVA.....	38
5.1. Potresno djelovanje	38
5.2. Faktor ponašanja q za poprečni smjer zgrade	40
5.3. Određivanje potresnih sila	41
5.4. Centar mase i centar krutosti	42
5.5. Potresno djelovanje u poprečnom smjeru.....	45
5.6. Vertikalno opterećenje na zidove.....	46
5.7. Model i rezultati dobiveni u STAAD.Pro programskom paketu	47
5.7.1. Opterećenja i kombinacije djelovanja korištene u modelu	48
5.7.2. Rezultati dobiveni u STAAD.Pro programskom paketu.....	49

5.7.3. Rezne sile	52
5.8. Dimenzioniranje zidova	54
5.8.1. Zid Z1 (Zid bez otvora).....	55
5.8.2. Zid Z2 (Zid s otvorima)	59
5.8.3. Zid Z2 (Zid s otvorima) -Potresna kombinacija- djelovanja 2.....	72
6. PRORAČUN SPOJEVA KRUPNOPANELNOG SUSTAVA.....	75
6.1. Zid Z1 (Zid bez otvora).....	76
6.1.1. Vertikalni spojevi	77
6.1.2. Horizontalni spojevi	81
6.2. Zid Z2 (Zid s otvorima).....	85
6.2.1. Vertikalni spojevi.....	85
6.2.2. Horizontalni spoj.....	87
7. ZAKLJUČAK	90
8. LITERATURA	91
9. NACRTNA DOKUMENTACIJA	92

POPIS TABLICA:

Tablica 1: Iznosi uporabnih opterećenja.....	6
Tablica 2: Koeficijenti oblika opterećenja snijegom [4]	8
Tablica 3: Prikaz visina dobivenih iz norme	10
Tablica 4: Prikaz površina vertikalnih ploha	12
Tablica 5: Vrijednosti koeficijenta vanjskog tlaka za vertikalne zidove	12
Tablica 6: Iznos površina vjetrovnih zona za ravni krov	13
Tablica 7: Vrijednosti koeficijenata za ravni krov	13
Tablica 8: Iznosi površina vertikalnih ploha.....	14
Tablica 9: Vrijednosti koeficijenata vanjskog tlaka za vertikalne zidove ($\theta=90^\circ$)	15
Tablica 10: Iznosi površina vjetrovnih zona za ravni krov (90°)	15
Tablica 11: Vrijednosti koeficijenata za ravni krov (90°)	15
Tablica 12: Razred važnosti zgrade [9].....	17
Tablica 13: Vrijednosti parametara koji opisuju preporučeni elastični spektar odziva tipa 1 [9]	17
Tablica 14: Faktori imperfekcije [13]	23
Tablica 15: Najveći razmak šipki za kontrolu pukotina [14]	32
Tablica 16: Najveći promjer šipki za kontrolu pukotina [14]	32
Tablica 17: Osnovni omjeri raspon/proračunska visina AB elemenata bez osnog tlaka [14]	32
Tablica 18: Vrijednost deformacija izazvana sušenjem [14].....	33
Tablica 19: Prikaz vrijednosti koeficijenata kh [14].....	34
Tablica 20: Iznosi stalnih opterećenja po katovima	38
Tablica 21: Iznosi promjenjivih opterećenja po katovima	39
Tablica 22: Prikaz težina za određivanje potresnih sila	39
Tablica 23: Iznosi djelovanja na Zid Z1 za sva tri modela.....	49
Tablica 24: Iznosi djelovanja na Zid Z2 za sva tri modela.....	49
Tablica 25: Dobivene vrijednosti reznih sila za zid A	54
Tablica 26: Dobivene vrijednosti reznih sila za zid B	54
Tablica 27: Vrijednosti reznih sila za ZID Z2 (Potresna proračunska situacija potres lijevo).....	60
Tablica 28: Vrijednosti poprečnih sila u veznim gredama (potres desno)	67
Tablica 29: Vrijednosti poprečnih sila u veznim gredama (potres lijevo).....	67
Tablica 30: Vrijednosti reznih sila za ZID Z2 (Potresna kombinacija djelovanja 2)	72

POPIS SLIKA:

Slika 1: Tlocrtni prikaz zgrade	4
Slika 2: Presjek A-A.....	4
Slika 3: Prikaz slojeva krovne konstrukcije	5
Slika 4: Prikaz slojeva međukatne konstrukcije	6
Slika 5: Karta snježnih područja Republike Hrvatske [5]	7
Slika 4: Shema opterećenja snijegom	8
Slika 7: Karta osnovnih brzina vjetra [7]	9
Slika 8: Prikaz vjetrovnih zona za vertikalne površine	12
Slika 9: Prikaz vjetrovnih zona za ravni krov	13
Slika 10: Prikaz maksimalnog pritiska (skica lijevo) i maksimalnog odizanja (skica desno)	14
Slika 11: Prikaz vjetrovnih zona za vertikalne površine ($\theta=90^\circ$)	14
Slika 12: Prikaz vjetrovnih zona za ravni krov (pod 90°)	15
Slika 13: Prikaz maksimalnog pritiska (skica lijevo) i maksimalnog odizanja (skica desno).....	16
Slika 14: Prikaz vrijednosti vršnog ubrzanja tla a_{gr} za temeljno tlo tipa A [10]....	16
Slika 15: Prikaz R-nosača [11]	18
Slika 16: Prikaz tablica potrebnih za određivanje razreda konstrukcije [14]	20
Slika 17: Poprečni presjek omnia ploče.....	21
Slika 18: Prikaz rešetkastog armaturnog nosača omnia ploče.....	21
Slika 19: Statički sustav ploče u Fazi 1 (faza betoniranja)	24
Slika 20: Dijagrami za određivanje koeficijenta puzanja [14]	29
Slika 21: Skica poprečnog presjeka	30
Slika 22: Prikaz Visina zi i masa mi.....	42
Slika 23: Prikaz dimenzija predgotovljenih zidova.....	43
Slika 24: Prikaz tlocrtnog rasporeda zidova	44
Slika 25: Zid Z1 i zid Z2 opterećeni u poprečnom y-smjeru	45
Slika 26: Prikaz zida Z1 (lijevo) i zida Z2 (desno)	47
Slika 27: Prikaz prvog modela izrađenog u STAAD.Pro programskom paketu....	47
Slika 28: Prikaz drugog modela izrađenog u STAAD.Pro programskom paketu..	48
Slika 29: Prikaz trećeg modela izrađenog u STAAD.pro programskom paketu....	48
Slika 30: Prikaz rezultata za zid Z1, model 2.....	49
Slika 31: Prikaz rezultata za zid Z2, model 1.....	50
Slika 32: Usporedba modela različite gustoće mreže za zid Z2	51
Slika 33: Sile koje djeluju na zid bez otvora.....	52
Slika 34: Prikaz dijelova zida	53
Slika 35: Sile koje djeluju na zid s otvorima [17]	54
Slika 36: Prikaz metode Wuczkowski.....	55
Slika 37: Prikaz zida A.....	60
Slika 38: Prikaz zida B.....	64
Slika 39: Statički sustav vezne grede	67
Slika 40: Vezne grede sa šipkama u dijagonalnom smjeru[14].....	71
Slika 41:Skica nagiba tlačnih štapova prema uzdužnoj osi elementa	71
Slika 40: Ponašanje zida bez otvora tokom potresa [2].....	75

Slika 41: Ponašanje zida s otvorima tokom potresa [2]	75
Slika 42: Načini trošenja energije [2].....	76
Slika 43: Zid Z1 (bez otvora) – Raspored panela	76
Slika 46: Vertikalni spoj dvaju panela [2]	77
Slika 47: Poprečni presjek vertikalnih spojeva predgotovljenih krupnih panela (a) spoj s dva slobodna lica, (b) spoj s jednim slobodnim licem [8]	79
Slika 48: Prikaz vertikalnog spoja dvaju panela.....	79
Slika 49: Moguće potrebna vlačna armatura na rubu zidova [8]	82
Slika 50: Zid Z2 (Zid s otvorima) – Paneli.....	85

1. UVOD

Nakon drugog svjetskog rata došlo je do naglog porasta potražnje za novim stanovima i tvornicama [16]. To je dovelo do potrage za načinom gradnje koji će biti što brži, praktičniji i povoljniji. Kao jedna od najpovoljnijih i najbržih načina gradnje pokazala se montažna gradnja. Kod izrade bolnica, poslovnih i stambenih zgrada građenih montažnom gradnjom ističe se panelna gradnja. Paneli se mogu koristiti kao unutarnji, ali i vanjski nosivi zidovi [3]. Često su korišteni i za izgradnju jezgri i "kalupe" za liftove. Paneli su obično visine kata, a širina im varira ovisno o potrebi [3].

U razdoblju od 1955. do 1965. godine došlo je do razvitka raznih sustava montažne gradnje [16]. Neki od najpoznatijih sustava su: Raymond, Camus, Foge, Larsson, Nielsen i drugi. Sustavi se međusobno razlikuju u tehnologiji proizvodnje i montaže te kompoziciji elemenata [1].

Montažna gradnja bila je zastupljena i prije. Već u razdoblju od 17. do 19. stoljeća građene su montažne drvene zgrade za smještaj vojnika, a do pojave prvog predgotovljenog armiranobetonskog elementa došlo je 1852. godine kada su izrađeni nosači za halu u Njemačkoj [16].

Kao prednosti industrijske proizvodnje možemo navesti poboljšanu kvalitetu, manje troškove proizvodnje i bržu gradnju [16]. Poboljšana kvaliteta rezultat je proizvodnje u zatvorenom pogodnu što na kraju dovodi do bolje kvalitete proizvoda, korištenja čeličnih kalupa za standardne elemente što osigurava visoki stupanj točnosti, poboljšane kvalitete betona i mogućnosti poboljšanja estetskog dojma što je posebno bitno kod izgradnje fasadnih elemenata. Do smanjenja troškova proizvodnje dolazi zbog smanjenja troškova oplata, eliminiranja skupih i složenih skela, omogućenog korištenja mehanizacije i automatizacije što dovodi do smanjenja radnih broja sati i drugog. Na kraju kod montažne gradnje elementi se u pogonima mogu graditi cijelu godinu. Neki elementi mogu se graditi istovremeno što dovodi do brže gradnje, a s time i do financijske uštede zbog kraćeg vremena izgradnje.

U ovom radu biti će proveden proračun stambene zgrade (P+3) sastavljene od predgotovljenih zidova s međukatnom "Omnia" konstrukcijom. Provesti će se analiza opterećenja, proračun "Omnia" međukatne konstrukcije te proračun nosivih predgotovljenih zidova sastavljenih od panela. Provesti će se analiza 2 zida (zid bez otvora i zid s otvorom) kroz 3 modela u STAAD.Pro programskom paketu. Pažnja će se posvetiti dimenzioniranju horizontalnih i vertikalnih spojeva panela te promatranju ponašanja predgotovljenih zidova prilikom djelovanja potresnih sila.

2. TEHNIČKI OPIS

2.1. Općenito

Planira se izgradnja stambenog objekta u okolici Rijeke. Stambeni objekt, tlocrta pravokutnog oblika dimenzija 37,8 x 13,2 m sastoji se od prizemlja i 3 kata. Visina zgrade iznosi 12,00 m. Na svakom katu predviđa se izgradnja 6 stanova. U neposrednoj blizini objekta nalazi se dječji vrtić i osnovna škola. U blizini objekta smještene su i prehrambene trgovine te autobusne stanice. Lokacija je dobro povezana sa okolicom Rijeke ali i centrom zahvaljujući blizini javnog prijevoza.

2.2. Opis konstrukcije

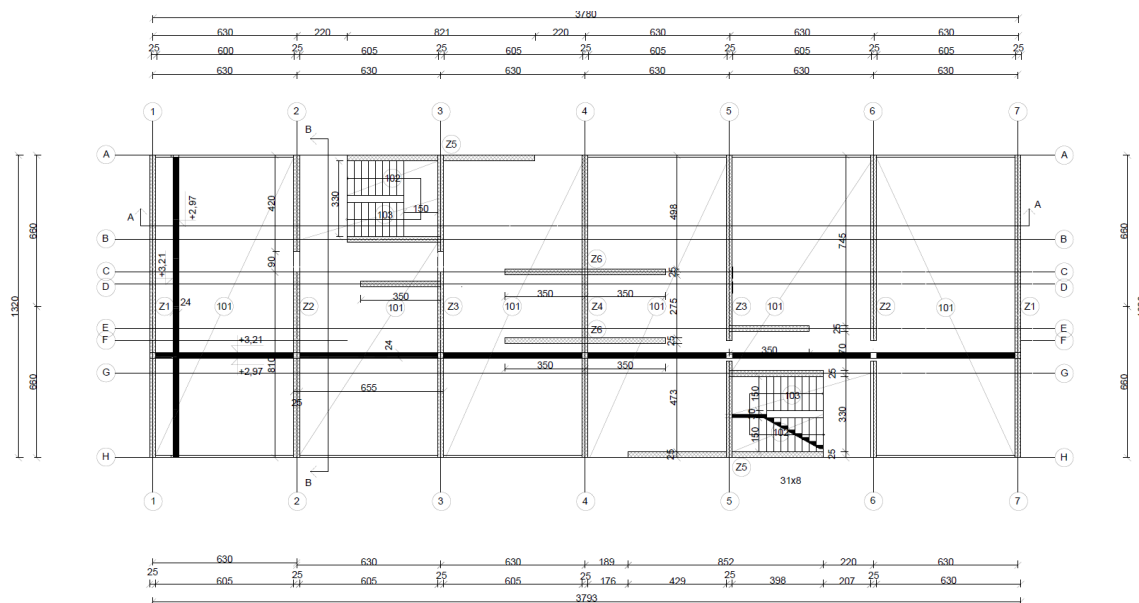
Nosivi sustav objekta čine predgotovljeni zidovi debljine 25 cm. Zidovi se izvode u kvaliteti betona C30/37. Svaki zid je sastavljen od 8 panela dimenzija 660 x 280 cm na katovima. Spojevi panela izvode se kao "mokri" spojevi, odnosno spojevi panela se pune betonom in situ. Zidovi su postavljeni poprečno na uzdužnu os zgrade na razmaku 6,3 m. Na vanjskim uzdužnim zidovima postavljen je stakleni fasadni sustav.

Međukatna konstrukcija je polumontažni stropni sustav od Omnia ploča ukupne debljine 24cm. Omnia ploče debljine 8,0 cm, dimenzija 220cm x 630 cm postavljaju se okomito na nosive zidove te se zalijevaju in situ betonom klase C30/37 u debljini od 16,0cm. Vertikalna komunikacija kroz sve katove omogućena je stepeništem (armiranobetonsko dvostruko stepenište s podestom). Svjetla visina katova je 2,65 m. Nije predviđena ugradnja dizala.

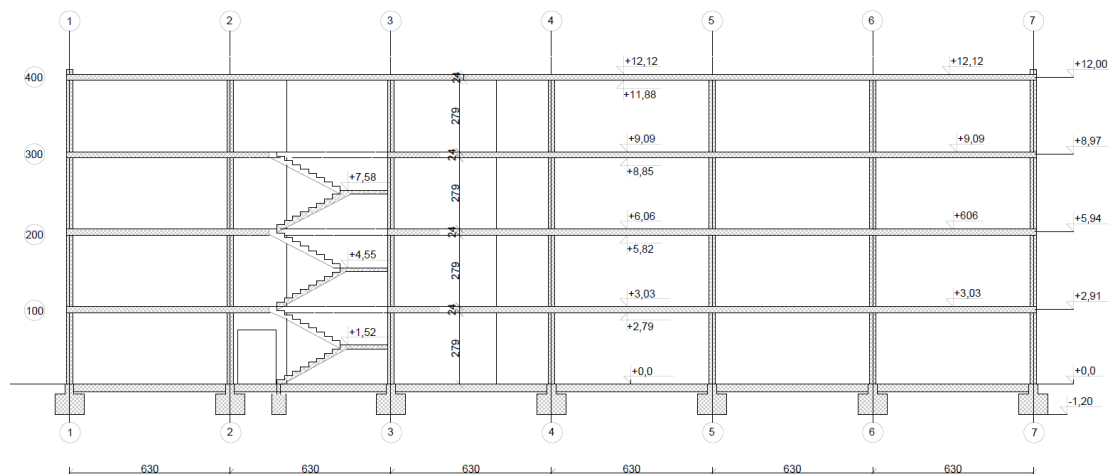
Krovna konstrukcija je ravni neprohodni krov. Površina ravnog krova pokrivena je kamenim pločama debljine 1,5 cm postavljenih na sloj pijeska od 2,0 cm. Nosivi sustav je polumontažna stropna konstrukcija od omnia ploča debljine 24 cm (ploča debljine 8,0 cm + in situ beton 16,0 cm) dimenzija 220x630cm.

Unutarnji pregradni zidovi se izvode od gips-kartonskih ploča. Završna obrada pregradnih zidova izvodi se bojanjem polu disperzivnom bijelom bojom. U sanitarnim čvorovima zidovi i podovi oblažu se keramičkim pločicama.

Temelji objekta izvode se kao trakasti temelji širine 120 cm i debljine 120 cm u kvaliteti betona C 30/37. (Proračun temelja nije obuhvaćen u ovom diplomskom radu).



Slika 1: Tlocrtni prikaz zgrade



Slika 2: Presjek A-A

3. ANALIZA DJELOVANJA

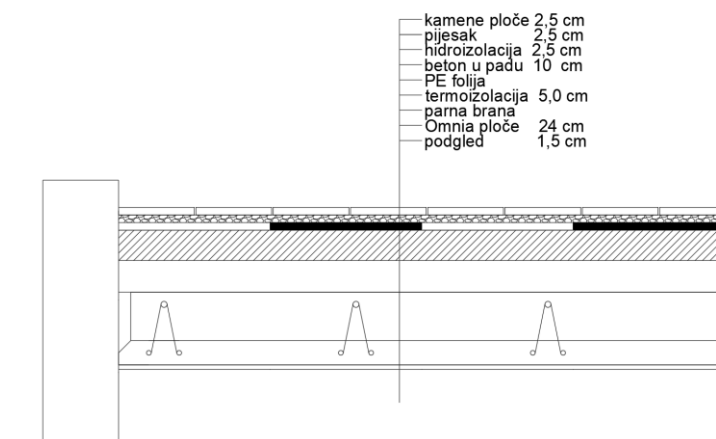
3.1. Stalno opterećenje

3.1.1. Krovna konstrukcija

Kao krovna konstrukcija predviđa se izgradnja ravnog neprohodnog krova. Slojevni predviđene krovne konstrukcije su:

- Kamene ploče..... 0,65 kN/m²
- Pijesak..... $0,025\text{m} \cdot 18\text{kN/m}^3 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
- Hidroizolacija0,05 kN/m²
- Beton u padu $0,1\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3 = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- PE folija..... 0,01 kN/m²
- Termoizolacija $0,05\text{m} \cdot 0,30 \text{ kN/m}^3 = 0,02$
kN/m²
- Parna brana.....0,001 kN/m²
- Međukatna konstrukcija (Omnia ploče)... $0,24\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- Žbuka..... $0,015\text{m} \cdot 18\text{kN/m}^3 = 0,27\text{kN/m}^2$

Ukupno opterećenje: $g_1 = 9,45 \text{ kN/m}^2$



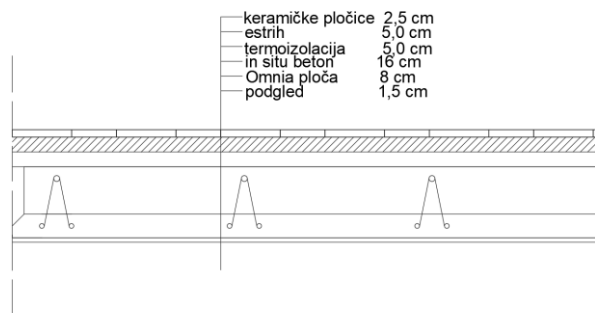
Slika 3: Prikaz slojeva krovne konstrukcije

3.1.2. Međukatna konstrukcija

Kao međukatna konstrukcija predviđa se izvedba polumontažnog Omnia stropa (8,0 cm omnia ploča + 16 cm in situ betona).

Slojevi međukatne konstrukcije sa slojevima:

- Pregradni zidovi.....0,5 kN/m²
 - Keramičke pločice.....0,25 kN/m²
 - Cementna glazura (estrih).....0,05m·24kN/m³= 1,2 kN/m²
 - Termoizolacija.....0,01 kN/m²
 - Omnia (polumontažna stropna konstrukcija).....0,24m·25kN/m³=6 kN/m²
 - Podgled..... 0,015·18kN/m³=0,27 kN/m²
- Ukupno opterećenje:.....g₂= 8,23 kN/m²**



Slika 4: Prikaz slojeva međukatne konstrukcije

3.2. Promjenjivo opterećenje

3.2.1. Uporabno opterećenje

Uporabna opterećenja odabiru se s obzirom na namjenu zgrade. U ovom radu proračunava se stambena zgrada koja spada u A kategoriju tj. Prostor za stanovanje i kućanske djelatnosti. Vrijednosti s obzirom na kategoriju zgrade su dane u Tablica 1.

Tablica 1: Iznosi uporabnih opterećenja

Stropovi	2,0 kN/m ²
Stubišta i stubišni podesti	3,0 kN/m ²
Krov kategorije H (neprohodni krov)	0,6 kN/m ²

3.2.2. Opterećenje snijegom

Promjenjivo djelovanje snijega izračunato je prema europskoj normi za opterećenje snijegom HRN EN 1991-1-3:2012/A1:2016 [4] i pripadajućem nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-3:2012/NA:2016 [5].



Slika 5: Karta snježnih područja Republike Hrvatske [5]

Prema karti sniježnih područja prikazanoj na Slika 5: Karta sniježnih područja Republike Hrvatske Rijeka pripada sniježnom području 1.: Priobalje i otoci. U poglavlju norme 5.2. HRN EN 1991-1-3:2012 opisano je dobivanje opterećenja snijegom na krovu prema formuli:

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

gdje je:

μ_i - faktor oblika opterećenja snijegom na krovu

C_e - faktor izloženosti

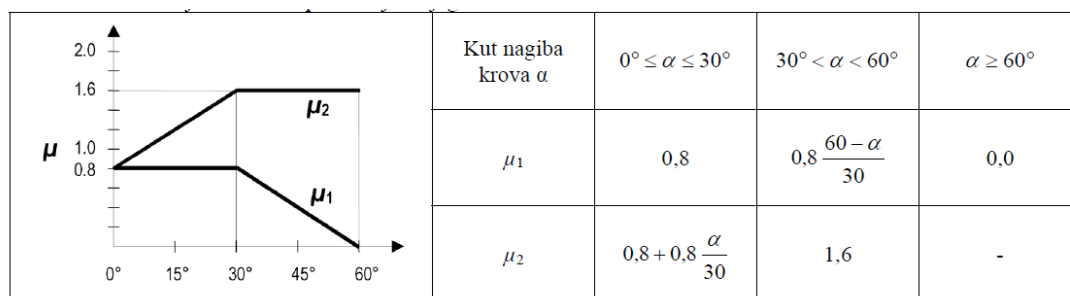
C_t - toplinski koeficijent

s_k - karakteristična vrijednost opterećenja snijegom na tlu [kN/m²]

U ovom slučaju za sniježno područje 1. prema tablici 1. u HRN EN 1991-1-3:2012/NA:2016 karakteristična vrijednost opterećenja snijegom na tlu za Rijeku iznosi 0,5 kN/m². Faktor izloženosti i toplinski koeficijent prema normama uzeti

su u vrijednosti od 1,0. Faktor oblika μ_1 dobiven prema tablici 5.2. danoj u [4] prikazanoj u Tablica 3 za uvjet $\alpha=0^\circ$ iznosi $\mu_1=0,8$.

Tablica 2: Koeficijenti oblika opterećenja snijegom [4]



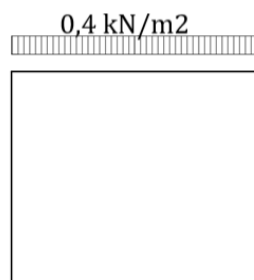
Opterećenje snijegom za slučaj:

- simetrične raspodjele na simetričnom krovu

$$s_1 = \mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 0,4$$

$$s_2 = \mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 0,4$$

Dobiveni rezultat shematski je prikazan na slici 4.



Slika 6: Shema opterećenja snijegom

3.2.3. Opterećenje vjetrom

Opterećenje vjetrom izračunano je prema normi HRN EN 1991-1-4:2012 [6] i pripadajućem nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-4:2012/NA [7]. Srednja brzina vjetra određena je iz osnovne brzine vjetra. Osnovna brzina vjetra dobivena je pomoću izraza:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$$

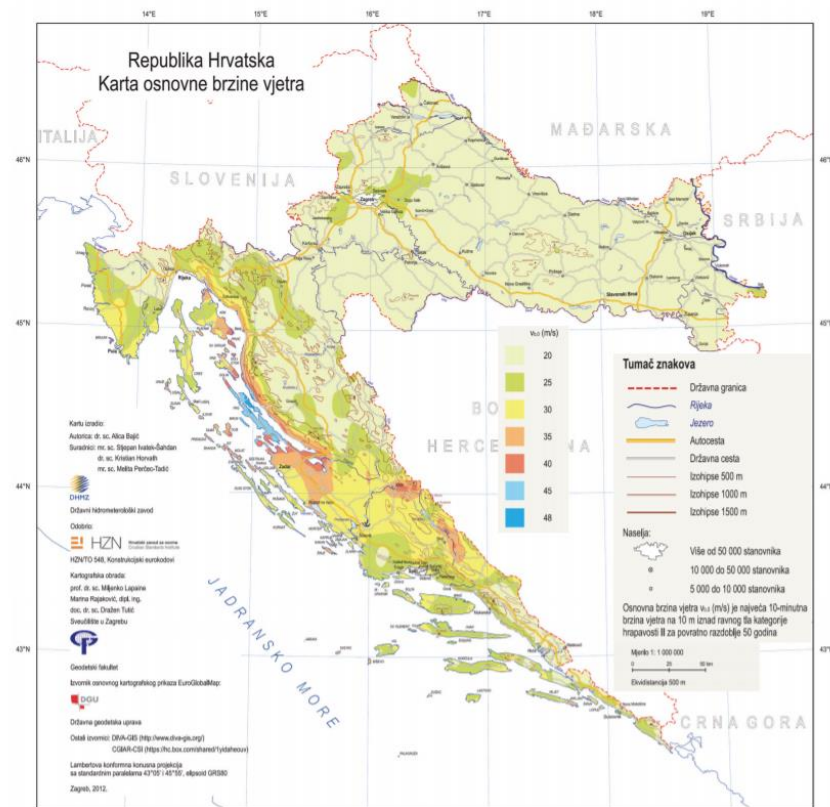
gdje je:

C_{dir} – koeficijent smjera vjetra

C_{season} – koeficijent godišnjeg doba

$v_{v,0}$ – temeljna vrijednost brzine vjetra

Za koeficijente C_{dir} i C_{season} usvojene su vrijednosti preporučene normom tj. oba koeficijenta su jednaka 1,0. Vrijednost $v_{b,0}$ određena je prema karti osnovnih brzina vjetra prikazanoj na Slika 7 te ona za grad Rijeku iznosi 30 m/s. Uvrštavanjem vrijednosti u izraz (2) dobivano vrijednost osnovne brzine vjetra od 30m/s.



Slika 1(HR) – Osnovna brzina vjetra $v_{b,0}$

Slika 7: Karta osnovnih brzina vjetra [7]

Srednja brzina vjetra $v_m(z)$ osim o osnovnoj brzini vjetra ovisi i o koeficijentu hrapavosti podloge te o faktoru orografije. Izračunava se prema izrazu:

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

gdje su:

$C_r(z)$ – koeficijent hrapavosti terena

$C_0(z)$ – koeficijent orografije ($C_0(z)=1$)

U normi su zadana dva izraza za proračun koeficijenta hrapavosti terena. Prvi uvjet je: $z_{\min} < z < z_{\max}$. Ako vrijedi ovaj uvjet tada se koeficijent hrapavosti računa prema izrazu preuzetom iz [6]:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad ,$$

gdje je:

- k_r - faktor terena ovisan o duljini hrapavosti
- z - visina konstrukcije ili konstrukcijskog elementa
- $z_{0,II}$ - visina za teren II. kategorije ($z_{0,II} = 0,05\text{m}$)
- z_{\min} - najmanja visina
- z_{\max} - najveća visina ($z_{\max} = 200\text{m}$)

Drugi uvjet je $z < z_{\min}$. Ako je zadovoljen ovaj uvjet koeficijent hrapavosti računa se prema izrazu preuzetom iz [6]:

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}).$$

Faktor terena k_r računamo prema izrazu:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad .$$

Uvrštavajući vrijednosti dobivene za područje Rijeke prikazane u Tablica 3: Prikaz visina dobivenih iz norme u dobivamo vrijednost koeficijenta hrapavosti od 0,574 i faktora terena od 0,234.

Tablica 3: Prikaz visina dobivenih iz norme

Kategorija terena	z_0 (m)	z_{\min} (m)	z (m)
IV.	1,0	10,0	11,6

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$$

$$c_r(z) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{11,6}{1,0}\right) = 0,574$$

Kada konačno uvrstimo dobivene vrijednosti dobivamo srednju brzinu vjetra od 17,22 m/s.

$$v_m(z) = 0,574 \cdot 1,0 \cdot 30 = 17,22 \text{ m/s}$$

Da bismo izračunali tlak vjetra koji djeluje na vanjske i unutarnje površine (w_e i w_i) potrebno je odrediti tlak pri vršnoj brzini $q_p(z)$ te koeficijente tlakova za unutarnji i vanjski tlak (c_{pi} i c_{pe}). Tlak pri vršnoj brzini $q_p(z)$ računamo prema izrazu:

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

gdje je $I_v(z)$ intenzitet turbulencije koji se računa prema sljedećem izrazu:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad .$$

Pritom su k_i faktor turbulencije i $c_o(z)$ faktor vertikalne razvedenosti terena jednaki jedinici. Kada uvrstimo sve vrijednosti vrijednost od:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{11,6}{1}\right)} = 0,41$$

Za gustoću zraka ρ uzeta je vrijednost od $1,25 \text{ kg/m}^3$. Kada uvrstimo dobivene vrijednosti dobiva se vrijednost tlaka pri vršnoj brzini od:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,41] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 17,22^2 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Tlak pri osnovnoj brzini q_b dobiva se prema izrazu:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad ,$$

u kojemu su već sve vrijednosti poznate pa se njihovim uvrštavanjem dobiva vrijednost:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30^2 = 0,56$$

Faktor izloženosti računa se prema izrazu:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,72}{0,56} = 1,29 \quad .$$

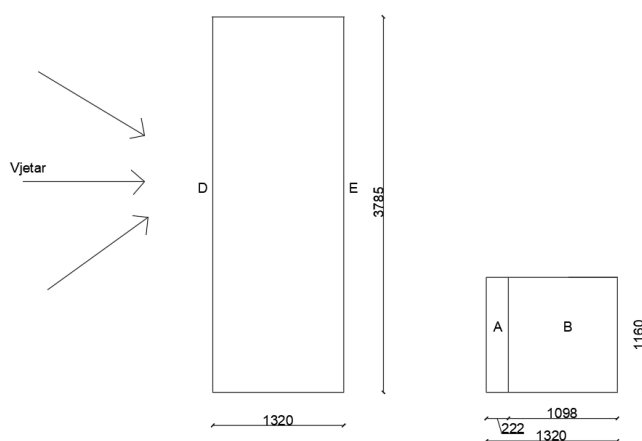
Djelovanje vjetra na konstrukciju određuje se uzimajući u obzir vanjski i unutarnji tlak zraka. Tlak vjetra na vanjske površine w_e određuje se:

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

dok se tlak vjetra na unutarnje površine w_i određuje iz izraza:

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

Pritisak vjetra računa se u dva smjera. Prvi smjer je $\theta=0^\circ$, a drugi $\theta=90^\circ$. U ovom radu prvo se računao pritisak vjetra u smjeru $\theta=0^\circ$. Skica djelovanja vjetra na konstrukciju pod kutem $\theta=0^\circ$ prikazana je na Slika 8: Prikaz vjetrovnih zona za vertikalne površine. S obzirom da je visina h manja od duljine konstrukcije b konstrukcija se proračunava kao da je sastavljena od jednog djela. Oznakom b uvijek se uzima duljina konstrukcije okomita na djelovanje vjetra.



Slika 8: Prikaz vjetrovnih zona za vertikalne površine

Parametar e uzima se kao manja vrijednost između duljine konstrukcije b i dvije visine h . U ovom slučaju to je vrijednost od 23,2 m. Vjetrovne zone prikazane na Slika 8. vrijede za uvjet da je parametar e veći od širine konstrukcije $d=13,20$ m. Površine vjetrovnih zona potrebne za proračun koeficijenta vanjskog tlaka prikazane su u Tablica 4.

Tablica 4: Prikaz površina vertikalnih ploha

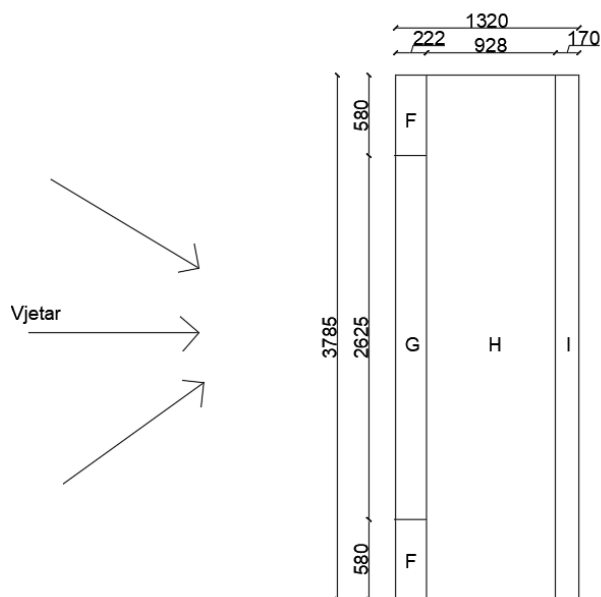
Područje	A	B	D	E
m ²	26,91	128,52	439,06	439,06

Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove određeni su prema normi [7] te su vrijednosti tih koeficijenata prikazane u Tablica 5.

Tablica 5: Vrijednosti koeficijenta vanjskog tlaka za vertikalne zidove

Područje	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
>/=5	-1,4	-1,7	-0,8	-1,1	-0,5	-0,7	0,8	1	-0,5	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	0,5	
</=0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1	-0,3	-0,5
0,87	-1,2		-0,8		-0,5		0,8		0,5	

Zone opterećenja za ravni krov (0°) prikazane su na Slika 9.



Slika 9: Prikaz vjetrovnih zona za ravni krov

Površine označenih područja na Slika 9. navedene su u tablici 6. te se pomoću njih određuju koeficijenti navedeni u tablici 6.

Tablica 6: Iznos površina vjetrovnih zona za ravni krov

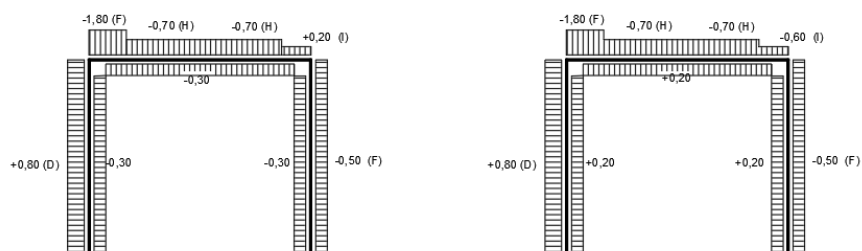
Područje	F	G	H	I
m ²	13,16	60,90	351,25	68,13

Vrijednosti koeficijenata vanjskog tlaka na ravni krov određene su iz tablice dane normom te su prikazane Tablica 7.

Tablica 7: Vrijednosti koeficijenata za ravni krov

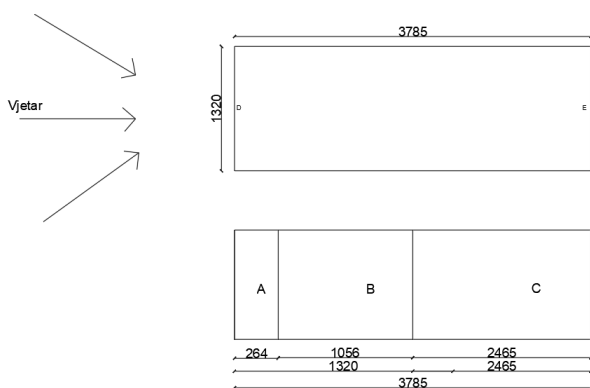
Područje	F		G		H		I	
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
	-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	0,2	
							-0,6	

Koeficijenti vanjskog i unutarnjeg pritiska proučavamo za dva slučaja. Maksimalne vrijednosti prikazane su na Slika 10.



Slika 10: Prikaz maksimalnog pritiska (skica lijevo) i maksimalnog odizanja (skica desno)

Pritisak vjetra na konstrukciju u drugom smjeru, tj. Pod kutom od $\theta=90^\circ$ prikazano je na Slika 11.



Slika 11: Prikaz vjetrovnih zona za vertikalne površine ($\theta=90^\circ$)

Parametar e uzima se kao manja vrijednost između duljine konstrukcije b i dvije visine h , tj. u ovom slučaju $e=13,2$ m. Vjetrovne zone prikazane na Slika 11 vrijede za uvjet da je parametar e manji od širine konstrukcije $d=37,85$ m. Površine vjetrovnih zona potrebne za proračun koeficijenta vanjskog tlaka prikazane su u Tablica 8: Iznosi površina vertikalnih ploha

Tablica 8: Iznosi površina vertikalnih ploha

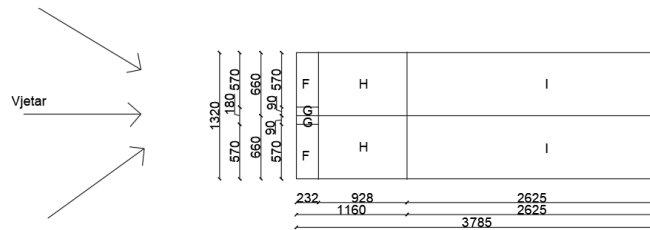
Područje	A	B	C	D	E
m ²	30,62	122,5	285,95	155,44	155,44

Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove određeni su prema normi [7] te su vrijednosti tih koeficijenata prikazane u Tablica 9.

Tablica 9: Vrijednosti koeficijenata vanjskog tlaka za vertikalne zidove ($\theta=90^\circ$)

Područje	A		B		C		D		E	
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
≥ 5	-1,4	-1,7	-0,8	-1,1	-0,5	-0,7	0,8	1	-0,5	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,5	
$< 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1	-0,3	-0,5
0,31	-1,2		-0,8		-0,5		0,8		-0,5	

Zone opterećenja za ravni krov ($\alpha=0^\circ$) za smjer vjetra $\theta=90^\circ$ prikazane su na Slika 12.



Slika 12: Prikaz vjetrovnih zona za ravni krov (pod 90°)

Površine označenih područja na Slika 12. navedene su u Tablica 10: Iznosi površina vjetrovnih zona za ravni krov (90°) te se pomoću njih određuju koeficijenti navedeni u

Tablica 11.

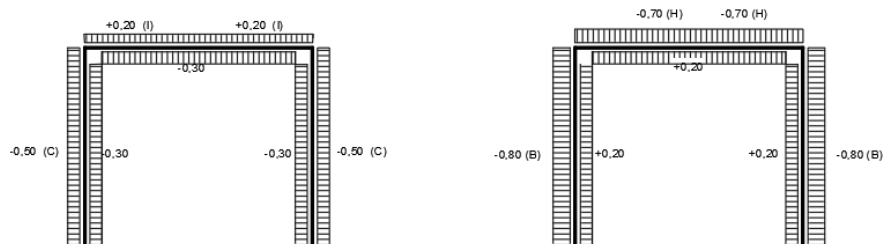
Tablica 10: Iznosi površina vjetrovnih zona za ravni krov (90°)

Područje	F	G	H	I
m ²	26,92	4,18	124,35	351,76

Tablica 11: Vrijednosti koeficijenata za ravni krov (90°)

Područje	F		G		H		I	
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
	-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	0,2	
							-0,6	
3°	-1,8		-1,5		-0,7		0,2	
	-1,8		-1,5		-0,7		-0,6	

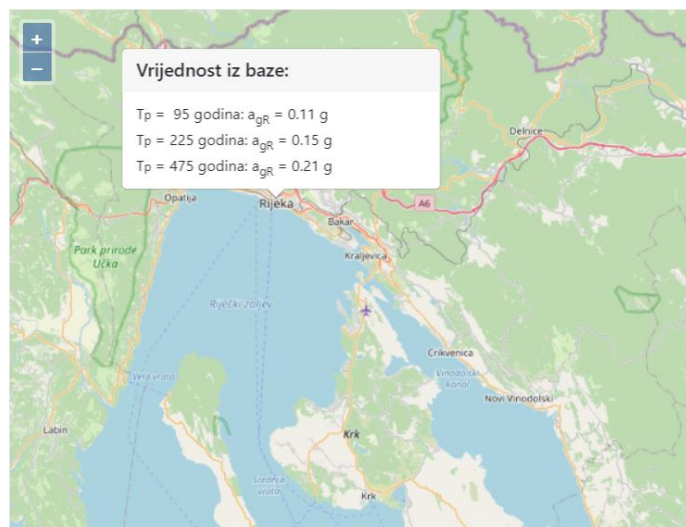
Koeficijenti vanjskog i unutarnjeg pritiska proučavamo, kao i za smjer vjetra $\theta=0^\circ$, za dva slučaja. Maksimalne vrijednosti prikazane su na Slika 13.



Slika 13: Prikaz maksimalnog pritiska (skica lijevo) i maksimalnog odizanja (skica desno)

3.2.4. Potresno opterećenje

Potresno opterećenje proračunava se prema normi HRN EN 1998-1:2011 i prema pripadajućem nacionalnom dodatku HRN EN 1998-1:2011/NA:2011. Iz karte potresnih područja Hrvatske [10] za grad Rijeku su očitane vrijednosti prikazane na Slika 14 .



Slika 14: Prikaz vrijednosti vršnog ubrzanja tla a_{GR} za temeljno tlo tipa A [10]

Prema razredu važnosti zgrade prikazanim na Tablica 12 vidimo kako se stambeni objekti vode kao zgrade razreda važnosti II, te njihov faktor važnosti γ_I iznosi 1,0.

Tablica 12: Razred važnosti zgrade [9]

Razred važnosti	Zgrade	Faktor važnosti γ_I
I	Zgrade manje važnosti za javnu sigurnost npr. poljoprivredne zgrade itd.	0,8
II	Obične zgrade koje ne pripadaju drugim kategorijama	1,0
III	Zgrade čija je potresna otpornost važna s obzirom na posljedice vezane s rušenjem npr. škole, dvorane za skupove, kulturne institucije itd.	1,2
IV	Zgrade čija je cjelovitost tijekom potresa od životne važnosti za civilnu zaštitu npr. bolnice, vatrogasne postaje, enerģane itd.	1,4

Kako bi se dobilo proračunsko ubrzanje a_{gr} na temeljnom tlu tipa A potrebno je poredbeno vršno ubrzanje prikazano na Tablica 13 pomnožiti sa faktorom važnosti kao što je prikazano izrazom (13):

$$\alpha_g = Y_I \cdot \alpha_{gR} \quad (13)$$

$$\alpha_g = 1,0 \cdot 0,21 = 0,21 \text{ g (GSN)}$$

Na tablici 13 su prikazane vrijednosti parametara koje opisuju preporučeni elastični spektar odziva tipa 1. [9].

Tablica 13: Vrijednosti parametara koji opisuju preporučeni elastični spektar odziva tipa 1 [9]

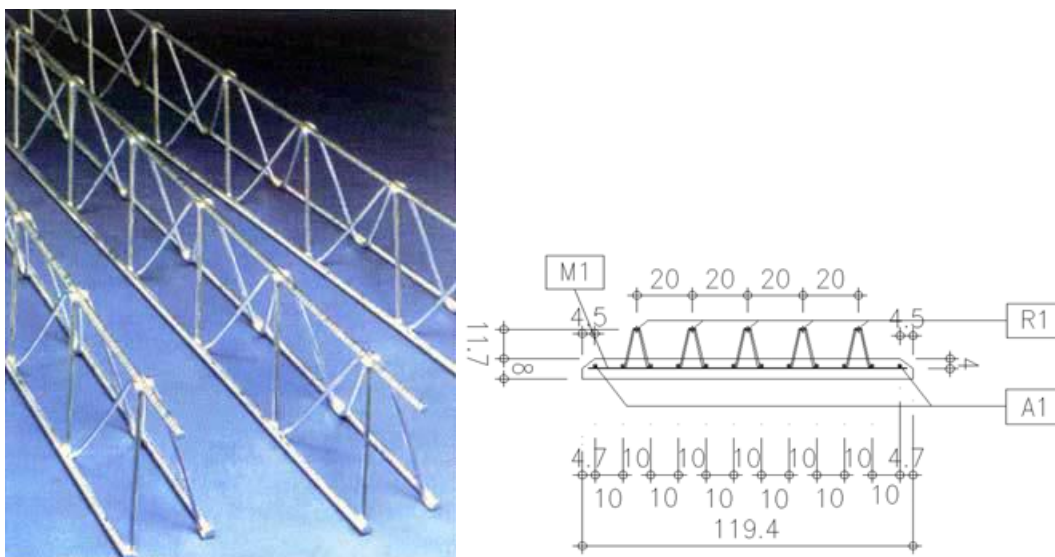
Tip temeljnog tla	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

4. PRORAČUN POLUMONTAŽNE STROPNE KONSTRUKCIJE (OMNIA PLOČE)

Međukatna konstrukcija predviđenog stambenog objekta sastoji se od predgotovljenih Omnia ploča širine 220 cm i duljine 630 cm. Ploče se postavljaju u uzdužnom smjeru zgrade i oslanjaju se na poprečne zidove. Na duljinu od 1320 cm postavlja se 6 komada ploča.

4.1. Općenito

Omnia ploče su polumontažne armiranobetonske ploče uobičajene širine od 220 cm te duljine po potrebi [11]. Sastoje se od tanke (4,5-8cm) prethodno napravljene armiranobetonske ploče s ugrađenom armaturom glavnog nosivog smjera, laganih armaturnih nosača (R-nosači prikazani na Slika 15) te završnog sloja betona koji se izvodi na gradilištu u debljini određenoj proračunom [11]



Slika 15: Prikaz R-nosača [11]

Uobičajeno su ploče ukupne debljine 10-30 cm. Osnovna upotreba im je u zgradarstvu za međukatne konstrukcije, ali osim toga mogu se koristiti i u mostogradnji.

4.2. Proračun Omnia ploča POZ 100

Stropna ploča proračunava se kao ploča nosiva u jednom smjeru oslonjena na predgotovljene zidove.

Potrebna debljina omnia ploče računa se prema izrazu:

$$\frac{\text{raspon ploče}}{30} = \frac{630}{30} = 21 \text{ cm}$$

U ovom slučaju usvojena je debljina ploče od 24 cm.

Nazivni zaštitni sloj betona određuje se prema izrazu [14]:

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

gdje je c_{min} najmanji zaštitni sloj, a Δc_{dev} proračunski dopušteno odstupanje debljine zaštitnog sloja čija je vrijednost iznosi $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$. Najmanji zaštitni sloj određuje se prema sljedećem izrazu [14]:

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \frac{c_{min,b}}{10 \text{ mm}} - \Delta c_{dur,add} \right\} ,$$

gdje je:

$c_{min,b}$ - najmanji zaštitni sloj s obzirom na prionjivost između betona i armature

$$c_{min,b} = 0$$

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - dodatni sloj sigurnosti

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$$

$\Delta c_{dur,st}$ - smanjenje najmanjeg zaštitnog sloja u slučaju uporabe nehrđajućeg čelika

$$\Delta c_{dur,st} = 0$$

$\Delta c_{dur,add}$ - smanjenje najmanjeg zaštitnog sloja u slučaju izvedbe dodatne zaštite

$$\Delta c_{dur,add} = 0$$

$c_{min,dur}$ - najmanje zaštitni sloj s obzirom na uvjete okoliša (trajnost) (=10 mm)

$$c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$$

Najmanji zaštitni sloj s obzirom na uvjete okoliša određuje se pomoću tablica na Slika 16 [14].

Omaka razreda	Opis okoliša	Informativni primjeri moguće pojave razreda izloženosti
1 Nema rizika od korozije		
X0	Za beton bez armature ili ugrađenog metala: sve izloženosti osim onih u kojima postoji zatrzavanje/odmravanje, abrazija ili kemijska agresivnost Za beton s armaturom ili ugrađenim metalom: vrlo suho	Beton unutar zgrada s vrlo malom vlažnošću zraka
2 Korozija uzrokovana karbonizacijom		
XC1	Suhu ili trajno vlažno	Beton unutar zgrada s malom vlažnošću zraka Beton stalno smješten u vodi
XC2	Vlažno, rijetko suho	Površine betona izložene dugotrajnom kontaktu s vodom Mnogotemnije
XC3	Uvjetjena vlažnost	Beton unutar zgrada s umjerenom ili velikom vlažnošću zraka Vanjski beton različiti od kile
XC4	Čakliči vlažno i suho	Površine betona izložene kontaktu s vodom koje ne pripadaju razreda izloženosti XC2
3 Korozija uzrokovana kloridima		
XD1	Uvjetjena vlažnost	Površine betona izložene kloridima iz zraka
XD2	Vlažno, rijetko suho	Betoni za plivanje Elementi betona izloženi industrijskim vodama koje sadrže kloride
XD3	Čakliči vlažno i suho	Dijelovi mostova izloženi prskanju vode koja sadrži kloride Plućnici – kolničke konstrukcije Ploče javnih garaža
4 Korozija uzrokovana kloridima iz morske vode		
XS1	Izložen sedima iz zraka, ali ne u izravnom dotiru s morskom vodom	Konstrukcije u blizini obale ili na obali
XS2	Stalno uronjeno	Dijelovi pomorskih konstrukcija
XS3	U područjima plime i oseke i prskanju vode	Dijelovi pomorskih konstrukcija
5 Korozija uzrokovana zamrzavanjem i odmravanjem		
XF1	Uvjetjeno zasićenje vodom, bez sedjeva za odmravanje	Vertikalne površine betona izložene kili i zamrzavanju
XF2	Uvjetjeno zasićenje vodom, sa sredstvom za odmravanje	Vertikalne površine betona cestovnih konstrukcija izložene zamrzavanju i sredstvima za odmravanje iz zraka
XF3	Jako zasićenje vodom, bez sedjeva za odmravanje	Horizontalne površine betona izložene kili i zamrzavanju
XF4	Jako zasićenje vodom, sa sredstvom za odmravanje ili morskom vodom	Ceste i kolniče mostova izložene sedjevinu za odmravanje Betonske površine izložene izravnom prskanju vode koja sadrži sredstva za odmravanje i zamrzavanje Područja plime i oseke kod pomorskih konstrukcija izloženih zamrzavanju
6 Kemijska korozija		
XA1	Slabo kemijski agresivni okoliš	Prisodno tlo i podzemna voda
XA2	Uvjetjeno kemijski agresivni okoliš	Prisodno tlo i podzemna voda
XA3	Jako kemijski agresivni okoliš	Prisodno tlo i podzemna voda

Kriterij	Razred izloženosti						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Proračunski uporabni vijek 100 god	povećati razred za 2	povećati razred za 2	povećati razred za 2	povećati razred za 2	povećati razred za 2	povećati razred za 2	povećati razred za 2
Razred čvrstoće	≥ C30/37 smanjiti razred za 1	≥ C30/37 smanjiti razred za 1	≥ C35/45 smanjiti razred za 1	≥ C40/50 smanjiti razred za 1	≥ C40/50 smanjiti razred za 1	≥ C40/50 smanjiti razred za 1	≥ C45/55 smanjiti razred za 1
Element pločaste geometrije	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1
Osigurana posebna kontrola kvalitete proizvodnje betona	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1	smanjiti razred za 1

Razred konstrukcije	Razred izloženosti						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Slika 16: Prikaz tablica potrebnih za određivanje razreda konstrukcije [14]

U ovom slučaju omnia ploča pripada u razred izloženosti XC1 (Suhu ili trajno vlažno; beton unutar zgrada s malom vlažnošću zraka) i razred konstrukcije S4 koji se smanjuje na razred S2 zbog pločaste geometrije i betona razreda čvrstoće C30/37. Iz prikazanih tablica za razred konstrukcije S2 i razred izloženosti XC1 usvaja se vrijednost najmanjeg zaštitnog sloja s obzirom na uvjete okoliša od 10 mm.

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi \approx 10 \text{ mm} \\ 10 + 0 - 0 - 0 = 10 = 10 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Debljina najmanjeg zaštitnog sloja iznosi:

$$c_{nom} = 10 + 10 = 20 \text{ mm.}$$

Ukupna debljina zaštitnog sloja:

$$d_1 = c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{8}{2} = 24 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

Statička visina :

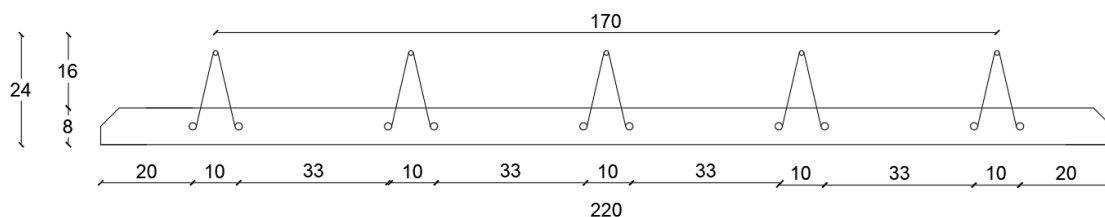
$$d = h - d_1 = 24 - 4 = 20 \text{ cm}$$

Vlastita težina:

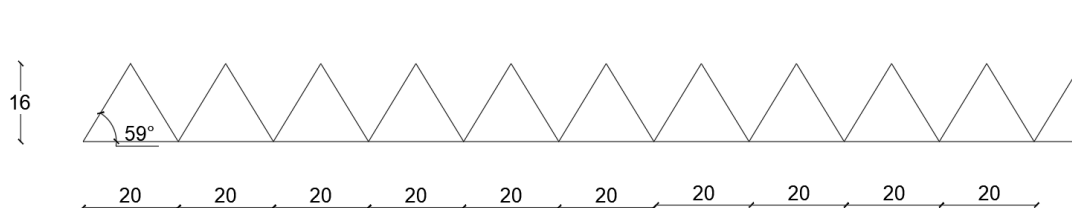
$$\text{Pogon: } 0,08 \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ kN}$$

$$\text{In situ: } 0,16 \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 4,0 \text{ kN}$$

$$\text{Ukupno: } g = 6,0 \text{ kN/m}^2$$



Slika 17: Poprečni presjek omnia ploče



Slika 18: Prikaz rešetkastog armaturnog nosača omnia ploče

4.2.1. Faza 0: Podizanje omnia ploče

Da bi se omnia ploča mogla ugraditi kao međukatna konstrukcija potrebno ju je podići na oslonce (zidove) te tamo dovršiti sa betoniranjem in situ u sloju koji je predviđen proračunom. Postoji više vrsta podizanja ploča. Da bi se ploča mogla podići u dvije točke smještene u četvrtinama ploče (u tim točkama se smanjuju pozitivni momenti prilikom podizanja te se u gornjim šipkama javlja tlak) potrebno je zadovoljiti uvjet:

$$\frac{L}{z_n} < 50 ,$$

gdje je:

L- svijetli otvor između oslonca

Z_n -udaljenost uzdužnih armaturi RAN-a (mjereno od osi) .

U ovom slučaju:

$$\frac{630}{16} = 39,38 < 50 \rightarrow \text{UVIJET ZADOVOLJEN!}$$

S obzirom da je uvjet zadovoljen ploča se može montirati podizanjem u dvije točke. Opterećenja ploče tj. njenu vlastitu težinu treba povećati za 25% zbog dinamičkih utjecaja koji djeluju na nju prilikom njenog podizanja.

$$g = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Ako vlastitu težinu pomnožimo sa rasponom ploče od 2,20 m dobivamo opterećenje od 5.5 kN po 2,2 m' ploče. Vrijednost proračunskog momenta:

$$M_{Ed} = 1,35 \frac{q \cdot L^2}{32} = 1,35 \frac{5,5 \cdot 6,3^2}{32} = 9,21 \text{ kNm}/2,2\text{m}.$$

Prilikom podizanja ploče u gornjim šipkama se javlja tlak. Proračun se provodi prema [13].

$$N_{Ed} < N_{b,Rd}$$
$$\frac{N_{Ed}}{z_n} = A_{s2} \cdot \frac{f_{yk} \cdot \chi}{\gamma_{MI}}$$
$$A_{s2} = \frac{M_{Ed}}{z_n} \cdot \frac{1}{\frac{f_{yk} \cdot \chi}{\gamma_{MI}}}$$

$$L_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 20 = 14 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot D^4}{64}}{\frac{D^2 \cdot \pi}{4}}} = \frac{D}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{140}{2,5} = 56$$

$$\lambda_{crit} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{500}} = 64,37$$

Bezdimenzionalna vitkost računa se kao omjer λ i λ_{crit} i ona iznosi 0,87. Prema vrsti poprečnog presjeka potrebno je odrediti krivulju izvijanja. Presjek armaturne šipke u omnia ploči pripada c-krivulji izvijanja čiji se faktor imperfekcije određuje prema Tablica 14. Faktor imperfekcije za krivulju izvijanja c iznosi $\alpha=0,49$.

Tablica 14: Faktori imperfekcije [13]

Krivulja izvijanja	a ₀	a	b	c	d
Faktor imperfekcije	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(0,87 - 0,2) + 0,87^2] = 1,04$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,04 + \sqrt{1,04^2 - 0,87^2}} = 0,62$$

Potrebna armatura:

$$A_{s2} = \frac{921}{16} \cdot \frac{1}{\frac{50 \cdot 0,62}{1,15}} = 2,14 \text{ cm}^2 / 2,2 \text{ m}$$

Odabire se 5 šipki RAN-a: 5 ϕ 10 (3,93 cm²)

$$M_{Rd} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_n = 3,93 \cdot \frac{50 \cdot 0,62}{1,15} \cdot 0,16 = 16,95 \text{ kNm} / 2,2 \text{ m}'$$

Za donju zonu odabiremo armaturu tako da zadovolji uvjet $A_{s1}=A_{s2}$.

(Ova faza nije kritična zbog dodatne armature u fazi 2).

U donju zonu za sada postavljamo armaturu 10 ϕ 8 (5,03cm²).

4.2.2. Faza 1: Betoniranje ploče

U ovoj fazi omnia ploču je potrebno poduprti podupiračima (beton još ne nosi).

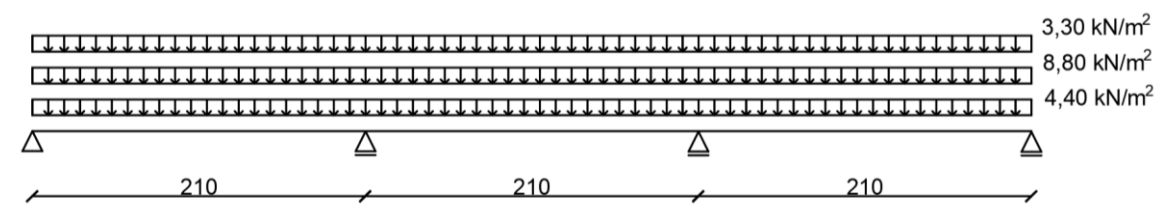
Podupirači se postavljaju u trećinama raspona odnosno u ovom slučaju na svakih 2,1m. Prilikom betoniranja ploče, javljaju se sljedeća opterećenja:

Vlastita težina omnia ploče: $0,08 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,20\text{m} = 4,40 \text{ kNm} / 2,2\text{m}'$

Dodatni sloj betona: $0,16 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,20\text{m} = 8,80 \text{ kNm} / 2,2\text{m}'$

Servisno opterećenje: $1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,20\text{m} = 3,30\text{kNm} / 2,2\text{m}'$

Statički sustav je prikazan na Slika 19.



Slika 19: Statički sustav ploče u Fazi 1 (faza betoniranja)

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot (4,40 + 8,80) + 1,5 \cdot 3,30 = 22,77 \text{ kN/2,2 m}$$

$$M_{Ed, \text{oslonac B}} = 0,1 \cdot 22,77 \cdot 2,1^2 = 10,04 \text{ kNm/2,2m} < M_{Rd} = 16,95 \text{ kNm/2,2m}$$

→ Postojeća armatura iz faze 0 zadovoljava!

4.2.3. Faza 2: Beton nosi dodatno opterećenje (u upotrebi)

Dodatno opterećenje koje beton preuzima na sebe je opterećenje od vlastite težine, slojeva poda te uporabnog opterećenja.

$$\text{Stalno opterećenje: } \dots\dots\dots g = 8,23 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} = 18,12 \text{ kN /2,2 m}$$

$$\text{Uporabno opterećenje: } \dots\dots\dots q = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} = 4,4 \text{ kN /2,2 m}$$

Ploča se u ovoj fazi proračunava kao kontinuirana ploča preko 6 jednakih raspona od 6,3 m.

$$\begin{aligned} M_{1(\text{oslonac B})} &= -0,1058 \cdot 18,12 \cdot 1,35 \cdot 6,3^2 - 0,1199 \cdot 4,4 \cdot 6,3^2 \cdot 1,5 \\ &= -134,13 \text{ kNm/ 2,2m} \end{aligned}$$

Potrebna armatura iznad oslonca iznosi:

$$\mu_{eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{13413}{220 \cdot 20 \cdot 2,0} = 0,076 \rightarrow \xi = 0,097, \quad \zeta = 0,960$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Eds}}{(\zeta \cdot d) \cdot f_{yd}} = \frac{13413}{0,960 \cdot 20 \cdot 43,48} = 16,07 \text{ cm}^2 /2,2\text{m}.$$

Potrebna armatura u polju:

$$M_{polje 1} = 0,0777 \cdot 18,12 \cdot 1,35 \cdot 6,3^2 + 0,0999 \cdot 4,4 \cdot 1,5 \cdot 6,3^2$$

$$= 101,61 \text{ kNm}/2,2\text{m}$$

$$\mu_{eds} = \frac{10161}{220 \cdot 400 \cdot 2,0} = 0,057 \rightarrow \xi = 0,072, \quad \zeta = 0,970$$

Potrebna armatura iznosi:

$$A_{s1} = \frac{10161}{0,970 \cdot 20 \cdot 43,48} = 12,05 \text{ cm}^2 / 2,2\text{m},$$

Razdjelna armatura:

$$A_{sr,min} = 0,2 \cdot A_{s1} = 0,2 \cdot 12,05 = 2,41 \text{ cm}^2 : 2,2 \text{ m}' = 1,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}'}$$

(PBAB) $A_{sr} = 0,00075 \cdot 100 \cdot 24 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}' \leftarrow$ Mjerodavno!

Odabire se: $\phi 6/13,5 \text{ cm}$ ($2,09 \text{ cm}^2$)

Ukupna potrebna armatura koja je potrebna za gornju zonu iznosi $16,07 \text{ cm}^2$.

Odabrana armatura u Fazi 1: $3,93 \text{ cm}^2 / 2,2\text{m}$

Potrebno dodati još: $16,07 - 3,93 = 12,14 \text{ cm}^2 / 2,2 \text{ m}' = 5,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Odabire se: mreža R636

Armatura gornje zone: $5\phi 10 +$ mreža R636 ($6,36 \cdot 2,2 + 3,93 = 17,93 \text{ cm}^2 / 2,2\text{m}$)

Ukupna potrebna armatura koja je potrebna za donju zonu iznosi $12,05 \text{ cm}^2$.

Potrebno je još dodati:

$$12,05 \text{ cm}^2 - 5,03 = 7,02 \text{ cm}^2 / 2,2\text{m}' = 3,19 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Odabire se:

Armatura donje zone: $10\phi 8 + \phi 8/15,5$ ($3,24 \text{ cm}^2$) ($3,24 \cdot 2,2 + 5,03 = 12,16 \text{ cm}^2 / 2,2\text{m}'$)

Razdjelna armatura: $\phi 6/13,5$ ($2,09 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)

4.3. Provjera spona u RAN-u za fazu 1

Provjera spona provodi se za poprečnu silu u fazi 1. i ona iznosi:

$$V_{Ed} = 0,6 \cdot 1,35 \cdot (8,8 + 4,4) \cdot 2,1 + 0,617 \cdot 1,5 \cdot (3,3) \cdot 2,1 = 28,9 \text{ kN} / 2,2 \text{ m}$$

Spone su promjera 6 mm čija karakteristična granica popuštanja iznosi $f_{yk} = 240$ MPa. Duljina jedne spona iznosi:

$$l = \sqrt{16^2 + 10^2 + 5^2} = 19,52 \text{ cm}$$

$$L_0 = 0,7 \cdot 19,52 = 13,66 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot D^4}{64}}{\frac{D^2 \cdot \pi}{4}}} = \frac{D}{4} = \frac{7}{4} = 1,75 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{136,6}{1,75} = 78,06$$

$$\lambda_{crit} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{240}} = 92,9$$

Bezdimenzionalna vitkost (omjer vitkosti i kritične vitkosti) iznosi $\bar{\lambda} = 0,84$.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,01 + \sqrt{1,01^2 - 0,84^2}} = 0,64$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,84 - 0,2) + 0,84^2] = 1,01$$

$$f_{yb} = \frac{f_{yk} \cdot \chi}{\gamma_{ml}} = \frac{240 \cdot 0,64}{1,15} = 133,6 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{m \cdot n \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot f_{yb}}$$

$$A_{sw} = \frac{28,9}{5 \cdot 2 \cdot \sin 59^\circ \cdot \sin 72,6^\circ \cdot 13,36} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 7 = 0,38 \text{ cm}^2 > 0,27 \text{ cm}^2$$

4.4. Spoj starog i novog betona

Posmično naprezanje na površini betona koji su izvedeni u različito vrijeme mora zadovoljiti uvjet [14]:

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

Proračunska vrijednost posmičnog naprezanja na spojnoj površini $V_{Ed,i}$ dan je izrazom:

$$V_{Ed,i} = \beta * \frac{V_{Ed}}{b_i * z}$$

gdje je:

β -omjer uzdužne sile u novoj površini betona i ukupne uzdužne sile u tlačnom ili vlačnom području, oboje proračunano za promatrani presjek

$$\beta = \frac{F_{c,Top}}{F_{c,Top} + F_{c,Bottom}} = 1$$

b_i -širina spojne površine

$$b_i = b = 220 \text{ cm}$$

V_{Ed} - poprečna posmična sila

$$V_{Ed} = 0,6058 \cdot 1,35 \cdot (18,2) \cdot 6,3 + 0,6199 \cdot 1,5 \cdot 4,4 \cdot 6,3 = 97,5 \text{ kN/2,2m}$$

z-krak unutarnjih sila spregnutog presjeka

$$Z = \zeta \cdot d = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

$$V_{Ed,i} = 1 \cdot \frac{97,5}{220 \cdot 18} = 0,025 \text{ kN/cm}^2$$

$V_{Rd,i}$ -proračunska posmična otpornost spojne površine, zadana izrazom:

$$V_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \sin \beta + \mu \cdot \frac{A_s}{A_i} \cdot f_{yd}$$

gdje je:

σ_n -naprezanje po jedinici ploštine zrokovano najmanjom vanjskom silom okomitom na spojnu površinu koja može djelovati istodobno s poprečnom silom,

pozitivno za tlačno naprezanje, tako da je $\sigma_n < 6 f_{cd}$ i negativno za vlačno naprezanje. Kada je σ_n vlačno naprezanje, umnožak $f_{cd} * c$ treba uzeti jednako nuli.

$$\sigma_n = 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

S obzirom na glatku površinu betona: $c=0,2$ i $\mu=0,6$

$$f_{cd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Samo doprinos betona: $c \cdot f_{ctd} = 0,2 \cdot 0,133 = 0,027 \text{ kN/cm}^2 > 0,025 \text{ kN/cm}^2$

→ ZADOVOLJENO VEĆ SADA!

Kada se uzme u obzir i doprinos RAN-a:

$$V_{Rd,i} = 0,027 + \frac{5 \cdot 2 \cdot 0,38 \cdot \frac{240}{1,15}}{220 \cdot 24} \cdot (0,6 \cdot \sin 59 + \cos 59) \cdot \sin 72,6 = 0,027 + 0,15 = 0,177 \text{ kN/cm}^2 > 0,025 \text{ kN/cm}^2$$

→ ZADOVOLJENO!

4.5.Provjera GSU stropne ploče

Kontrola se provodi za prvo polje ploče POZ 100.

4.5.1. Kontrola pukotina

Za određivanje momenta savijanja potrebno je koristiti nazovistalnu (kvazistalnu) kombinaciju djelovanja prikazano izrazom:

$$\sum G_{kj} + \sum_{i>1} \psi_2 \cdot Q_{ki}$$

$$M_g = 0,0777 \cdot 8,23 \cdot 6,3^2 = 25,38 \text{ kNm}$$

$$M_q = 0,0999 \cdot 2 \cdot 6,3^2 = 7,93 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 25,38 + 0,3 \cdot 7,93 = 27,76 \text{ kNm}$$

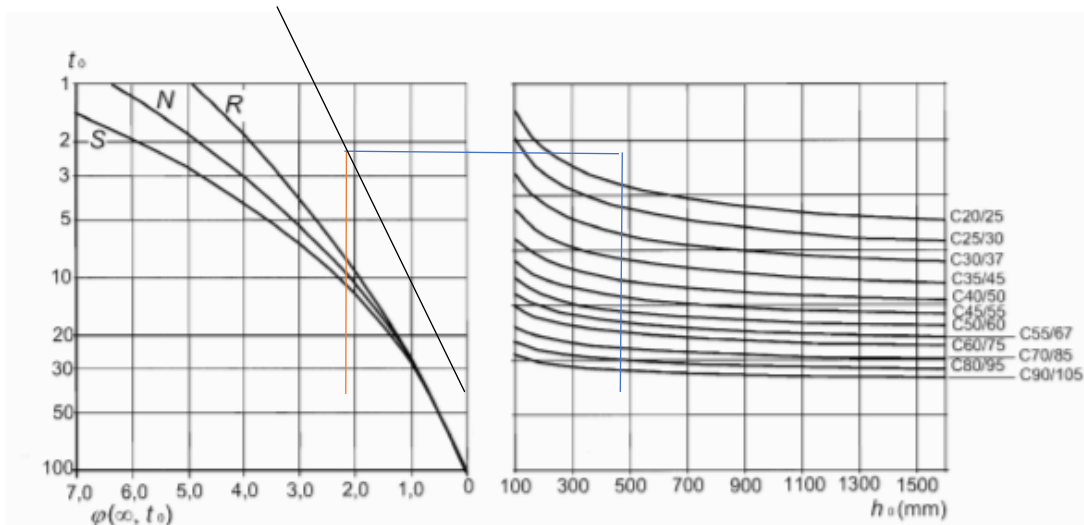
Određivanje vrijednosti koeficijenta puzanja:

$$A_c = 100 \cdot 24 = 2400 \text{ cm}^2$$

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

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 2 \cdot \frac{2400}{100} = 48 \text{ cm} = 480 \text{ mm}$$

Konačni koeficijent puzanja: $\rho(\infty, t_0)$ očitano je iz tablice prikazane na Slika 20 te on iznosi: $\rho(\infty, t_0) = 2,20$



Slika 20: Dijagrami za određivanje koeficijenta puzanja [14]

Vrijednost je dobivena za:

-RH=50%

- $h_0=480\text{mm}$

- Klasa cementa N

- $t_0=28$ dana u trenutku prvog opterećenja elementa.

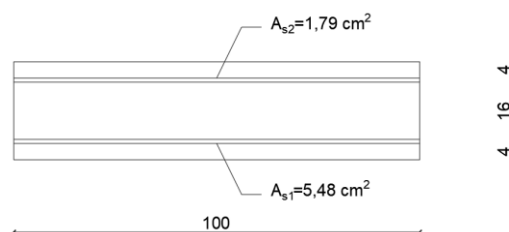
Proračunski modul elastičnosti betona:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \rho(\infty, t_0)} = \frac{33}{1 + 2,2} = 10,31 \text{ GPa} = 1031 \text{ kN/cm}^2$$

Odnos modula elastičnosti čelika i betona:

$$\alpha_e = \frac{205 \text{ GPa}}{10,31 \text{ GPa}} = 19,88$$

Položaj neutralne osi se određuje iz uvjeta da je statički moment površine s obzirom na neutralnu os jednak nuli.



Slika 21: Skica poprečnog presjeka

$$A_{s1} = 12,05 \text{ cm}^2 / 2,2 \text{ m}' = 5,48 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s2} = 3,93 \text{ cm}^2 / 2,2 \text{ m}' = 1,79 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$S_{id,x} = 0$$

$$(b \cdot x) \cdot \frac{x}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2}(x - d_2) - \alpha_e A_{s1}(d - x) = 0$$

$$(100 \cdot x) \cdot \frac{x}{2} + (19,88 - 1) \cdot 1,79(x - 4) - 19,88 \cdot 5,48(20 - x) = 0$$

$$50x^2 + 142,74x - 2314,03 = 0 \quad /: 50$$

$$x^2 + 2,85x - 46,28 = 0$$

$$\rightarrow x = 5,53 \text{ cm}$$

$$z \approx d - \frac{x}{3} = 20 - \frac{5,53}{3} = 18,17 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{2776}{5,48 \cdot 18,17} = 27,87 \text{ kN/cm}^2$$

Najmanja armatura za ograničenje širine pukotina dobiva se prema izrazu:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

gdje je:

$A_{s,min}$ - najmanja ploština presjeka armature u vlačnoj zoni

σ_s - Naprezanje u armaturi nakon pojave pukotine

k_c -koeficijent raspodjele naprezanja po visini presjeka prije pojave pukotina

$f_{ct,eff}$ -srednja vrijednost vlačne čvrstoće betona u trenutku kad se očekuje otvaranje prvih pukotina

A_{ct} - površina betona u vlačnom području u trenutku prije pojave prve pukotine.

$$k_c = 0,4 * \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \frac{h}{h^*} \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = 0$$

$$k_c = 0,4 \cdot [1 - 0] = 0,4$$

$$k = 1$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$A_{ct} = b \cdot (h - x_T) = 100 \cdot (24 - 12) = 100 \cdot 12 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1}{50} \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 0,29 \cdot 1200 = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

$$A_{s1} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{m}' > A_{s,min} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

→ ODABRANA ARMATURA ZA GSN ZADOVOLJAVA MINIMALNU ARMATURU ZA OGRANIČENJE ŠIRENJE PUKOTINA!

Proračun širine pukotina

Proračun širine pukotina provodi se prema izrazu:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (20)$$

Čija vrijednost mora biti manja od granične širine pukotina koja za suhu sredinu (razred XC1) iznosi: $w_{max}=0,4$. U ovom slučaju umjesto proračuna širine pukotina možemo koristiti pojednostavljenje i ograničiti promjer šipki i njihov razmak. Oba uvjeta zadovoljavaju stoga nije potrebno provesti proračun širine pukotina!

Najveći razmak šipki prema tablici prikazanoj na Tablica 15 za razred konstrukcije XC1 i naprezanje u čeliku od 280 MPa iznosi 200mm, a najveći promjer šipki prema Tablica 16 iznosi $\phi=16$ mm.

Tablica 15: Najveći razmak šipki za kontrolu pukotina [14]

Naprezanje u čeliku [MPa]	Najveći razmak šipki [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Vrijednosti u tablici temelje se na sljedećim pretpostavkama:
 $c = 25$ mm ; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa ; $h_{cr} = 0,5h$; $(h-d) = 0,1h$;
 $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k_4 = 1,0$

Tablica 16: Najveći promjer šipki za kontrolu pukotina [14]

Naprezanje u čeliku [MPa]	Najveći promjer šipke [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Vrijednosti u tablici temelje se na sljedećim pretpostavkama:
 $c = 25$ mm ; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa ; $h_{cr} = 0,5h$; $(h-d) = 0,1h$;
 $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k_4 = 1,0$

→ U polju ploče POZ 100 10 ϕ 8 + ϕ 8/15,5 na širinu ploče od 220 cm →
ZADOVOLJAVA!

4.5.2. Kontrola progiba

Ograničenje vitkosti elementa:

Prema Tablica 17 omjer raspona i proračunske visine ploče ne bi trebala biti veća od 26 (krajnji raspon kontinuirane ploče nosive u jednom smjeru).

Tablica 17: Osnovni omjeri raspon/proračunska visina AB elemenata bez osnog tlaka [14]

Konstruktivni sustav	K	Jako napregnut beton $\rho = 1,5 \%$	Slabo napregnut beton $\rho = 0,5 \%$
Slobodno oslonjena greda, slobodno oslonjene ploče nosive u jednom ili dva smjera	1,0	14	20
Krajnji raspon kontinuirane grede ili kontinuirane ploče nosive u jednom smjeru ili ploče nosive u dvama smjerovima ako je kontinuitet preko jedne duljine stranice	1,3	18	26
Unutarnji raspon grede ili ploče nosive u jednom smjeru ili u dvama smjerovima	1,5	20	30
Ploče oslonjene na stupove bez greda (ploče bez greda) (na temelju duljeg raspona)	1,2	17	24
Konzole	0,4	6	8
<p>Napomena 1: Dane vrijednosti odabrane su konzervativno a proračun često može pokazati da su mogući i tanji elementi.</p> <p>Napomena 2: Za ploče nosive u dva smjera kontrolu treba provesti za kraći raspon. Kod ploča bez greda treba uzeti dulji raspon.</p> <p>Napomena 3: Granične vrijednosti dane za ploče bez greda odnose se na manje strogo ograničenje nego što je progib u sredini raspona veličine raspon/250 vezan za razmak stupova. Iskustvo je pokazalo da je to zadovoljavajuće.</p>			

$$\frac{l}{d} = \frac{630}{20} = 31,5 > 26 \rightarrow \text{potrebno provesti kontrolu progiba!}$$

Koeficijenta skupljanja određuje se prema izrazu [14] :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

gdje je:

ε_{cs} - ukupna deformacija izazvana skupljanjem,

ε_{cd} - deformacija skupljanja izazvana sušenjem,

ε_{cs} - autogena deformacija skupljanja,

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Koeficijent $\varepsilon_{cd,0}$ biramo iz Tablica 18 u ovisnosti o RH i razredu tlačne čvrstoće betona.

Tablica 18: Vrijednost deformacija izazvana sušenjem [14]

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ [MPa]	Relativna vlažnost [%]					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

$$\varepsilon_{cd,0} = \frac{0,58 + 0,46}{2} + \frac{0,49 + 0,38}{2} = 0,48\text{‰}$$

Koeficijent k_h ovisi o srednjom polumjeru elementa h_0 te ga očitavamo (po potrebi linearno interpoliramo) iz Tablica 19.

Tablica 19: Prikaz vrijednosti koeficijenta k_h [14]

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$k_h = 0,72$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,72 \cdot 0,48\text{‰} = 0,35\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,05 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cs,\infty} = 0,35\text{‰} + 0,05\text{‰} = 0,40\text{‰}$$

Udaljenost težišne osi od gornjeg ruba, donjeg ruba i visina neutralne osi su redom:

$$y_{Ig} = 12,00 \text{ cm}$$

$$y_{Id} = h - y_{Ig} = 24 - 12,00 = 12,00 \text{ cm}$$

$$y_{IIg} = x = 5,53 \text{ cm}$$

Momenti tromosti poprečnog presjeka ploče:

$$I_I = \frac{100}{3} (12,00^3 + 12,00^3) + (19,88 - 1) \cdot [5,48 \cdot (20 - 12,00)^2 + 2,29 \cdot (12,00 - 4)^2] = 123984 \text{ cm}^4$$

$$I_{II} = \frac{100}{3} \cdot 5,53^3 + 19,88 \cdot 5,48 \cdot (20 - 5,53)^2 + (19,88 - 1) \cdot 1,79 \cdot (5,5 - 4)^2$$

$$= 28527 \text{ cm}^4$$

Statički momenti ploština armature:

$$S_I = A_{s1,prov} \cdot (d - y_{Ig}) - A_{s2} \cdot (y_{Ig} - d_2)$$

$$= 5,48 \cdot (20 - 12,00) - 1,79(12,00 - 4) = 29,52 \text{ cm}^3$$

$$S_{II} = A_{s1,prov} \cdot (d - y_{IIg}) - A_{s2} \cdot (y_{IIg} - d_2)$$

$$= 5,48 \cdot (20 - 5,53) - 1,79(5,53 - 4) = 76,56 \text{ cm}^3$$

Općenita vrijednost deformiranja izračunava se pomoću sljedećeg izraza:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$$

gdje je:

α - jedna od vrijednosti deformiranja

α_{II} , α_I - odgovarajuće vrijednosti deformiranja za neraspucali i potpuno raspucali element

ζ - faktor raspodjele.

Faktor raspodjele računamo prema sljedećem izrazu:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

U kojemu se $\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)$ može zamjeniti sa $\frac{M_{cr}}{M}$ u slučaju savijanja ili $\frac{N_{cr}}{N}$ kod čistog vlaka.

Proračun srednje zakrivljenosti izazvane opterećenjem računa se prema izrazu:

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_I}$$

Zakrivljenost za stanje naprezanja I:

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{2776}{1031 \cdot 123987} = 2,17 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}}$$

Krak unutarnjih sila za stanje naprezanja II:

$$z = d - \frac{y_{II,g}}{3} = 20 - \frac{5,53}{3} = 18,17 \text{ cm}$$

Naprežanje i relativna deformacija armature za stanje naprežanja II:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1,prov} \cdot z} = \frac{2776}{5,48 \cdot 18,17} = 27,87 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{27,87}{20000} = 1,39 \cdot 10^{-3}$$

Zakrivljenost poprečnog presjeka za stanje naprežanja II:

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - y_{II,g}} = \frac{1,39 \cdot 10^{-3}}{20 - 5,53} = 9,60 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}}$$

Naprežanje u armaturi prilikom pojave prve pukotine :

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{A_{s1,prov} \cdot z} = \frac{2784}{5,48 \cdot 18,17} = 27,96 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 0,29 \cdot \frac{100 \cdot 24^2}{6} = 2784 \text{ kNcm} = 27,84 \text{ kNm}$$

Koeficijent raspodjele iznosi ($M_{Ed} \approx M_{cr}$):

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{27,96}{27,87} \right)^2 \cong 0,50$$

Srednja zakrivljenost poprečnog presjeka ploče od opterećenja i puzanja betona:

$$\frac{1}{r_m} = (1 - 0,50) \cdot 2,17 \cdot 10^{-5} + 0,50 \cdot 9,60 \cdot 10^{-5} = 5,89 \cdot 10^{-5} \text{ 1/cm}$$

Zakrivljenost poprečnog poprečnog presjeka ploče od skupljanja betona:

$$\frac{1}{r_{csI}} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S_I}{I_I} = \frac{4 \cdot 10^{-4} \cdot 19,88 \cdot 29,52}{123984} = 1,89 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\frac{1}{r_{csII}} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S_{II}}{I_{II}} = \frac{4 \cdot 10^{-4} \cdot 19,88 \cdot 76,56}{28527} = 2,13 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}}$$

Srednja zakrivljenost poprečnog presjeka ploče od skupljanja betona:

$$\begin{aligned}\frac{1}{r_{csm}} &= (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_{csl}} + \zeta \cdot \frac{1}{r_{cslI}} = (1 - 0,50) \cdot 1,89 \cdot 10^{-6} + 0,50 \cdot 2,13 \cdot 10^{-5} \\ &= 1,16 \cdot 10^{-5} \frac{1}{cm}\end{aligned}$$

Ukupna zakrivljenost poprečnog presjeka ploče:

$$\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{csm}} = 5,89 \cdot 10^{-5} + 1,16 \cdot 10^{-5} = 7,05 \cdot 10^{-5} \frac{1}{cm}$$

Progib ploče od dugotrajnog djelovanja:

$$v_{tot,t=\infty} = k \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} = \frac{5}{48} (1 - 0,1 \cdot \beta) \cdot 630^2 \cdot 7,05 \cdot 10^{-5} = 2,52 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{M_{oslonac}}{M_{polje}} = \frac{37,41}{27,76} = 1,35$$

$$M_{oslonac} = -0,1058 \cdot 8,23 \cdot 6,3^2 - 0,3 \cdot (0,1199 \cdot 2 \cdot 6,3^2) = -37,41 \text{ kNm/m'}$$

$$v_{lim} = \frac{L_{eff}}{250} = \frac{630}{250} = 2,52 \text{ cm}$$

$$v_{tot,t=\infty} = 2,52 \text{ cm} = v_{lim} = 2,52 \text{ cm} \rightarrow \text{Progib ploče zadovoljava!}$$

***Napomena:**

U unutrašnjim poljima je moment savijanja manji pa će kontrola progiba također zadovoljiti.

5. PRORAČUN PREDGOTOVLJENIH ZIDOVA

Predgotovljene konstrukcije ponašaju se i imaju drukčija svojstva od monolitnih armiranobetonskih konstrukcija. Razlika je u tome što se kod predgotovljenih konstrukcija one sastoje od sustava prethodno napravljenih zidova/stopova/fasada koje se zatim spajaju na gradilištu. Elastični i neelastični odziv takvih konstrukcija ovisi prvenstveno o konfiguraciji i svojstvima spojeva [2].

Krupnopanelni sustavi razlikuju se od ostalih predgotovljenih sustava po tome što svi paneli u takvim sustavima omogućuju bočnu stabilnost konstrukcije. U nastavku će se provesti proračun takva dva zida (Pozicije Z1 i Z2-svaki sastavljen od 8 panela.).

5.1. Potresno djelovanje

Inercijski učinci proračunskog potresnog djelovanja računaju se uzimanjem u obzir svih masa prema sljedećoj kombinaciji djelovanja:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$$

Iznosi stalnih opterećenja G_{kj} i promjenjivih djelovanja Q_{ki} po katovima prikazani su u Tablica 20 i Tablica 21.

Tablica 20: Iznosi stalnih opterećenja po katovima

UKUPNO STALNO OPTEREĆENJE							
U RAZINI STROPA IZNAD 3. KATA							
	/	Širina	Duljina	Težina	Količina	Opterećenje	
Ploča		37,8	13,2	9,45	1	4715,17	kN
	Debljina	Visina	Dužina	Težina	Količina	Opterećenje	
Zidovi poprečni	0,25	1,67	13,2	25	7	964,43	kN
zidovi-unutarnji (3,50)	0,25	1,67	3,5	25	6	219,19	
zidovi- unutarnji (4,11)	0,25	1,67	4,11	25	6	257,39	kN
Ukupno G _{k,i,1}						6156,17	kN
U RAZINI STROPA IZNAD 2. KATA							
	/	Širina	Duljina	Težina	Količina	Opterećenje	
Ploča		37,8	13,2	8,23	1	4106,44	kN
	Debljina	Visina	Dužina	Težina	Količina	Opterećenje	
Zidovi poprečni	0,25	3,185	13,2	25	7	1839,34	kN
Zidovi unutarnji (3,5 m)	0,25	3,185	3,5	25	6	418,03	kN
Zidovi unutarnji (4,11 m)	0,25	3,185	4,11	25	6	490,89	kN
	A	Širina	Težina	Količina	Opterećenje		
Podest	0,225	3	25	0,5		8,44	kN
Stubišni krak	0,55	1,5	25	1		20,63	kN
Ukupno G _{k,i,2}						6883,76	kN
U RAZINI STROPA IZNAD 1. KATA							
	/	Širina	Duljina	Težina	Količina	Opterećenje	
Ploča		37,8	13,2	8,23	1	4106,44	kN
	Debljina	Visina	Duljina	Težina	Količina	Opterećenje	
Zidovi poprečni	0,25				7	1839,34	kN
Zidovi unutarnji (3,50 m)	0,25				6	418,03	kN
Zidovi unutarnji (4,11 m)	0,225				6	490,89	kN
	A	Širina	Težina	Količina	Opterećenje		
Podest	0,225	3	25	1		16,88	kN
Stubišni krak	0,55	1,5	25	2		41,25	kN
Ukupno G _{k,i,3}						6912,82	kN
U RAZINI STROPA IZNAD PRIZEMLJA							
	/	Širina	Duljina	Težina	Količina	Opterećenje	
Ploča	0,25				1	4106,44	kN
	Debljina	Visina	Duljina	Težina	Količina	Opterećenje	
Zidovi poprečni	0,25				7	1839,34	kN
Zidovi unutarnji (3,50 m)	0,225				6	418,03	kN
Zidovi unutarnji (4,11 m)	0,225				6	490,89	kN
	A	Širina	Težina	Količina	Opterećenje		
Podest	0,225	3	25	1		16,88	kN
Stubišni krak	0,55	1,5	25	2		41,25	kN
Ukupno G _{k,i,4}						6912,82	kN

Tablica 21: Iznosi promjenjivih opterećenja po katovima

PROMJENJIVO OPTEREĆENJE						
OPTEREĆENJE SNIJEGOM						
φ	ψ_{2i}				$\psi_{Ei} = \varphi * \psi_{2i}$	
1	0				0	
	širina	duljina	q	ψ_{Ei}		
Q ₁	13,2	37,8	0,6	0	0	kN
UPORABNO OPTEREĆENJE						
φ	ψ_{2i}				$\psi_{Ei} = \varphi * \psi_{2i}$	
0,5	0,3				0,15	
	širina	duljina	q	ψ_{Ei}		
Q _{2,3,4}	13,2	37,8	2	0,15	149,69	kN

Težine W za određivanje potresnih sila prikazane su u Tablica 22.

Tablica 22: Prikaz težina za određivanje potresnih sila

TEŽINE ZA ODREĐIVANJE POTRESNIH SILA				
	Stalno	Promjenjivo		
U razini stropa iznad 3. kata	6156,17	0	6156,17	kN
U razini stropa iznad 2. kata	6883,76	149,69	7033,45	kN
U razini stropa iznad 1. kata	6912,82	149,69	7062,51	kN
U razini stropa iznad prizemlja	6912,82	149,69	7062,51	kN
UKUPNO			27314,64	kN

5.2. Faktor ponašanja q za poprečni smjer zgrade

Razred duktilnosti: DCM

Kombinacija sustava povezanih zidova (4 zida) i nepovezanih zidova (3 zida)

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

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \cdot 1,1 = 3,3$$

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \geq 0,5$$

$$\leq 1,0$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum H_{wi}}{\sum L_{wi}} = \frac{7 \cdot H_{wi}}{7 \cdot L_{wi}} = \frac{7 \cdot 12,3}{7 \cdot 13,2} = 0,93$$

$$k_0 = \frac{1 + 0,93}{3} = 0,64$$

$$q = 3,3 \cdot 0,64 = 2,11$$

Odredbe za predgotovljene zgrade

Kod predgotovljenih zgrada potrebno je faktor ponašanja za monolitne armiranobetonske konstrukcije pomnožiti sa faktorom smanjenja k_p koji je ovisan o sposobnosti trošenja energije predgotovljene konstrukcije. U ovom slučaju on iznosi 1,00, stoga faktor ponašanja iznosi:

$$q_p = k_p \cdot q = 1,0 \cdot 2,11 = 2,11.$$

Približni proračun prvog perioda zgrade

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$$

$$A_c = \sum A_i \cdot \left[0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right]$$

$$\frac{l_{wi}}{H} = \frac{13,2}{12,31} = 1,07 > 0,9 \rightarrow \text{uzima se maksimalna moguća vrijednost od } 0,9$$

$$A_{c,y} = 0,25 \cdot 13,2 \cdot [0,2 + 0,9^2] \cdot 7 = 23,33$$

$$C_{t,y} = 0,0155$$

$$T_1 = 0,0155 \cdot 12,31^{\frac{3}{4}} = 0,1 \text{ s}$$

5.3. Određivanje potresnih sila

Potresne sile će se odrediti metodom ekvivalentnog statičkog opterećenja, budući je zgrada pravilna po visini te vrijedi:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c = 4 \cdot 0,6 = 2,4 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} = 2,0 \text{ s}$$

RAZRED TLA: C

$$S=1,15 \quad T_B=0,20 \text{ s} \quad T_C=0,60 \text{ s} \quad T_D=2,0 \text{ s}$$

Ukupna horizontalna potresna sila F_b :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{ako } T_1 \leq 2T_c \text{ i katnost više od 2} \\ 1,00 & \text{ostalo} \end{cases}$$

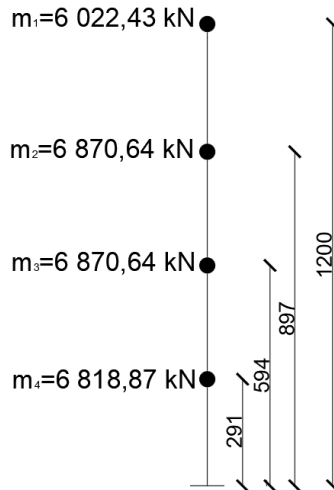
$$\lambda = 0,85$$

Ordinata proračunskog spektra odziva iznosi:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,21g \cdot 1,15 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0,1}{0,2} \cdot \left(\frac{2,5}{2,11} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$= 0,224g$$

$$F_b = 0,224g \cdot \frac{26582,58}{g} \cdot 0,85 = 5061 \text{ kN}$$



Slika 22: Prikaz Visina z_i i masa m_i

Raspodjela potresne sile F_b po visini zgrade

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j} = F_b \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

$$F_1 = 5061 \cdot \frac{12,00 \cdot 6022,43}{12,00 \cdot 6022,43 + 8,97 \cdot 6870,64 + 5,94 \cdot 6870,64 + 2,91 \cdot 6818,87} = 1879,97 \text{ kN}$$

$$F_2 = 5061 \cdot \frac{8,97 \cdot 6870,64}{194553,31} = 1603,2 \text{ kN}$$

$$F_3 = 5061 \cdot \frac{5,94 \cdot 6870,64}{194553,31} = 1061,65 \text{ kN}$$

$$F_4 = 5061 \cdot \frac{2,91 \cdot 6818,87}{194553,31} = 516,18 \text{ kN}$$

$$\sum F_b = 5061 \text{ kN}$$

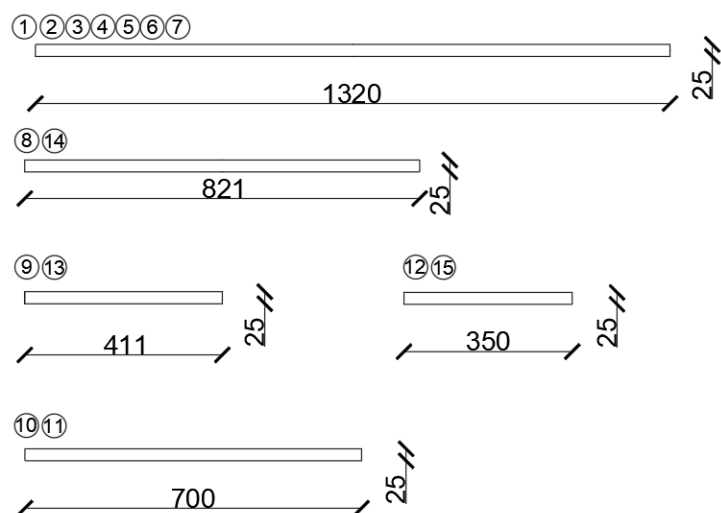
5.4. Centar mase i centar krutosti

Masa u zgradi je ravnomjerno raspoređena stoga se centar masa podudara sa centrom tlocrtna površine. U njoj djeluje rezultanta seizmičkih (inercijalnih) sila.

Centar krutosti je točka konstrukcije oko koje se odvija rotacija zgrade.

Određivanje centra krutosti:

Na Slika 23 prikazane su dimenzije zidova.



Slika 23: Prikaz dimenzija predgotovljenih zidova

Proračun momenata inercije zidova:

$$I_1 = I_2 = \dots = I_7 = \frac{25 \cdot 1320^3}{12} = 4791,16 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

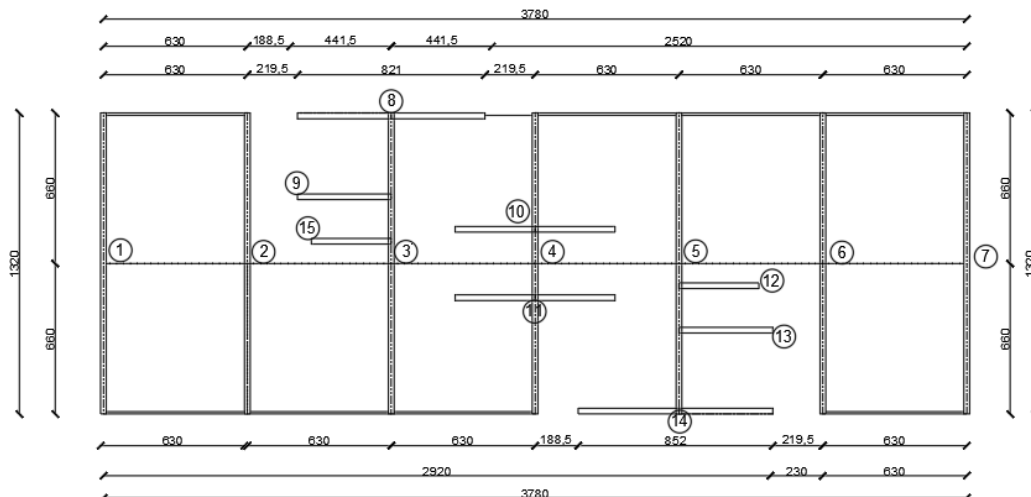
$$I_9 = I_{13} = \frac{25 \cdot 411^3}{12} = 144,64 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{12} = I_{15} = \frac{25 \cdot 350^3}{12} = 89,32 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_8 = I_{14} = \frac{25 \cdot 821^3}{12} = 1152,89 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{10} = I_{11} = \frac{25 \cdot 700^3}{12} = 714,58 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Tlocrtni raspored zidova prikazan je na Slika 24.



Slika 24: Prikaz tlocrtnog rasporeda zidova

$$X_{CK} = \frac{I_1 \cdot 0 + I_2 \cdot 630 + I_3 \cdot 1260 + I_4 \cdot 1890 + I_5 \cdot 2520 + I_6 \cdot 3150 + I_7 \cdot 3780}{\sum I}$$

$$= \frac{13230 I}{7I} = 1890 \text{ cm} = 18,9 \text{ m}$$

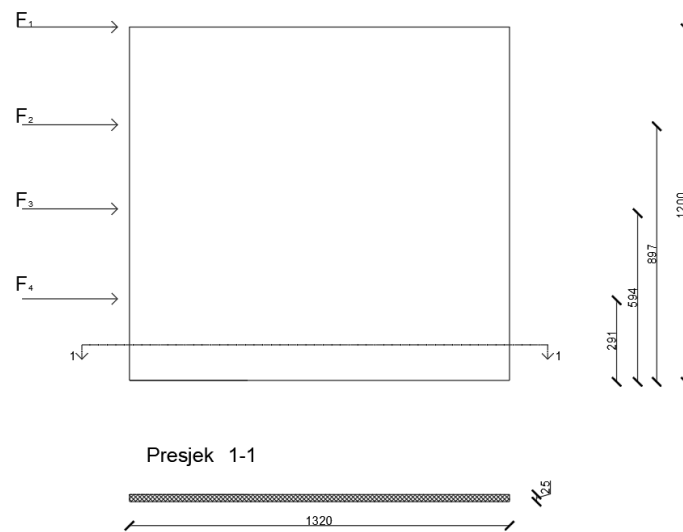
$$Y_{CK} = \frac{(I_8 \cdot 1320 + I_{14} \cdot 0) + (I_9 \cdot 953 + I_{13} \cdot 368) + (I_{10} \cdot 810 + I_{11} \cdot 510) + (I_{12} \cdot 563 + I_{15} \cdot 750)}{\sum I}$$

$$= \frac{1152,89 \cdot 10^6 \cdot (1320) + 144,65 \cdot 10^6 \cdot (953 + 368) + 82,31 \cdot 10^6 \cdot (810 + 510) + 714,58 \cdot 10^6 \cdot (563 + 750)}{2 \cdot 144,64 \cdot 10^6 + 2 \cdot 1152,89 \cdot 10^6 + 2 \cdot 82,31 \cdot 10^6 + 2 \cdot 714,58 \cdot 10^6}$$

$$= 660 \text{ cm} = 6,6 \text{ m}$$

➔ Središte centra masa i centra krutosti se poklapa što se moglo zaključiti s obzirom na simetričnost zgrade

5.5. Potresno djelovanje u poprečnom smjeru



Slika 25: Zid Z1 i zid Z2 opterećeni u poprečnom y-smjeru

U poprečnom smjeru zgrade potresno opterećenje preuzimaju zidovi Z1-Z7 duljine 13,20 m.

Zid Z1:

Slučajni torijski učinci uzimaju se u obzir putem faktora δ_1

$$\delta_1 = 1 + 0,6 \cdot \frac{18,9}{37,8} = 1,3$$

$$F_{1y} = \delta_1 \cdot \frac{F_1}{7} = 1,3 \cdot \frac{1879,97}{7} = 349,14 \text{ kN}$$

$$F_{2y} = \delta_1 \cdot \frac{F_2}{7} = 1,3 \cdot \frac{1603,2}{7} = 297,73 \text{ kN}$$

$$F_{3y} = \delta_1 \cdot \frac{F_3}{7} = 1,3 \cdot \frac{1061,56}{7} = 197,16 \text{ kN}$$

$$F_{4y} = \delta_1 \cdot \frac{F_4}{7} = 1,3 \cdot \frac{516,18}{7} = 95,86 \text{ kN}$$

Zid Z2:

$$\delta_2 = 1 + 0,6 \cdot \frac{12,6}{37,8} = 1,2$$

$$F_{1y} = \delta_1 \cdot \frac{F_1}{7} = 1,2 \cdot \frac{1879,97}{7} = 322,28 \text{ kN}$$

$$F_{2y} = \delta_1 \cdot \frac{F_2}{7} = 1,2 \cdot \frac{1603,2}{7} = 274,83 \text{ kN}$$

$$F_{3y} = \delta_1 \cdot \frac{F_3}{7} = 1,2 \cdot \frac{1061,65}{2} = 182,00 \text{ kN}$$

$$F_{4y} = \delta_1 \cdot \frac{F_4}{7} = 1,2 \cdot \frac{516,18}{7} = 88,49 \text{ kN}$$

5.6. Vertikalno opterećenje na zidove

Vertikalno opterećenje ma zidove određuje se po etažama od stalnog i promjenjivog opterećenja. U nastavku će biti prikazani iznosi sila na zidove.

Vertikalno opterećenje na zid Z1 :

Stalno:

$$V_{1.1,stalno} = 0,3944 \cdot 9,45 \cdot 6,3 = 23,48 \text{ kN}$$

$$V_{1.2,stalno} = V_{1.3,stalno} = V_{1.4,stalno} = 0,3944 \cdot 8,23 \cdot 6,3 = 20,45 \text{ kN}$$

Promjenjivo:

$$V_{1.1,uporabno} = 0,4471 \cdot 0,6 \cdot 6,3 = 1,65 \text{ kN}$$

$$V_{1.2,uporabno} = V_{1.3,uporabno} = V_{1.4,uporabno} = 0,4471 \cdot 2,0 \cdot 6,3 = 5,63 \text{ kN}$$

Opterećenje na zid Z2:

Stalno:

$$V_{1.1,stalno} = 1,1346 \cdot 9,45 \cdot 6,3 = 65,40 \text{ kN}$$

$$V_{2.2,stalno} = V_{2.3,stalno} = V_{2.4,stalno} = 1,1346 \cdot 8,23 \cdot 6,3 = 58,83 \text{ kN}$$

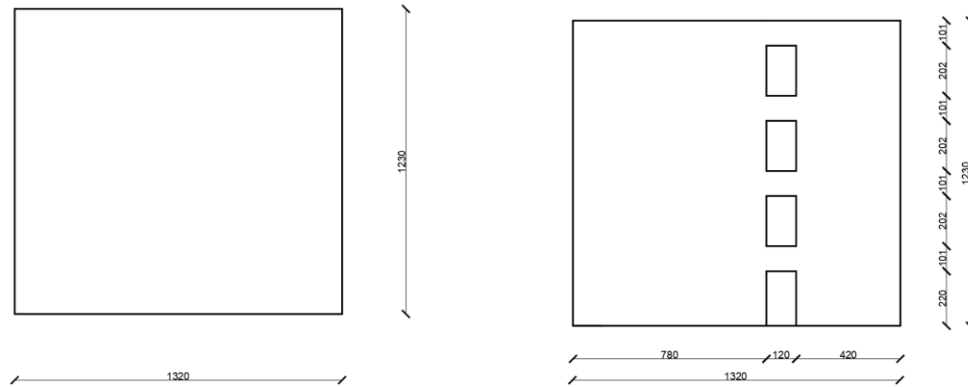
Promjenjivo:

$$V_{1.1,uporabno} = 1,2195 \cdot 0,6 \cdot 6,3 = 4,61 \text{ kN}$$

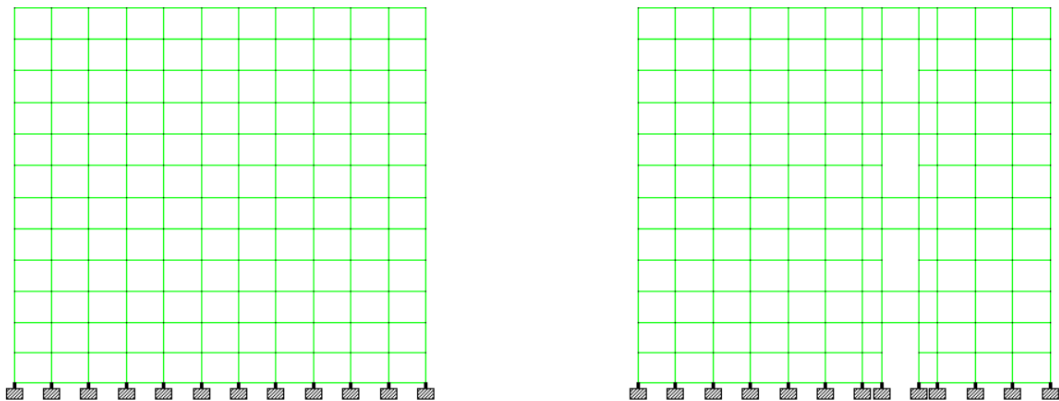
$$V_{2.2,uporabno} = V_{2.3,uporabno} = V_{2.4,uporabno} = 1,2195 \cdot 2,0 \cdot 6,3 = 15,37 \text{ kN}$$

5.7. Model i rezultati dobiveni u STAAD.Pro programskom paketu

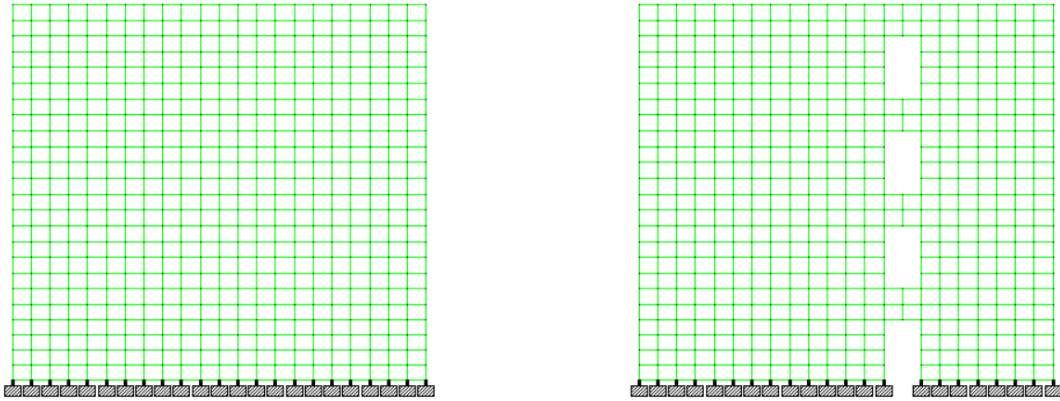
Za izradu modela koristio se STAAD.Pro programski paket. Analizirana su dva zida: jedan vanjski bez otvora (zid Z1) te jedan do njega na osnovnom razmaku od 630 cm koji ima otvore (zid Z2). Zidovi su prikazani na slici 26.



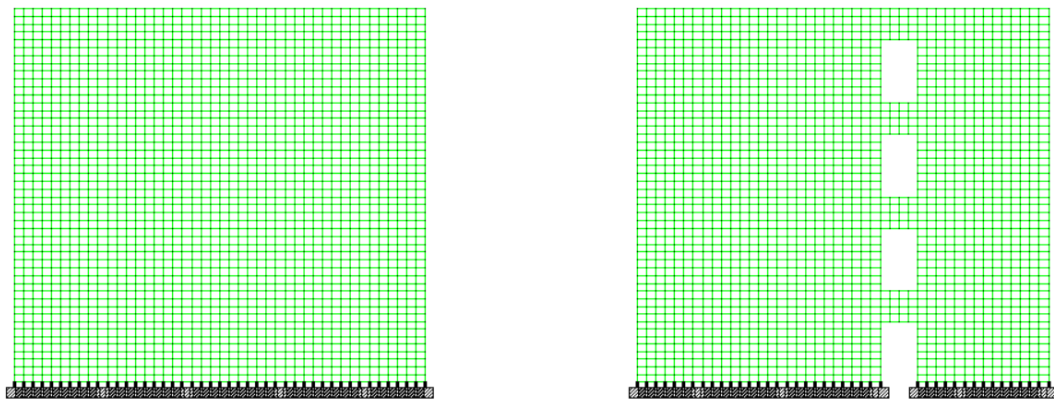
Slika 26: Prikaz zida Z1 (lijevo) i zida Z2 (desno)



Slika 27: Prikaz prvog modela izrađenog u STAAD.Pro programskom paketu



Slika 28: Prikaz drugog modela izrađenog u STAAD.Pro programskom paketu



Slika 29: Prikaz trećeg modela izrađenog u STAAD.pro programskom paketu
 Napravljena su tri modela s različitom gustoćom mreže. Prvi model ima mrežu sa 132 konačna elementa dimenzija 120x101cm. Drugi model sadrži 528 konačna elementa dimenzija 60x50,5cm. Treći model, model s najgušćom mrežom sadrži 2112 konačna elementa dimenzija 30x25,3 cm.

U nastavku će biti prikazani rezultati i usporedbe modela.

5.7.1 Opterećenja i kombinacije djelovanja korištene u modelu

Modeli su provjeravani na kombinacije djelovanja za osnovne kombinacije i potresne proračunske situacije. Iznosi vertikalnih stalnih i promjenjivih djelovanja na zidove, te vjetar navedeni su u nastavku. Potresne sile su proračunate i navedene u prethodnom poglavlju te ih se ovdje neće navoditi. U

Tablica 23: Iznosi djelovanja na Zid Z1 za sva tri modelaprikazani su iznosi stalnih i promjenjivih djelovanja na zid Z1 za sva tri modela.

Tablica 23: Iznosi djelovanja na Zid Z1 za sva tri modela

ZID 1												
	Model 1				Model 2				Model 3			
	Širina elementa	visina elementa	Sila	Opterećenje	Širina elementa	visina elementa	Sila	Opterećenje	Širina elementa	visina elementa	Sila	Opterećenje
VERTIKALNO OPTEREĆENJE - STALNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - STALNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - STALNO				
V1.1.stalno	1,2	1,01	23,48	28,18	0,6	48,5	23,48	14,09	0,3	0,253	23,48	7,04
V1.2.stalno	1,2	1,01	20,45	24,54	0,6	48,5	20,45	12,27	0,3	0,253	20,45	6,14
V1.3.stalno	1,2	1,01	20,45	24,54	0,6	48,5	20,45	12,27	0,3	0,253	20,45	6,14
V1.4.stalno	1,2	1,01	20,45	24,54	0,6	48,5	20,45	12,27	0,3	0,253	20,45	6,14
VERTIKALNO OPTEREĆENJE - UPORABNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - UPORABNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - UPORABNO				
V1.1.uporabno	1,2	1,01	1,65	1,98	0,6	48,5	1,65	0,99	0,3	0,253	1,65	0,50
V1.2.uporabno	1,2	1,01	5,63	6,76	0,6	48,5	5,63	3,38	0,3	0,253	5,63	1,69
V1.3.uporabno	1,2	1,01	5,63	6,76	0,6	48,5	5,63	3,38	0,3	0,253	5,63	1,69
V1.4.uporabno	1,2	1,01	5,63	6,76	0,6	48,5	5,63	3,38	0,3	0,253	5,63	1,69
VJETAR				VJETAR				VJETAR				
W1	1,2	1,01	2,5	2,53	0,6	48,5	2,5	121,25	0,3	0,253	2,5	0,63
W2	1,2	1,01	0,45	0,45	0,6	48,5	0,45	21,83	0,3	0,253	0,45	0,11

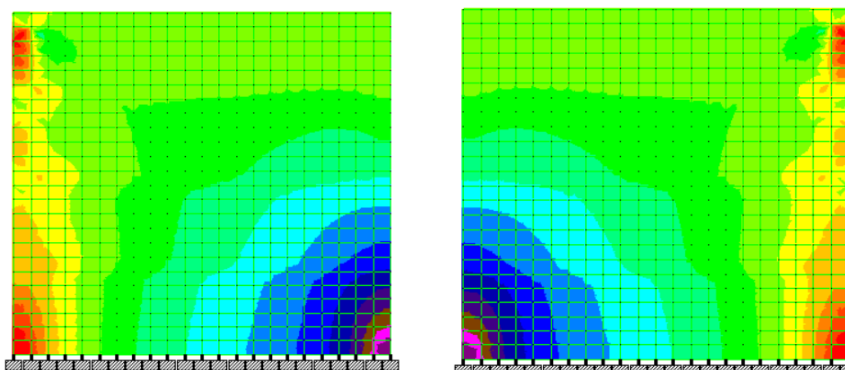
U Tablica 24 prikazani su iznosi stalnih i promjenjivih djelovanja za zid Z2 (zid s otvorima) za sva tri modela.

Tablica 24: Iznosi djelovanja na Zid Z2 za sva tri modela

ZID 2												
	Model 1				Model 2				Model 3			
	Širina elementa	visina elementa	Sila	Opterećenje	Širina elementa	visina elementa	Sila	Opterećenje	Širina elementa	visina elementa	Sila	Opterećenje
VERTIKALNO OPTEREĆENJE - STALNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - STALNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - STALNO				
V1.1.stalno	1,2	1,01	65,4	78,48	0,6	48,5	65,4	39,24	0,3	0,253	65,4	19,62
V1.2.stalno	1,2	1,01	58,83	70,60	0,6	48,5	58,83	35,30	0,3	0,253	58,83	17,65
V1.3.stalno	1,2	1,01	58,83	70,60	0,6	48,5	58,83	35,30	0,3	0,253	58,83	17,65
V1.4.stalno	1,2	1,01	58,83	70,60	0,6	0	58,83	35,30	0,3	0,253	58,83	17,65
VERTIKALNO OPTEREĆENJE - UPORABNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - UPORABNO				VERTIKALNO OPTEREĆENJE - UPORABNO				
V1.1.uporabno	1,2	1,01	4,61	5,53	0,6	48,5	4,61	2,77	0,3	0,253	4,61	1,38
V1.2.uporabno	1,2	1,01	15,37	18,44	0,6	48,5	15,37	9,22	0,3	0,253	15,37	4,61
V1.3.uporabno	1,2	1,01	15,37	18,44	0,6	48,5	15,37	9,22	0,3	0,253	15,37	4,61
V1.4.uporabno	1,2	1,01	15,37	18,44	0,6	48,5	15,37	9,22	0,3	0,253	15,37	4,61
VJETAR				VJETAR				VJETAR				
W1	1,2	1,01	4,98	5,03	0,6	48,5	4,98	241,53	0,3	0,253	4,98	1,26
W2	1,2	1,01	0,9	0,91	0,6	48,5	0,9	43,65	0,3	0,253	0,9	0,23

5.7.2. Rezultati dobiveni u STAAD.Pro programskom paketu

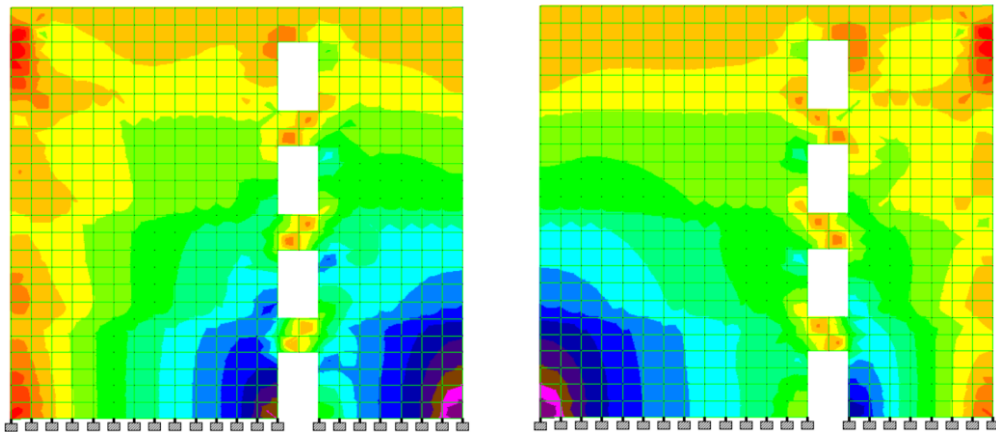
Rezultati dobiveni u modelu 2 za zid Z1 za potresne kombinacije djelovanja prikazani su na slici 30.



Slika 30: Prikaz rezultata za zid Z1, model 2

Na slici lijevo su prikazani rezultati za naprezanje u vertikalnom smjeru za potresnu kombinaciju djelovanja kada se pretpostavlja da potres djeluje u desnom smjeru, a na slici desno za potresno djelovanje gdje potres djeluje u suprotnom smjeru. Kao što se moglo zaključiti u oba smjera potres, na zid bez otvora djeluje jednako, tj. prikazi dobivenih naprezanja su simetrični.

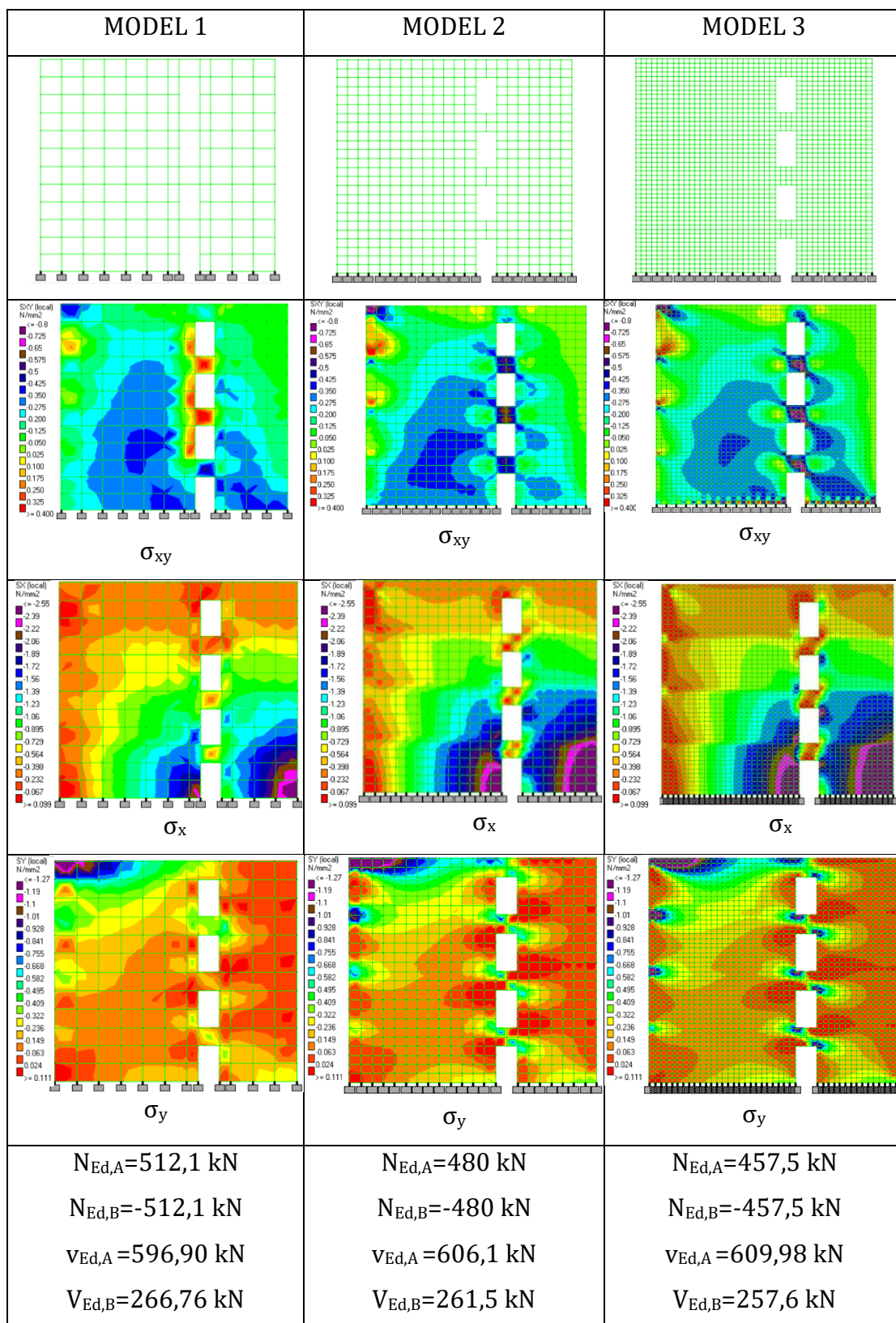
Na slici 31 prikazani su rezultati analize provedene za potresnu kombinaciju djelovanja za vertikalno naprezanje za zid Z2 u modelu 2, tj. za zid sa otvorima.



Slika 31: Prikaz rezultata za zid Z2, model 1

Rezultati kod zida sa otvorom nisu simetrični.

Radi usporedbe na slici 32. prikazani su rezultati dobiveni modelom 1, modelom 2 i modelom 3 i zid Z2 za slučaj djelovanja horizontalnih potresnih sila gdje potres djeluje udesno. Na slici je prikazana i usporedba σ_{xy} naprezanja.



Slika 32: Usporedba modela različite gustoće mreže za zid Z2

Usporedbom prikaza modela na slici 30. vidimo kako se zidovi iz modela 1, modela 2 i modela 3 razlikuju. Na modelu 3, modelu s najgušćom mrežom možemo primjetiti kako su područja pojedinog intenziteta naprezanja jasnije vidljiva. Na

modelu 3 može se primjetiti i promjenu boja na mjestima djelovanja potresnih sila, odnosno skoro dvostruka naprezanja od onih u modelu 1 i model 2. Treba napomenuti kako su to samo lokalne vrijednosti samo u prvom konačnom elementu te će se u ovom slučaju zanemariti.

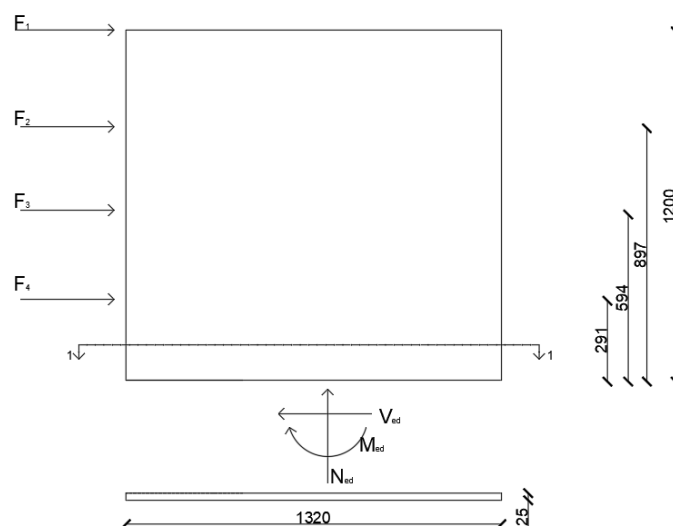
Zbrajanjem naprezanja po poljima te množenjem tog broja s površinom jednog elementa (strana na koju djeluje naprezanje, u ovom slučaju za model 1: 250*1200, za model 2: 250*600 te za model 3:250*300) dobiveni su iznosi poprečnih sila u podnožju zida. Može se zaključiti kako se zidovi prikazani na slici 31 razlikuju po iznosima naprezanja tj. da model s najgušćom mrežom daje točnije rezultate. Radi točnosti proračuna u nastavku će se provoditi proračun po modelu 3, modelu s najgušćom mrežom.

5.7.3. Rezne sile

Vrijednosti reznih sila u podnožju zida dobivaju se iz naprezanja te množenjem sa površinom jednog elementa.

Za zid Z1 odnosno za zid bez otvora rezne sile će se dobiti "na ruke" radi pojednostavljenja.

Zid Z1(Zid bez otvora)



Slika 33: Sile koje djeluju na zid bez otvora

$$V_{Ed} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 95,86 + 197,16 + 297,73 + 349,14 = \mathbf{939,9 \text{ kN}}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= F_1 \cdot 2,94 + F_2 \cdot 5,94 + F_3 \cdot 8,97 + F_4 \cdot 12 \\ &= 95,86 \cdot 2,94 + 197,16 \cdot 5,94 + 297,73 \cdot 8,97 + 349,14 \cdot 12 \\ &= \mathbf{8313,28 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Uzdužna sila N_{Ed} :

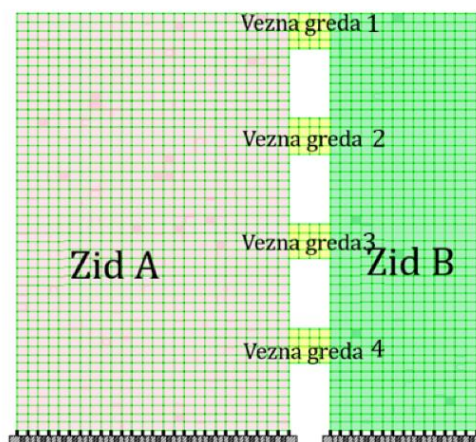
Ukupno vertikalno opterećenje:

- Vlastita težina AB zida: $0,25 \cdot 13,2 \cdot 12 \cdot 25 = 990 \text{ kN}$
- Stalno od stropova:
 $0,3944 \cdot (9,45 \cdot 6,3 \cdot 13,2) + 3 \cdot (8,23 \cdot 6,3 \cdot 13,2 \cdot 0,3944) = 1119,73 \text{ kN}$
- Uporabno:
 $2 \cdot 0,4471 \cdot 6,3 \cdot 13,2 = 74,36 \text{ kN} \cdot 3 = 223,09 \text{ kN}$

$$\rightarrow N_{Ed} = 2109,73 + 0,3 \cdot 223,09 = \mathbf{2176,66 \text{ kN}}$$

Zid Z2 (Zid s otvorima)

Za zid Z2 mjerodavni su rezultati dobiveni modelom 3, odnosno model s najgušćom mrežom. Zid će biti dimenzioniran kao 2 odvojena zida; zid lijevo od otvora, zid desno od otvora te vezna greda stoga je potrebno znati rezne sile u svakome dijelu. Zid lijevo od otvora biti će označen kao zid A, a zid desno od otvora zid B (Slika 34).



Slika 34: Prikaz dijelova zida

U nastavku će biti prikazani iznosi dobivenih reznih sila.

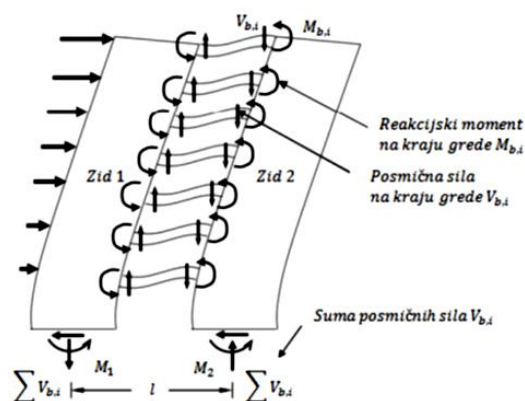
Tablica 25: Dobivene vrijednosti reznih sila za zid A

ZID A			
	G+0,3*Q	POTRES LIJEVO	POTRESNA KOMBINACIJA
Poprečne sile	78,89	609,98	688,87
Uzdužne sile	-2780,63	457,5	-2323,13
Momenti savijanja	270,71	3417,11	3687,82

Tablica 26: Dobivene vrijednosti reznih sila za zid B

ZID B			
	G+0,3*Q	POTRES LIJEVO	POTRESNA KOMBINACIJA
Poprečne sile	-78,8	257,75	178,95
Uzdužne sile	-1702,73	-457,5	-2160,23
Momenti savijanja	73,63	835,05	908,68

Ukupni moment savijanja u zidu za potres lijevo (slika 35.):



Slika 35: Sile koje djeluju na zid s otvorima [17]

$$M_{Ed} = M_{Ed,A} + M_{Ed,B} + N_{Ed} * l = 3417,11 + 835,05 + 457,5 * 7,2 = 7546,16 \text{ kN}$$

Ukupni moment savijanja u zidu za potres lijevo dobiven proračunom "na ruke":

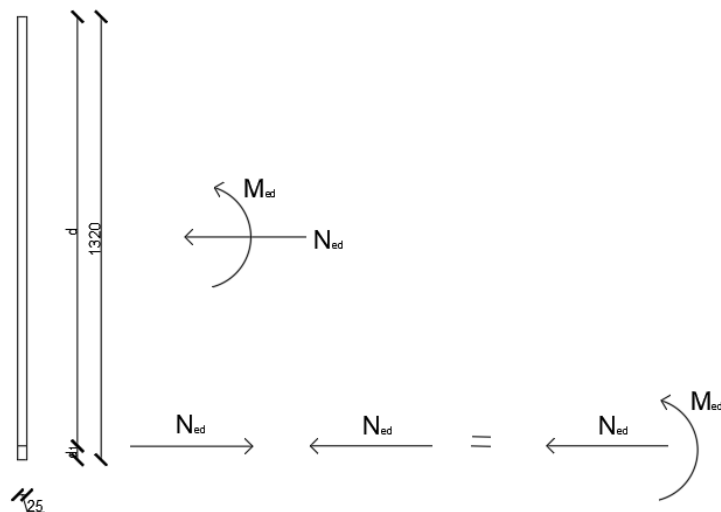
$$\begin{aligned} M_{Ed} &= F_1 \cdot 2,94 + F_2 \cdot 5,94 + F_3 \cdot 8,97 + F_4 \cdot 12 = \\ &= 95,86 \cdot 2,94 + 197,16 \cdot 5,94 + 297,73 \cdot 8,97 + 349,14 \cdot 12 = \\ &= \mathbf{8313,28 \text{ kN}} \end{aligned}$$

5.8. Dimenzioniranje zidova

Dimenzioniranje zidova se provodi za moment savijanja i uzdužnu silu, odnosno postupkom Wuczkowski.

5.8.1. Zid Z1 (Zid bez otvora)

Dimenzioniranje se provodi pod pretpostavkom da je armatura koncentrirana na duljini rubnog elementa (0,15% duljine zida) za potresnu proračunsku situaciju.



Slika 36: Prikaz metode Wuczkowski

$$d=1320-100=1220 \text{ cm}$$

$$M_{Eds}=8313,28+2176,66 \cdot 5,6=20502,6 \text{ kNm}$$

$$e=1220-660=560 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{2050260}{25 \cdot 1220^2 \cdot 2,0} = 0,0028$$

$$\xi=0,037 \quad \zeta=0,985$$

$$A_{s1} = \frac{2050260}{0,985 \cdot 1220 \cdot 43,48} - \frac{2176,66}{43,48} = -10,8 \text{ cm}^2$$

U ovom slučaju potrebno je postaviti minimalnu armaturu.

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 25 \cdot 100 = 5,0 \text{ cm}^2 / m'$$

Odabrana armatura: na oba lica **ϕ8/20 cm (5,0 cm²/m')** m=2, dok je na krajevima panela **ϕ10/20 cm (7,86 cm²/m')** m=2

Ograničenje uzdužne sile za razred duktilnosti DCM u AB zidovima:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2176,66}{25 \cdot 1320 \cdot 2,0} = 0,03 < 0,4$$

Debljina zida prema EC8:

$$\text{Hrbat : } b_{w0} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \text{ m} \\ \frac{h_s}{20} = \frac{279}{20} = 13,95 = 0,14 \end{array} \right. = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Rubni element}(b_w): b_{w0} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{279}{15} = 18,6 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$$

Zadovoljava debljina zida od 25 cm!

Proračun na poprečne sile

Prema HRN EN 1998-1 [8] kod nosivih zidova razreda duktilnosti DCM potrebno je poprečnu silu dobivenu iz proračuna povećati za 50%.

$$V_{Ed}' = 1,5 \cdot 939,9 = 1\,409,89 \text{ kN}$$

Provjere u nastavku provode se prema HRN EN 1992-1-1 [14].

1) Provjera nosivosti tlačnih štapova

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot (v_1 \cdot f_{cd}) \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = \\ &= 1 \cdot 25 \cdot 1098 \cdot 0,53 \cdot 2,0 \cdot \frac{1}{2} = 14548 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$z = \zeta \cdot d \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 1220 = 1098,0 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot [1 - 30/250] = 0,3$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$1409,89 \text{ kN} < 14548 \text{ N} \rightarrow \text{Provjera zadovoljava!}$$

2) Nosivost elemenata na poprečne sile bez poprečne armature

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[c_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 635,300 \text{ N} = 635,3 \text{ kN} \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 1002992,5 \text{ N} = 1003 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$c_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,15}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{12200}} = 1,12 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{5,50}{25 \cdot 1220} = 0,00018 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2176660}{250 \cdot 13200} = 0,659 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Ed} = 1409,89 > V_{Rd,c} = 1003$$

Horizontalna poprečna armatura ($\phi 8, m=2$)

$$s = \frac{(A_{sw}^1 \cdot m) \cdot f_{ywmd} \cdot z}{V_{Ed}} \cdot \cot \theta = \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot 0,9 \cdot 1220}{1409,89} \cdot 1 = 33,9 \text{ cm}$$

Minimalna armatura

$$\rho_{w,min} = \frac{0,15 \cdot f_{ctm}}{f_{wyd}} = \frac{0,15 \cdot 2,9}{434,8} = 0,001$$

$$s_{max} = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{0,5 \cdot 2}{0,001 \cdot 25} = 40 \text{ cm}$$

Odabire se: $\phi 8, m=2; s=30 \text{ cm}$

Lokalna duktilnost zidova

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w = 13,2 \text{ m} \\ \frac{h_w}{6} = \frac{12}{6} = 2,0 \text{ m} \end{array} \right. = 13,2 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 13,2 = 26,4 \text{ m} \\ h_s \text{ (za } n \leq 6 \text{ katova)} \\ 2h_s \text{ (za } n \geq 7 \text{ katova)} \end{cases}$$

$= 2,79 \text{ m (konstrukcija je } P + 3), \text{ tj. visina kata}$

Rubni element

Prema HRN EN 1998-1/2011

- Napomena:

Poprečna armatura rubnih elemenata smije se odrediti samo u skladu s normom HRN EN 1992-1-1/2004 ako je $v_{Ed} \leq 0,15$ što je ovdje svakako zadovoljeno.

Razmak spona:

$$s = \min \begin{cases} \frac{b_o}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \\ 175 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 1,4 = 11,2 \end{cases} = 7,1 \text{ cm}$$

Prema HRN EN 1992-1-1/2004:

$$S = 12 \cdot d_{bl} = 12 \cdot 10 = 12 \text{ cm}$$

Odabire se $s=12,0 \text{ cm}$

Duljina rubnog elementa

$$l_{c,min} = l_c = \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 1320 = 198 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \text{ cm} \end{cases} = 198 \text{ cm} \approx 200 \text{ cm}$$

Vertikalna armatura hrpta prema EC2 (izvan rubnih elemenata):

$\phi 8$ i $m=2$

$$A_w = \rho_{w,min} \cdot A_c$$

$$s = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = \frac{0,5 \cdot 2}{25 \cdot 0,002} = 20 \text{ cm}$$

Odabire se: $\phi 8/20 \text{ cm}$

Horizontalna armatura hrpta prema EC2 (izvan kritičnog područja)

$$A_{sh,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25\% \text{ vertikalne armature} \\ 0,001 \cdot A_c \end{array} \right.$$

Maksimalni razmak dvije šipke iznosi 40 cm.

Odabire se: $\phi 8/30$ cm

U nastavku će se proračunati razmak spona s za vrijednosti poprečnih sila na visini zida od 2,94, 5,94 i 8,97 m.

1) Razmak spona na visini od 2,94 m

$$V_{Ed} = F_1 + F_2 + F_3 = 95,86 + 197,16 + 297,73 = \mathbf{590,75 kN}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 590,75 = 886,12 \text{ kN}$$

Zadovoljava minimalna armatura $\phi 8/30$, $m=2$

2) Razmak spona na visini od 5,94 m

$$V_{Ed} = F_1 + F_2 = 95,86 + 197,16 = \mathbf{293,0 kN}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 293,00 = 439,5 \text{ kN}$$

Zadovoljava minimalna armatura $\phi 8/30$, $m=2$

3) Razmak spona na visini od 8,97 m

$$V_{Ed} = F_1 = \mathbf{95,86 kN}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 95,86 = 143,79 \text{ kN}$$

Zadovoljava: $\phi 8$, $m=2$; $s=30$ cm

-Ovaj proračun bi vrijedio za slučaj da imamo monolitni zid, tj. da panele spajamo tako da postane monolitni zid.

5.8.2. Zid Z2 (Zid s otvorima)

Zid Z2 sastoji se od 3 djela. Zid A, Zid B i vezna greda. Svaki dio dimenzionirat će se posebno.

Rezne sile koje djeluju na pojedini dio zida dobivene su pomoću programskog paketa STAAD.Pro te su prikazane na Tablica 27. Vrijednosti su dobivene za opterećenje potresnom koji djeluje s lijeve strane te kombinaciju uzdužnih sila)

Tablica 27: Vrijednosti reznih sila za ZID Z2 (Potresna proračunska situacija potres lijevo)

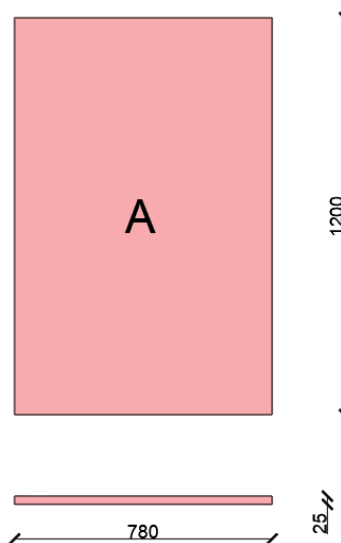
	Zid A	Zid B
N_{Ed} [kN]	-2323,13	-2160,23
V_{Ed} [kN]	688,77	178,95
M_{Ed} [kNm]	3687,82	908,71

Zid A

$$N_{Ed} = -2323,13 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 688,77 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3687,82 \text{ kNm}$$



Slika 37: Prikaz zida A

$$d = 780 - l_c / 2 = 780 - 115 / 2 = 722,5 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 3687,82 + 2323,13 \cdot 3,33 = 11423,84 \text{ kNm}$$

$$e = 723 - 390 = 333 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{1142384}{25 \cdot 723^2 \cdot 2,0} = 0,044$$

$$\xi = 0,055 \quad \zeta = 0,977$$

$$A_{s1} = \frac{1142384}{0,977 \cdot 723 \cdot 43,48} - \frac{2323,13}{43,48} = -16,23 \text{ cm}^2$$

U ovom slučaju potrebno je postaviti minimalnu armaturu.

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 25 \cdot 100 = 5,0 \text{ cm}^2/m'$$

Odabrana armatura: na oba lica **ϕ8/20 cm (5,0 cm²/m')** , dok je na krajevima panela **ϕ10/20 cm (7,86 cm²/m')**

Ograničenje uzdužne armature za razred duktilnosti DCM u AB zidovima:

$$v_d = \frac{2323,13}{25 \cdot 780 \cdot 2,0} = 0,083 < 0,4$$

Proračun na poprečne sile

Prema HRN EN 1998-1 kod nosivih zidova razreda duktilnosti DCM potrebno je poprečnu silu dobivenu iz proračuna povećati za 50%.

$$V_{Ed}' = 1,5 \cdot 688,77 = 1033,16 \text{ kN}$$

Provjere u nastavku provode se prema HRN EN 1992-1-1.

1) Provjera nosivosti tlačnih štapova

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot (v_1 \cdot f_{cd}) \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = 1 \cdot 25 \cdot 650,25 \cdot 0,53 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2}$$

$$= 8615,81 \text{ kN}$$

$$z = \zeta \cdot d \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 723 = 650,25 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot [1 - 30/250] = 0,53$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$1033,16 < 8615,81 \rightarrow \text{Provjera zadovoljava!}$$

2) Nosivost elemenata na poprečne sile bez poprečne armature

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 567653,88 \text{ N} \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 702213,75 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{723}} = 1,17 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{5,50}{25 \cdot 723} = 0,0003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2323130}{250 \cdot 7800} = 1,19 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Ed} = 688,77 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 702,2 \text{ kN}$$

Minimalna armatura

$$\rho_{w,min} = \frac{0,15 \cdot f_{ctm}}{f_{wyd}} = \frac{0,15 \cdot 2,6}{434,8} = 0,0009$$

$$s_{max} = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{0,5 \cdot 2}{0,009 \cdot 25} = 44,44 \text{ cm}$$

Odabire se: $\phi 8$, m=2; s=30 cm

Lokalna duktilnost zidova

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w = 7,8 \text{ m} \\ \frac{h_w}{6} = \frac{12}{6} = 2,0 \text{ m} \end{array} \right. = 7,8 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 7,8 = 15,6 \text{ m} \\ h_s \text{ (za } n \leq 6 \text{ katova)} = 2,79 \text{ m (konstrukcija je } P + 3) \\ 2h_s \text{ (za } n \geq 7 \text{ katova)} \end{cases}$$

Rubni element

Razmak spona:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \\ 175 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 10 = 8 \end{array} \right. = 8 \text{ cm}$$

Prema HRN EN 1992-1-1/2004:

$$s = 12 \cdot d_{bl} = 12 \cdot 1,0 = 12 \text{ cm}$$

Odabire se s=12 cm

Duljina rubnog elementa

$$l_{c,min} = l_c = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 780 = 117 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \text{ cm} \end{array} \right. = 117 \text{ cm} \approx 115 \text{ cm}$$

Vertikalna armatura hrpta prema EC2 (izvan rubnih elemenata):

$$A_w = \rho_{w,min} \cdot A_c$$

$$s = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = \frac{0,5 \cdot 2}{25 \cdot 0,002} = 20 \text{ cm}$$

Odabire se: $\phi 8/20$ cm na oba lica zida

Horizontalna armatura hrpta prema EC2 (izvan kritičnog područja)

$$A_{sh,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25\% \text{ vertikalne armature} \\ 0,001 \cdot A_c \end{array} \right.$$

Maksimalni razmak dvije šipke iznosi 40 cm.

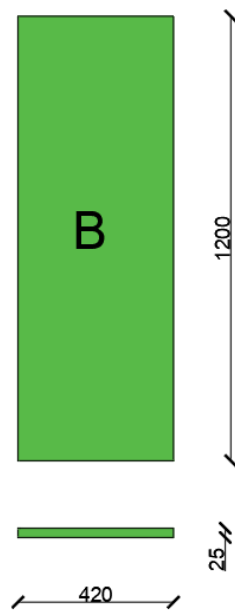
Odabire se: $\phi 8/30$ cm, m=2

Zid B

$N_{Ed}=2160,23$ kN

$V_{Ed}=178,95$ kN

$M_{Ed}=908,71$ kNm



Slika 38: Prikaz zida B

$$d = 420 - l_c / 2 = 420 - 65 / 2 = 387,5 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = 908,71 + 2160,32 \cdot 1,78 = 4754,08 \text{ kNm}$$

$$e = 387,5 - 210 = -177,5 \text{ cm} \approx 178 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{475408}{25 \cdot 388^2 \cdot 2,0} = 0,063$$

$$\xi = 0,080 \quad \zeta = 0,967$$

$$A_{s1} = \frac{475408}{0,967 \cdot 388 \cdot 43,48} - \frac{2160,32}{43,48} = -20,63 \text{ cm}^2$$

U ovom slučaju potrebno je postaviti minimalnu armaturu.

Minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 25 \cdot 100 = 5,0 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Odabrana armatura: na oba lica **$\phi 8 / 20 \text{ cm}$ ($5,0 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)**, dok je na krajevima panela **$\phi 10 / 20 \text{ cm}$ ($7,86 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)**

Ograničenje uzdužne armature za razred duktilnosti DCM u AB zidovima:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2160,23}{25 \cdot 420 \cdot 2} = 0,01 < 0,4$$

Proračun na poprečne sile

Prema HRN EN 1998-1 kod nosivih zidova razreda duktilnosti DCM i potrebno je poprečnu silu dobivenu iz proračuna poprečnih sila povećati za 50%.

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 178,95 = 268,43 \text{ kN}$$

Provjere u nastavku provode se prema EN 1992-1-1.

1) Provjera nosivosti tlačnih štapova

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot (v_1 \cdot f_{cd}) \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = 1 \cdot 25 \cdot 349 \cdot 0,53 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2}$$

$$= 4708,13 \text{ kN}$$

$$z = \zeta \cdot d \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 387,5 = 349 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot [1 - 30/250] = 0,53$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$268,43 \text{ kN} < 4624,25 \text{ kN} \rightarrow \text{Provjera zadovoljava!}$$

2) Nosivost elemenata na poprečne sile bez poprečne armature

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 201180,77 \text{ N} \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 233673 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{388}} = 1,23 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{7,86}{25 \cdot 388} = 0,00057 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2160230}{250 \cdot 4200} = 0,206 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,21 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Ed} = 268,43 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 233,67 \text{ kN}$$

Minimalna armatura

$$\rho_{w,min} = \frac{0,15 \cdot f_{ctm}}{f_{wyd}} = \frac{0,15 \cdot 2,6}{434,8} = 0,0009$$

$$s_{max} = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{0,5 \cdot 2}{0,009 \cdot 25} = 44,44 \text{ cm}$$

Odabire se: $\phi 8$, $m=2$; $s=30,0$ cm

Prema HRN EN 1998-1: 2008:

Lokalna duktilnost zidova

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w = 4,2 \text{ m} \\ \frac{h_w}{6} = \frac{12}{6} = 2,0 \text{ m} \end{array} \right. = 4,2 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 4,2 = 8,4 \text{ m} \\ h_s \text{ (za } n \leq 6 \text{ katova)} = 2,79 \text{ m (konstrukcija je } P + 3) \\ 2h_s \text{ (za } n \geq 7 \text{ katova)} \end{cases}$$

Rubni element

Razmak spona:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \\ 175 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 1,0 = 8,0 \end{array} \right. = 8,0 \text{ cm}$$

Prema HRN EN 1992-1-1/2004:

$$s = 12 \cdot d_{bl} = 12 \cdot 1,0 = 12 \text{ cm}$$

Odabire se $s=12,0$ cm

Duljina rubnog elementa

$$l_{c,min} = l_c = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 420 = 63 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \text{ cm} \end{array} \right. = 63 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

Vertikalna armatura hrpta prema EC2 (izvan rubnih elemenata):

$$A_w = \rho_{w,min} \cdot A_c$$

$$s = \frac{A_{sw}^1 \cdot m}{b_w \cdot \rho_{w,min}} = \frac{0,5 \cdot 2}{25 \cdot 0,002} = 20 \text{ cm}$$

Odabire se: $\phi 8/20 \text{ cm}$, $m=2$

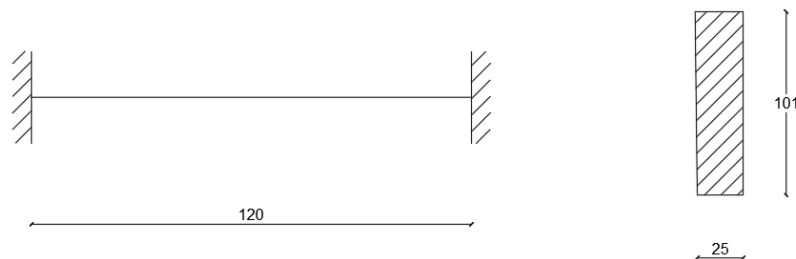
Horizontalna armatura hrpta prema EC2 (izvan kritičnog područja)

$$A_{sh,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25\% \text{ vertikalne armature} \\ 0,001 \cdot A_c \end{array} \right.$$

Maksimalni razmak dvije šipke iznosi 20 cm.

Odabire se: $\phi 8/30 \text{ cm}$

Vezna greda



Slika 39: Statički sustav vezne grede

Tablica 28: Vrijednosti poprečnih sila u veznim gredama (potres desno)

POZICIJA	SILE OD POTRESA	SILE OD UZDUŽNIH SILA	UKUPNO V_{Ed}	L [m]	$M_{Ed}=V_{Ed} \cdot L/2$
400	-65,524	34,58	-30,94	1,2	-18,56
300	-134,123	41	-93,123	1,2	-55,87
200	-147,103	38,59	-108,51	1,2	-65,11
100	-110,865	33,17	-77,69	1,2	-46,61
Σ	-457,62				

Tablica 29: Vrijednosti poprečnih sila u veznim gredama (potres lijevo)

POZICIJA	SILE OD POTRESA	SILE OD UZDUŽNIH SILA	UKUPNO V_{Ed}	L [m]	$M_{Ed}=V_{Ed} \cdot L/2$
400	77,49	34,58	112,07	1,2	67,24
300	143,18	41	184,18	1,2	110,51
200	152,37	38,59	190,96	1,2	114,58
100	115,29	33,17	148,46	1,2	89,08
Σ	488,33				

Dimenzioniranje greda na savijanje u skladu s normom HRN EN 1992-1-1 može se provesti samo ako je ispunjen barem jedan od sljedećih uvjeta:

- 1) Nije vjerojatno raspucavanje u oba dijagonalna smjera:

$$V_{Ed} < f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,133 \cdot 25 \cdot 101 = 336,58 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,max} = 190,96 \text{ kN} < 336,6 \text{ kN}$$

→Uvjet je zadovoljen! Greda se može dimenzionirati prema HRN EN 1992-1-1 [14]

- 2) Osiguran je prevladavajući slom savijanjem:

$$\frac{l}{h} \geq 3$$

$$\frac{l}{h} = \frac{120}{101} = 1,18 < 3$$

→ Uvjet nije zadovoljen !

Provesti će se dimenzioniranje samo vezne grede na poziciji 200, odnosno na veznoj gredi iznad drugog kata koja ima najveće vrijednosti reznih sila. Kada barem jedan od gore navedenih uvjeta ne bi bio zadovoljen tada se dimenzioniranje ne bi moglo provesti po HEN EN 1992-1-1 već bi ga trebalo provesti po HRN EN 1998-1.

Dimenzioniranje:

Ležaj:

$M_{Ed}=114,58 \text{ kNm}$

$L=120 \text{ cm}$

$b_w = 25 \text{ cm}$

Beton \rightarrow C30/37; $f_{cd} = 2,0 \text{ kN/cm}$

Čelik \rightarrow B500B; $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}$

$$C_{\min, \text{dur}} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max \begin{cases} \phi 15 \\ c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_{\text{nom}} = 1,5 + 1,0 = 2,5 \text{ cm}$$

$$d_1 = C_{\text{nom}} + \phi_w + \phi/2 = 2,5 + 0,8 + 2,0/2 = 4,5 \text{ cm}$$

$$d = 101 - 4,5 = 96,5 \text{ cm} \approx 95 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{11458}{120 \cdot 95^2 \cdot 2,0} = 0,005 \approx 0,01$$

$$\xi = 0,012$$

$$\zeta = 0,995$$

$$A_{s1} = \frac{8818}{0,995 \cdot 96,5 \cdot 43,48} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \geq 0,0013 \cdot 25 \cdot 96,5$$

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 25 \cdot 96,5 = 3,26 \geq 0,0013 \cdot 25 \cdot 96,5 = 3,14$$

$$A_{s, \min} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 2,11 \text{ cm}^2 < A_{s, \min} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Mjerodavna je minimalna armatura $A_{s1} = 3,26 \text{ cm}^2$

Odabire se: 5 ϕ 14 (7,7 cm²)

Polje:

Mjerodavna je minimalna armatura.

$$q = 1,35 \cdot 58,83 + 1,5 \cdot 15,37 = 102,48 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 24 = 6,15 \text{ kNm}$$

Odabire se: 5 ϕ 14 (7,7 cm²)

Dimenzioniranje na poprečne sile:

$$V_{Ed}=190,96 \text{ kN}$$

- Provjera nosivosti tlačni štapova $V_{Ed} < V_{Rd}$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 96,5 = 86,8 \text{ cm}$$

$$v = v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,53$$

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 25 \cdot 86,8 \cdot 0,53 \cdot 2,0 \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1}} = 2300,2 \text{ kN}$$

$$190,96 \text{ kN} < 2300,2 \text{ kN}$$

- Proračun poprečne armature

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$\theta = 45^\circ$$

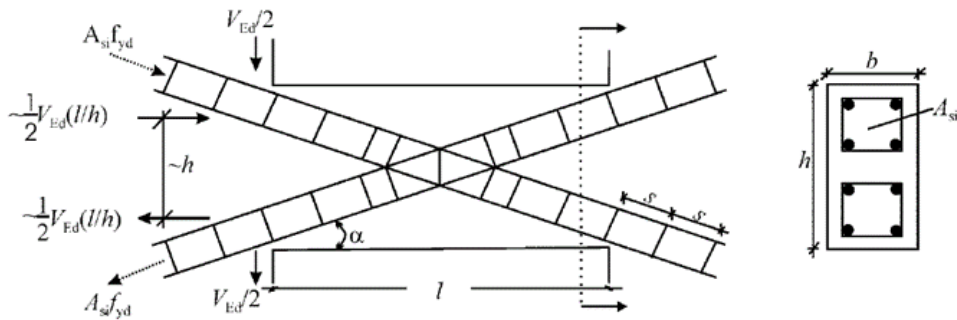
$$s \geq \frac{A_{sw}^1 \cdot m \cdot z \cdot f_{yd}}{V_{Ed}} \cdot \cot \theta = \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 86,9 \cdot 43,48}{190,96} \cdot 1,0 = 19,8 \text{ cm}$$

Odabire se:

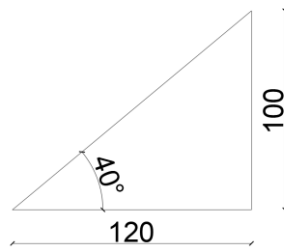
Dvorezne spone (m=2) ϕ 8/18 cm

Iako su u ovom slučaju zadovoljeni uvjeti te je provedeno dimenzioniranje prema HRN EN 1992-1-1 u nastavku će se radi primjera provesti i dimenzioniranje prema HRN RN 1998-1-1.

Prema HRN EN 1998-1-1:2008 ukoliko gore navedeni uvjeti nisu zadovoljeni tada otpornost na potresna djelovanja treba osigurati rasporednom armature uzduž dviju dijagonala grede (Slika 40.) i u skladu sa sljedećim uvjetom:



Slika 40: Vezne grede sa šipkama u dijagonalnom smjeru[14]



Slika 41:Skica nagiba tlačnih štapova prema uzdužnoj osi elementa

$$V_{Ed} \leq A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

Gdje je:

A_{si} - ukupna ploština čeličnih šipki u svakom dijagonalnom smjeru

α - kut između dijagonalnih šipki i osi grede

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

$$190,98 \leq 2 \cdot A_{s1} \cdot 43,48 \cdot \sin 40^\circ$$

$$A_{s1} \geq \frac{190,98}{2 \cdot 43,48 \cdot \sin 40^\circ} \geq 3,56 \text{ cm}^2$$

Odabire se: 2x 2 ϕ 12 (2x2,26=4,52 cm²)

Odabrane spone: ϕ 8

Maksimalni razmak spona:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_o}{2} = \frac{25 - 2 \cdot 1,2 - 0,8}{2} = 10,9 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 1,2 = 9,6 \end{array} \right. = 9,6 \text{ cm}$$

Odabiru se spone $\phi 8/9,0$ cm

Razrada detalja za lokalnu duktilnost:

Najmanji koeficijenti armiranja:

Provjera uvjeta:

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{A_{s1}}{Ac} = 0,5 * \frac{2,9}{500} = 2,9 * 10^{-3}$$

$$A_{s1} = \rho_{min} * Ac = 2,9 * 10^{-3} * 25 * 100 = 7,25 \text{ cm}^2$$

Kritično područje je cijela duljina grede. Omjer armiranja ρ ne premašuje ρ_{max} .

- minimalni razmak spona:

$$s = \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \\ 24d_{bw} = 24 * 8 = 192 \text{ mm} \\ 175 \\ 6d_{bl} = 6 * 14 = 8,4 \text{ mm} \end{cases}$$

Odabrano: $\phi 8/8,0$ cm

5.8.3. Zid Z2 (Zid s otvorima) -Potresna kombinacija- djelovanja 2

Vrijednosti prikazane na Tablica 30 su dobivene za opterećenje potresnom kombinacijom djelovanja u kojoj potresne horizontalne sile djeluju s desne strane u kombinaciji s uzdužnim silama od stalnog i promjenjivog djelovanja.

Tablica 30: Vrijednosti reznih sila za ZID Z2 (Potresna kombinacija djelovanja 2)

	Zid A	Zid B
N_{Ed} [kN]	-3226,93	-1256,43
V_{Ed} [kN]	661,4	206,21
M_{Ed} [kNm]	3687,25	-515,88

Zid A

$$N_{Ed} = -3226,93 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 661,4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3687,25 \text{ kNm}$$

$$d=780-l_c/2=780-115/2=722,5 \text{ cm} \approx 753$$

$$M_{Eds}=3687,25 + 3226,93 \cdot 3,33= 14432,93 \text{ kNm}$$

$$e=723-390-600=333 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{1443293}{25 \cdot 723^2 \cdot 2,0} = 0,055$$

$$\xi=0,069 \quad \zeta=0,973$$

$$A_{s1} = \frac{1443293}{0,973 \cdot 723 \cdot 43,48} - \frac{3238,13}{43,48} = -27,29 \text{ m}^2$$

Dobivena je jednaka vrijednost kao i kod dimenzioniranja zida A na potres desno+ kombinacija uzdužnih sila što se moglo i zaključiti zbog vrlo sličnih reznih sila dobivenih za obje potresne kombinacije. Daljnje dimenzioniranje zida iz tog razloga neće se provoditi već se usvajaju vrijednosti dobivene u prošlom poglavlju.

Zid B

$$N_{Ed}=-1256,43 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}=206,21 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}=515,88 \text{ kNm}$$

$$d=420-l_c/2=420-65/2=387,5 \text{ cm} \approx 388 \text{ cm}$$

$$M_{Eds}=515,88+1256,43 \cdot 1,78=2752,32 \text{ kNm}$$

$$e=388-210=178 \text{ cm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{275232}{25 \cdot 388^2 \cdot 2,0} = 0,037$$

$$\xi=0,049 \quad \zeta=0,979$$

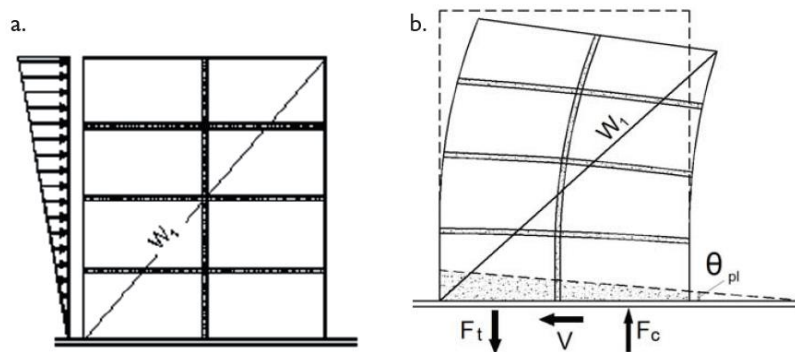
$$A_{s1} = \frac{275232}{0,979 \cdot 388 \cdot 43,48} - \frac{1256,43}{43,48} = -12,23 \text{ cm}^2$$

Dobivena je jednaka vrijednost kao i kod dimenzioniranja zida B na potres desno+ kombinacija uzdužnih sila što se moglo i zaključiti zbog vrlo sličnih reznih sila

dobivenih za obje potresne kombinacije. Daljnje dimenzioniranje zida iz tog razloga neće se provoditi već se usvajaju vrijednosti dobivene u prošlom poglavlju.

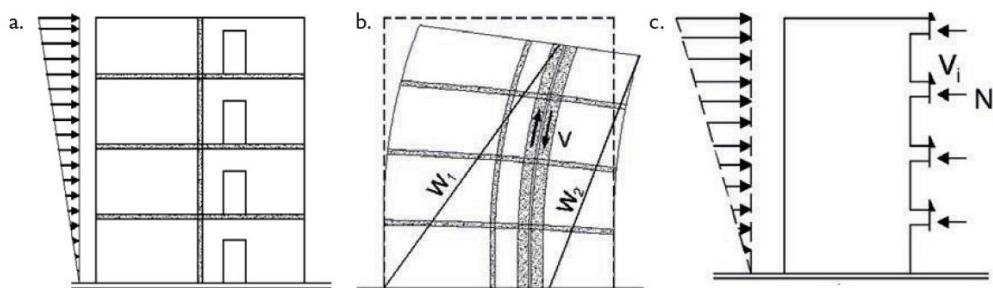
6. PRORAČUN SPOJEVA KRUPNOPANELNOG SUSTAVA

Spojevi krupnopanelnih sustava predstavljaju "slabe točke" ovih sustava. Kako bi se osiguralo njihovo povoljno duktilno ponašanje i otpor pri velikim potresnim silama potrebno ih je vrlo pažljivo dimenzionirati i armirati. Predgotovljeni paneli i njihovi spojevi proračunavaju se na način da se osigura monolitno ponašanje zida duž njegove visine [2] kao što je prikazano na slici 40. Takvo ponašanje postiže se predimenzioniranjem spojeva kako bi se neelastična naprezanja "preselila" na dio zida izvan spoja koji je duktilniji. Ovakvo dimenzioniranje je povoljno kod panela koji nemaju otvore, ali nije ekonomično i gubi se smisao predgotovljenog sustava panela.



Slika 42: Ponašanje zida bez otvora tokom potresa [2]

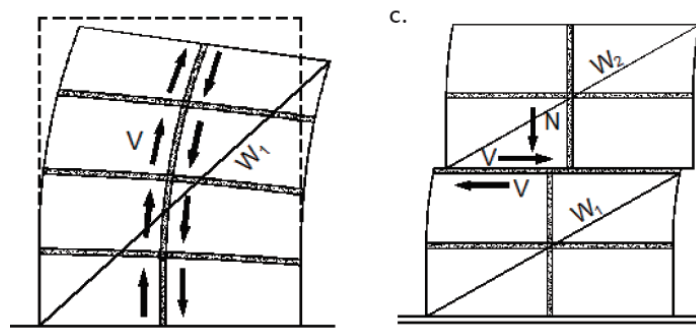
Kod zidova s otvorima cijeli zid promatramo kao da se sastoji od zida povezanog veznim gredama (Slika 41.) u kojima se odvija disipacija seizmičke energije [2].



Slika 43: Ponašanje zida s otvorima tokom potresa [2]

U zidovima koji se sastoje od više panela mjesto gdje dolazi do najvećeg trošenja energije je u vertikalnim spojevima. U slučaju "mokrih" spojeva gdje se u spoj

između panela međusobno povezanim armaturnim šipkama na mjestu ugradnje ulijeva beton, najpovoljniji način trošenja potresne energije je preko posmika u vertikalnim spojevima. Do posmika može doći i u horizontalnim spojevima što je prikazano na slici 42..

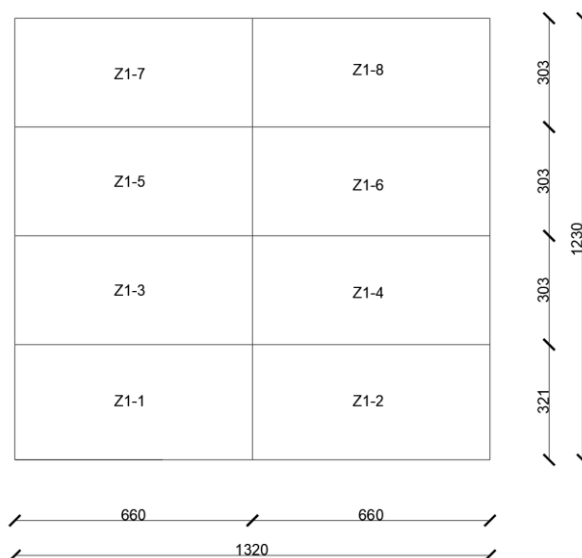


Slika 44: Načini trošenja energije [2]

Posmik u horizontalnim spojevima može narušiti stabilnost konstrukcije stoga ga treba svesti na minimum.

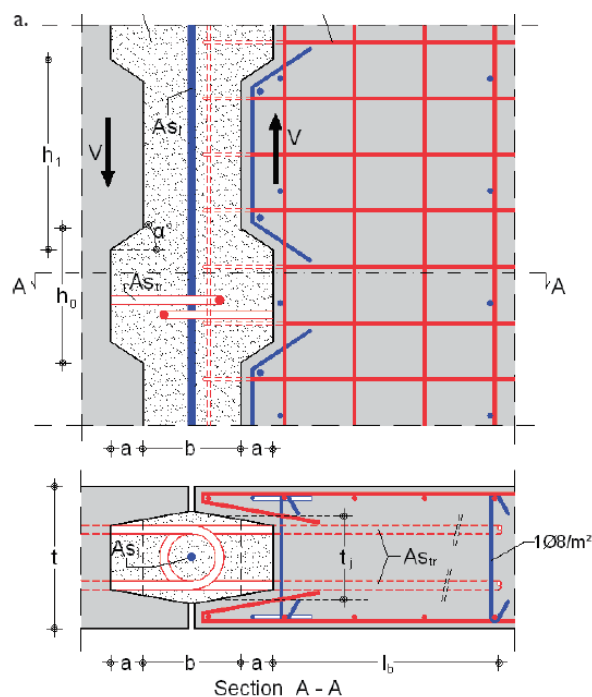
6.1. Zid Z1 (Zid bez otvora)

Zid Z1 odnosno zid bez otvora sastavljen je od 8 panela. Njihov raspored prikazan je na slici 43. U nastavku će biti proveden proračun horizontalnih i vertikalnih spojeva panela.



Slika 45: Zid Z1 (bez otvora) - Raspored panela

6.1.1. Vertikalni spojevi



Slika 46: Vertikalni spoj dvaju panela [2]

Radi poboljšanja lokalne duktilnosti uzduž vertikalnih spojeva velikih panela treba u obzir uzeti sljedeća dodatna pravila proračuna [8]:

- treba predvidjeti najmanju armaturu kroz spojeve koja iznosi 0,10 % u spojevima koji su u cijelosti tlačno opterećeni, a 0,25 % u spojevima koji su djelomično tlačno, a djelomično vlačno opterećeni
- količina armature u spoju treba biti ograničena kako bi se izbjeglo naglo omekšanje nakon dostizanja najveće sile. Ako nema točnijih podataka, omjer armature ne treba prijeći 2 %.
- takvu armaturu treba rasporediti po cijeloj duljini spoja. Za razred duktilnosti DCM tu armaturu može se koncentrirati u tri traka (vrh, sredina i podnožje).
- Potrebne su odredbe za osiguranje kontinuiteta armature između panela. Da bi se to postiglo u vertikalnim spojevima, čelične šipke treba sidriti u obliku omča ili (ako se radi o spojevima s najmanje jednim slobodnim licem) zavarivanjem u spoju (slika 46).

- e) Za osiguranje kontinuiteta uzduž spoja nakon raspucavanja treba predvidjeti uzdužnu armaturu najmanjeg omjera $\rho_{c,min}$ u prostoru ispunjenom mortom u spoju (slika 46).

U nacionalnom dodatku ovom dokumentu usvojena je vrijednost $\rho_{c,min} = 1 \%$.

Kao posljedica sposobnosti trošenja energije uzduž vertikalnih (i djelomično horizontalnih) spojeva krupnih panela, zidovi izrađeni od takvih predgotovljenih panela izuzeti su od zahtjeva točaka 5.4.3.4.2 i 5.5.3.4.5 koji se odnose na ovijanje rubnih elemenata.

Potrebna uzdužna armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = \rho_{c,min} * A_c = 0,01 * 15 * 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Odabrana vertikalna armatura u vertikalnom spoju $\phi 25$ ($4,91 \text{ cm}^2$)

Kod dimenzioniranja zidova odnosno panela treba slijediti normu EN 1992-1-1 uz sljedeće prilagodbe[8]:

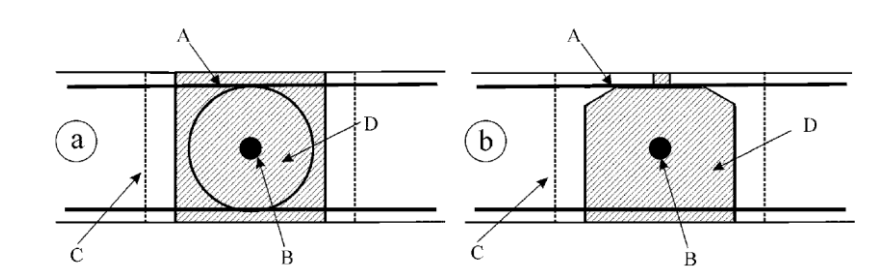
- a) ukupni najmanji omjer vertikalne armature odnosi se na stvarnu ploštinu presjeka betona i treba obuhvatiti vertikalne šipke hrpta i rubnih elemenata
- b) u pojedinačnim zidovima nije dopuštena mrežasta armatura
- c) u blizini rubova svih predgotovljenih panela treba predvidjeti najmanju armaturu za ovijanje kako je specificirano u točkama 5.4.3.4.2 ili 5.5.3.4.5 za stupove, za kvadratni presjek duljine stranice b_w , gdje je b_w debljina panela.

Točke 5.4.3.4.2 (razred duktilnosti DCM) i 5.5.3.4.5. (razred duktilnosti DCH) odnose se na razradu detalja za lokalnu duktilnost tj. na ovijanje rubnih elemenata.

- Dio zidnog panela između vertikalnog spoja i otvora koji je spoju bliže od $2,5 b_w$ treba dimenzionirati i detalje razraditi u skladu s točkama 5.4.3.4.2 ili 5.5.3.4.5, ovisno o razredu duktilnosti.

- Pri djelovanju promjenjivog opterećenja treba izbjegavati pogoršanje otpornosti spojeva.

Da bi se to postiglo, svi vertikalni spojevi trebaju biti hrapavi ili trebaju imati moždanike provjerene na posmik.



Legenda:

- A armatura koja strši u spoju
- B armatura uzduž spoja
- C moždanik
- D sitnozrni beton koji ispunjava prostor između panela

Slika 47: Poprečni presjek vertikalnih spojeva predgotovljenih krupnih panela
(a) spoj s dva slobodna lica, (b) spoj s jednim slobodnim licem [8]

Vertikalni spoj Z1.1. – Z1.2.

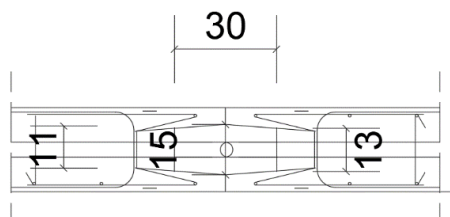
Proračun se provodi prema izrazima navedenima u poglavlju 4.4 spoj starog i novog betona.

$$V_{Ed,i} = 321,23 \text{ kN}$$

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,i}$$

Srednja širina spoja:

$$b_i = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{11 + 15}{2} = 13 \text{ cm}$$



Slika 48: Prikaz vertikalnog spoja dvaju panela

$$\alpha = 90^\circ$$

$$v_{Ed,i} = \frac{V_{Ed,i}}{A_i}$$

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_n = 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

As-ploština armature

Ai-ploština spoja = 13·321=4173 cm²

S obzirom na profiliranu površinu betona: c=0,5, μ=0,9

Zbog dinamičkih utjecaja i raspucavanja potrebno je faktor c smanjiti za 50% pa on iznosi:

$$c=0,5 \cdot 0,5=0,25$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$c \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 0,133 = 0,034 \text{ kN/cm}^2$$

$$v = v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,53$$

$$A_s = \frac{V_{Ed,i} - c \cdot f_{ctd} \cdot A_i - \mu \cdot \sigma_n \cdot A_i}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{321,23 - 0,034 \cdot 4173 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = 4,58 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: φ8/30 u obliku petlje (3,35 cm²/m')

Vertikalni spoj Z1.3. – Z1.4.

$$V_{Ed,i} = 307,58 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{V_{Ed,i} - c \cdot f_{ctd} \cdot A_i - \mu \cdot \sigma_n \cdot A_i}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{307 - 0,034 \cdot 3939 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = 4,79 \text{ cm}^2$$

*Napomena: $4,79 \text{ cm}^2$ je armatura potrebna za cijelu duljinu spoja od $3,21\text{m}$, tj. $4,79 \text{ cm}^2 / 3,21 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}'$

Odabrana armatura: $\phi 8/30$ u obliku petlje ($3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$)

Vertikalni spoj Z1.5. – Z1.6.

$V_{Ed,i} = 277,73 \text{ kN}$

$$A_s = \frac{V_{Ed,i} - c * f_{ctd} * A_i - \mu \cdot \sigma_n \cdot A_i}{\mu * f_{yd}} = \frac{277,73 - 0,034 * 3939 - 0}{0,9 * 43,48} = 3,67 \text{ m}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/30$ u obliku petlje ($3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$)

Vertikalni spoj Z1.7. – Z1.8.

$V_{Ed,i} = 139,88 \text{ kN}$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{139,88 - 0,034 * 3939 - 0}{0,9 * 43,48} = 0,15 \text{ cm}^2$$

Potrebna je minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,001 * 13 * 321 = 4,17 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/30$ u obliku petlje ($3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$)

6.1.2. Horizontalni spojevi

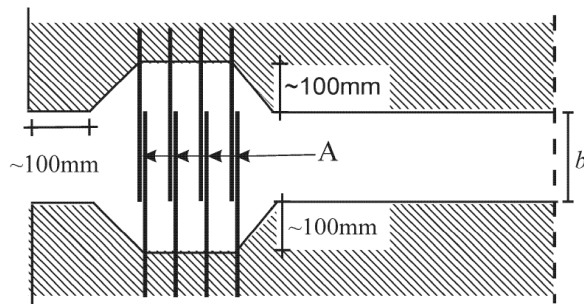
HRN EN 1998-1:2011 daje dodatna pravila u dimenzioniranju horizontalnih spojeva:

-Pri provjeri horizontalnih spojeva zidova od predgotovljenih velikih panela, primjenjuju se sljedeća dodatna pravila:

- a) ukupnu vlačnu silu nastalu osnim unutarnjim silama (s obzirom na zid) treba preuzeti vertikalnom armaturom raspoređenom uzduž vlačnog područja panela i u cijelosti usidrenom u tijelo gornjih i donjih panela. Kontinuitet te armature treba osigurati duktilnim zavarima u

horizontalnom spoju ili, što ima prednost, posebnim moždanicima predviđenim za tu svrhu (slika 49.).

- b) u horizontalnim spojevima koji su djelomično tlačno a djelomično vlačno opterećeni (u potresnoj proračunskoj situaciji) provjeru posmične otpornosti (vidjeti točku 5.11.2.2) treba provjeriti samo na duljini koja je tlačno opterećena. U takvom slučaju vrijednost uzdužne sile N_{Ed} treba zamijeniti vrijednošću ukupne tlačne sile F_c koja djeluje na tlačno područje.



Legenda:

A preklopno zavarivanje šipki

Slika 49: Moguće potrebna vlačna armatura na rubu zidova [8]

Tlačno opterećeni horizontalni spojevi na cijeloj duljini mogu se oblikovati bez posmičnih moždanika. Ako su djelomično tlačno opterećeni, a djelomično vlačno, posmične moždanike treba predvidjeti po cijeloj duljini.

Horizontalni spoj temelj- Z1.1.

Prema rezultatima horizontalni su spojevi u potpunosti tlačni, pa se izvode bez moždanika.

Horizontalne spojeve je potrebno predimenzionirati kako bi se trošenje energije "preselilo" u duktilniji dio zida te kako uslijed klizanja po horizontalnoj spojnici ne bi došlo do gubitka stabilnosti zgrade. Provjera površine potrebne armature stoga vrši se bez uzimanja u obzir doprinos $c \cdot f_{ctd}$ i $\mu \cdot \sigma_n$.

$$V_{Ed,i} = 940 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$V_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

As-ploština armature

Ai-ploština spoja = 13·660=8580 cm²

$$v = v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,53$$

$$A_s = \frac{V_{Ed,i} - c * f_{ctd} * A_i - \mu \cdot \sigma_n \cdot A_i}{\mu * f_{yd}} = \frac{940 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 24,02 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ u obliku petlje (2x 2,51=5,0 cm²/m')

*Napomena: 24,02 cm² je armatura potrebna za cijelu duljinu spoja od 6,60 m, tj. 24,02 cm² /6,6 = 3,64 cm²/m'

Horizontalni spoj Z1.1 -Z 1.3 i Z1.2. - Z1-4

V_{Ed,i} = 844,24 kN

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{V_{Ed,i} - c * f_{ctd} * A_i - \mu \cdot \sigma_n \cdot A_i}{\mu * f_{yd}} = \frac{844,24 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 21,57 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ u obliku petlje (2x2,51= 5,02 cm²/m')

Horizontalni spoj Z1.3 - Z 1.5 i Z 1.4. - Z 1.6.

V_{Ed,i} = 647,06 kN

$$A_s = \frac{647,06 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 16,54 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ u obliku petlje (2x 2,51=5,02 cm²/m')

Horizontalni spoj Z1.5 - Z 1.7 i Z1.6. - Z 1.8.

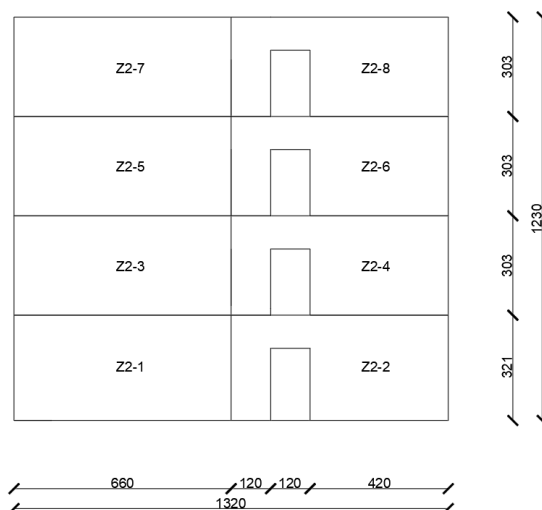
V_{Ed,i} = 349,14 kN

$$A_s = \frac{349,16 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 8,92 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ u obliku petlje (5,02 cm²/m')

6.2. Zid Z2 (Zid s otvorima)

Zid Z2 sastoji se od 8 panela od kojih je 4 njih sa otvorom kao što je prikazano na slici 50. U nastavku će biti prikazano dimenzioniranje vertikalnih i horizontalnih spojeva panela.



Slika 50: Zid Z2 (Zid s otvorima) – Paneli

6.2.1. Vertikalni spojevi

Vertikalne spojeve u ovom slučaju možemo dimenzionirati tako da u njemu dolazi do trošenja energije ili ga možemo predimenzionirati te na taj način preseliti naprezanja u duktilniji dio zida odnosno vezne grede. U nastavku će se provesti dimenzioniranje vertikalnog spoja na način da u njemu dolazi do trošenja energije.

Radi poboljšanja lokalne duktilnosti uzduž vertikalnih spojeva velikih panela treba u obzir uzeti dodatna pravila proračuna prema HRN EN 1998-1:2011 navedena u poglavlju 6.1.1..

Vertikalni spoj Z2.1. – Z2.2.

$$V_{Ed,i} = 78,15 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

Srednja širina spoja:

$$b_i = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{11 + 15}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$V_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_n = 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

As-ploština armature

Ai-ploština spoja = 13·321=4173 cm²

S obzirom na profiliranu površinu betona: c=0,5 i μ=0,9

Zbog dinamičkih utjecaja i raspucavanja potrebno vrijednost koeficijenta c smanjiti za 50% pa on iznosi:

$$c=0,5 \cdot 0,5=0,25$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$c \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 0,133 = 0,034 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{V_{Ed,i} - c \cdot f_{ctd} \cdot A_i - \mu \cdot \sigma_n \cdot A_i}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{78,15 - 0,034 \cdot 4173 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = -1,63 \text{ cm}^2$$

Potrebna je minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot 13 \cdot 321 = 4,17 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: u obliku petlje, φ8/30 cm (3,35cm²)/m'

Vertikalni spoj Z2.3. – Z2.4.

$$V_{Ed,i} = 207,37 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{207,37 - 0,034 \cdot 3939 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: u obliku petlje, φ8/30 cm (3,35 cm²/m')

Vertikalni spoj Z1.5. – Z1.6.

$$V_{Ed,i} = 233,93 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{233,93 - 0,034 \cdot 3939 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: u obliku petlje, $\phi 8/30 \text{ cm}$ ($3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$)

Vertikalni spoj Z2.7. – Z2.8.

$$V_{Ed,i} = 282,1 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{282,1 - 0,034 \cdot 4173 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = 3,79 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: na oba lica zida u obliku petlje, $\phi 8/30 \text{ cm}$ ($3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$)

6.2.2. Horizontalni spoj

HRN EN 1998-1:2011 daje dodatna pravila u dimenzioniranju horizontalnih spojeva navedan u poglavlju 6.1.2..

Horizontalne spojeve je potrebno predimenzionirati kako bi se trošenje energije "preselilo" u duktilniji dio zida. Provjera površine potrebne armature vrši se bez uzimanja u obzir doprinosa $c \cdot f_{ctd}$ i $\mu \cdot \sigma_n$.

Horizontalni spoj temelj- Z2.1.

$$V_{Ed,i} = 529,38 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_i\text{-ploština spoja} = 13 \cdot 660 = 8580 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{529,38 - 0 - 0}{0,9 \cdot 43,48} = 13,53 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ ($2,51 \text{ cm}^2/\text{m}'$), $m=2$

Horizontalni spoj temelj- Z2.2

$$V_{Ed,i} = 257,81 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_i\text{-ploština spoja} = 13 \cdot 660 = 8580 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{257,81 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 6,59 \text{ m}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m'), m=2

Horizontalni spoj Z2.1 – Z 2.3

$$V_{Ed,i} = 554,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_i\text{-ploština spoja} = 13 \cdot 660 = 8580 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{554,2 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 14,6 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m'), m=2

Horizontalni spoj Z2.2 – Z 2.4

$$V_{Ed,i} = 224,9 \text{ kN}$$

$$A_i\text{-ploština spoja} = 13 \cdot 660 = 8580 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{224,9 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 5,74 \text{ m}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m'), m=2

Horizontalni spoj Z2.3 – Z 2.5

$$V_{Ed,i} = 419,87 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{419,87 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 10,73 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m')

Horizontalni spoj Z2.4 - Z 2.6

$$V_{Ed,i} = 177,23 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{177,23 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 4,53 \text{ m}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m')

Horizontalni spoj Z2.5 - Z 2.7

$$V_{Ed,i} = 232,46 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{232,46 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 5,94 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m')

Horizontalni spoj Z2.6 - Z 2.8

$$V_{Ed,i} = 89,82 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$$

$$A_s = \frac{121,34 - 0 - 0}{0,9 * 43,48} = 2,3 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura: $\phi 8/20$ (2,51 cm²/m')

7. ZAKLJUČAK

U ovom radu proveden je proračun stambene zgrade katnosti P+3 sastavljene od predgotovljenih elemenata. Proveden je proračun i dimenzioniranje polumontažne stropne konstrukcije sastavljene od omnia ploča. Napravljena je usporedba rezultata naprezanja dobivenih u STAAD.Pro programu na tri različita modela (različite gustoće mreže) za 2 nosiva zida, jedan s otvorom i jedan bez otvora. Model s najgušćom mrežom odnosno s najviše konačnih elemenata dao je najtočnije rezultate (gustoća mreže utječe na dobivene rezultate). Na temelju tih rezultata provelo se dimenzioniranje tih zidova koji su sastavljeni od predgotovljenih panela. Prema posebnim odredbama prema HRN EN 1992-1-1 i HRN EN 1998-1-1 za dimenzioniranje, odnosno posebnim pravilima i odredbama za dimenzioniranje predgotovljenih panela navedenima u radu provelo se dimenzioniranje vertikalnih i horizontalnih spojeva panela. Spojevi kod predgotovljenih zidova moraju biti pažljivo dimenzionirani kako bi se osiguralo povoljno duktilno ponašanje zida i otpornost prema potresnim silama. Vertikalne spojeve dimenzioniralo se na način da se u njima odvija trošenje energije. U zidovima s otvorima dimenzioniralo se i vezne grede iznad otvora. Dobivena armatura i njen raspored prikazani su u nacrtnoj dokumentaciji. Paneli koji čine zid bez otvora imaju svi jednaku armaturu stoga je u nacrtnoj dokumentaciji pokazan samo jedan panel. Isto vrijedi i za zid s otvorima. Svi paneli s otvorom imaju jednaku armaturu te je prikazan samo jedan.

8. LITERATURA

1. Rex, S. *Industrijski način građenja II. dio (montažno građenje)*. Građevinski institut, Fakultet građevinski znanosti Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb 1983.
2. Fib Bulletin 78, *Precast-concrete buildings in seismic areas*, Federation internationale du beton (fib), 2016
3. Fib Bulletin 74, *Planning and design handbook on precast building structures*, Federation internationale du beton (fib), 2014
4. HRN EN 1991-1-3:2012/A1:2016 Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-3: Opća djelovanja -- Opterećenja snijegom (EN 1991-1-3:2003/A1:2015)
5. HRN EN 1991-1-3:2012/NA:2016 Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-3: Opća djelovanja -- Opterećenja snijegom -- Nacionalni dodatak
6. HRN EN 1991-1-4:2012 Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-4: Opća djelovanja -- Djelovanja vjetra (EN 1991-1-4:2005+AC:2010+A1:2010)
7. HRN EN 1991-1-4:2012/NA:2012, Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-4: Opća djelovanja -- Djelovanja vjetra -- Nacionalni dodatak
8. HRN EN 1998-1:2011 Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija -- 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade (EN 1998-1:2004+AC:2009)
9. HRN EN 1998-1:2011/NA:2011, Eurokod 8 Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija -- 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade, Nacionalni dodatak
10. <http://seizkarta.gfz.hr/karta.php>, 18.06.2021.
11. Koržinek, L., Tošević, S., *Primjena omnia ploča u mostogradnji*, Građevinar 55, 2003.
12. HRN EN 206:2016 Beton -- Specifikacija, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206:2013+A1:2016)
13. HRN EN 1993-1-1:2014, Eurokod 3:Projektiranje čeličnih konstrukcija—Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade (EN 1993-1-1:2005+AC:2009)
14. HRN RN 1992-1-1:2013, Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija -- Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade (EN 1992-1-1:2004+AC:2010)
15. HRN EN 1992-1-1:2013/ NA:2015, Eurokod 2 Projektiranje betonskih konstrukcija -- Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade, Nacionalni dodatak
16. Skripta s predavanja, Predgotovljene betonske konstrukcije, doc.dr.sc. P.Šćulac, akad.god. 2020./2021.
17. https://www.grad.unizg.hr/download/repository/Visoke_gradjevine_-_skripta_predavanja_i_vjezbi.pdf, 15.07.2021.

9. NACRTNA DOKUMENTACIJA

List 1 : Strop iznad prizemlja (Pozicija 100) M 1:100

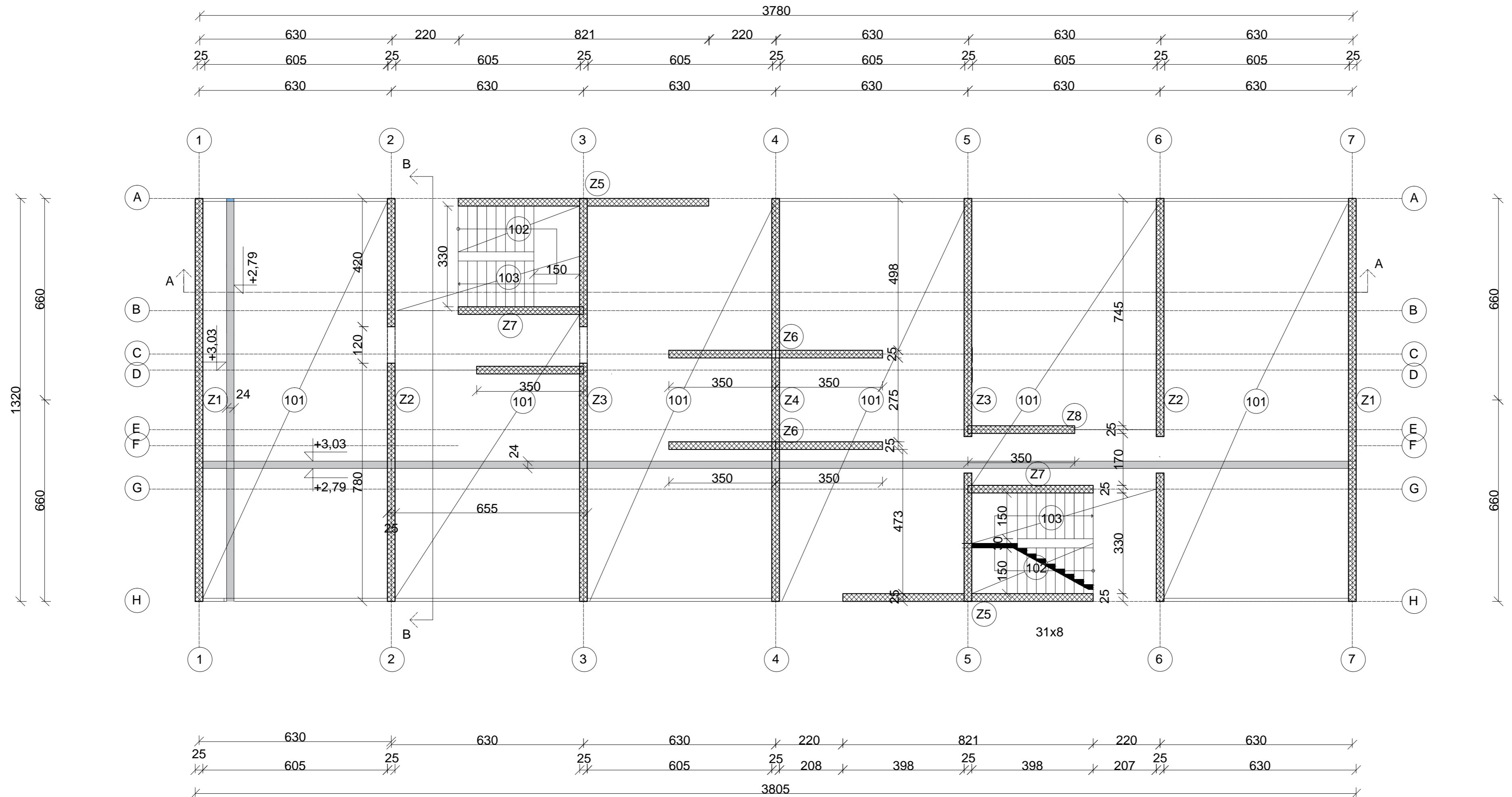
List 2: Presjek (A-A) zgrade M 1:100

List 3: Presjek (B-B) zgrade M 1:100

List 4: Nacrt armature panela Z1.1 M 1:25

List 5: Nacrt armature panela Z2.1. M 1:25

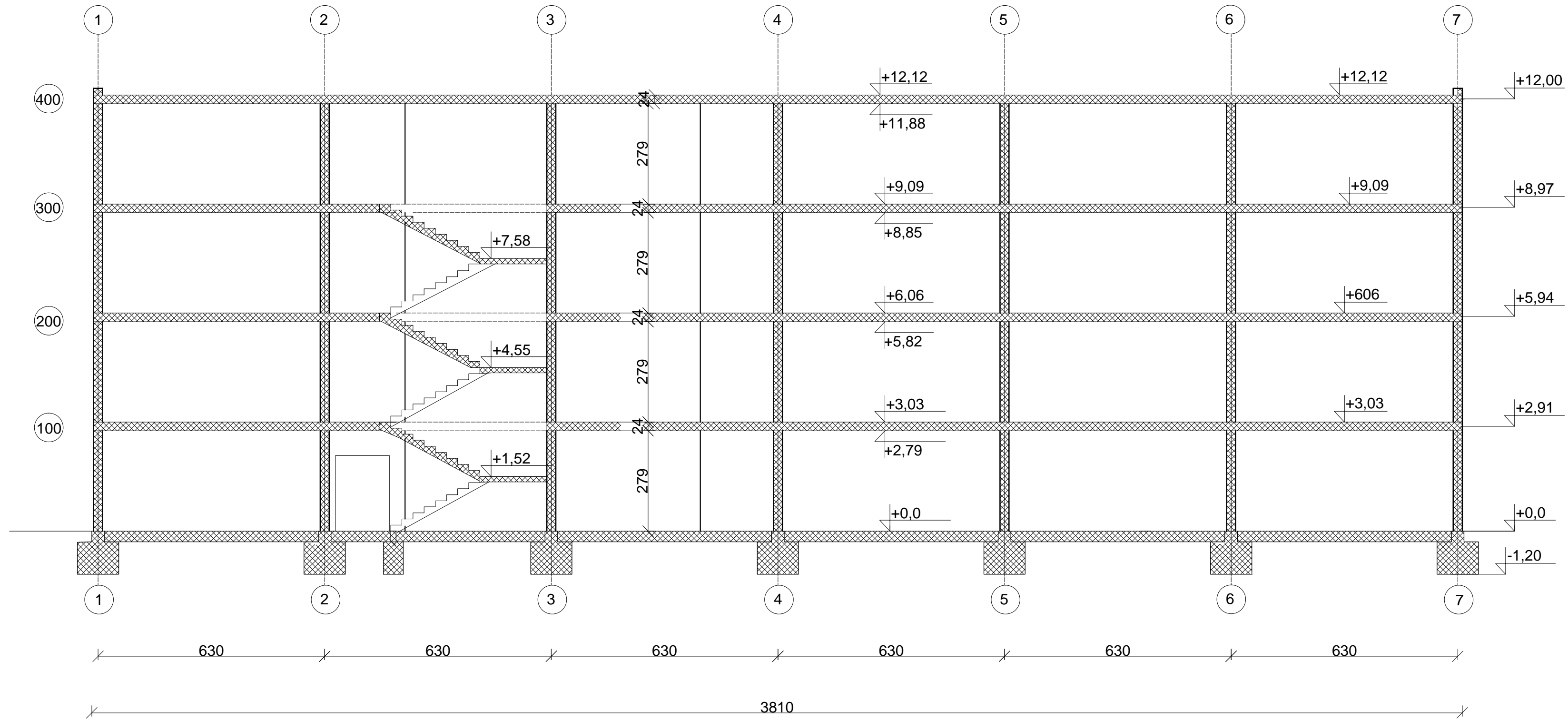
Strop znad prizemlja (Pozicija 100)
M 1:100



*Napomena:
Tlocrtni raspored zidova jednak je na svim katovima.

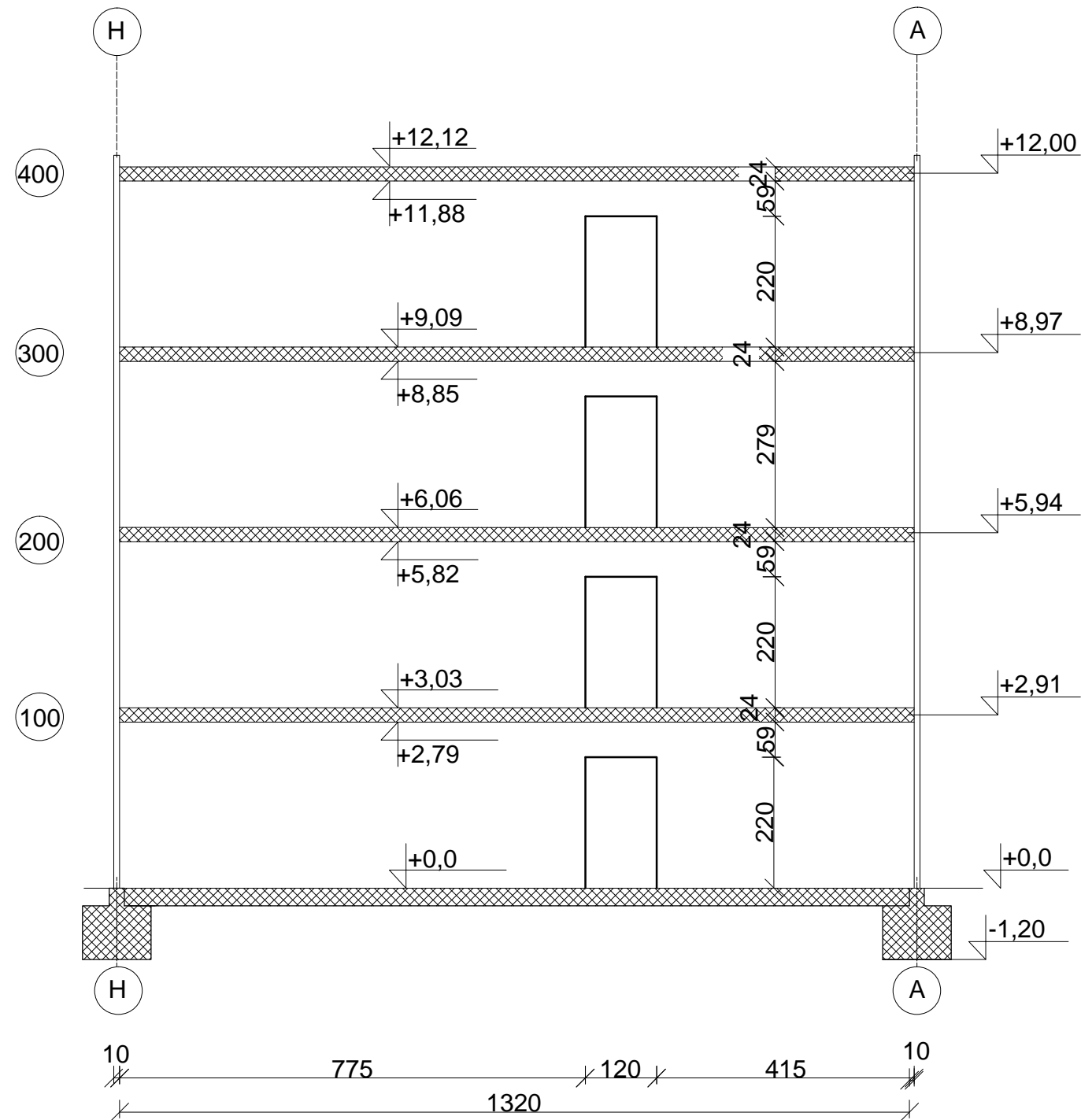
GF GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI	
Diplomski rad:	Sadržaj nacrt:
Proračun montažne panelne zgrade	Strop iznad prizemlja (Pozicija 100)
Student: Lidija Rendulić	Kolegij: Predgotovljene betonske konstrukcije
Mentor: doc.dr.sc. Paulo Ščulac	Datum: IX 2021.
	Mjerilo: 1:100
	List: 1

Presjek A-A
M 1:100



GF GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI	
Diplomski rad: Proračun montažne panelne zgrade	Sadržaj nacrt: Presjek A-A
Student: Lidija Rendulić	Kolegij: Predgotovljene betonske konstrukcije
Mentor: doc.dr.sc. Paulo Šćulac	Datum: IX 2021.
	Mjerilo: 1:100
	List: 2

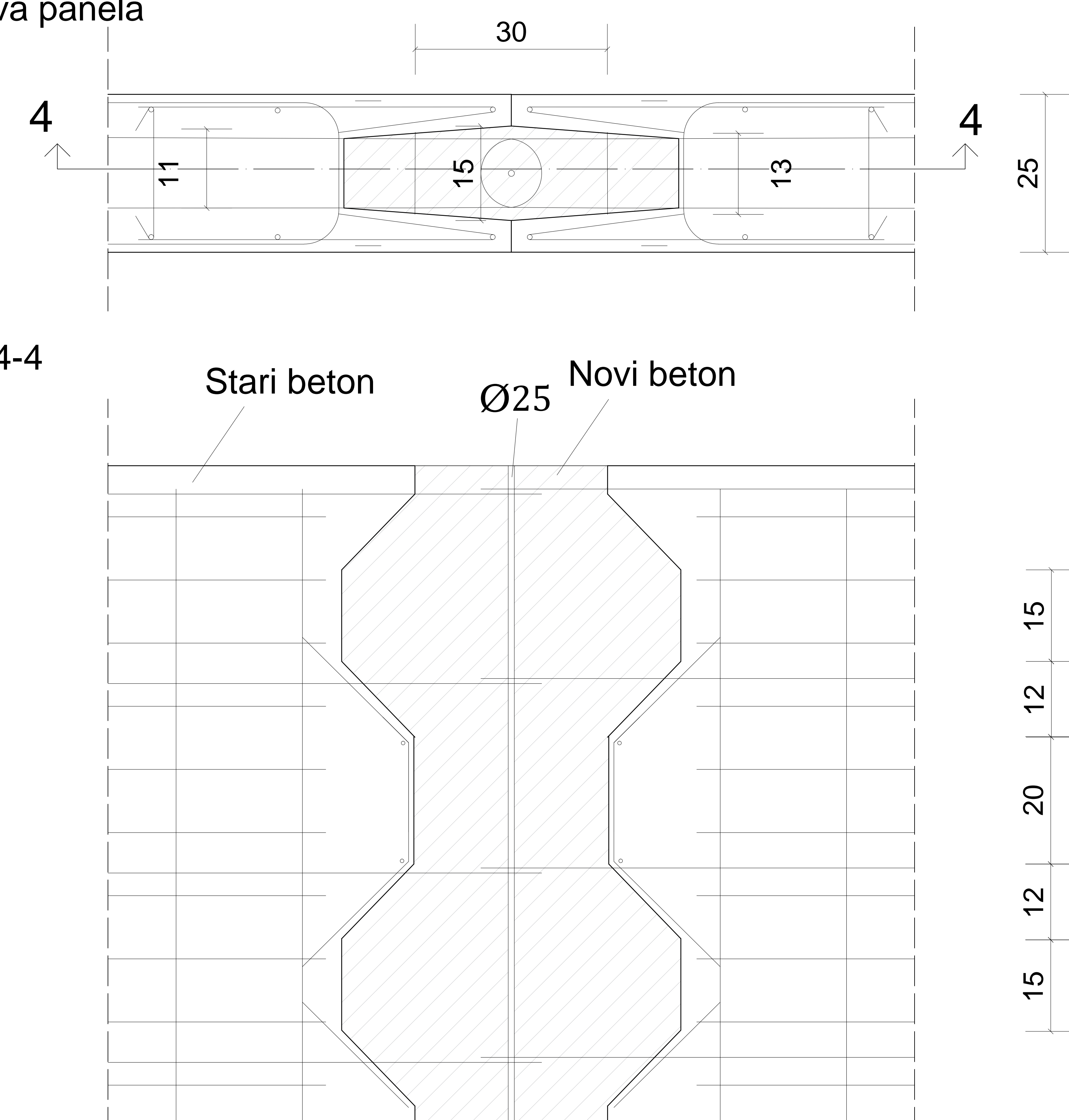
Presjek B-B
M 1:100



GF GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI	
Diplomski rad: Proračun montažne panelne zgrade	Sadržaj nacrt: Presjek zida B-B
Student: Lidija Rendulić	Kolegij: Predgotovljene betonske konstrukcije
Mentor: doc.dr.sc. Paulo Ščulac	Datum: IX 2021.
	Mjerilo: 1:100
	List: 3

Nacrt armature panela Z1.3. M 1:25

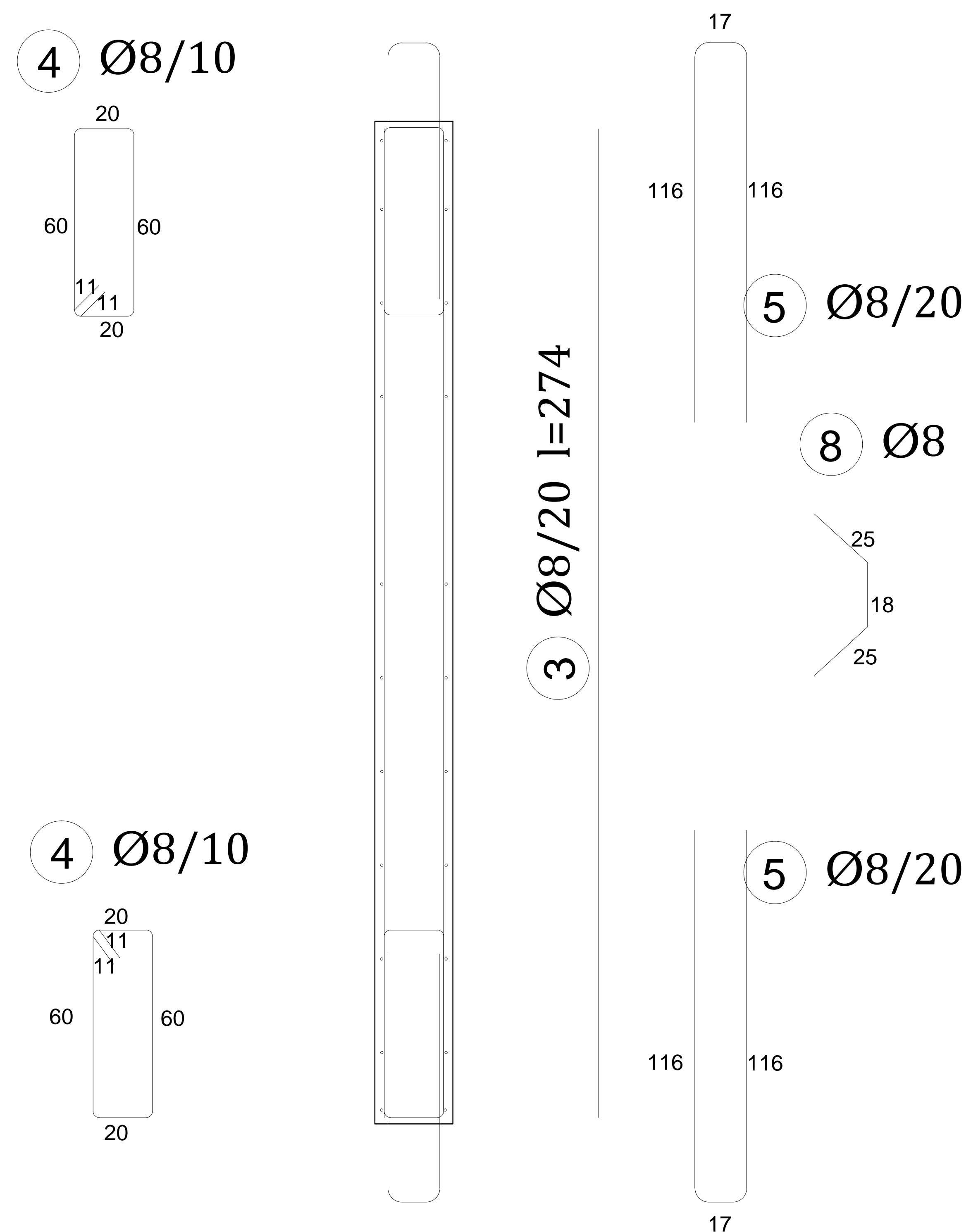
Detalj A spoj dva panela
M 1:10



Presjek 4-4

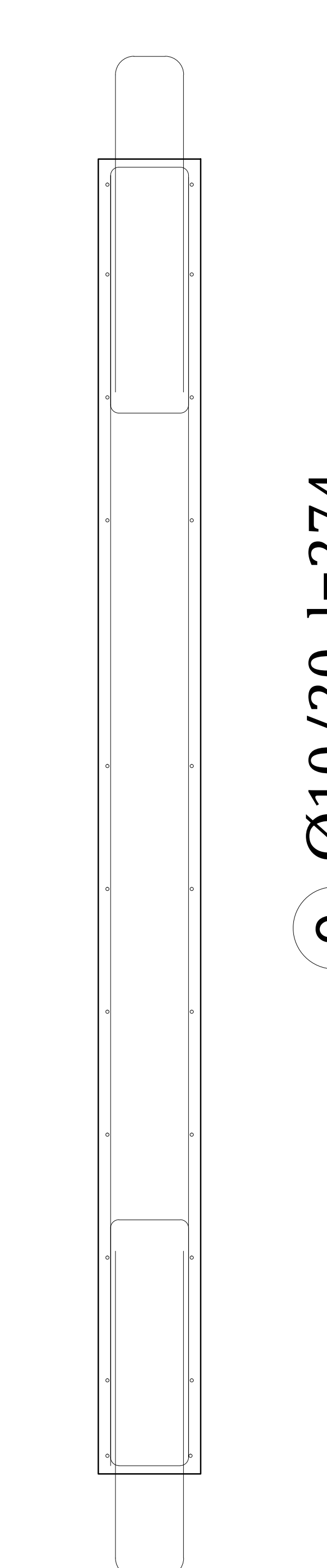
Čelična matica i pločica
Služi za podizanje panela i ubrzanu montažu (na čeličnu pločicu "sjetne" porijet paneli, a visina se regulira maticom.)
Čelična šipka s navojem na vrhu

Presjek 2-2

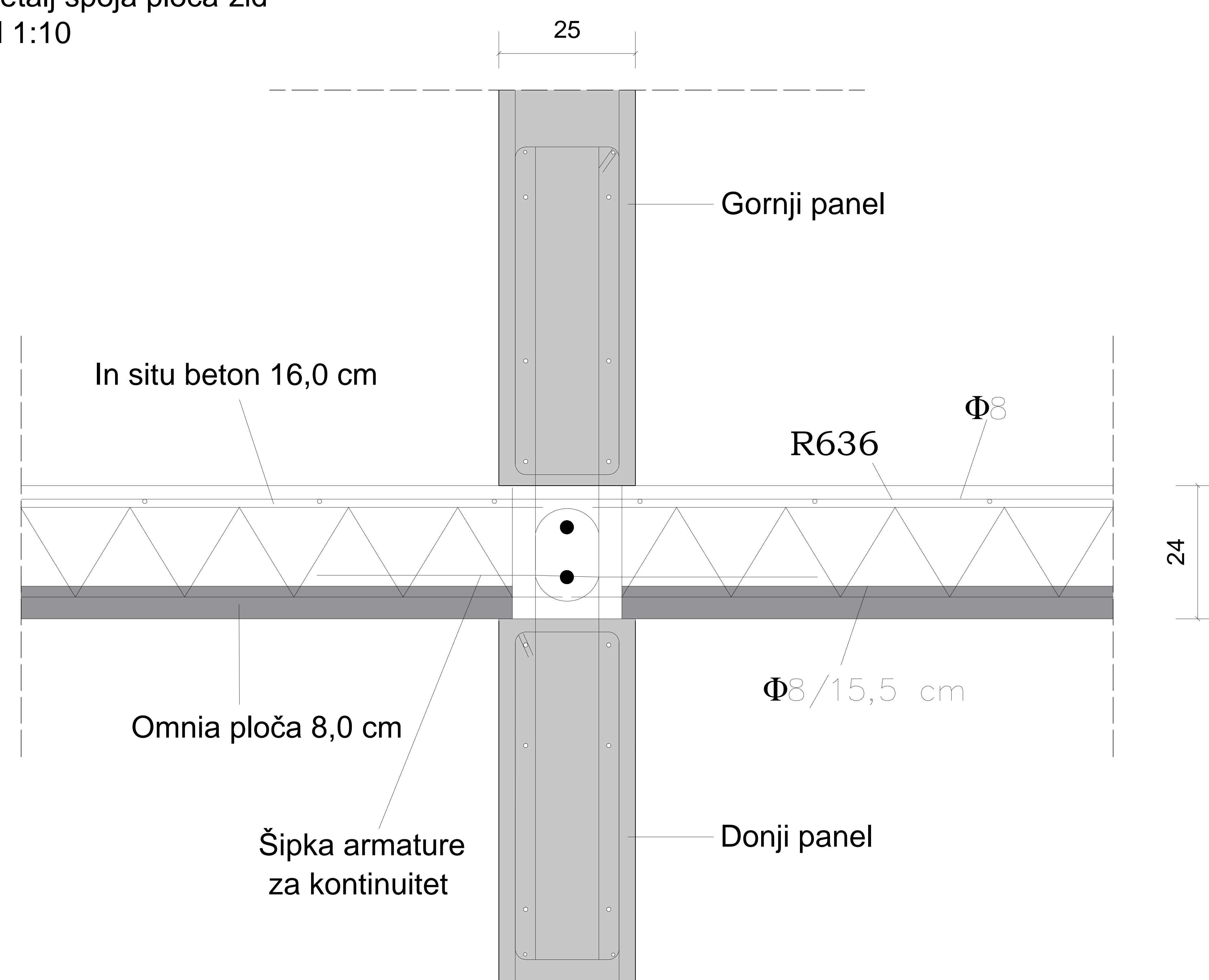


Detalj A

Presjek 3-3



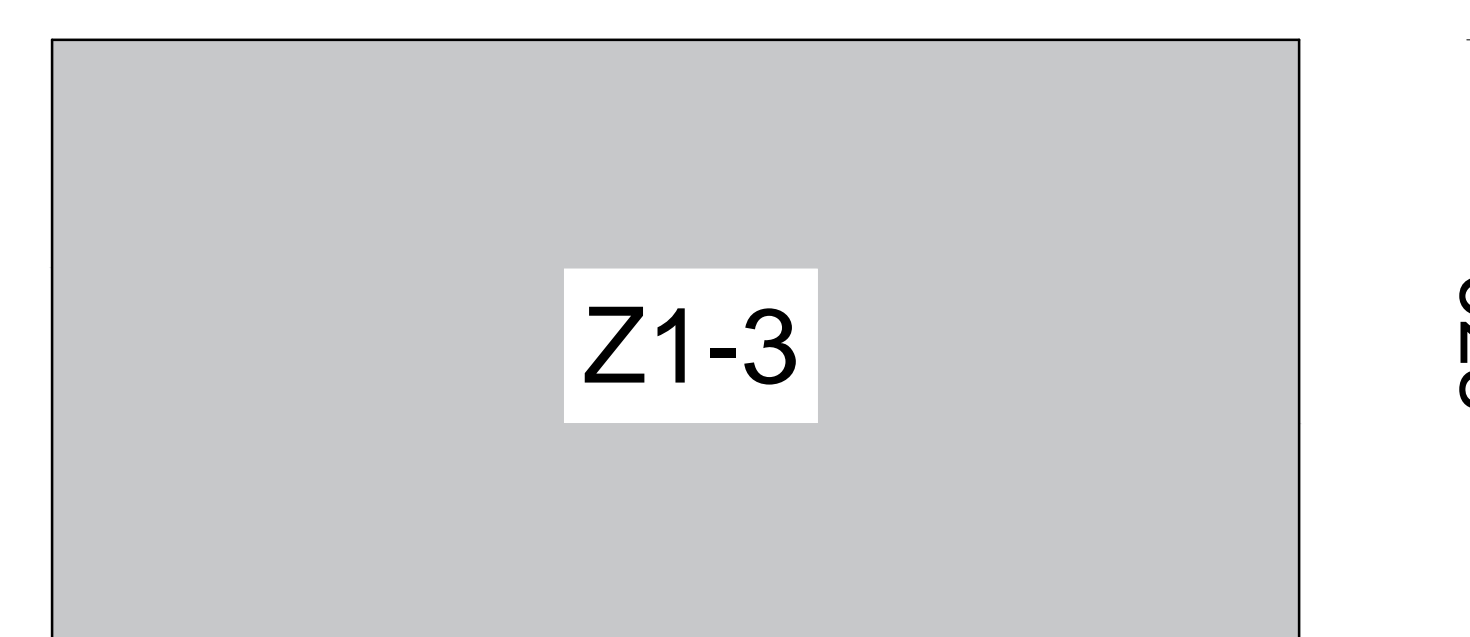
Detalj spoja ploča-zid
M 1:10



ZID Z1

Z1-7	Z1-8
Z1-5	Z1-6
Z1-3	Z1-4
Z1-1	Z1-2

Presjek 1-1



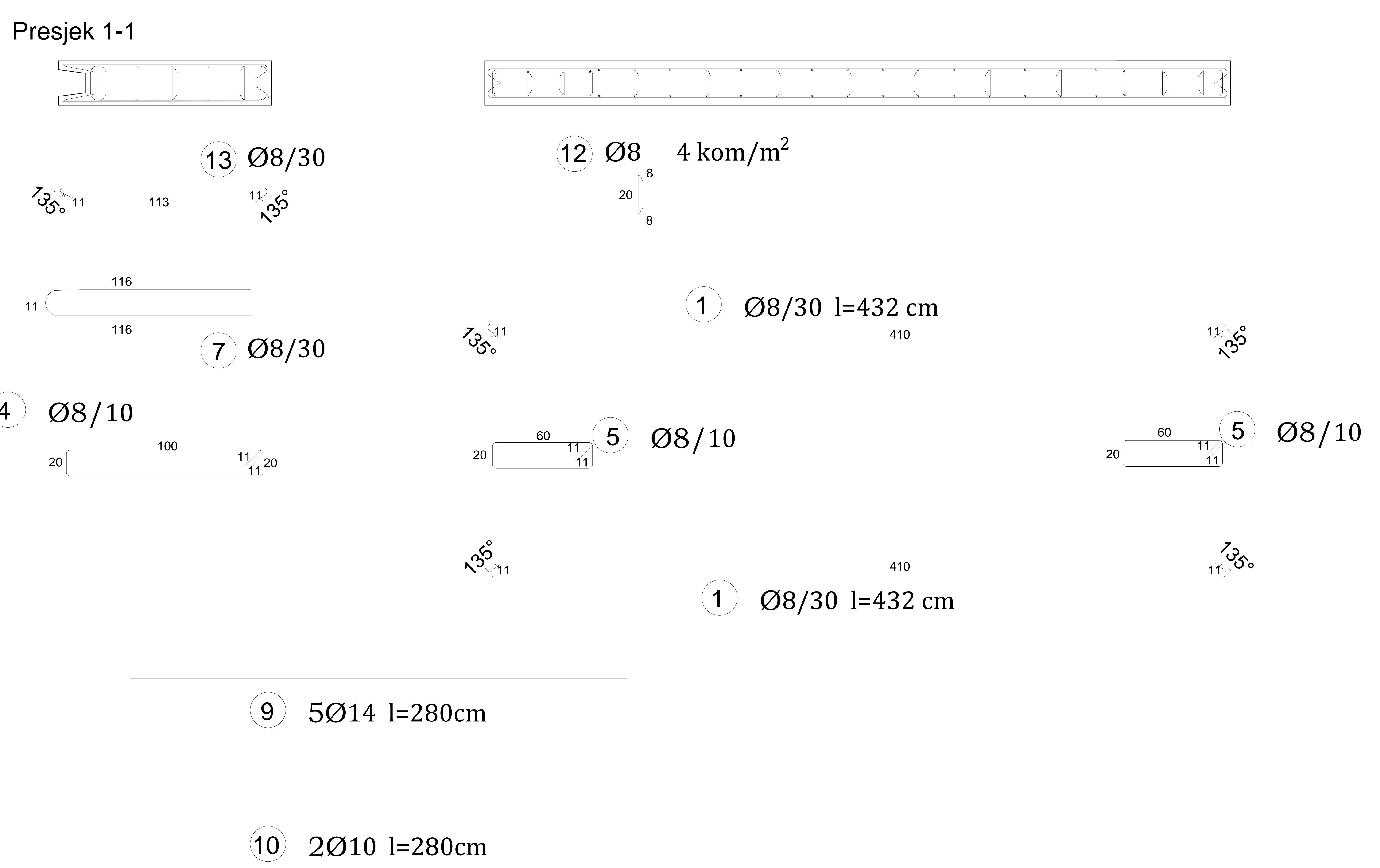
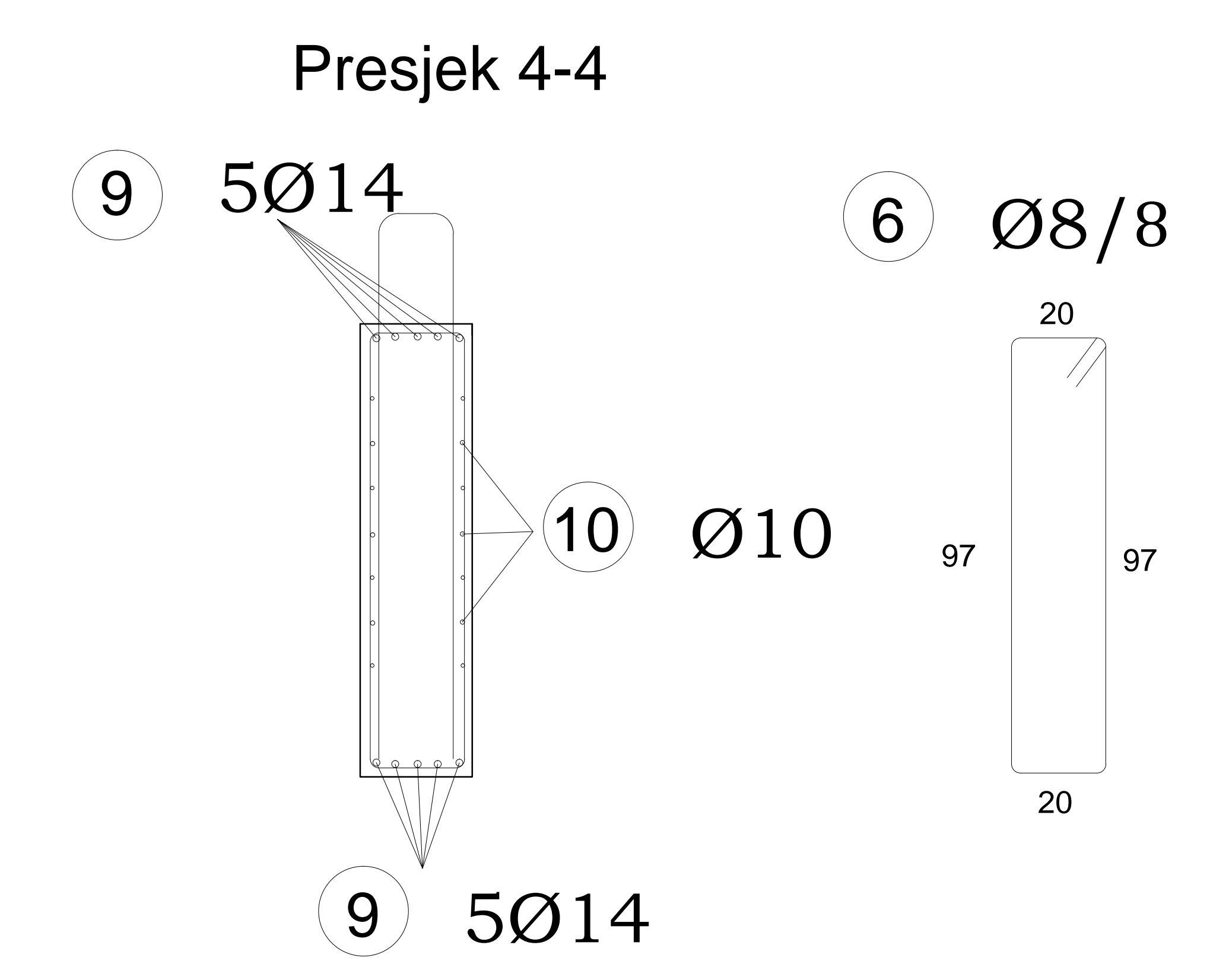
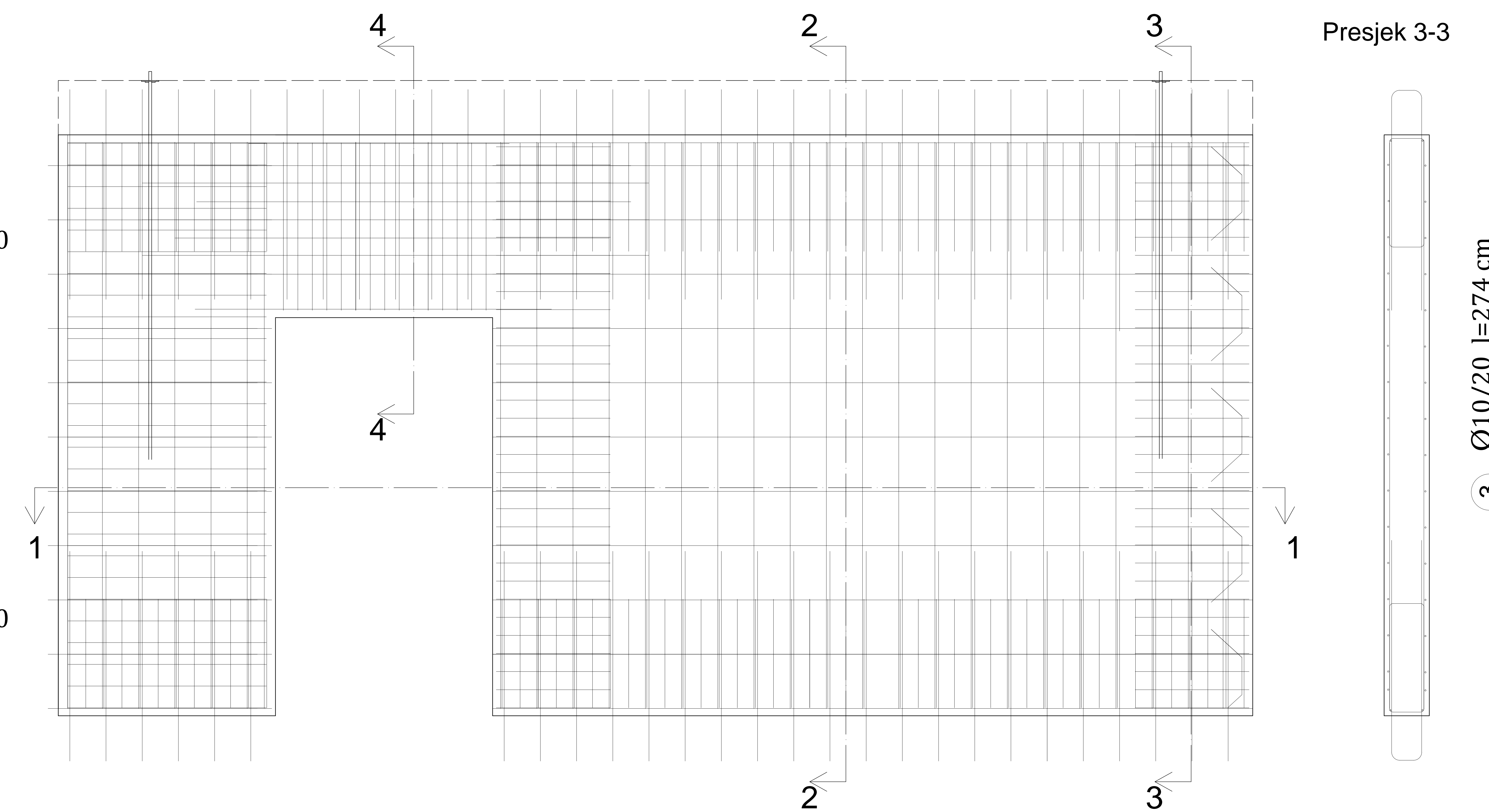
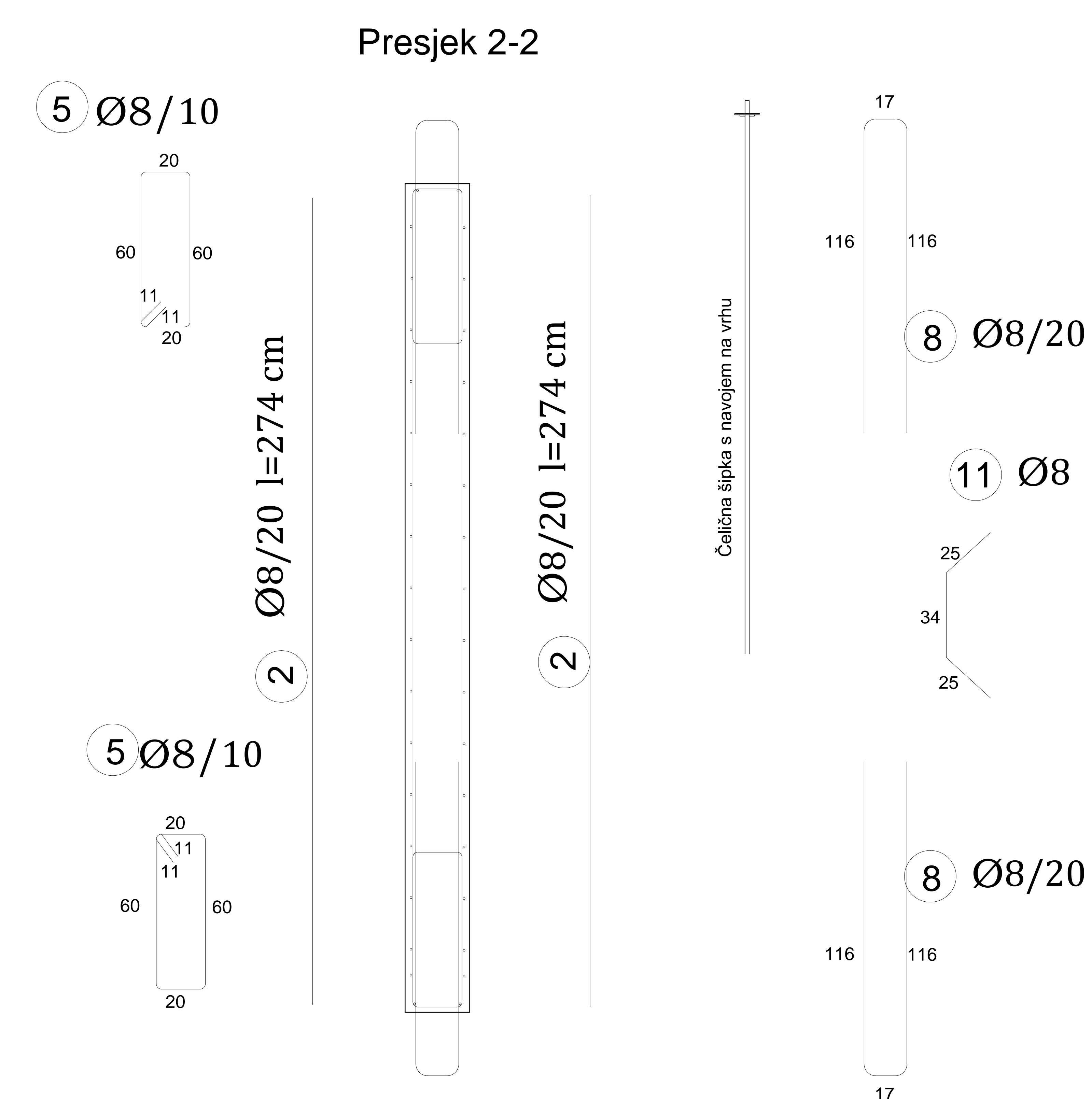
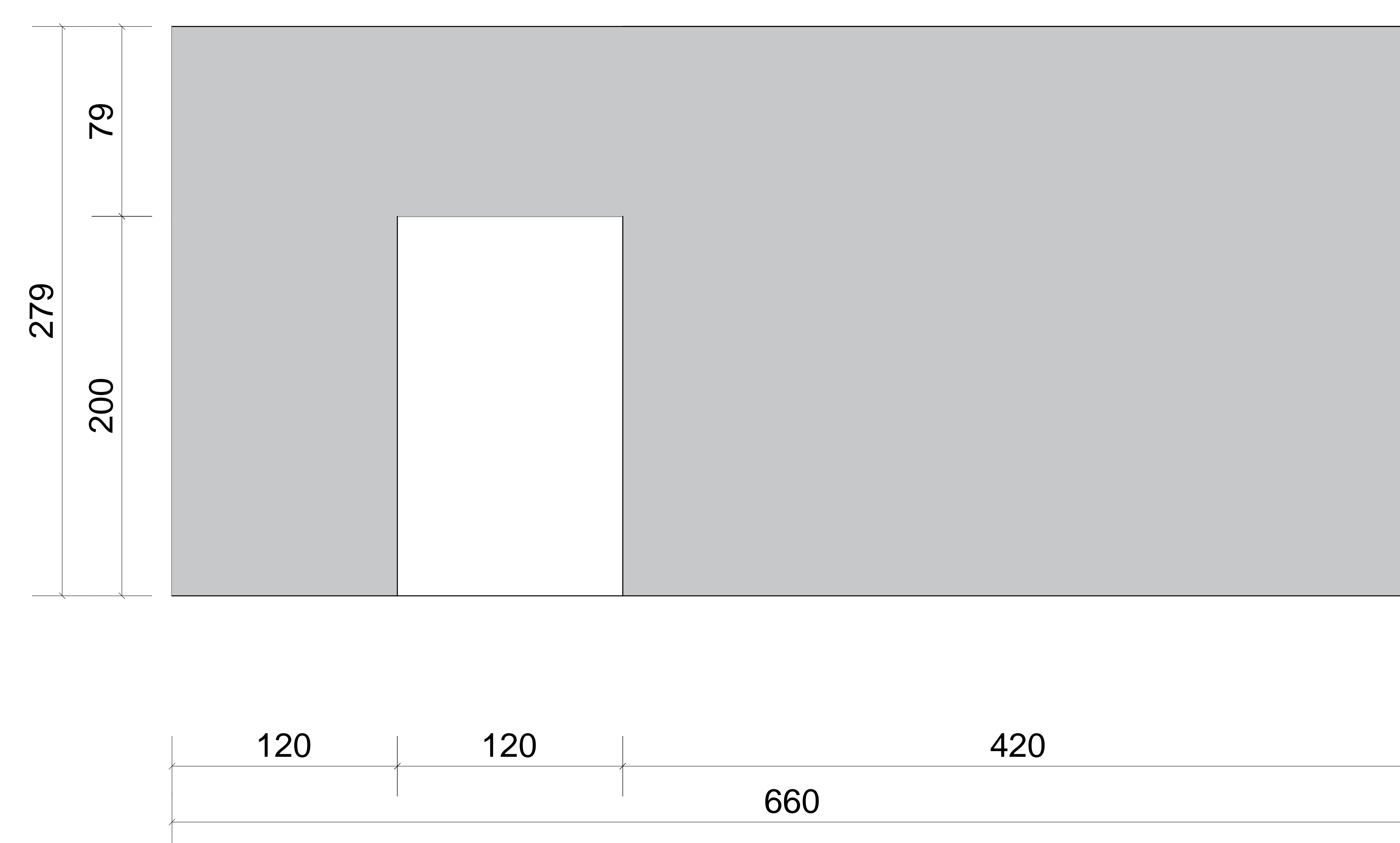
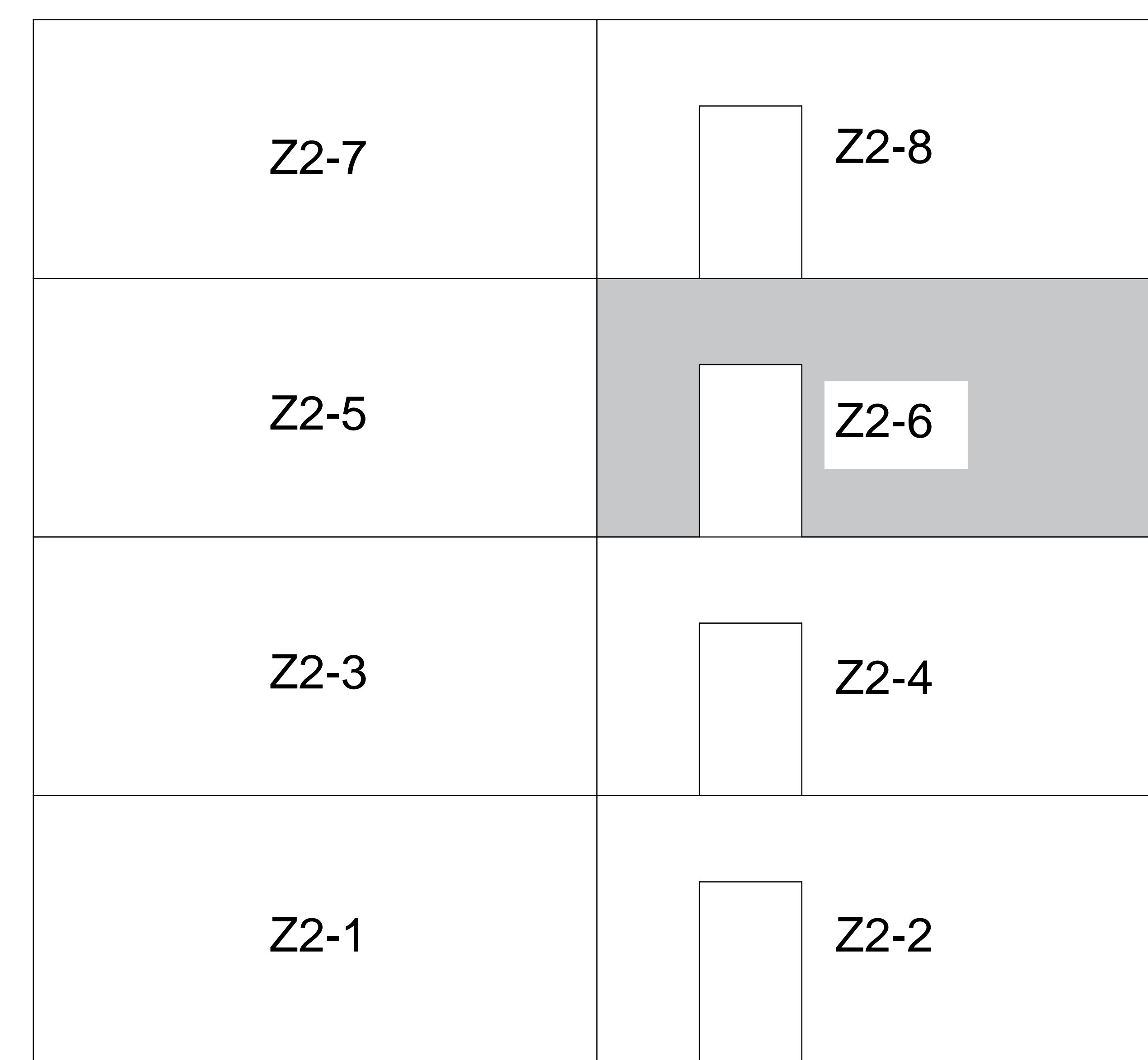
Beton C30/37
Armatura B500B
Zaštitni sloj betona c=2,5 cm

POZICIJA	DULJINA [m]	KOM	MASA [kg/m³]			UKUPNO [kg]
			φ8	φ10	φ12	
1	3,4	24	0,41			33,46
2	3,84	24	0,41			37,79
3	2,74	54	0,41			60,66
4	1,6	184	0,41			120,70
5	2,49	66	0,41			67,38
6	2,38	12			0,89	25,42
7	0,36	75	0,41			11,07
8	0,68	5	0,41			1,39
9	2,74	16		0,617		27,05
UKUPNO:						384,92

GF GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad:	Sadržaj nacrt:		
Proračun montažne panelne zgrade	Armatura panela Z1.3.		
Student:	Lidija Rendulić	Kolegij:	Predgotovljene betonske konstrukcije
Mentor:	doc.dr.sc. Paulo Ščulac	Datum:	IX 2021.
		Mjerilo:	1:25
		List:	4

Nacrt armature panela Z2.6. M 1:25

ZID Z2



Beton C30/37
Armatura B500B
Zaštitni sloj betona c=2,5 cm

POZICIJA	DULJINA [m]	KOM	MASA [kg/m³]			UKUPNO [kg]
			φ8	φ10	φ14	
1	4,32	34	0,41			60,22
2	2,74	30	0,41			33,70
3	2,74	32	0,41			35,95
4	1,78	26	0,41			18,97
5	1,82	144	0,41			107,45
6	2,43	15	0,41			14,94
7	2,43	11	0,41			10,96
8	2,49	54	0,41			55,13
9	2,8	10			1,2	33,60
10	2,8	6		0,617		10,37
11	0,48	5	0,41			0,98
12	0,36	24	0,41			3,54
13	1,35	34	0,41			18,82
UKUPNO:						404,64