

Statički proračun stambene zgrade

Vrdoljak, Antonio Dražen

Undergraduate thesis / Završni rad

2021

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:

University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:123:761522>

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

Download date / Datum preuzimanja: **2025-01-16**



Repository / Repozitorij:

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



UNIVERSITY OF SPLIT



DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

ZAVRŠNI RAD

Antonio Dražen Vrdoljak

Split, 2021

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

Statički proračun stambene zgrade

Završni rad

Split, 2021

Statički proračun stambene zgrade

Sažetak:

U radu je prikazan statički proračun stambene zgrade. Stambena zgrada sastoji se od prizemlja, tri etaže i ravnoga krova. Nosiva konstrukcija građevine izvedena je od armiranog betona.

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

Ključne riječi:

Stambena zgrada, Statički proračun

Static calculation of residential building

Summary:

The static design of residential building is presented in this work. The building consists of three stories, ground floor and flat roof. Structure is made of reinforced concrete.

The work includes technical description of the structure, and calculation of main structural elements and characteristic structural plans.

Keywords:

Residential building, Static calculation

**SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

Split, Matice hrvatske 15

STUDIJ:	PREDDIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA
KANDIDAT:	Antonio Dražen Vrdoljak
BROJ STUDENTSKE ISKAZNICE:	83221725
KATEDRA:	Katedra za teoriju konstrukcija
PREDMET:	Građevna statika

ZADATAK ZA ZAVRŠNI RAD

Tema: Statički proračun stambene zgrade

Opis zadatka: Na temelju zadane tlocrtne podloge, potrebno je izraditi 3-D proračunski model građevine u programu „*Scia Engineer*“. Na temelju dobivenih rezultata proračunavaju se određeni nosivi elementi zgrade..

Izrađeni projekt mora sadržavati:

- tehnički opis
- proračun
- građevinske nacрте

U Splitu, 2021

Voditelj Završnog rada:

Prof.dr.sc. Boris Trogrlić, dipl.ing.građ

SADRŽAJ

1. TEHNIČKI OPIS	7
1.1. Opis i konstrukcijski sastav građevine	7
1.2. Geotehnički izvještaj	7
2. 3-D PRORAČUNSKI MODEL GRAĐEVINE.....	8
3. ANALIZA OPTEREĆENJA.....	10
3.1. Podaci o osnovnim djelovanjima	10
3.2. Stalno opterećenje (G1).....	10
3.2.1. Vlastita težina elemenata konstrukcije	10
3.2.2. Krovna ploča.....	11
3.2.3. Međukatne ploče	12
3.2.4. Balkon	13
3.3. Promjenjivo opterećenje (Qi)	14
4. PRIKAZ OSNOVNIH DJELOVANJA	14
4.1. Krovna ploča.....	14
4.2. Međukatna ploča.....	15
5. KOMBINACIJE DJELOVANJA.....	16
6. PRORAČUN PLOČA.....	17
6.1. Međukatna ploča	17
6.1.1. Prikaz modela i rezultata međukatne ploče	18
6.1.2. Kontrola progiba i pukotina međukatne ploče.....	22
6.1.3. Kontrola progiba međukatne ploče	23
6.1.4. Kontrola pukotina	25
6.2. Proračun krovne ploče.....	28
6.2.1. Prikaz modela i rezultata krovne ploče.....	29
6.2.2. Kontrola progiba	33
6.2.3. Kontrola pukotina	35
7. PRORAČUN ZIDOVA.....	38
7.1. Opći uvjeti	38
7.2. Prikaz modela i dijagrama	39
8. PRORAČUN TEMELJA	44
8.1. Proračun trakastih temelja	46
8.1.1. Model trakastih temelja	46
8.1.2. Proračun širine temeljne stope	47

8.1.3. Slijeganje građevine	48
9. GRAFIČKI PRILOZI.....	49
10. LITERATURA	54

1. TEHNIČKI OPIS

1.1. Opis i konstrukcijski sastav građevine

Predmet ovog završnog rada je proračun nosive konstrukcije građevine stambene namjene. Građevina se sastoji od ukupno četiri etaže, tlocrtnog oblika pravokutnika dimenzija 16.05 m x 15.90 m sa izrezom u obliku pravokutnika 3.95 m x 4.25 m, s balkonom na istočnoj i zapadnoj strani dimenzija 4.88 m x 2 m, a na južnoj 2 balkona dimenzija 7.76 m x 2 m. Ukupna površina građevine je iznosi 954 m², a ukupna visina 13.2 m, mjereno od osi podne ploče prizemlja.

Glavni nosivi konstrukcijski sustav sastoji se od armirano-betonskih (AB) zidova te međukatnih konstrukcija koje su izrađene od armiranog betona, lijevane na licu mjesta debljine 20 cm.

Ravna krovna ploča je debljine 20 cm i izvedena je od armiranog betona.

Vertikalna nosiva konstrukcija građevine su zidovi debljine 20 cm.

Temeljenje je predviđeno na trakastim temeljima od armiranog betona ispod nosivih zidova, širine 70 cm i 140 cm te visine 60 cm.

U proračunu su dane osnovne dimenzije armature za pojedine konstruktivne elemente. Elementi koji se ne proračunavaju armiraju se konstruktivno.

Za sve betonske radove (uključujući i izradu temelja) predviđen je beton C 25/30 (MB-30), te armatura B 500. Skidanje podupirača za ploče može se izvršiti nakon postignute minimalne čvrstoće od 80%.

Svi računalni proračuni su izvršeni u programu „Scia Engineer“. Svi ostali podaci i detalji vezani za objekt dani su kroz projektna rješenja.

1.2. Geotehnički izvještaj

Za predmetnu građevinu su izvršeni geotehnički istražni radovi.

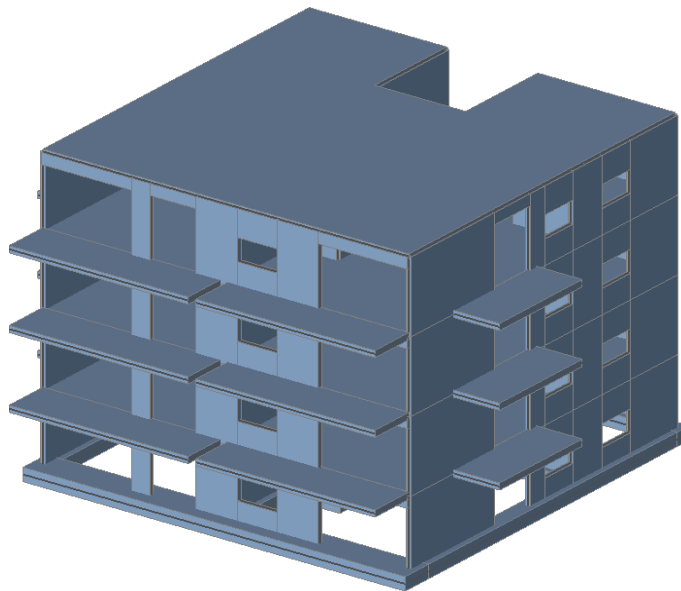
Matična stijena nalazi se na oko 85 cm od površine terena, temeljenje građevine će se izvesti na njoj. Pri završetku iskopa temeljnu plohu potrebno je ručno očistiti od ostataka razlomljenog materijala.

Nakon obavljenog čišćenja temeljne plohe potrebno je neravnine i udubine popuniti i izravnati podložnim betonom C 16/20 (MB-20) do projektirane kote temeljenja.

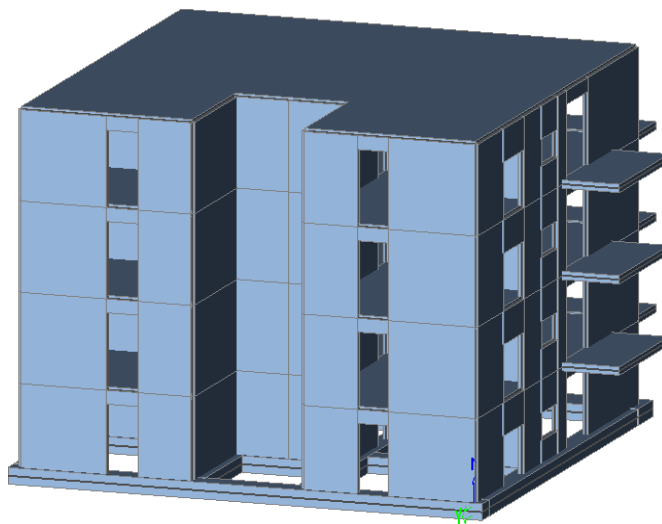
Ukoliko se naiđe na kavernu veće dubine i manje širine, a nije moguće potpuno uklanjanje materijala, sanaciju izvesti tako da se materijal ukloni do dubine 50 cm ispod kote temeljenja, a nastali prostor do projektirane kote zapuni podbetonom.

Na osnovu rezultata geotehničkih istražnih radova, dopuštena centrična naprezanja tla na detaljno očišćenim naslagama matične stijene uzeta su za osnovna opterećenja 600 kPa.

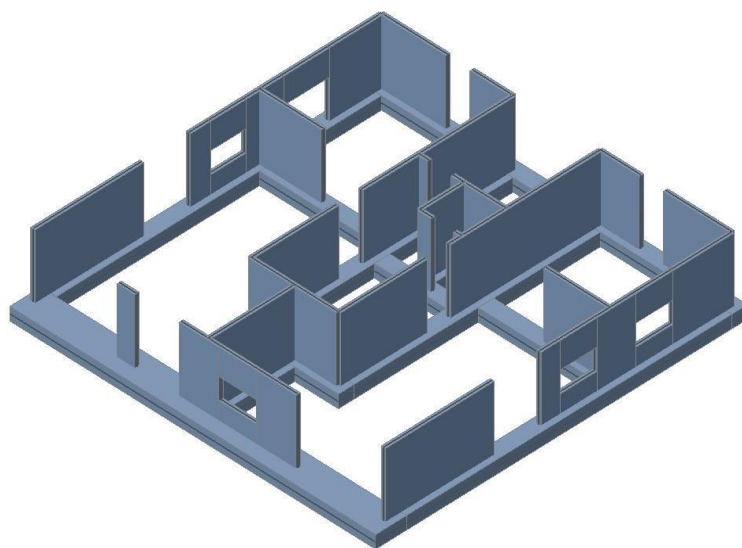
2. 3-D PRORAČUNSKI MODEL GRAĐEVINE



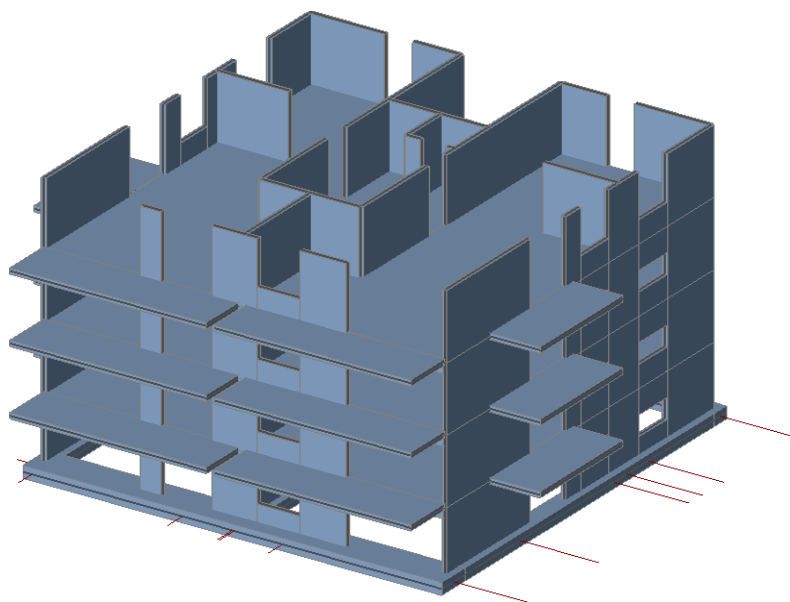
Slika 2.1 Proračunski model objekta – pogled 1



Slika 2.2 Proračunski model objekta – pogled 2



Slika 2.3 Proračunski model objekta – pogled 3



Slika 2.4 Proračunski model objekta – pogled 4

3. ANALIZA OPTEREĆENJA

3.1. Podaci o osnovnim djelovanjima

Osnovna opterećenja, na čiji utjecaj se dokazuje mehanička otpornost i stabilnost predmetne građevine, podijeljena su:

Oznaka osnovnog djelovanja	Opis djelovanja
G0	Stalno djelovanje – vlastita težina elemenata nosive konstrukcije (uračunata u SCIA-u)
G1	Dodatno stalno djelovanje – ostalo stalno djelovanje; pokrov, obloga, stalna oprema itd.
Qi	Promjenjivo – uporabno djelovanje: uporabno opterećenje, pokretna oprema.
W	Vjetar
S	Snijeg
P	Potres

Tablica 3.1 Podaci o osnovnim djelovanjima

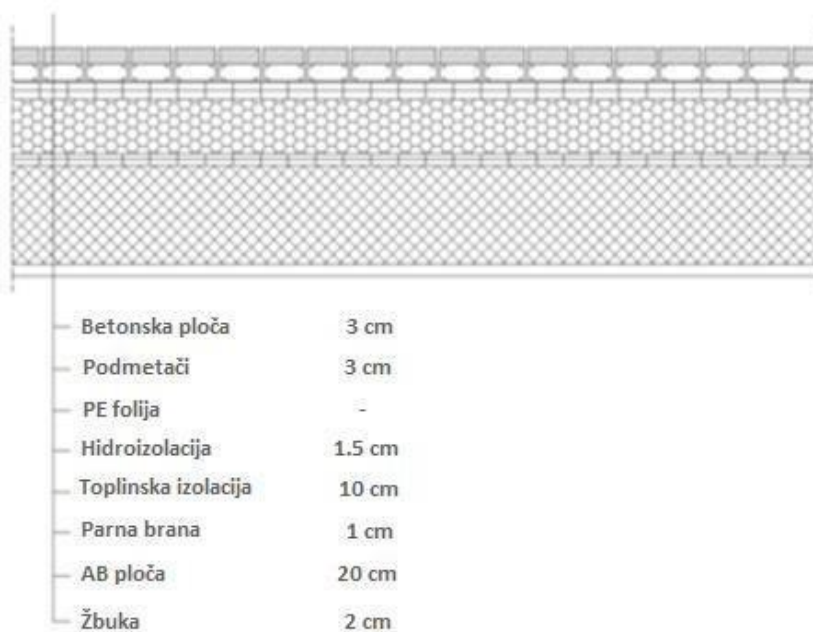
3.2. Stalno opterećenje (G₁)

3.2.1. Vlastita težina elemenata konstrukcije

Stalno opterećenje uključeno je u proračun prema sljedećem:

- Specifična težina armiranog betona iznosi $g = 25.0 \text{ kN/m}^3$.
- Stalno opterećenje od vlastite težine elemenata armirano betonske konstrukcije sadržano je u proračunskom modelu, sukladno dimenzijama poprečnih presjeka i zadanoj specifičnoj težini.

3.2.2. Krovna ploča

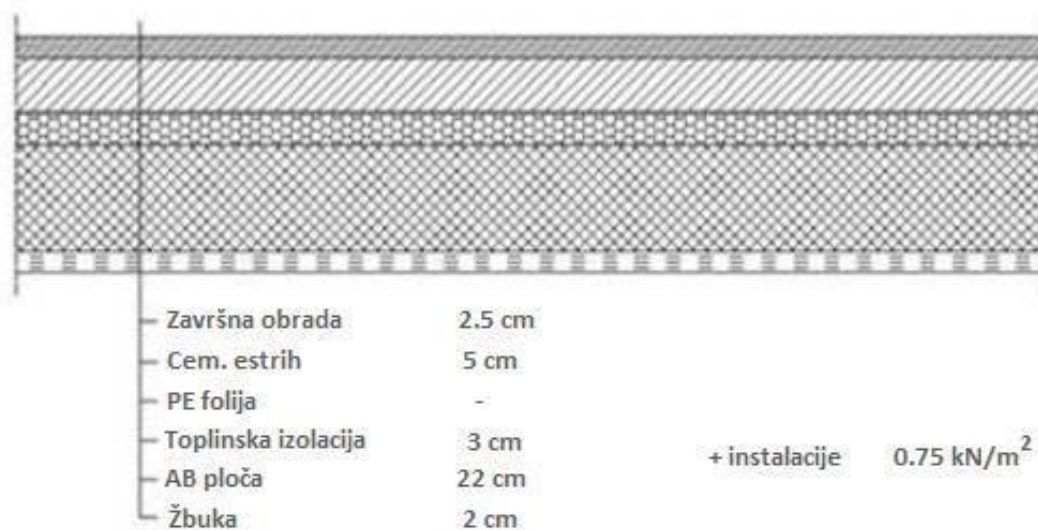


Tablica 3.2.1 Slojevi ravnog krova

Sloj:	Debljina sloja (m):	γ (kN/m ³)	$d \times \gamma$ (kN/m ²)
Betonska ploča	0,03	25,00	0,75
Podmetači	0,03	-	-
PE folija	-	-	-
Hidroizolacija	0,015	5,90	0,09
Toplinska izolacija	0,10	1,50	0,30
Parna brana	0,01	0,15	0,0015
AB ploča	0,20	Uključena u SCIA-u	
Žbuka	0,02	19,00	0,38

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 1,52$ (kN/m²)

3.2.3. Međukatne ploče

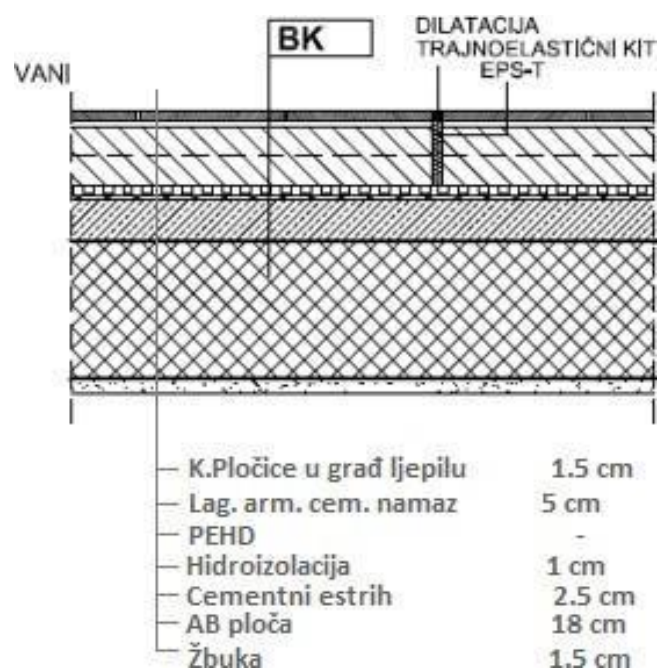


Tablica 3.2.2 Slojevi poda međukatnih konstrukcija

Sloj:	Debljina sloja (m):	γ (kN/m ³)	$d \times \gamma$ (kN/m ²)
Završna obrada	0,025	9,60	0,24
Cementni estrih	0,05	22,00	1,10
PE folija	-	-	-
Toplinska izolacija	0,03	2,00	0,015
AB ploča	0,20	Uključeno u SCIA-u	
Žbuka	0,02	0,02	0,38
Instalacije	-	-	0,75

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 2,50$ (kN/m²)

3.2.4. Balkon



Tablica 3.2.3 Slojevi poda balkona

Sloj:	Debljina sloja (m):	γ (kN/m ³)	$d \times \gamma$ (kN/m ²)
Keramičke pločice u građevinskom ljepilu	0,015	18,00	0,27
Lagano armirani cementni namaz	0,05	22,00	1,10
Drenažna traka s čepićima prema dolje (PEHD)	-	-	-
Hidroizolacija	0,01	10,00	0,10
Zaglađeni cementni estrih	0.025	24.0	0.60
AB ploča	0,20	Uključeno u SCIA-u	
Završna fasadna žbuka	0,015	15,00	0,23

Ukupno dodatno stalno opterećenje: $\Delta g = 2,30$ (kN/m²)

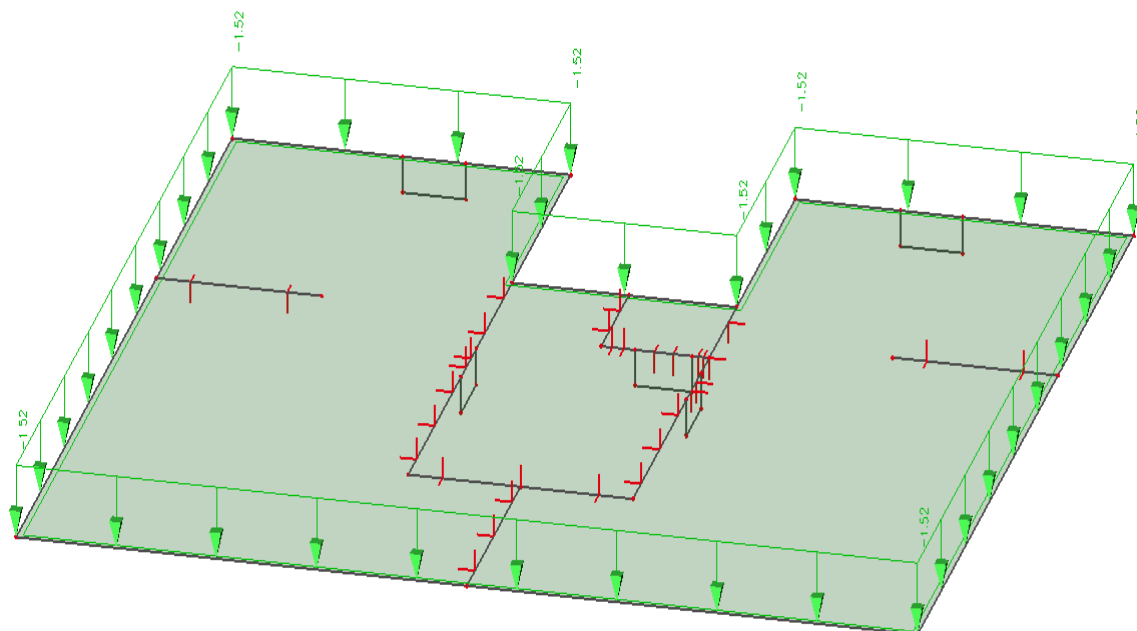
3.3. Promjenjivo opterećenje (Qi)

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

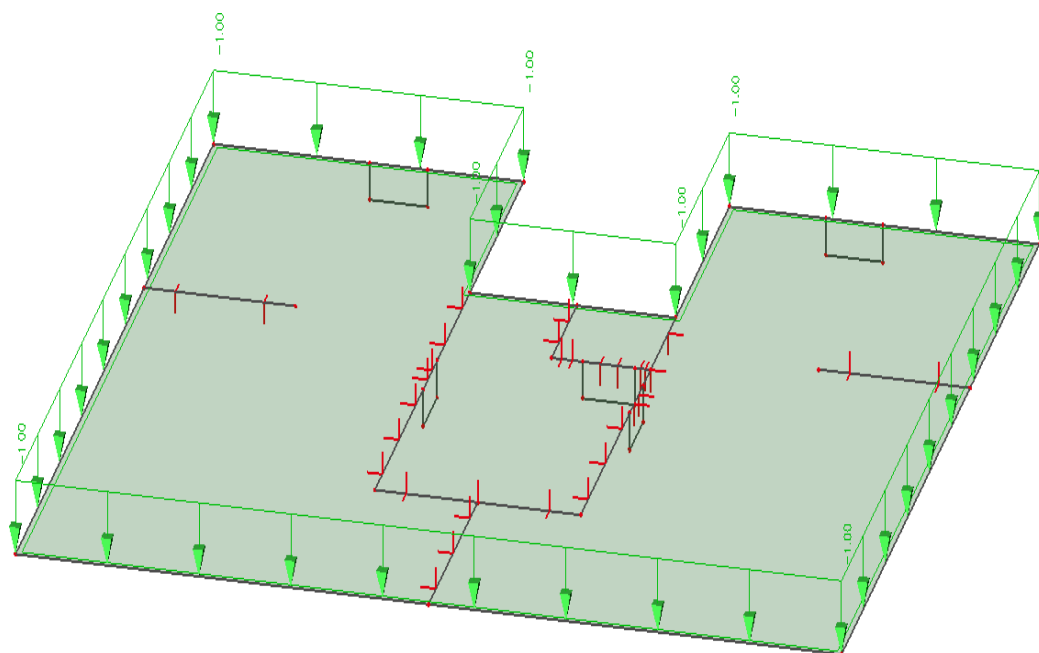
- Ravni krov: $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Poslovni prostori i stubišta: $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Stubišta: $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Balkoni i lođe: $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$

4. PRIKAZ OSNOVNIH DJELOVANJA

4.1. Krovna ploča

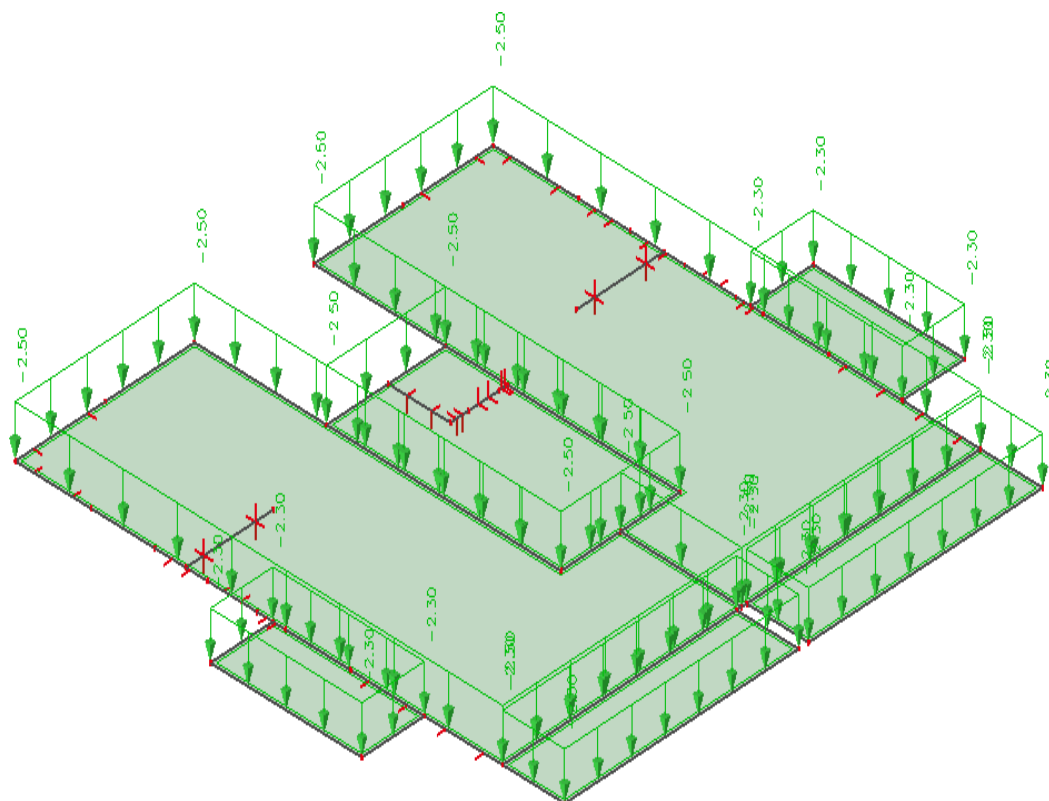


Slika 4.1.1 Dodatno stalno djelovanje $G1$ [1.52 kN/m^2]

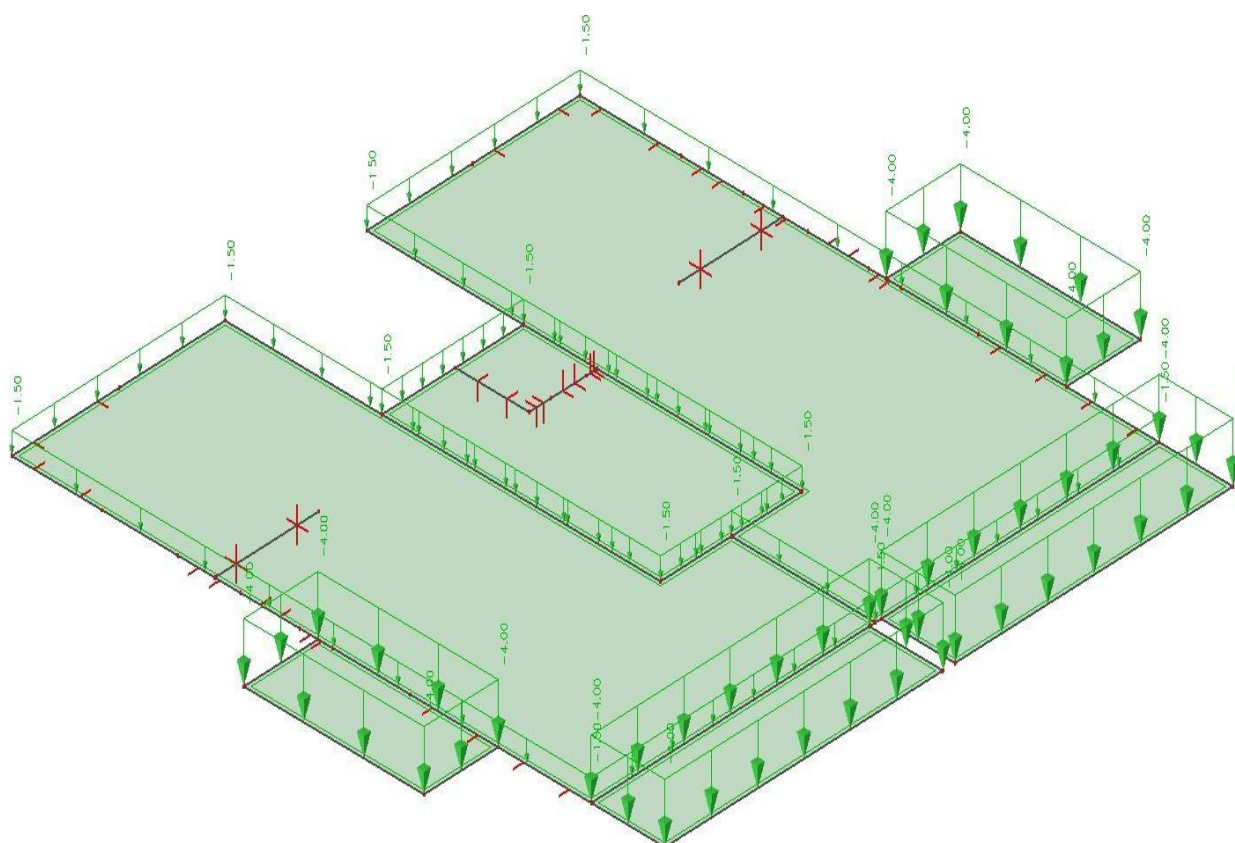


Slika 4.1.2 Promjenjivo djelovanje Q [1 kN/m^2]

4.2. Međukatna ploča



Slika 4.2.1 Dodatno stalno djelovanje G_1 [2.5 (Balconi 2.3) kN/m^2]



Slika 4.2.2 Promjenjivo djelovanje Q [1.5 (Balkoni 4) kN/m^2]

5. KOMBINACIJE DJELOVANJA

Za dokaz nosivosti elemenata konstrukcije predmetne građevine, djelovanja se kombiniraju za sljedeća granična stanja i iznose:

- **Granično stanje nosivosti**

GSN-1 $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

G – vlastita težina + dodatno stalno djelovanje

**vlastita težina je uračunata u programu SCIA Engineer*

Q – uporabno djelovanje

- **Granično stanje uporabljivosti**

GSU-1 (česta kombinacija) $1.0 \cdot G + \gamma_{li} \cdot Q$

$1.0 \cdot G + 0.5 \cdot Q$

$\gamma_{li} = 0.5$ za promjenjiva djelovanja u stambenim zgradama za čestu kombinaciju.

Česta kombinacija se koristi za kontrolu progiba ploča i greda, te za kontrolu pukotina ploča i greda.

$$\text{GSU-2 (nazovistalna kombinacija)} \quad 1.0 \cdot G + \eta_{2i} \cdot Q \\ 1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q$$

$\eta_{2i} = 0.3$ za promjenjiva djelovanja u zgradama stambene namjene za nazovistalnu kombinaciju.

Nazovistalna kombinacija se koristi za ograničenje tlačnog naprezanja u armirano betonskim elementima, te za kontrolu dugotrajnih progiba.

6. PRORAČUN PLOČA

6.1. Međukatna ploča

Limitirajući moment:

$$M_{Rd,lim} = \mu_{Sd,lim} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.159 \cdot 1.0 \cdot 0.17^2 \cdot 16,57 \cdot 1000 = 76.14 \text{ kNm}$$

Minimalna i maksimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0.0015 \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17 = 2.55 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,min} = 0.06 \cdot b \cdot \frac{d}{f_{yk}} = 0.06 \cdot 100 \cdot \frac{17}{500} = 2.04 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,max} = 0.31 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.31 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{16.67}{434.80} = 20.20 \text{ cm}^2/m$$

Za proračun armature usvaja se $\zeta \approx 0.9$, potrebna armatura :

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot 17 \cdot 43.48} = M_{Ed} \cdot 0.150$$

Računska nosivost na poprečnu silu bez poprečne armature :

$$V_{Rd,c} = \left[\alpha_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_c \right)^{1/3} + k_1 \cdot P_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2.08 \leq 2.0 \rightarrow k = 2.0$$

$$k_1 = 0.15$$

$$N_{Ed}$$

$$P_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0.0$$

$$C_{Rdc} = \frac{0.18}{\sum A_s} = \frac{0.18}{3.85} = 0.12$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1.5}{17 \cdot 100} = 0.0023$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.0023 \cdot 25)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.0] \cdot 1000 \cdot 170$$

$$V_{Rd,c} = 72.69 \text{ kN/m}$$

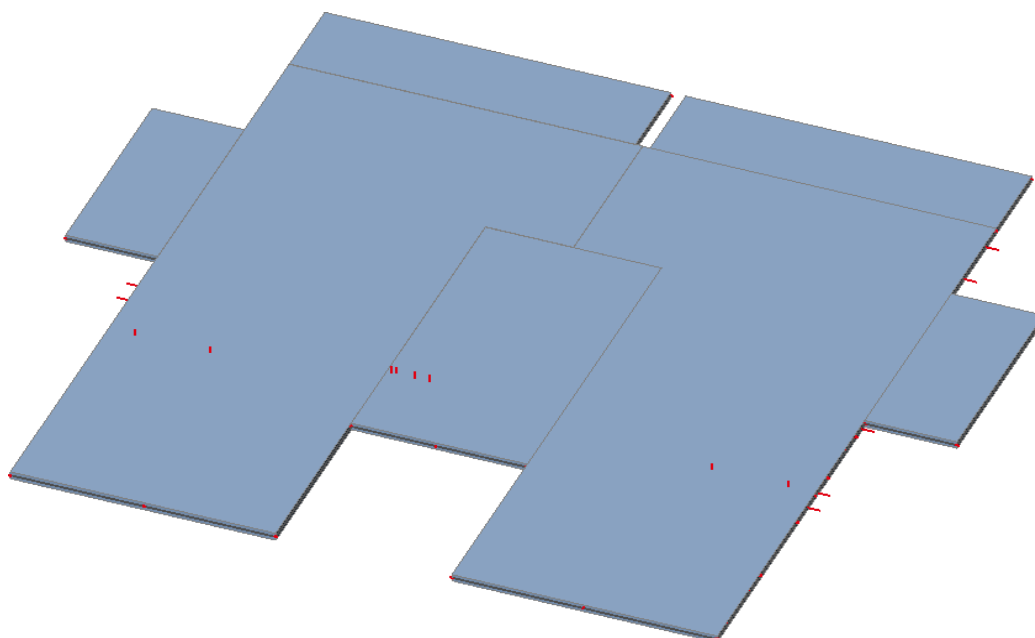
$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot P_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 0.15$$

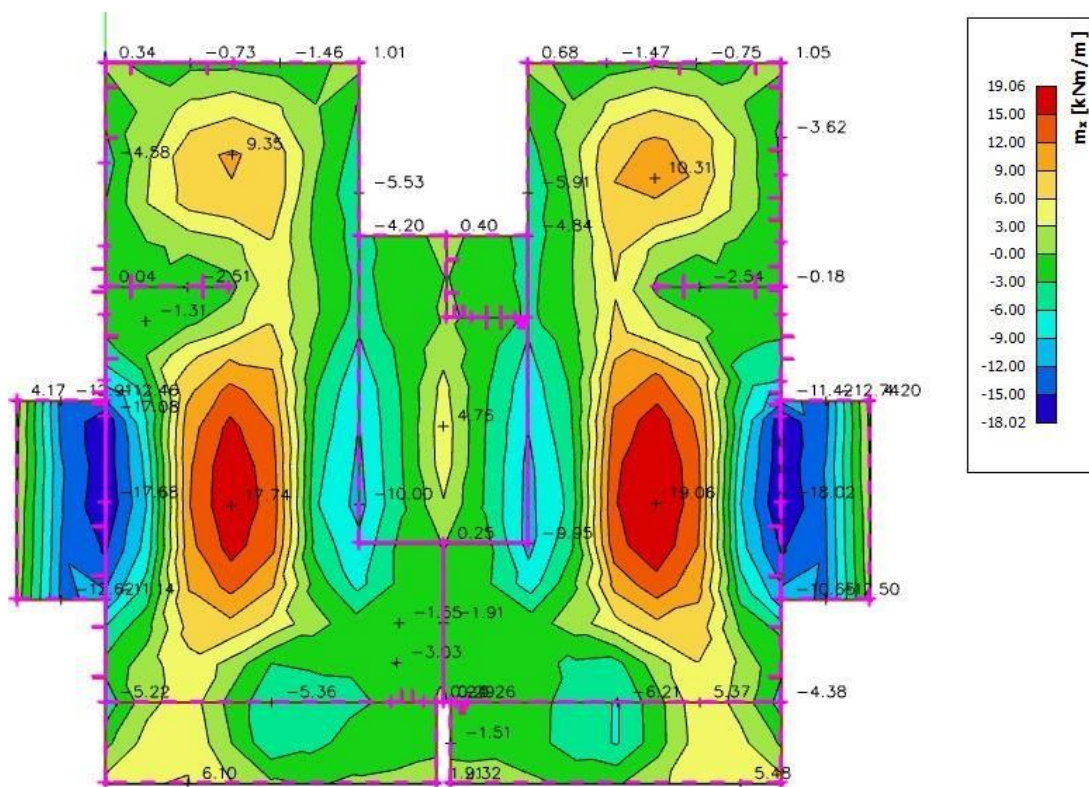
$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{-1/2} = 0.035 \cdot 2.0^{3/2} \cdot 25^{-1/2} = 0.495$$
$$P_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0.0$$
$$V_{Rd,c,min} = 0.495 \cdot 1000 \cdot 170 = 84.15 \text{ kN/m}$$

Uvjet je zadovoljen.

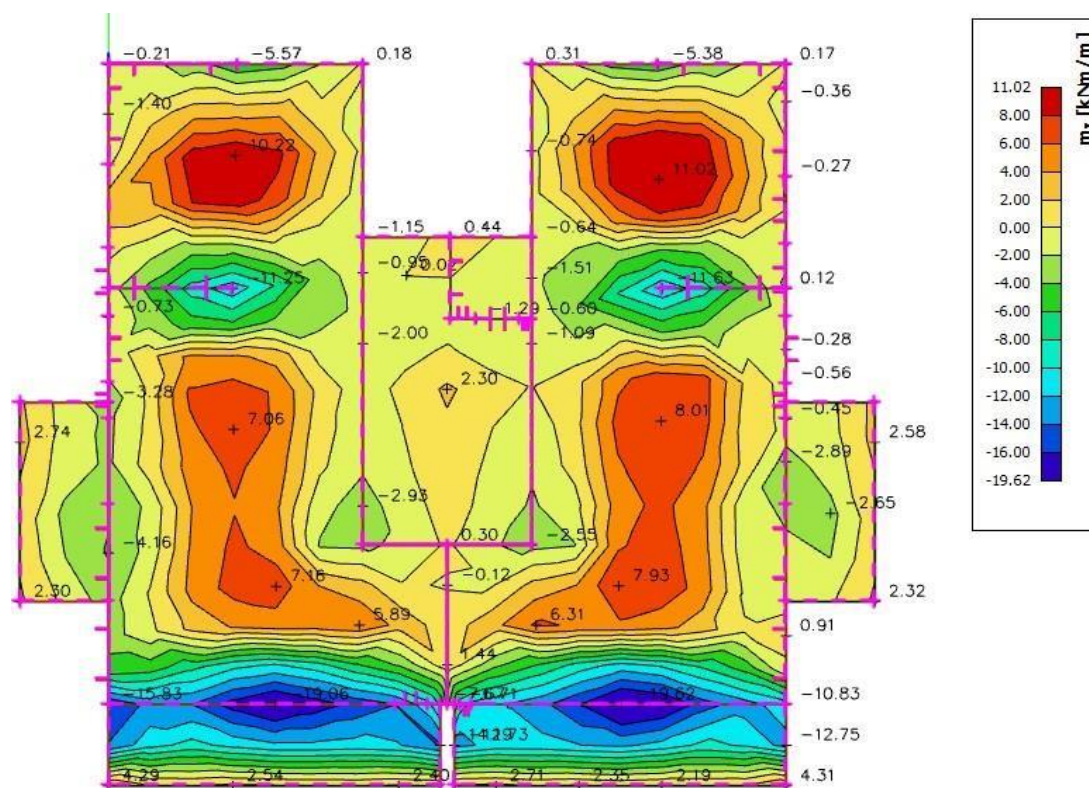
6.1.1. Prikaz modela i rezultata međukatne ploče



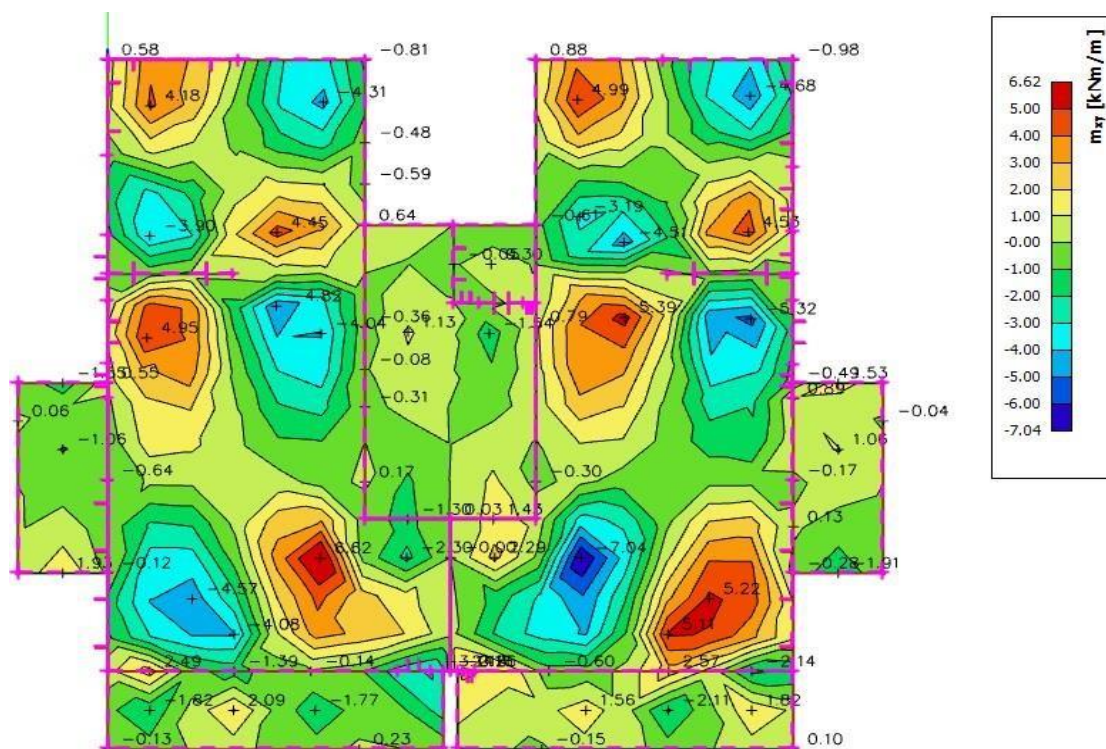
Slika 6.1 Prikaz modela ploče



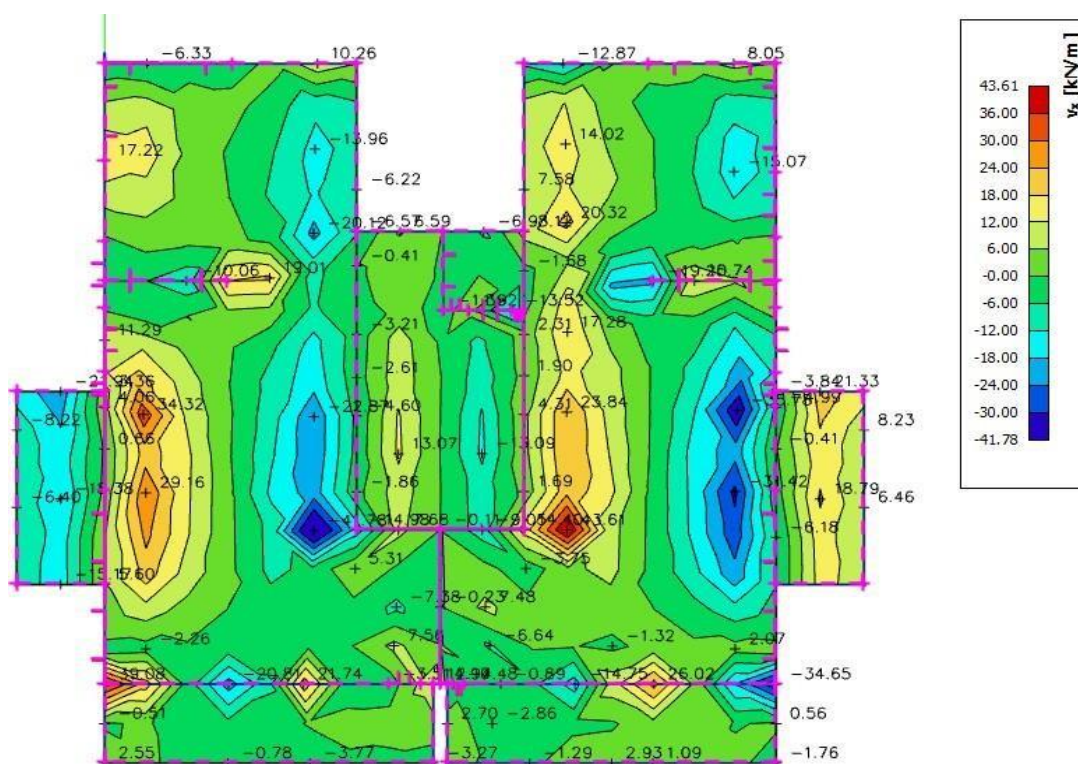
Slika 6.2 Moment savijanja $M_{Ed,x}$ (kNm/m) za GSN-1



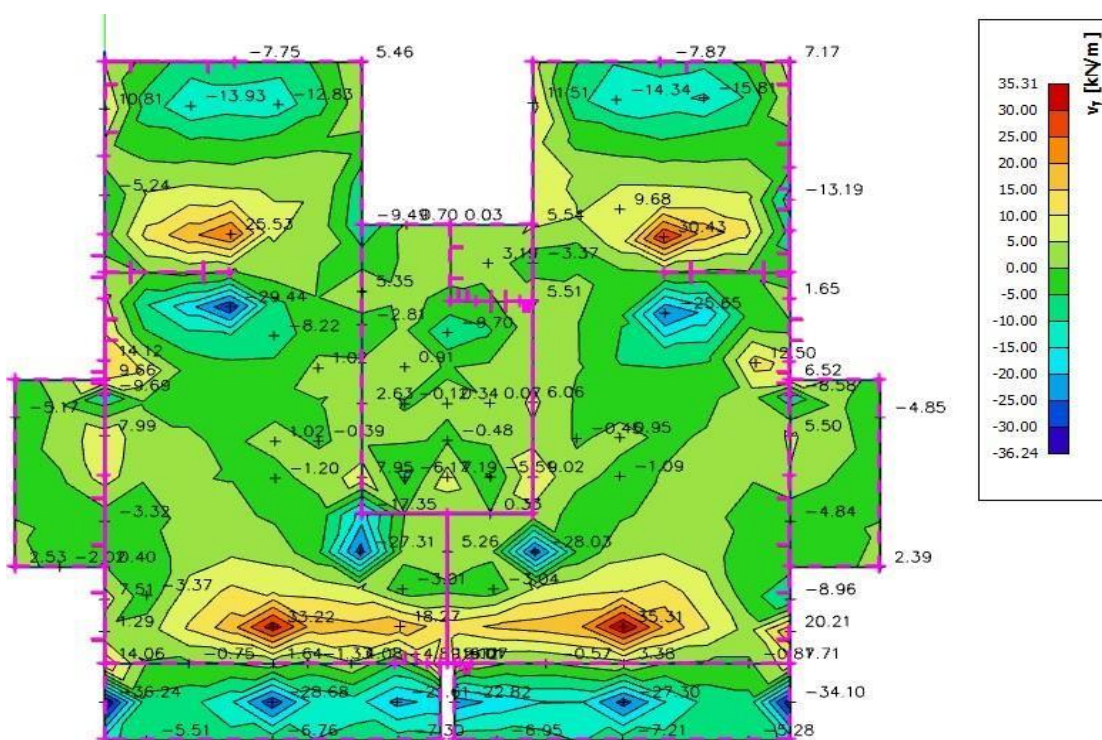
Slika 6.3 Moment savijanja $M_{Ed,y}$ (kNm/m) za GSN-1



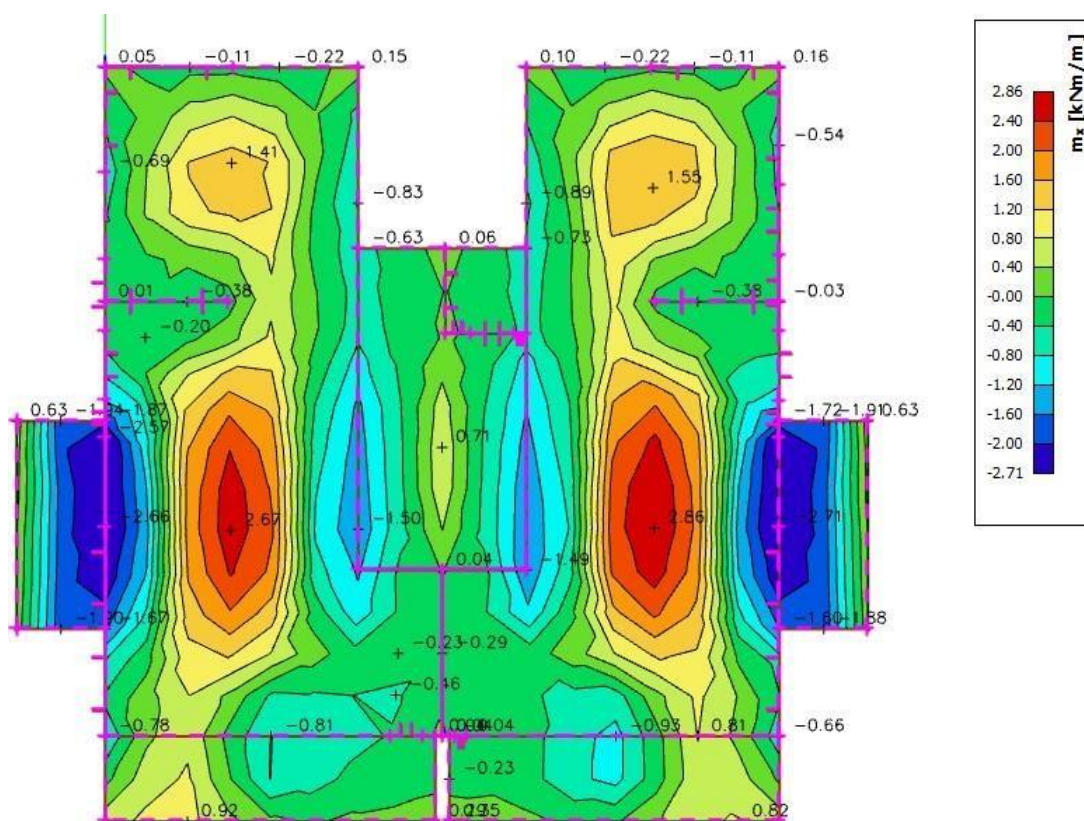
Slika 6.4 Moment savijanja $M_{Ed,xy}$ (kNm/m) za GSN-1



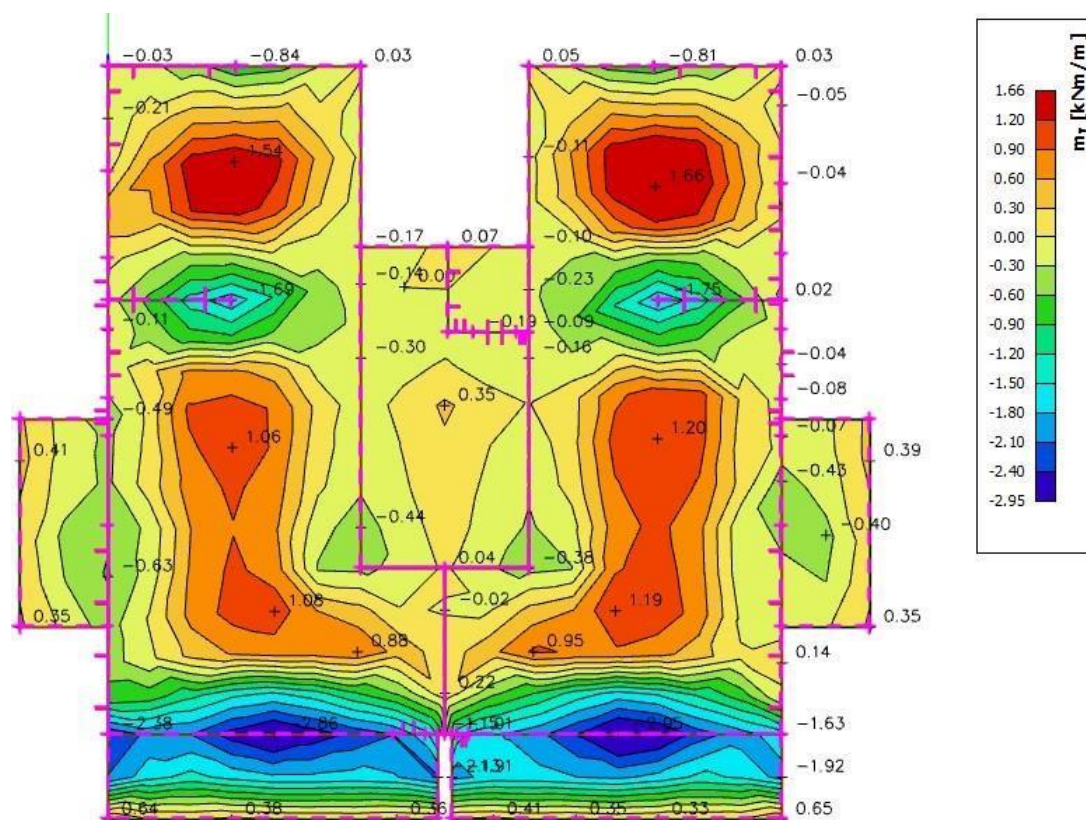
Slika 6.5 Poprečne sile $V_{Ed,x}$ (kN/m) za GSN-1



Slika 6.6 Poprečne sile $V_{Ed,y}$ (kN/m) za GSN-1



Slika 6.7 Potrebna površina armature A_s (cm^2/m) u x smjeru



Slika 6.8 Potrebna površina armature $A_s(\text{cm}^2/\text{m})$ u y smjeru

Napomena: Dobivenu armaturu zbog preraspodjele umanjiti za 15% nad ležajem i povećati za 30% u polju.

Potrebna armatura na ležaju: $A_s = 2.95 \times 0.85 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Potrebna armatura u polju: $A_s = 2.86 \times 1.30 = 3.72 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Odabrana armatura

Ležaj: Q-257 ($2.57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)

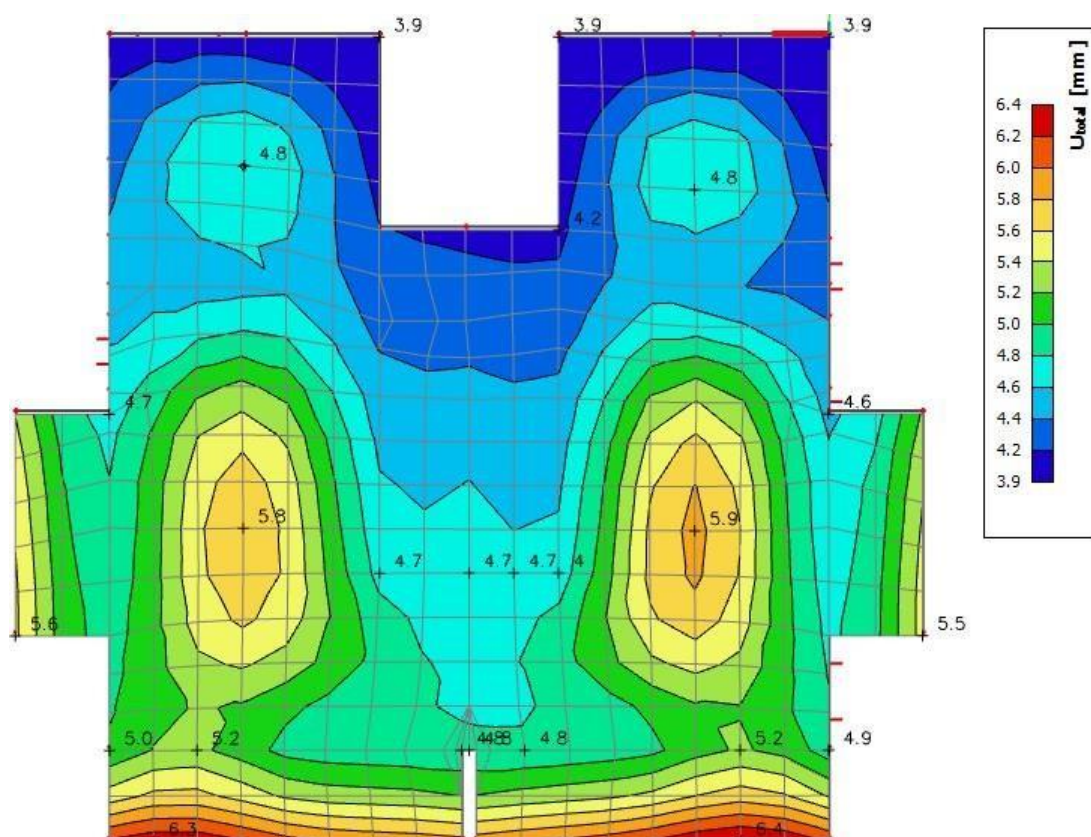
Polje: Q-385 ($3.85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)

6.1.2. Kontrola progiba i pukotina međukatne ploče

S obzirom da je model građevine modeliran na temeljnom tlu realnih karakteristika cijela građevina će imati pomake određenih vrijednosti, pa tako i međukatne ploče. Zbog nemogućnosti prikazivanja relativnih pomaka ploča bit će prikazani ukupni pomaci ploča koji nisu mjerodavni za analizu.

Kako bismo dobili pomake koji će prikazati pravo ponašanje ploče od ukupnih pomaka oduzet ćemo translacijsku komponentu pomaka, te na taj način dobivamo deformacijsku komponentu pomaka koja će se analizirati.

6.1.3. Kontrola progiba međukatne ploče



Slika 6.9 Progib ploče (mm) za kombinaciju GSU-1

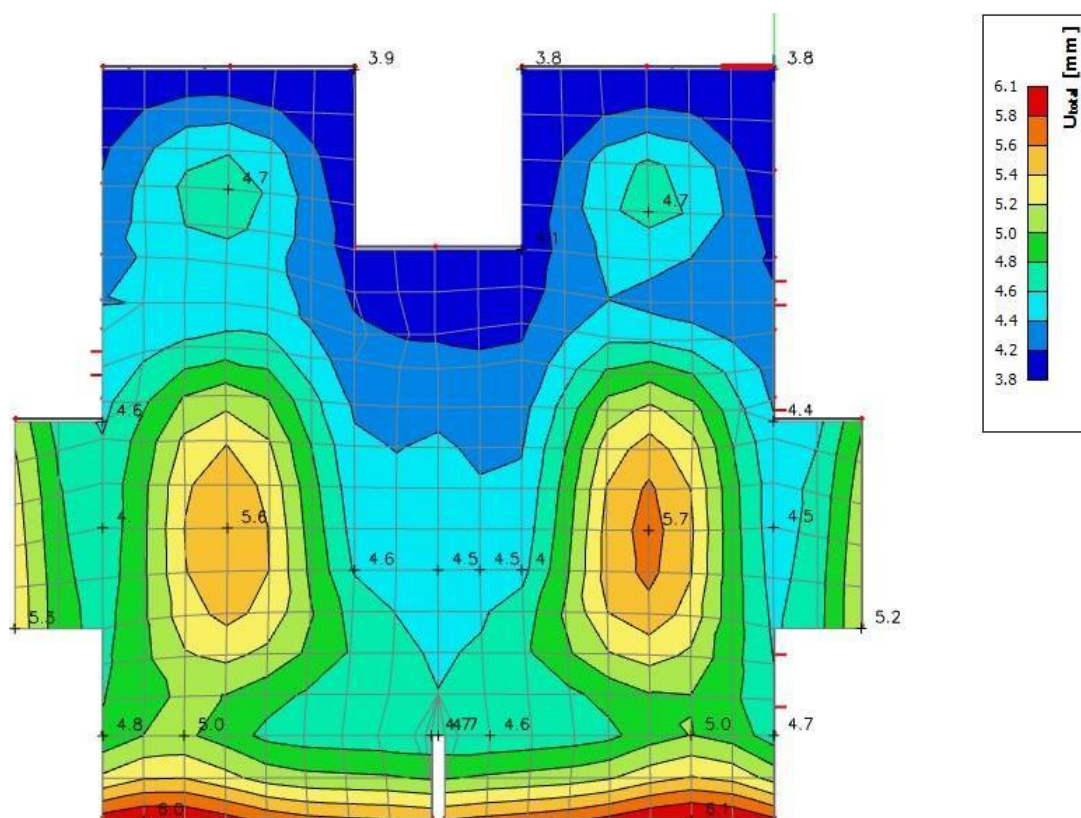
Najveći progib na ploči iznosa je $5.9 - 4.7 = 1.2$ mm.

Dozvoljen progib $L/1000 = 5950/1000 = 5.95$ mm

Međukatna ploča zadovoljava na progibe.

Maximalni progib na balkonu je $6.4 - 5.2 = 1.2$ mm $< 2/1000$

tako da i konzola zadovoljava na progibe.



Slika 6.10 Progib ploče (mm) za kombinaciju GSU-2

Najveći progib iznosa je $5.7 - 4.5 = 1.0$ mm.

Dozvoljen progib $L/1000 = 5950/1000 = 5.95$ mm

Međukatna ploča zadovoljava na progibe.

Maximalni progib na balkonu je $6.1 - 5.0 = 1.1$ mm $< 2/1000$

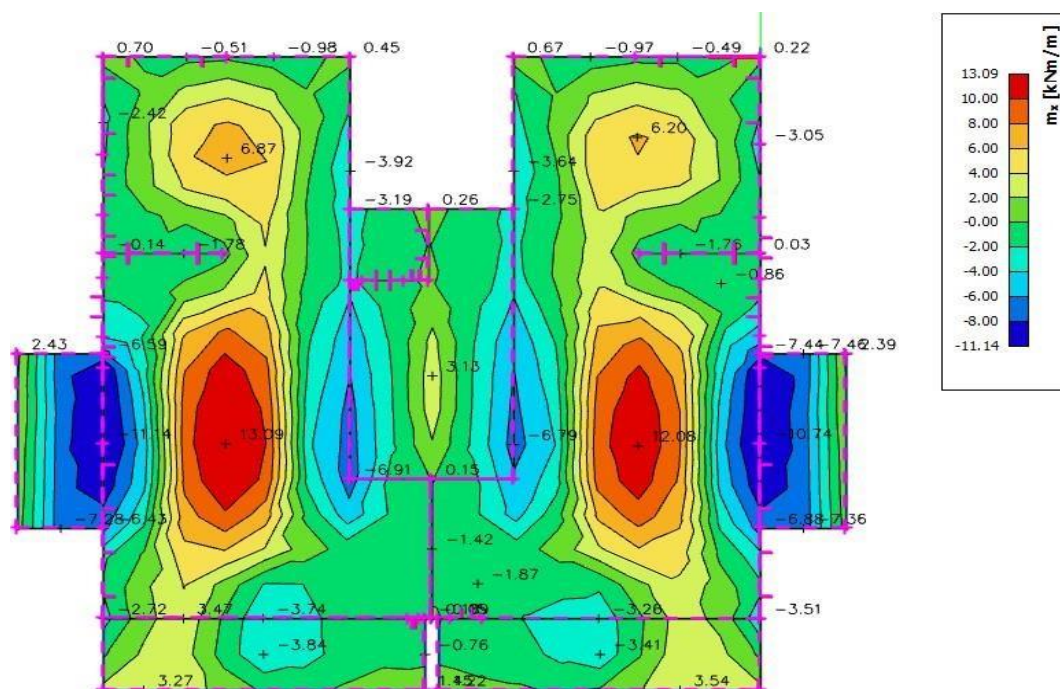
tako da i konzola zadovoljava na progibe.

Oduzimanjem translacijske komponente pomaka dobivamo komponentu koja je se analizira odnosno provjerava je li zadovoljava dozvoljene granice.

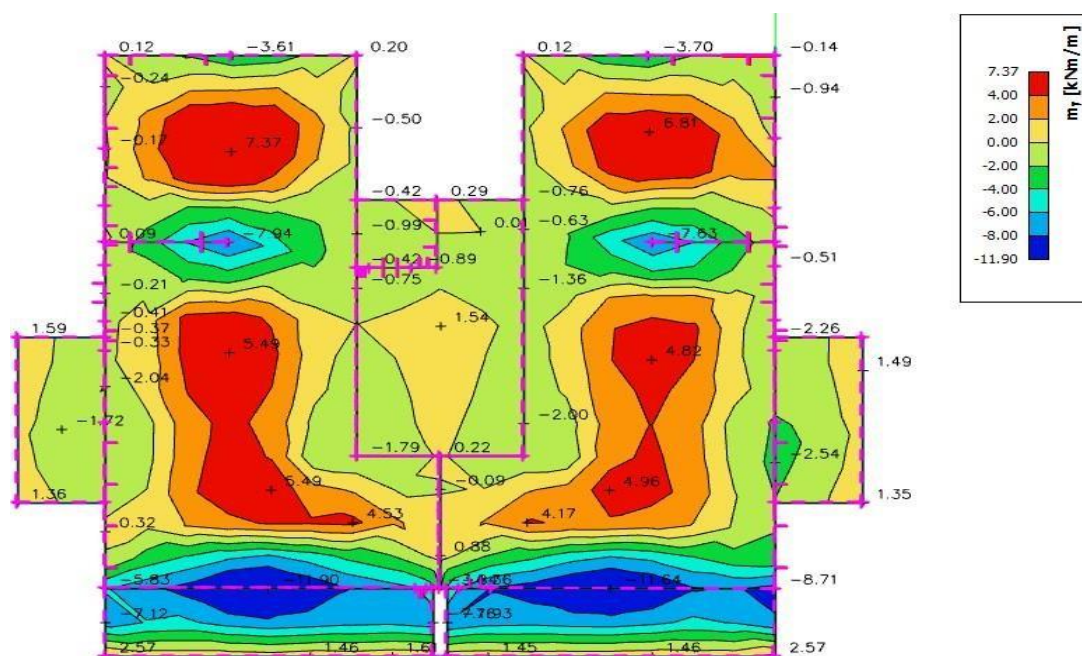
Kod 3-D modela koji su modelirani sa realnim karakteristikama tla bilo bi poželjno napraviti poseban model ploče karakteristične etaže.

6.1.4. Kontrola pukotina

U priložena dva dijagrama odabire se najveći moment savijanja koji će biti mjerodavan izračunu širine pukotine.



Slika 6.11 Moment savijanja $M_{Ed,x}$ (kNm/m) za GSU-1



Slika 6.12 Moment savijanja $M_{Ed,y}$ (kNm/m) za GSU-1

Mjerodavni moment $M = 13.09 \text{ kNm/m}$

Prognozna širina pukotine:

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

Vrijednost $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ određuje se prema izrazu :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$x = \frac{\alpha_{s1} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_{s1} \cdot A_{s1}}} \right) = \frac{6.67 \cdot 3.85}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 17}{6.67 \cdot 3.85}} \right)$$

$$= 2.71 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_s} = \frac{1309}{(17 - \frac{x}{3}) \cdot 3.85} = 211.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 211.2 \text{ MPa}$$

Za C 25/30 $\rightarrow f_{ct,eff} = 2.6 \text{ MPa}$

$A_{s1} = Q - 385 = 3.85 \text{ cm}^2$

$E_{cm} = 30.0 \text{ GPa} = 30\,000 \text{ MPa}$ – modul elastičnosti betona

$E_s = 200.0 \text{ GPa} = 200\,000 \text{ MPa}$ – modul elastičnosti armature

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{30} = 6.67$ – Odnos modula elastičnosti

Djelotvorni koeficijent armiranja glavnom vlačnom armaturom:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{3.85}{100 \cdot (2.5 \cdot 3.0)} = 0.0051$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{211.4 - 0.4 \cdot \frac{2.6}{0.0051} (1 + 6.67 \cdot 0.0051)}{200000} \geq 0.6 \cdot \frac{211.2}{200000}$$

$$0.0000028 \geq 0.00063$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.00063$$

Srednji razmak pukotina:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} [mm]$$

$\emptyset = 7.0$ mm –

$c = 20$ mm – Zaštitni sloj uzdužne armature

$k_1 = 0.8$ – Rebrasta armatura

$k_2 = 0.5$ – Savijanje

$k_3 = 3.4$

$k_4 = 0.425$

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot 20 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \frac{7}{0.0051} = 301,33 \text{ mm}$$

Karakteristična širina pukotina:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 301,33 \cdot 0.00063 = 0.19 \text{ mm} < w_g = 0.3 \text{ mm}$$

Pukotine zadovoljavaju!

6.2. Proračun krovne ploče

Limitirajući moment:

$$M_{Rd,lim} = \mu_{Sd,lim} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.159 \cdot 1.0 \cdot 0.17^2 \cdot 16,57 \cdot 1000 = 76.14 \text{ kNm}$$

Minimalna i maksimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0.0015 \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 17 = 2.55 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s,min} = 0.06 \cdot b \cdot \frac{d}{f_{yk}} = 0.06 \cdot 100 \cdot \frac{17}{500} = 2.04 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s,max} = 0.31 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.31 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{16.67}{434.80} = 20.20 \text{ cm}^2 / m$$

Za proračun armature usvaja se $\zeta \approx 0.9$, potrebna armatura :

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot 17 \cdot 43.48} = M_{Ed} \cdot 0.150$$

Računska nosivost na poprečnu silu bez poprečne armature :

$$V_{Rd,c} = \left[\alpha_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} + k_1 \cdot P_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.0 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2.08 \leq 2.0 \rightarrow k = 2.0$$

$$k_1 = 0.15$$

$$P_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0.0$$

$$C_{Rdc} = \frac{0.18 \cdot 0.18}{\sum A_s \cdot 3.85} = \frac{0.18 \cdot 0.18}{1.5} = 0.12$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{A_c} = \frac{17 \cdot 100}{17 \cdot 100} = 0.0023$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.0023 \cdot 25)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.0] \cdot 1000 \cdot 170$$

$$V_{Rd,c} = 72.69 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot P_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

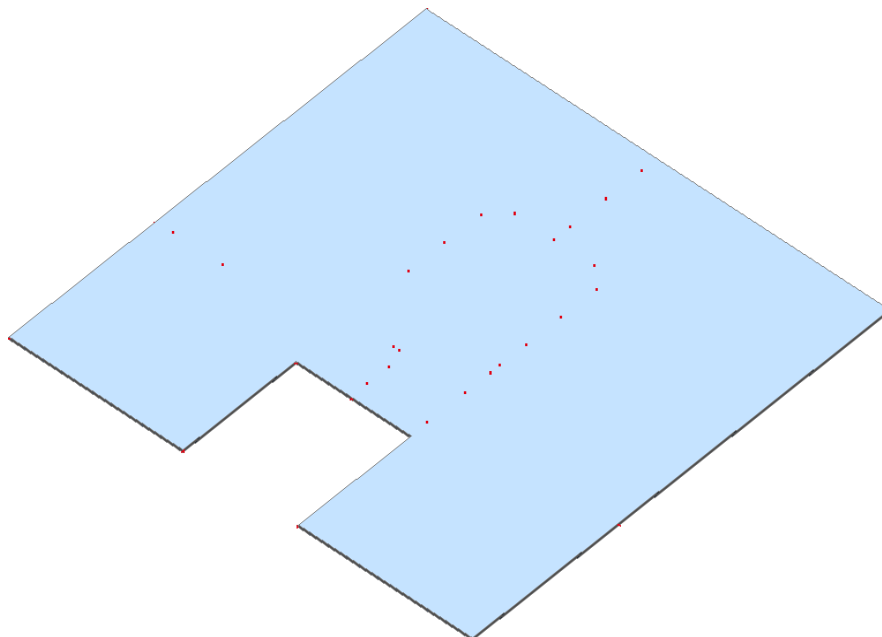
$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 2.0^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0.495$$

$$P_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0.0$$

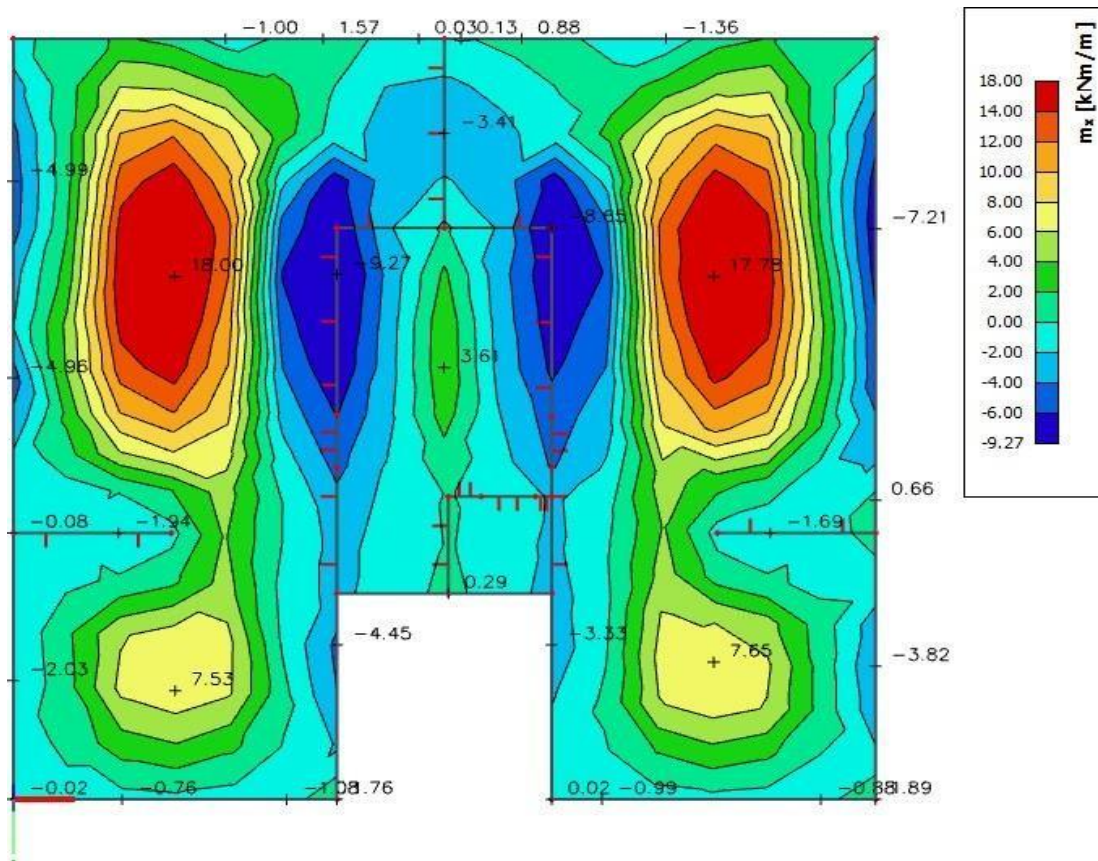
$$V_{Rd,c,min} = 0.495 \cdot 1000 \cdot 170 = 84.15 \text{ kN/m}$$

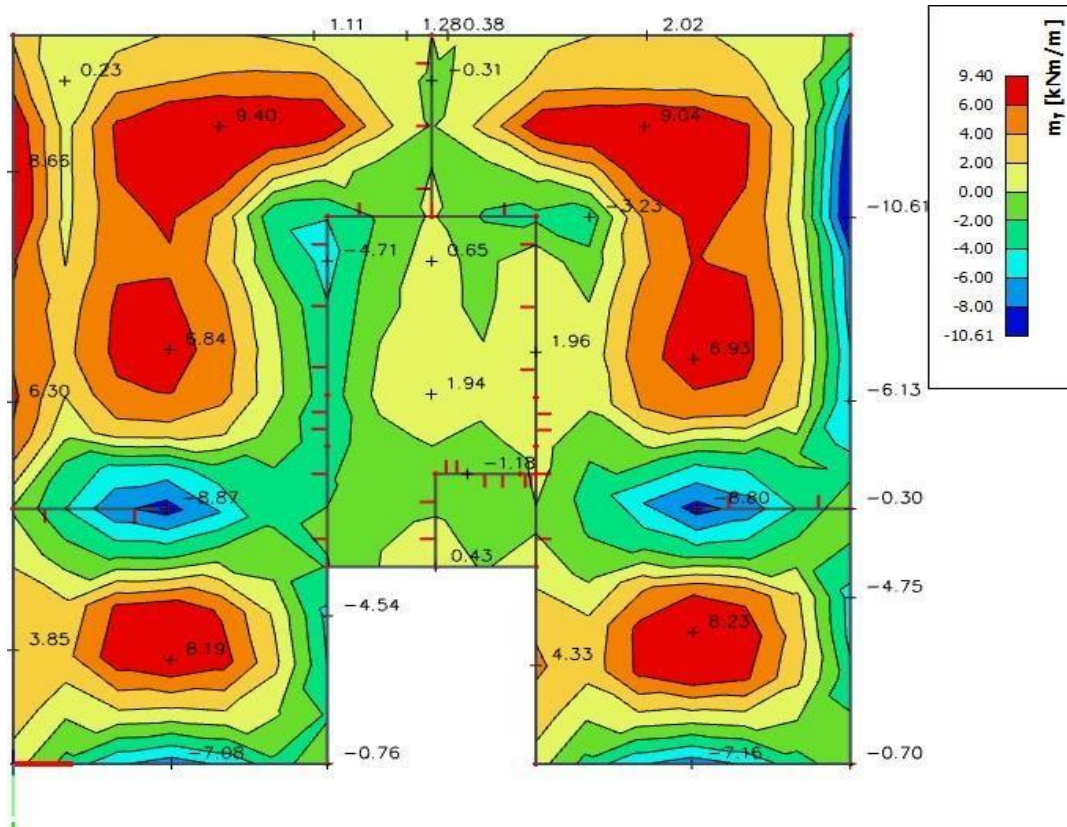
Uvjet je zadovoljen.

6.2.1. Prikaz modela i rezultata krovne ploče

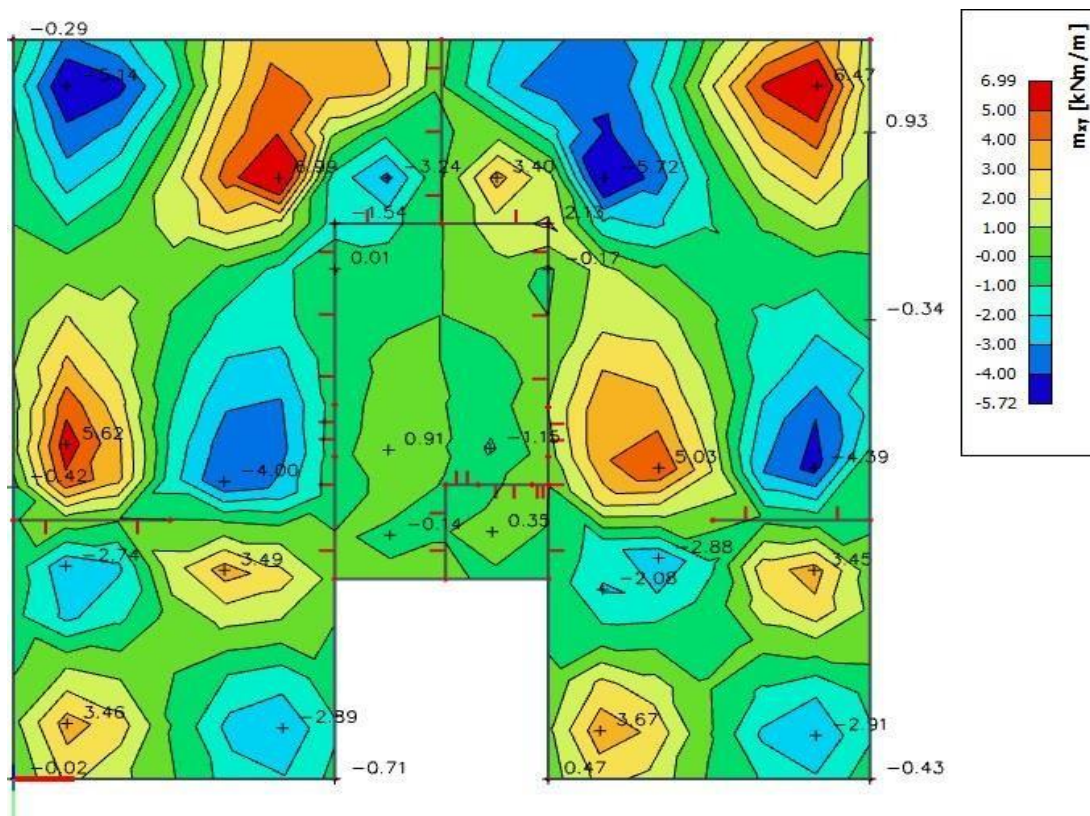


Slika 6.13 Prikaz modela

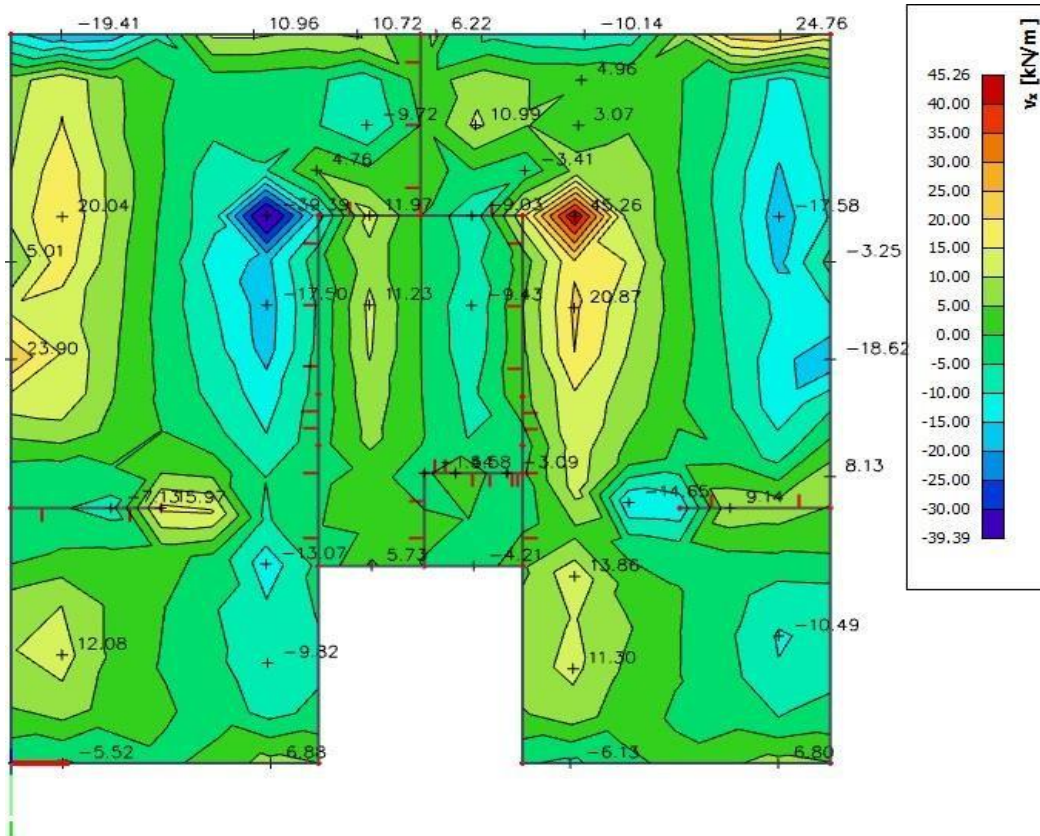
Slika 6.14 Moment savijanja $M_{Ed,x}$ (kNm/m) za GSN-1



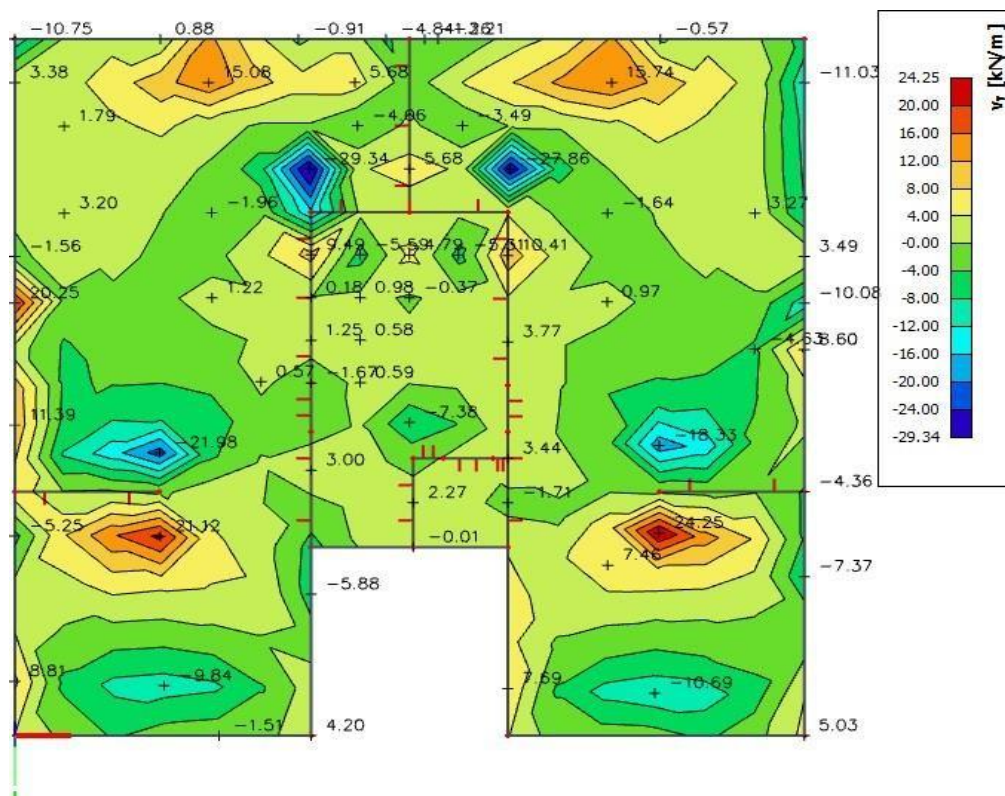
Slika 6.15 Moment savijanja $M_{Ed,y}$ (kNm/m) za GSN-1



Slika 6.16 Moment savijanja $M_{Ed,xy}$ (kNm/m) za GSN-1



Slika 6.17 Poprečne sile $V_{Ed,x}$ (kN/m) za GSN-1



Slika 6.18 Poprečne sile $V_{Ed,y}$ (kN/m) za GSN

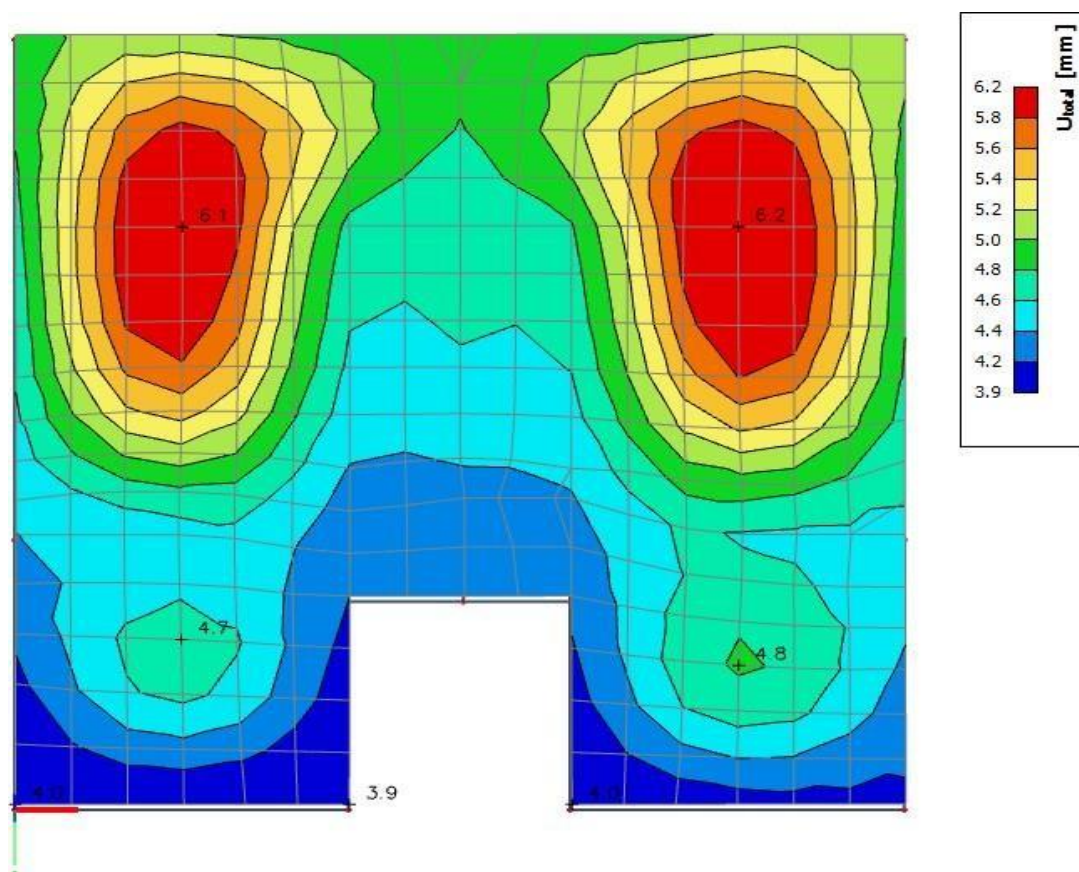
Potrebna armatura na ležaju: $A_s = 1.59 \times 0.85 = 1.352 \text{ cm}^2 / \text{m}'$
 Potrebna armatura u polju: $A_s = 2.7 \times 1.30 = 3.51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Odabrana armatura

Ležaj: Q-257 ($2.57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)

Polje: Q-385 ($3.85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)

6.2.2. Kontrola progiba

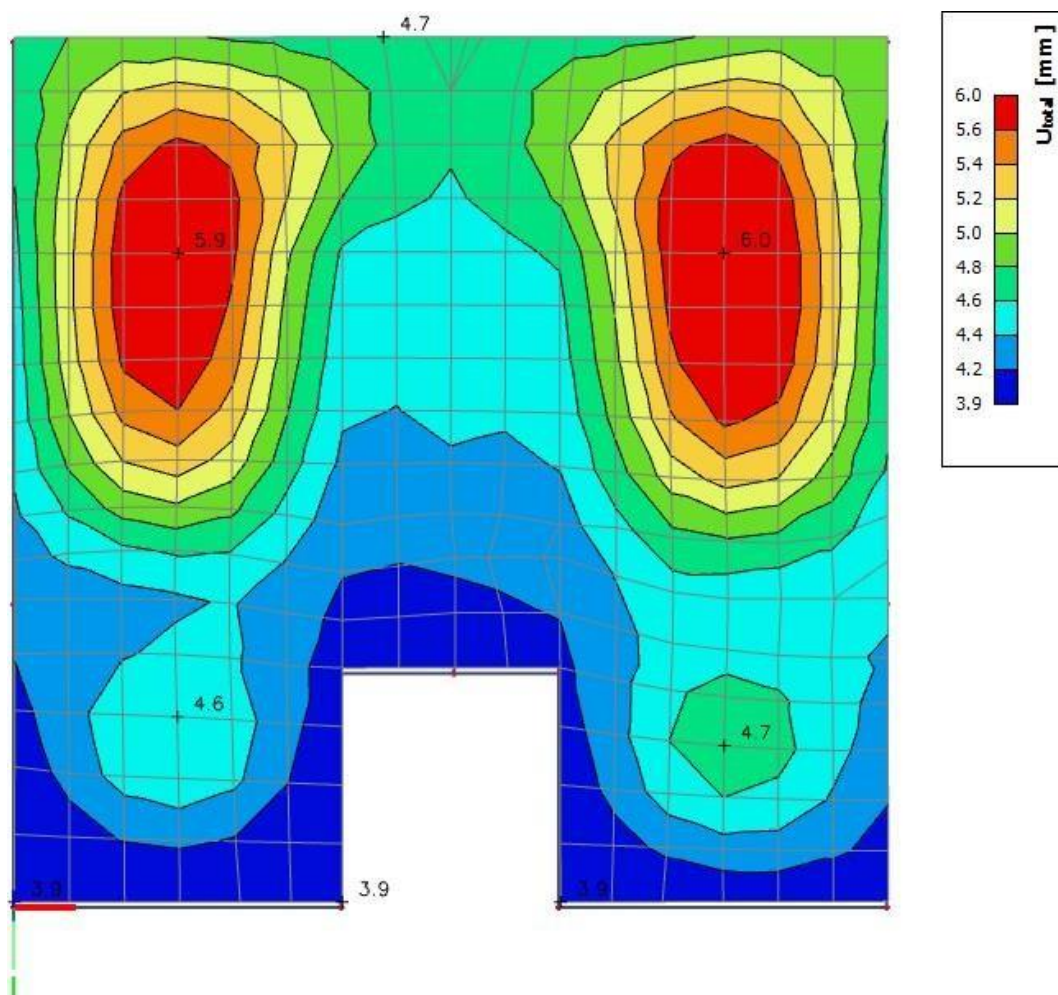


Slika 6.21 Progib ploče (mm) za kombinaciju GSU-1

Najveći progib iznosa je $6.2 - 5 = 1.2 \text{ mm}$.

Dozvoljen progib $L/1000 = 5950/1000 = 5.95 \text{ mm}$

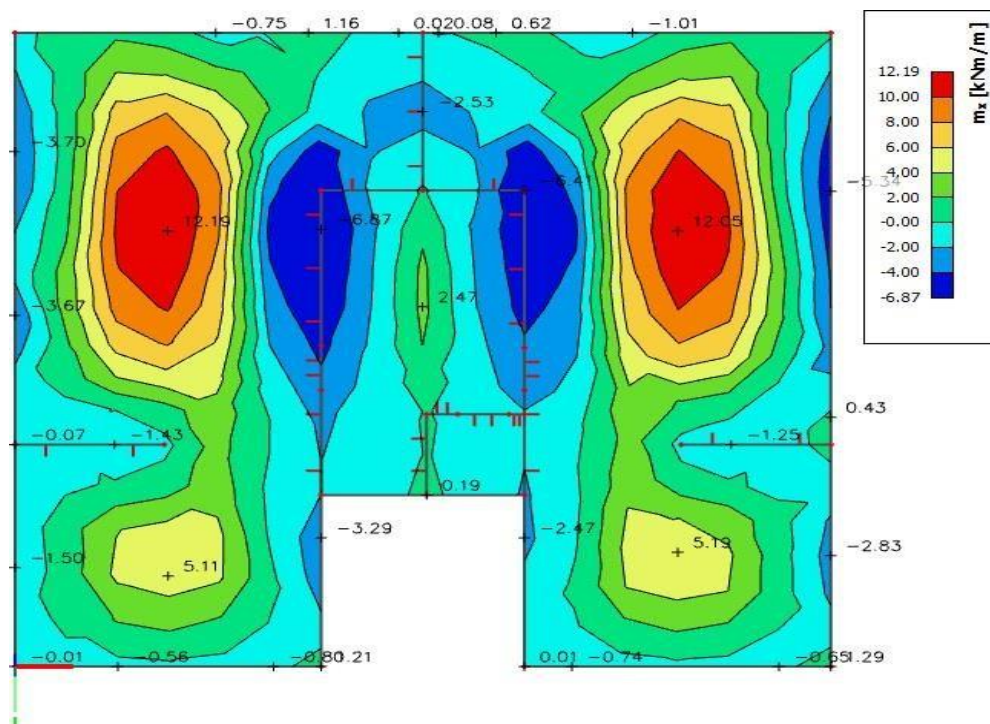
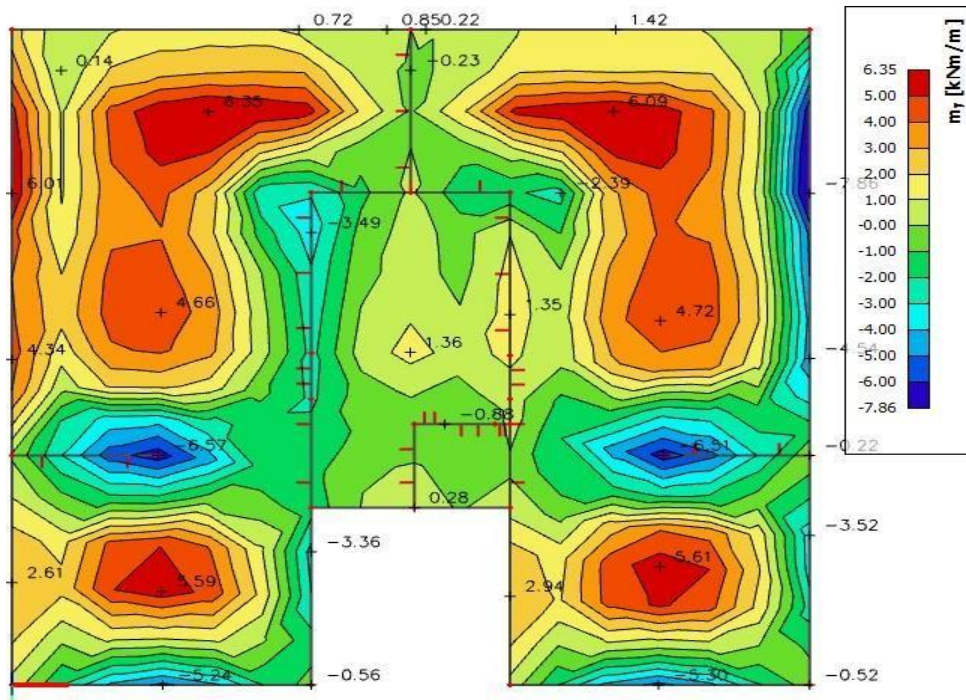
Krovna ploča zadovoljava na progibe.



Slika 6.22 Progib ploče (mm) za kombinaciju GSU-2

Najveći progib iznosa je $6.0 - 4.8 = 1.2$ mm.
Dozvoljen progib $L/1000 = 5950/1000 = 5.95$ mm
Krovna ploča zadovoljava na progibe.

6.2.3. Kontrola pukotina

Slika 6.23 Moment savijanja $M_{Ed,x}$ (kNm/m) za GSU-1Slika 6.24 Moment savijanja $M_{Ed,y}$ (kNm/m) za GSU-1

Mjerodavni moment $M = 12.19$ kNm/m

Prognozna širina pukotine:

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

Vrijednost $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ određuje se prema izrazu :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$x = \frac{\alpha_{s1} \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_{s1} \cdot A_{s1}}} \right) = \frac{6.67 \cdot 3.85}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 17}{6.25 \cdot 3.85}} \right) \\ = 2.71 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_s} = \frac{1219 \text{ kN}}{(17 - \frac{x}{3}) \cdot 3.85} = \frac{1219}{(17 - \frac{2.71}{3}) \cdot 3.85} = 19.67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 196.7 \text{ MPa}$$

Za C 25/30 $\rightarrow f_{ct,eff} = 2.6 \text{ MPa}$

$A_{s1} = Q 385 = 3.85 \text{ cm}^2$

$E_{cm} = 30.0 \text{ GPa} = 30\,000 \text{ MPa}$ – modul elastičnosti betona

$E_s = 200.0 \text{ GPa} = 200\,000 \text{ MPa}$ – modul elastičnosti armature

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{30} = 6.67$ – Odnos modula elastičnosti

Djelotvorni koeficijent armiranja glavnom vlačnom armaturom:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{3.85}{100 \cdot (2.5 \cdot 3.0)} = 0.0051$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{196.7 - 0.4 \cdot \frac{2.6}{0.0051} (1 + 6.67 \cdot 0.0051)}{200000} \geq 0.6 \cdot \frac{196.7}{200000}$$

$$-0.0000708 \geq 0.00059$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.00059$$

Srednji razmak pukotina:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} [mm]$$

$\emptyset = 7.0 \text{ mm}$ –

$c = 20 \text{ mm}$ – Zaštitni sloj uzdužne armature

$k_1 = 0.8$ – Rebrasta armatura

$k_2 = 0.5$ – Savijanje

$k_3 = 3.4$

$k_4 = 0.425$

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot 20 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \frac{7}{0.0051} = 301.33 \text{ mm}$$

Karakteristična širina pukotina:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 301.33 \cdot 0.00059 = 0.18 \text{ mm} < w_g = 0.3 \text{ mm}$$

Pukotine zadovoljavaju!

7. PRORAČUN ZIDOVA

7.1. Opći uvjeti

- Minimalna debljina: $b_{wo} \geq \max \{0.15 \text{ m}, h_s/20\}$, (h_s =svijetla katna visina)
- Ograničenje naprezanja u betonu (srednjeg tlačnog naprezanja) je:

$$v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} \leq 0.40 \text{ (klasa DCM), odnosno } \sigma_{c,Rd,E} \leq 0.40 * f_{cd}$$

N_{Ed} = uzdužna sila u proračunu potresne proračunske situacije

seizmička kombinacija za C25/30: $\sigma_{c,Rd,E} \leq 0.40 * (25/1.5) = 6.7 \text{ MPa}$

- Kritično područje:
 $\min \{2L_w, h_s\} \geq h_{cr} \geq \max \{L_w, h_w/6\}$, (L_w =duljina zida, h_w =ukupna visina zida, h_s =svijetla katna visina)
- Minimalno armiranje:

na krajevima zida:

$$\text{vertikalno: } \rho_{\min} = 0.5\% \text{ od površine } A_c = L_c * b_w \text{ (} L_c = \max \{0.15 L_w, 1.5 b_w\} \text{)}$$

spone: $\min \phi 6$; max. razmak: $\min \{8d_{bL}, b_o/2, 175 \text{ mm}\}$ (d_{bL} =promjer vert. šipki; b_o =širina jezgre)

ostali dio zida:

$$\text{vertikalno: } \rho_{\min} = 0.2\%$$

$$\text{horizontalno: } \rho_{\min} = 0.2\%$$

spone: $\min 4\phi 6/m^2$

- Lagano armirani zidovi $L_w \geq \min \{4 \text{ m}, 2/3h_w\}$
- Najmanji omjer poprečne armature $\rho_{w,\min}$ velikih slabo armiranih betonskih zidova:
 $\rho_{w,\min} = 0.15 \cdot (f_{ct,m}/f_{yd})$.

$$\text{C 25/30 (} f_{ct,m} = 2.6 \text{ MPa); B 500B (} f_y = 500 \text{ MPa); } \rho_{w,\min} = 0.15 * (2.6/435) = 0.0009$$

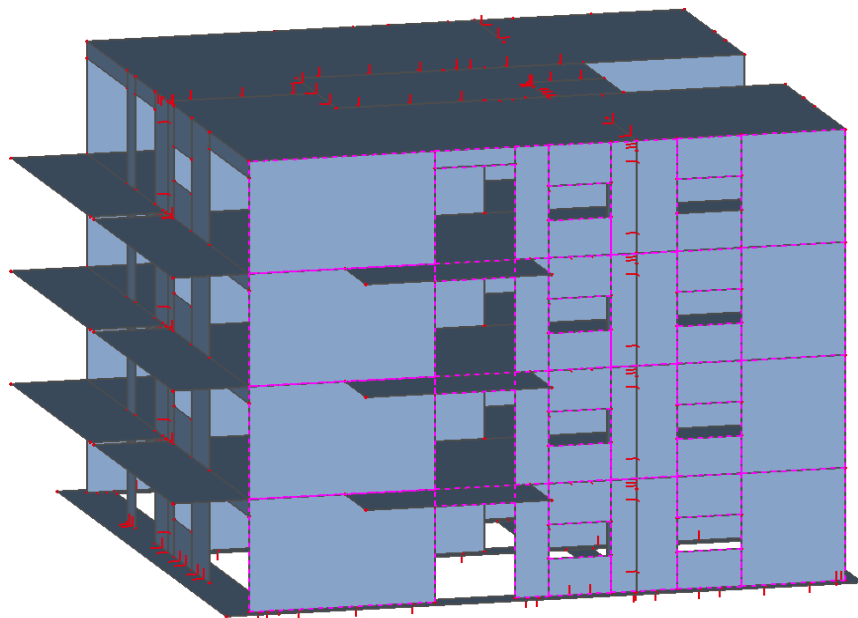
$$b_w = 20 \text{ cm; } A_{s,\min} = 0.0009 * 20 * 100/2 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m obostrano}$$

Zidovi se uobičajeno armiraju mrežama uz ojačanje krajeva zidova šipkama. Posebno važno pri postavljanju armature zidova je ispravno kreiranje armature spojeva zidova.

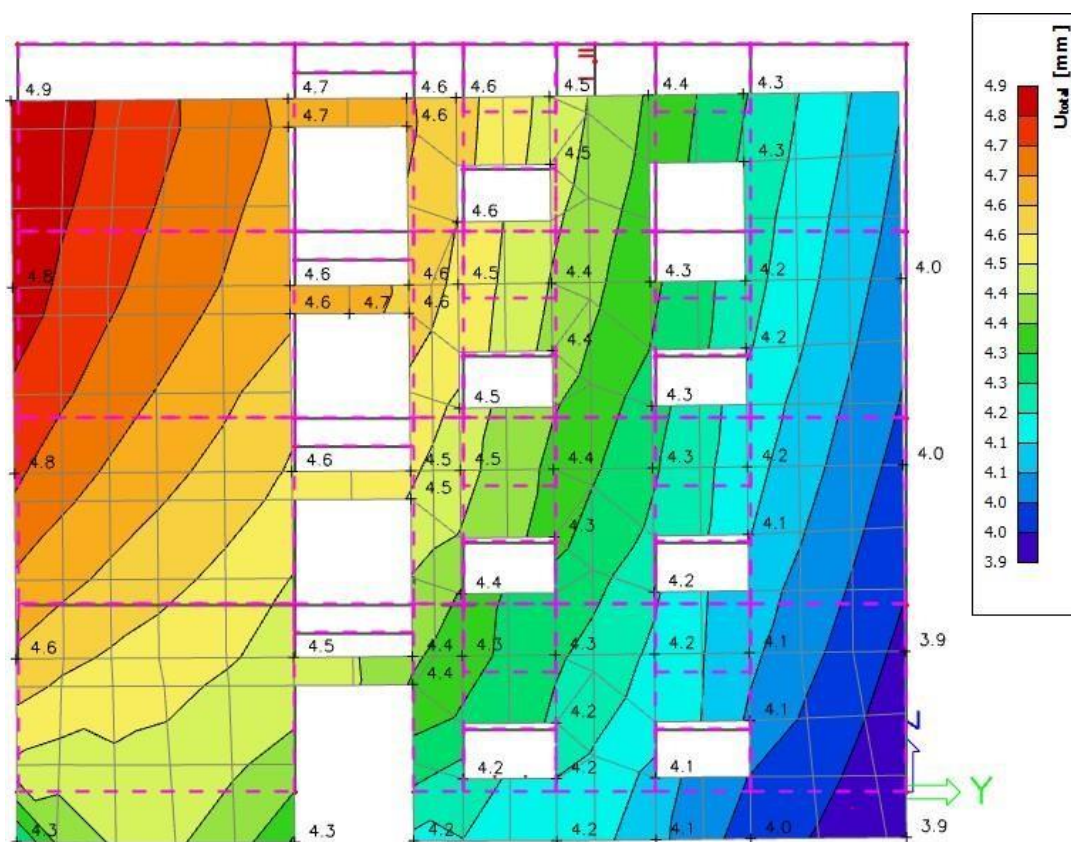
Rubna armatura pri tom preuzima momente savijanja od horizontalnog djelovanja, doprinosi posmičnoj nosivosti i doprinosi bočnoj stabilnosti slobodnog tlačnog ruba.

Horizontalna armatura primarno nosi na posmik (poprečne sile), ali i preuzima vlačne sile od skupljanja betona i temperaturnih promjena. Središnja vertikalna armatura (mreže) također doprinosi posmičnoj nosivosti, preuzima vlačne sile od skupljanja betona i temperaturnih promjena, doprinosi bočnoj stabilnosti zida (utjecaj izbočavanja) i preuzima dio vlačnih sila od savijanja.

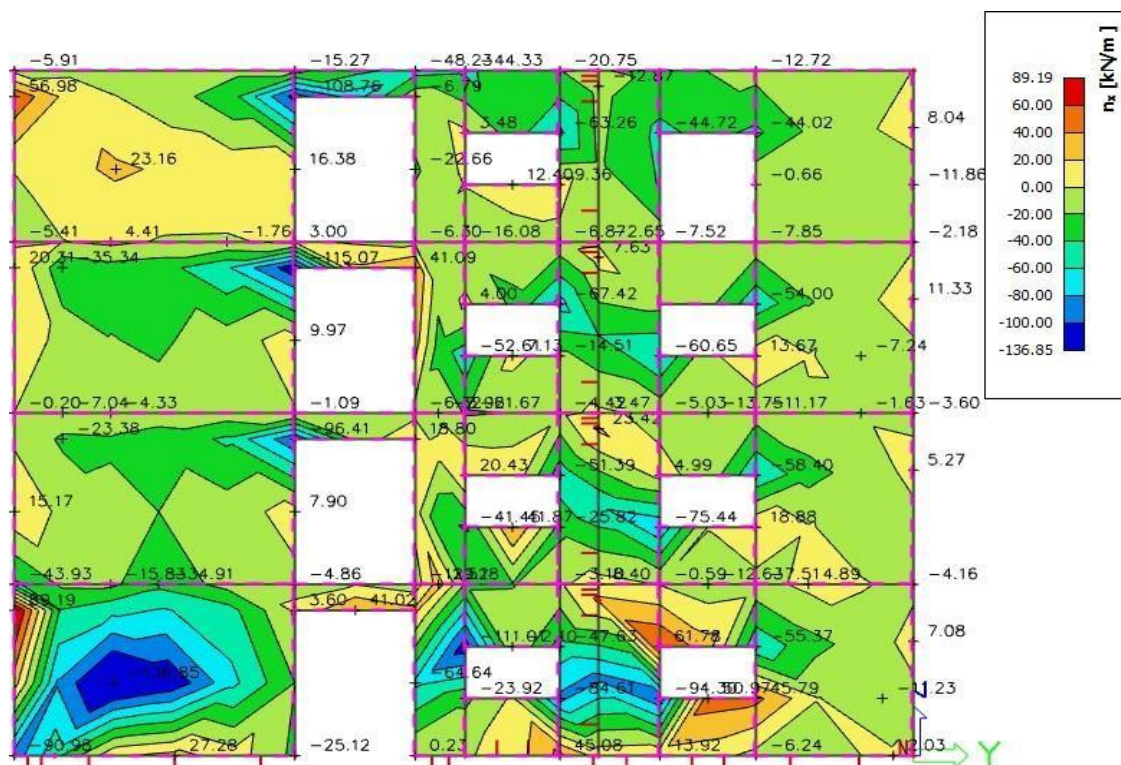
7.2. Prikaz modela i dijagrama



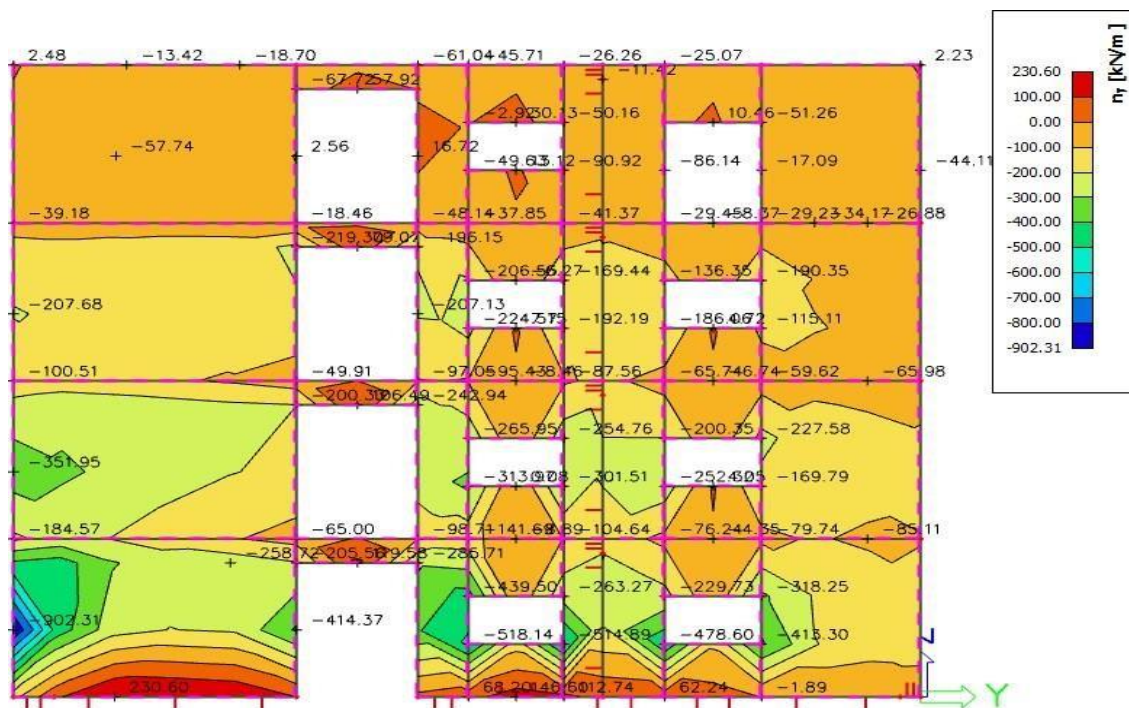
Slika 7.1 Položaj zida na kojem je izvršen proračun



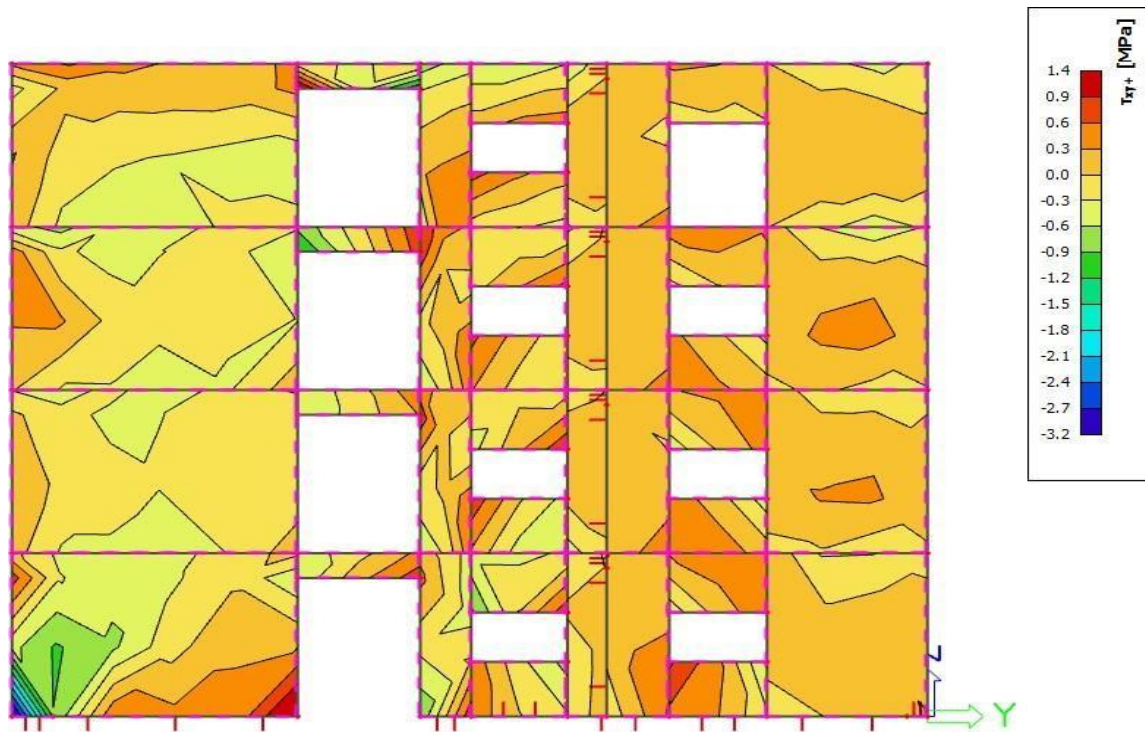
Slika 7.2 Pomaci (mm) za nazovistalnu kombinaciju GSU2



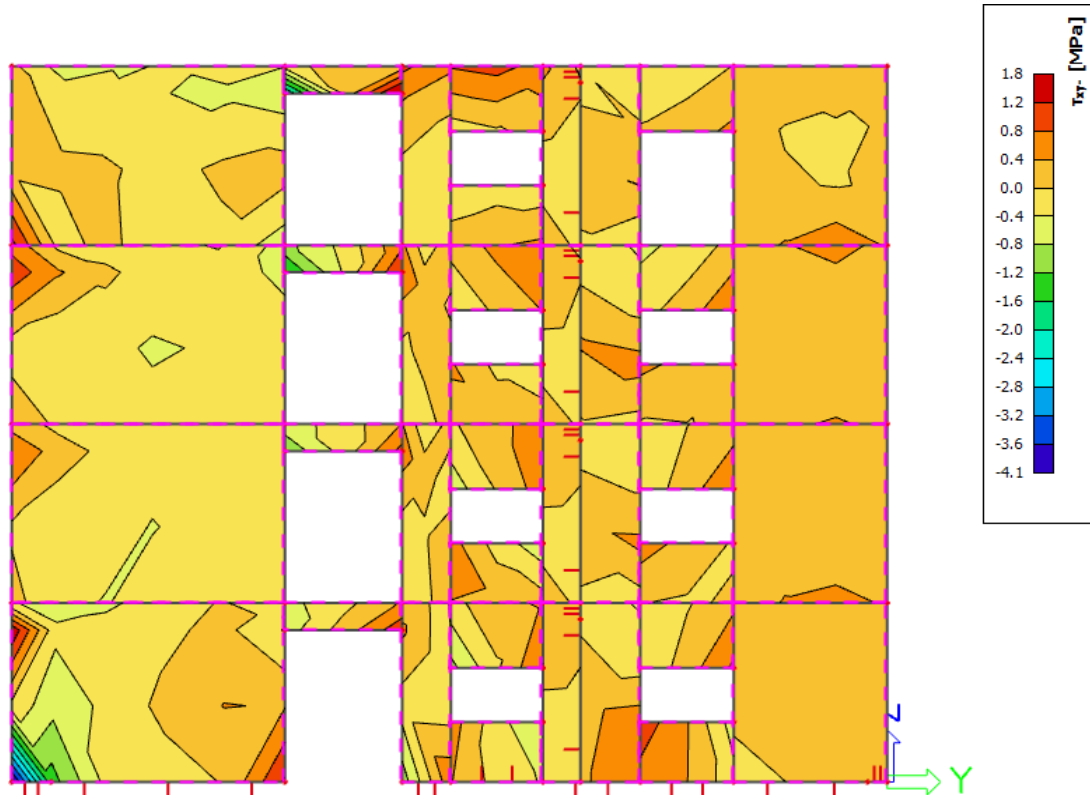
Slika 7.3 Uzdužne sile [kN/m] u smjeru X, u zidovima za anvelopu GSN-1



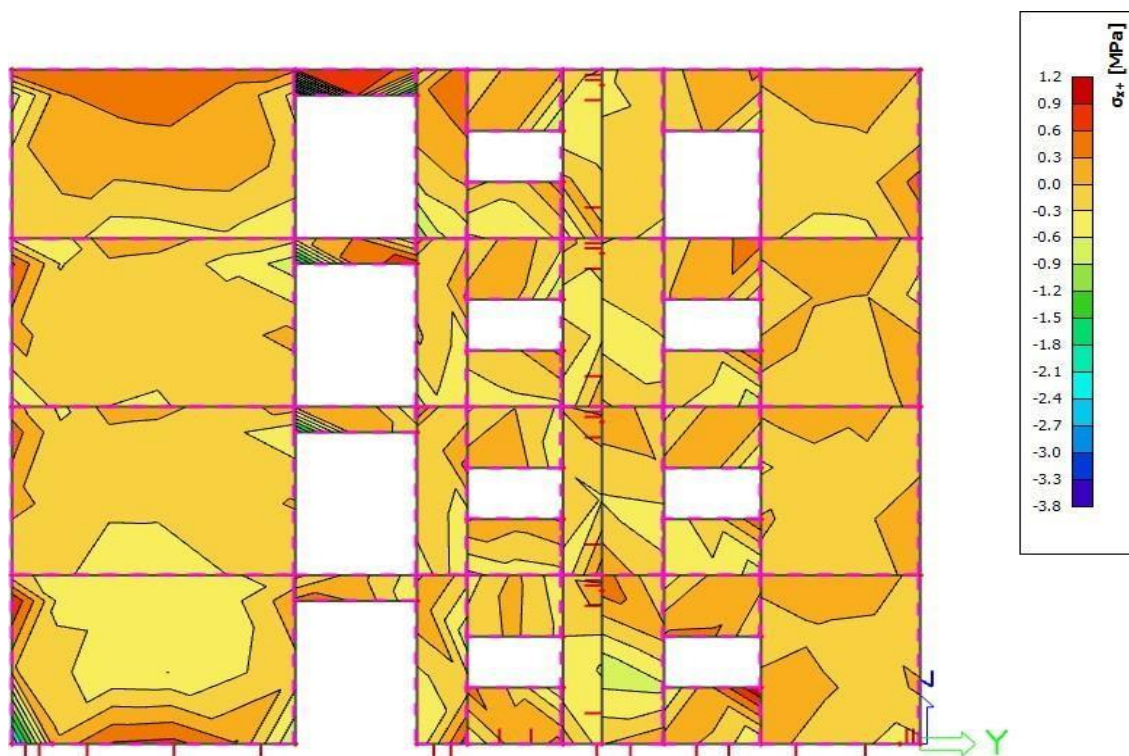
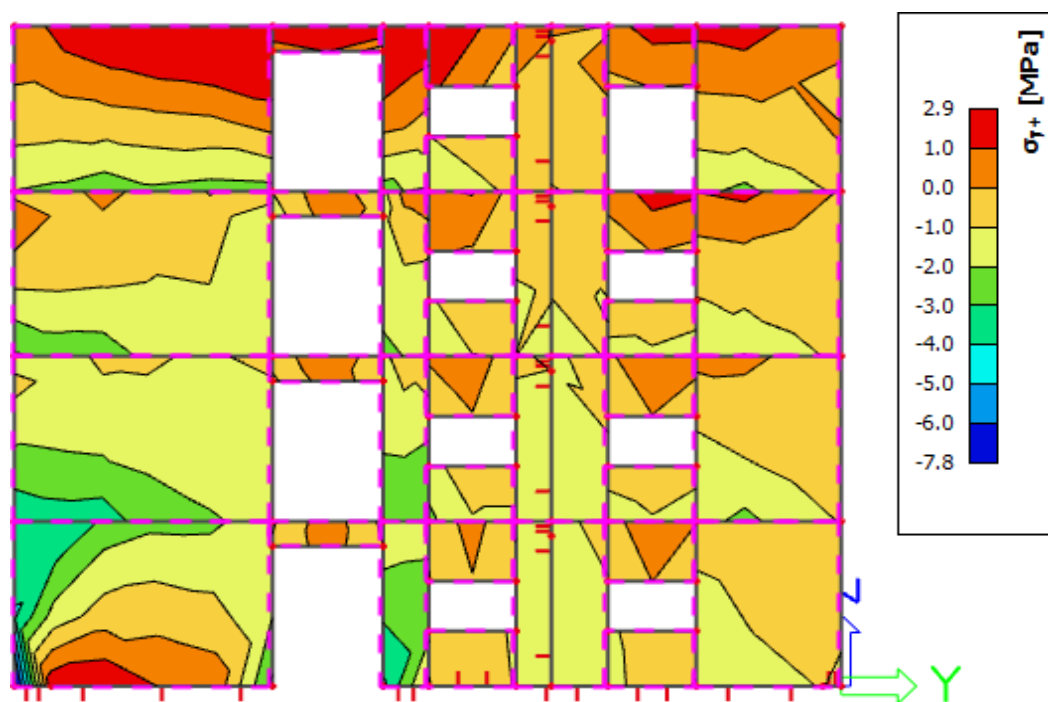
Slika 7.4 Uzdužne sile [kN/m] u smjeru Y, u zidovima za anvelopu GSN-1

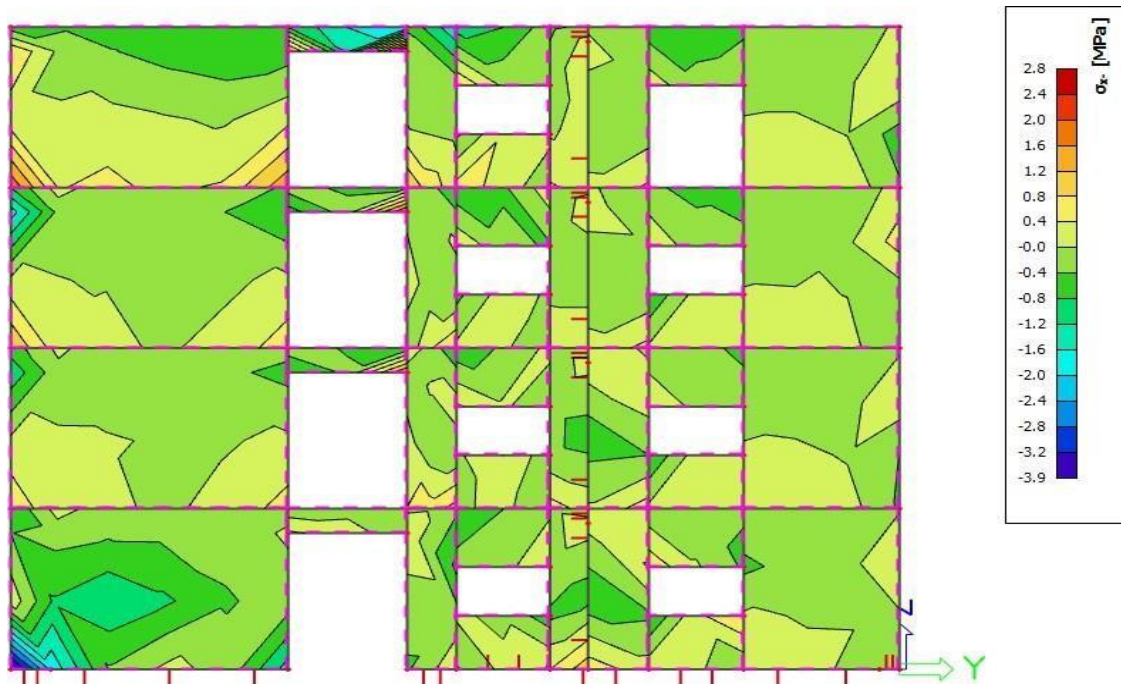
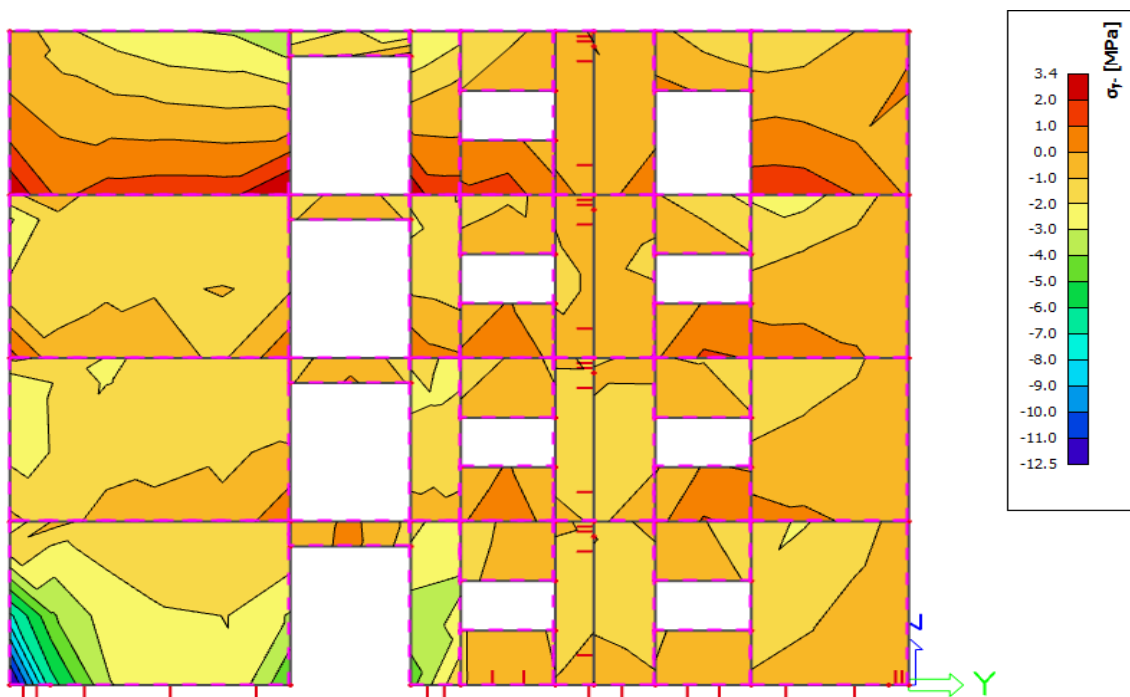


Slika 7.5 Posmično naprezanje u smjeru $xy+$ za kombinaciju GSN-1



Slika 7.6 Posmično naprezanje u smjeru $xy-$ za kombinaciju GSN-1

Slika 7.7 Naprezanja u zidu σ_{x+} za kombinaciju GSN-1Slika 7.8 Naprezanja u zidu σ_{y+} za kombinaciju GSN-1

Slika 7.9 Naprezanja u zidu σ_x za kombinaciju GSN-1Slika 7.20 Naprezanja u zidu σ_y za kombinaciju GSN-1

8. PRORAČUN TEMELJA

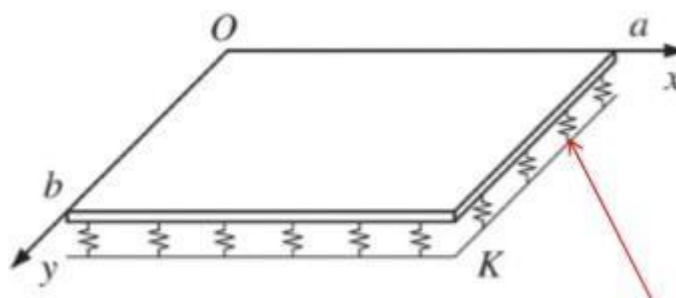
Kao što je navedeno u prethodnim poglavljima, građevina je temeljena s modelom trakastih temelja.

Osnovni problem modeliranja savitljivih konstrukcija je modeliranje međudjelovanja konstrukcija – tlo.

Rješenje savitljivih temeljnih konstrukcija analitičkom (zatvorenom) obliku u većini složenijih problema se rješava nekom od numeričkih metoda.

U rješavanju problema tlo se modelira na dva osnovna pristupa :

- Analiza u neprekidnoj sredini – proračun se vrši nekom od numeričkih metoda u kojoj se tlo modelira kao poluprostor. Potrebni podatci o tlu E i ν za linearno elastičan model.
- Međudjelovanje konstrukcija – tlo se modelira Winklerovim modelom (opruge). Koristi se linearan model s konstantnom krutošću ili model s promjenjivom krutošću. Ovaj pristup je približan jer se zanemaruje međusobni utjecaj pomaka različitih točaka u tlu.



Slika 8.1 Međudjelovanje konstrukcija – tlo modelirano Winkler- ovim modelom

U rješavanju problema koristio se Winklerovom model temeljenja.

Winklerov prostor samo približno opisuje deformacijske osobine temeljnog tla. Stišljivo tlo zamjenjujemo sustavom elastičnih pera, tako da je pomak točke na površini Winklerovog prostora linearno proporcionalnom reaktivnom pritisku:

$$W(x) = \frac{q(x)}{K}$$

K – koeficijent reakcije tla ($\text{kN/m}^2/\text{m}'$)

Koeficijent reakcije (odgovora) podloge – Winklerov koeficijent

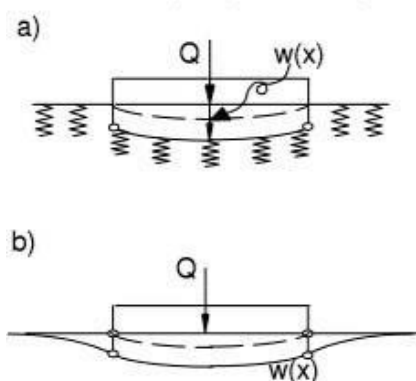
Koeficijent reakcije podloge K je odnos između dodirnog naprezanja q kojim tlo odgovara na vanjsko opterećenje i slijeganja w , koje to isto naprezanje izazove u tlu.

$$K = \frac{q}{w} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right]$$

Vrijednost koeficijenta K ovisi o elastičnim svojstvima podloge i o veličini opterećene površine.

$$EI \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + K \cdot w(x) = p(x) + g$$

Uz korištenje rubnih uvjeta ovu diferencijalnu jednadžbu je moguće riješiti u zatvorenom obliku.



Slika 8.2 Winklerov model (a) i stvarni nosač (b)

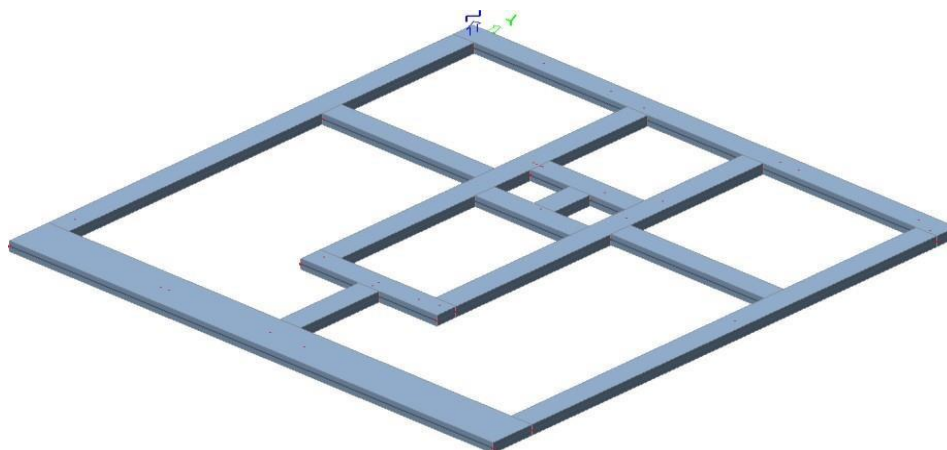
Nedostatci ovog modela :

- Opterećenje skraćuje samo ona pera na kojima greda izravno leži (zanemaruje se međusobni utjecaj)
- Na tlo se može prenijeti kao pritisak tako i zatezanje
- Određivanje koeficijenata reakcije tla (K) koji ovisi o intenzitetu opterećenja, obliku i veličini opterećene plohe , krutosti grede, svojstvima materijala grede, svojstvima temeljnog tla ispod grede

8.1. Proračun trakastih temelja

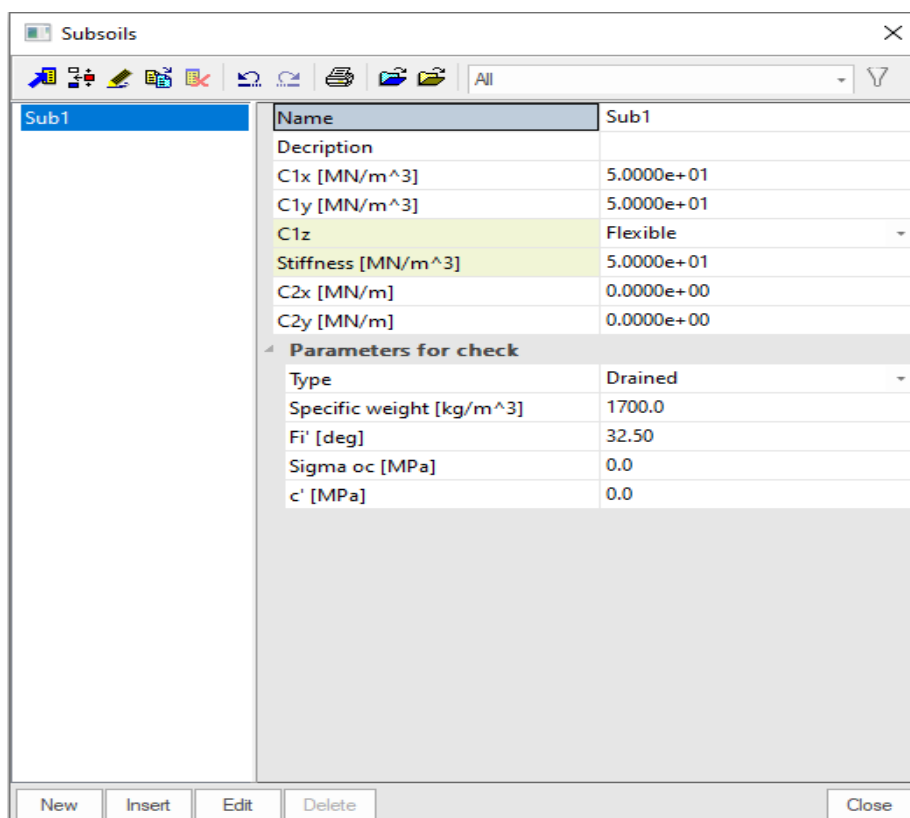
8.1.1. Model trakastih temelja

Temelji su modelirani kao gredni elementi, na kojima su postavljeni linijski ležajevi.



Slika 8.3 Model trakastih temelja

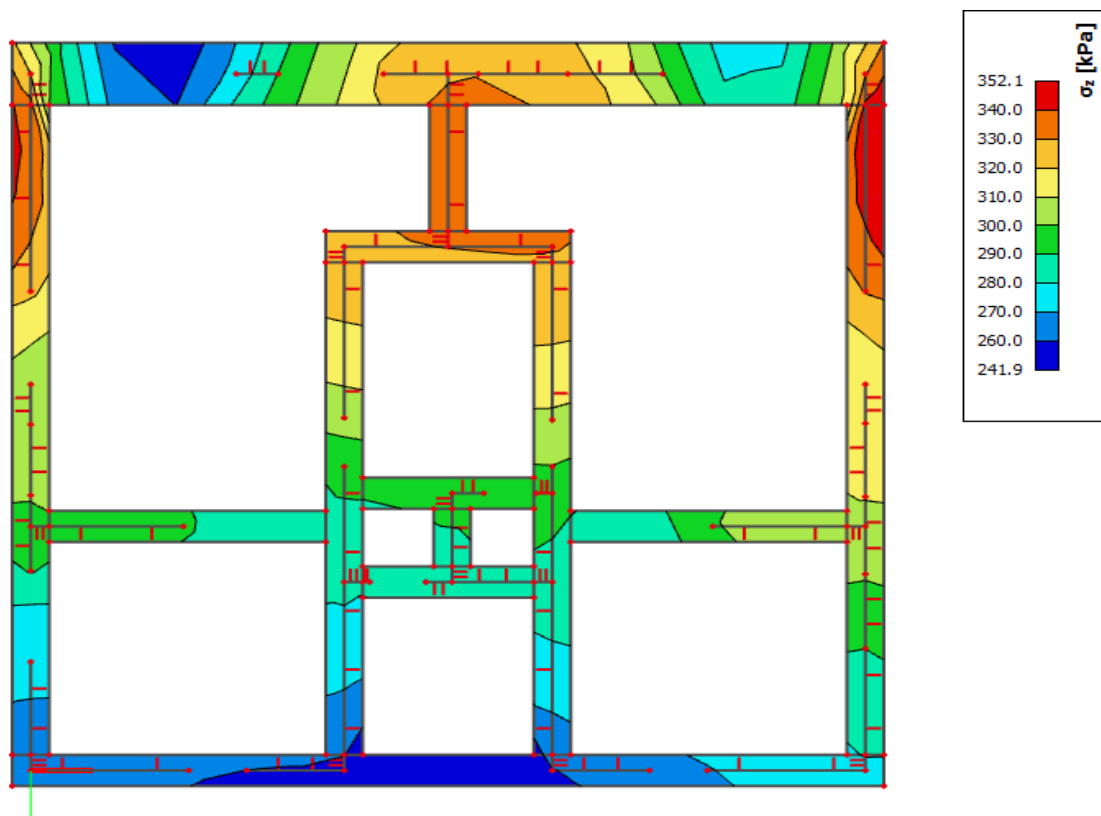
Kako bismo u model unijeli realnu stišljivost tla, linijske ležajeve ćemo modelirati kao fleksibilne kojima ćemo pomak u smjeru z zadati pomoću krutosti tla.



Slika 8.4 Model fleksibilnih linijskih ležajeva

8.1.2. Proračun širine temeljne stope

Širine temeljnih stopa odabrali smo na način da nam zadovolje naprezanja koja nam tlo može prenijeti. Nosivost tla dobili smo iz geomehantičkog elaborata. Na osnovu geotehničkih istražnih radova dobiveni su rezultati za osnovna opterećenja od 400 kPa



Slika 8.5 Naprezanje građevine na mjestima oslanjanja temeljne stope na tlo (kPa) za kombinaciju GSN-1

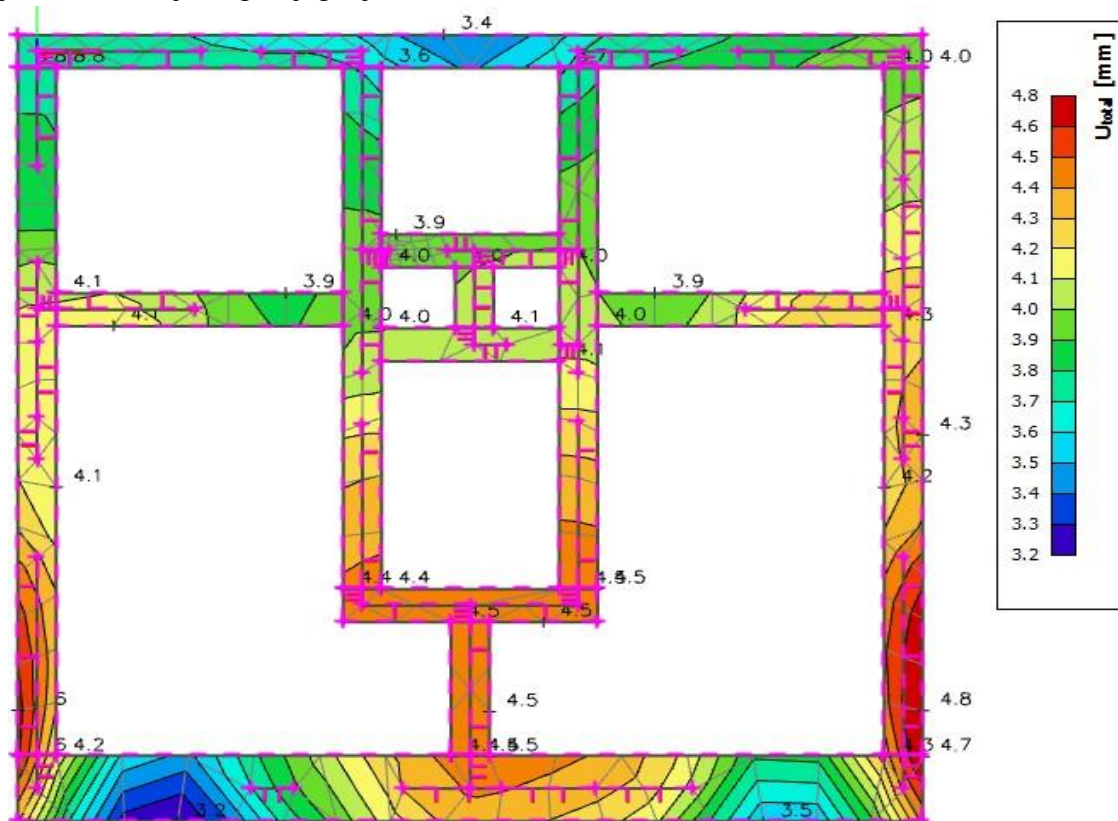
Cilj proračuna je dobiti približno jednak omjer računске nosivosti i nosivosti tla tako da slijeganje temelja bude što ujednačenije. U ovom slučaju omjer je $352.1/400 = 88\%$.

Reakcije su dobivene iz programa „Scia Engineer“.

Napomena: Visina svih temeljnih stopa je 60 centimetara.

8.1.3. Slijeganje građevine

Iz tablice je vidljivo da su naprezanja ispod temeljnih traka približno jednaka odnosno postignuto je ravnomjerno naprezanje na kontaktu temelja i nosivog tla. Ravnomjernim naprezanjem dobiva se ravnomjerno slijeganje temeljnog tla, na taj način izbjegava se pojava diferencijalnog slijeganja.



Slika 8.6 Slijeganje trakastih temelja za kombinaciju GSU-1

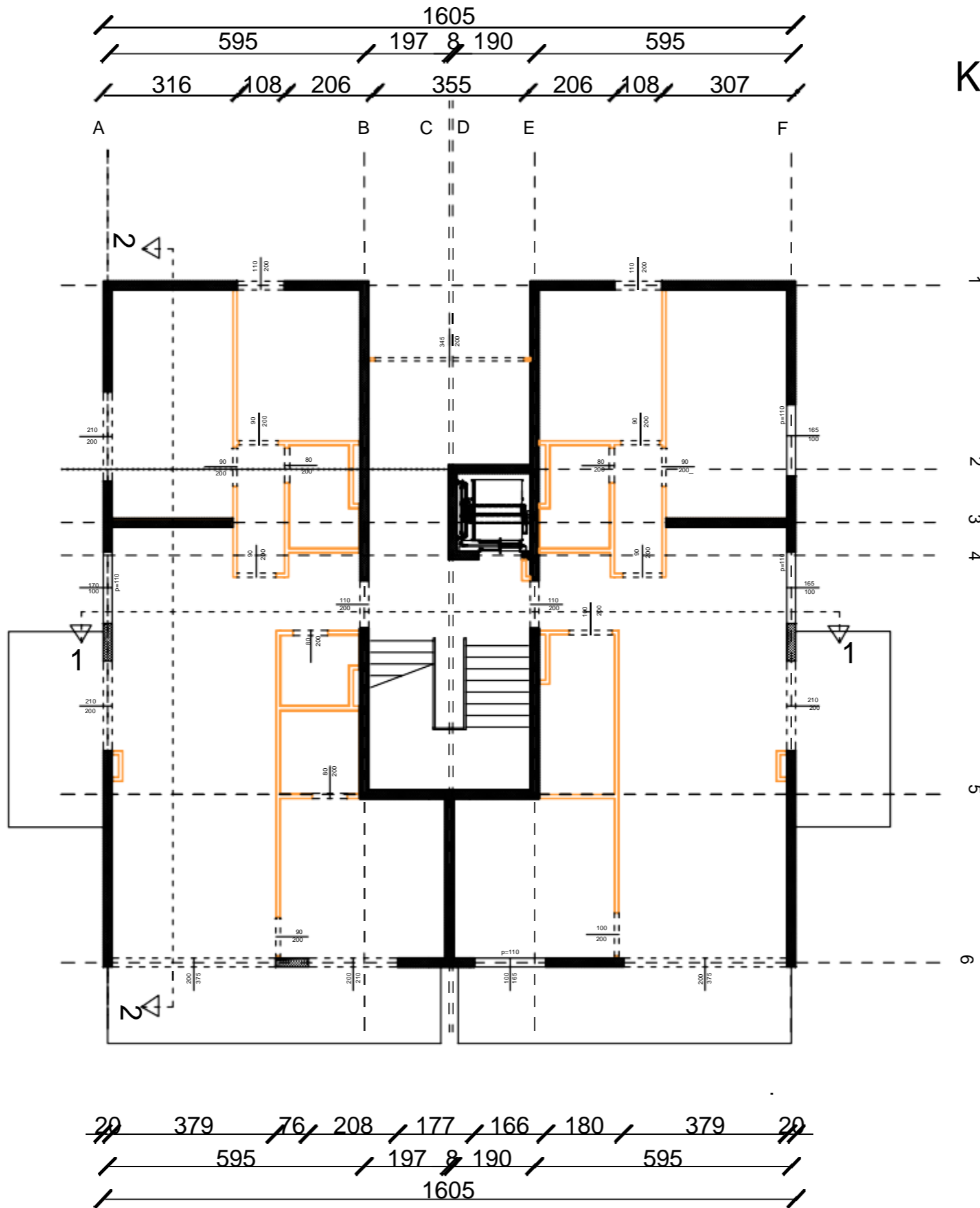
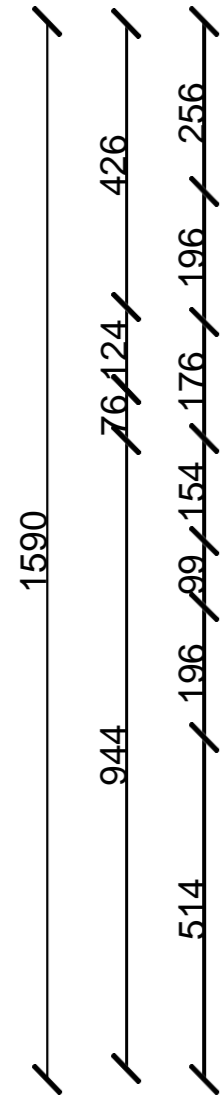
Na slici vidimo da se građevina ravnomjerno slegnula odnosno izbjegli smo pojavu diferencijalnog slijeganja.

9. GRAFIČKI PRILOZI

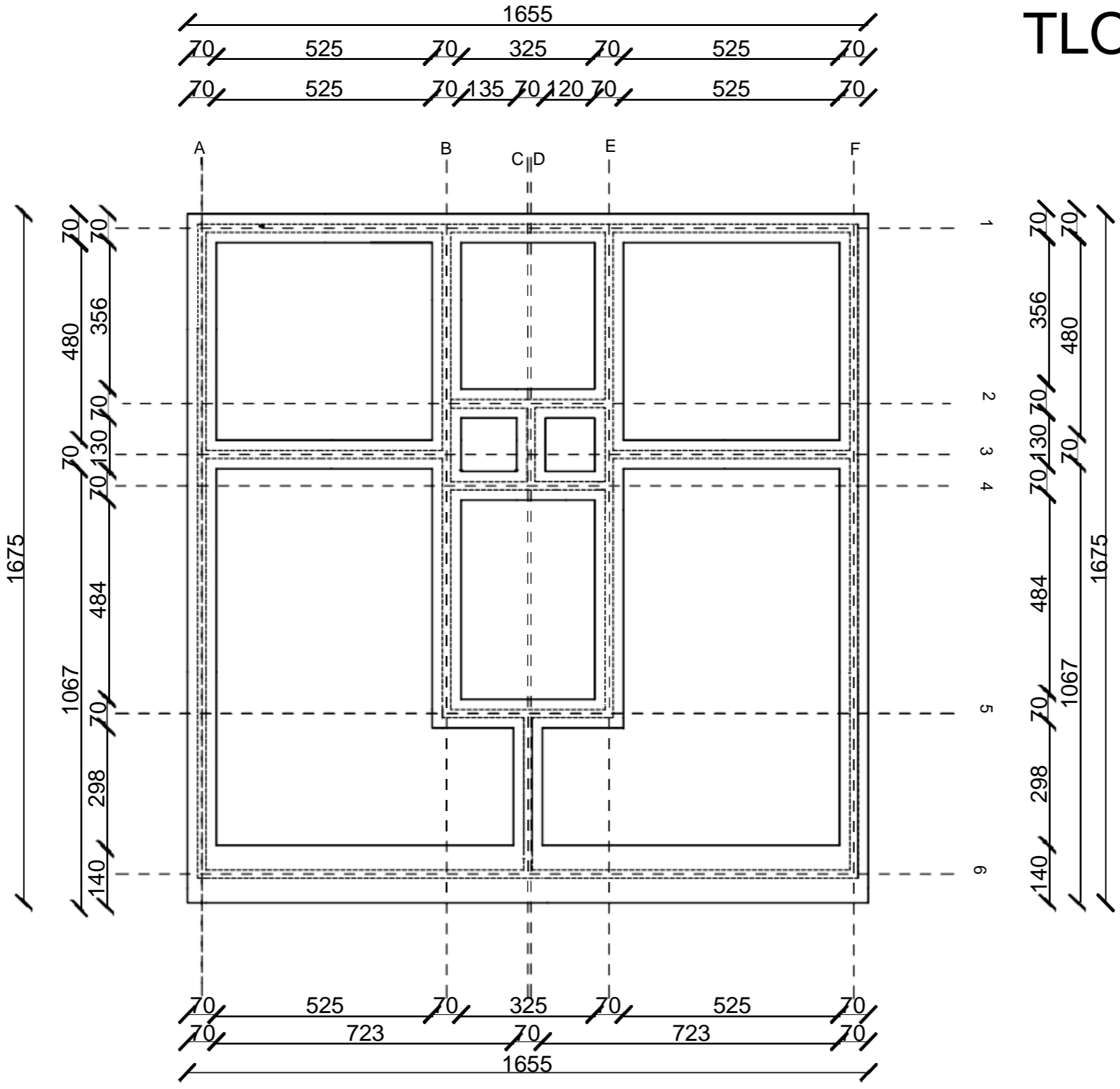
Redom su priloženi:

- | | |
|--------------------------------|---------|
| - Tlocrt karakteristične etaže | M 1:100 |
| - Tlocrt temelja | M 1:100 |
| - Presjek 1-1 | M 1:100 |
| - Presjek 2-2 | M 1:100 |

TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE M1:100

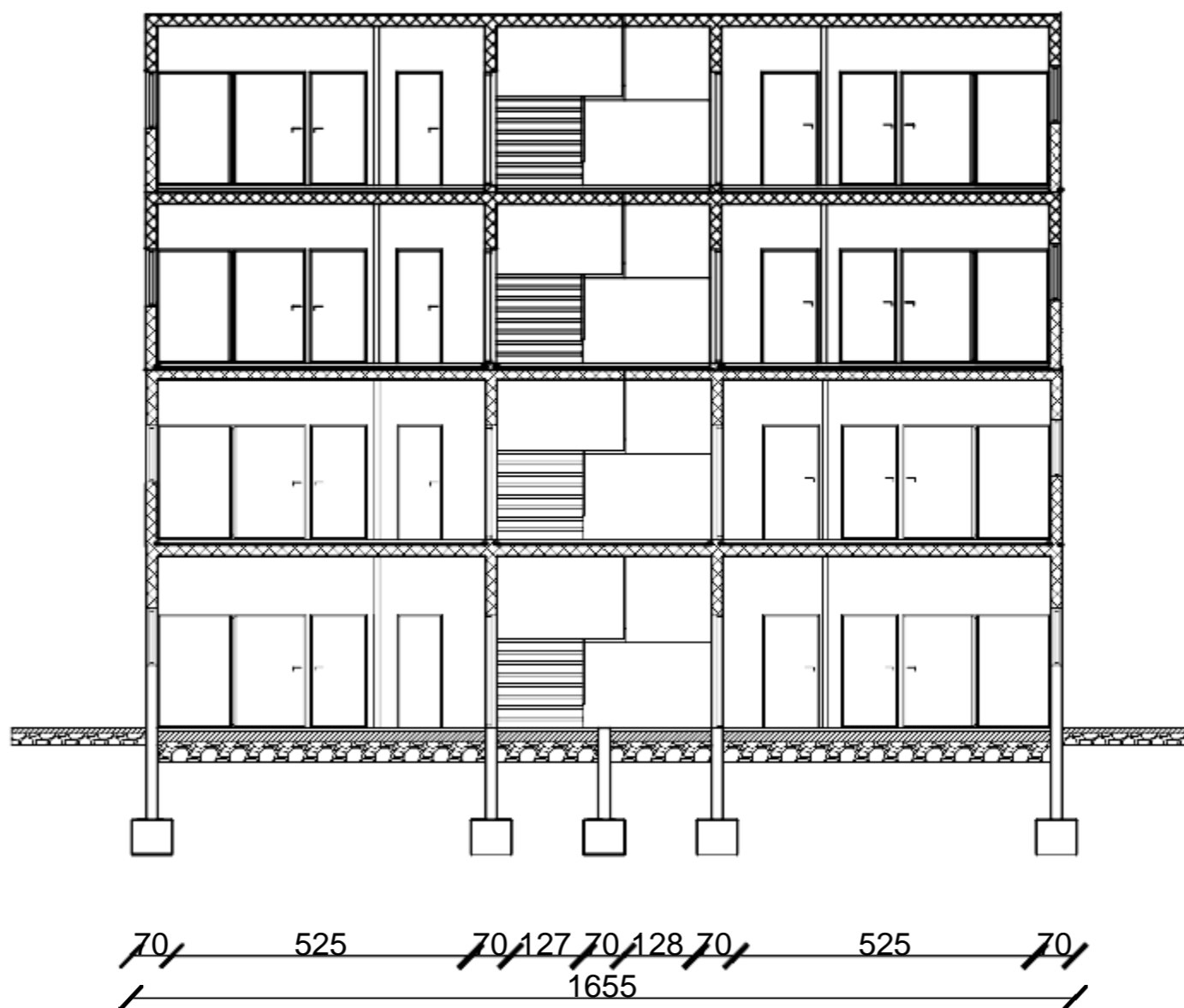


TLOCRT TEMELJA M1:100



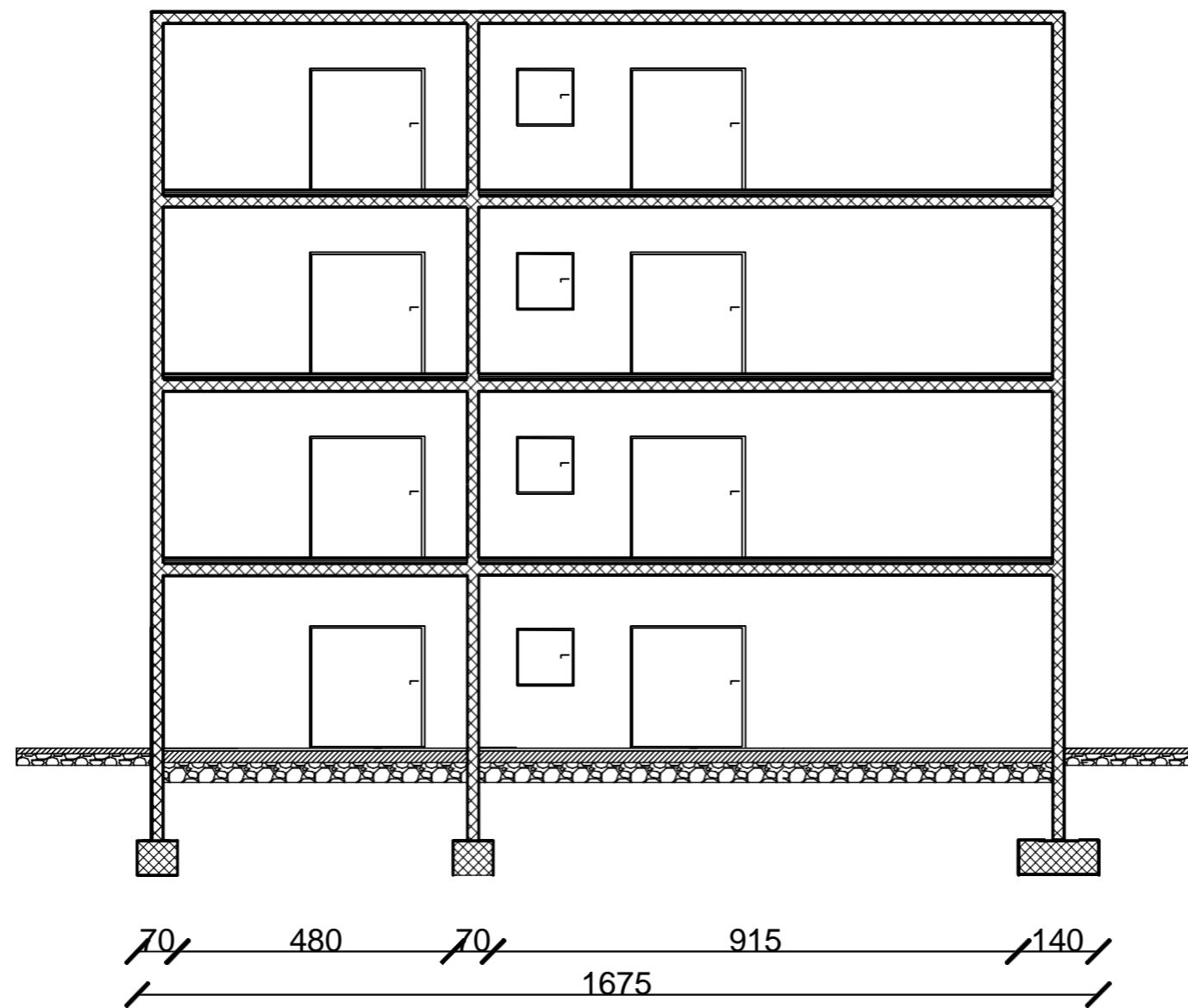
PRESJEK 1-1

M1:100



PRESJEK 2-2

M1:100



10.

LITERATURA

- Ante Mihanović, Boris Trogrlić, **Građevna statika I**, Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije, Split 2011.
- Ante Mihanović, Boris Trogrlić, **Građevna statika II**, Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije, Split 2011.
- Ivan Tomičić, **Betonske konstrukcije**, Društvo hrvatskih građevinskih konstruktora, Zagreb 1996.
- Jure Radnić, Alen Harapin, **Osnove betonskih konstrukcija**, interna skripta, Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije, Split 2015.
-