

BAB IV

HASIL ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta di desain ulang dengan mengetahui terlebih dahulu data apa saja yang dibutuhkan dalam perencanaan, sebelum dilanjutkan masuk dalam perhitungan *preliminary design*. Berikut adalah data dari perencanaan ini :

- Kegunaan Bangunan : Rumah Susun
- Lokasi : Surakarta
- Jumlah Lantai : 8 Lantai
- Tinggi Lantai : a. lantai 1 = 3.6m
b. lantai 2-7 = 3.4m
c. lantai 8 = 3.6m
- Tinggi Bangunan : 30.8 m
- Total Luas Bangunan : $\pm 7847 \text{ m}^2$
- Mutu beton (f_c') : 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 420 Mpa
- Posisi bangunan : Jauh dari pantai

4.2 Data Preliminary Design

Tahap awal dalam proses perancangan proyek konstruksi yang akan dikembangkan lebih lanjut dalam tahap desain selanjutnya disebut *Preliminary design*. *Output* yang dihasilkan dalam tahap ini menjadi dasar dan acuan dalam pengambilan keputusan teknis yang berpedoman pada SNI 2847:2019.

4.2.1 Perencanaan Balok

Perencanaan balok berpedoman pada SNI 2847:2019 pasal 9.3.1.1 mengenai tinggi balok minimum (h_{min}). Dimensi balok direncanakan dengan mutu beton 35 Mpa dan mutu baja 420 Mpa. Berikut adalah data yang digunakan untuk merencanakan balok induk :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L$$

Sedangkan lebar balok dihitung dari $\frac{2}{3}$ tinggi balok, seperti berikut :

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

h = tinggi balok

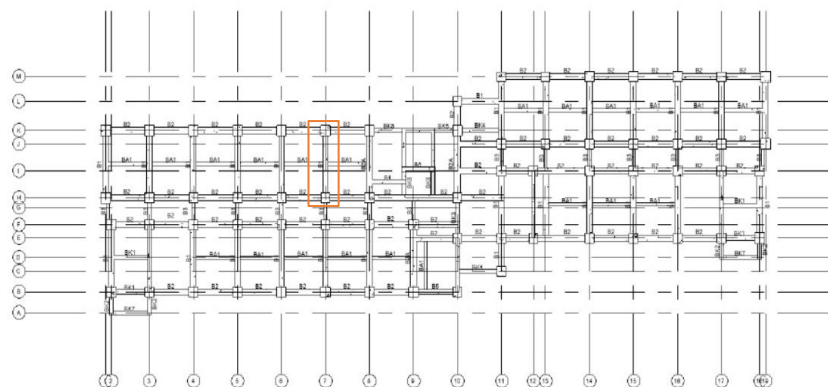
b = lebar balok

L_b = lebar kotor bentang balok

f_y = mutu baja tulangan

• Balok Induk

Balok induk pada gedung yang direncanakan sebagai balok dengan dua tumpuan sederhana yang memiliki panjang bentang bervariasi sehingga diambil salah satu sampel pada bentang 6 meter. Perhitungan berpedoman pada SNI 2847:2019 pasal 9.3.1 yang disajikan di bawah ini :



Gambar 4. 1 Denah Preliminary Balok B1

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe balok = B1

Lokasi = Denah lantai 2 grid 7

Panjang (L_b) = 6 m

Mutu tulangan = 420 Mpa

$$h_{\min} > \frac{1}{16} L$$

$$h_{\min} > \frac{6000}{16}$$

$$h_{\min} > 37,5 \text{ cm}$$

digunakan $h = 70 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 70$$

$$b = 46,7 \text{ cm}$$

digunakan $b = 50 \text{ cm}$

Berdasarkan perhitungan di atas, diperoleh balok induk (B1) dengan bentang 6 m adalah 50/70 cm. Lalu, dapat dilihat rekapan hasil *preliminary design* balok induk seperti tabel di bawah ini :

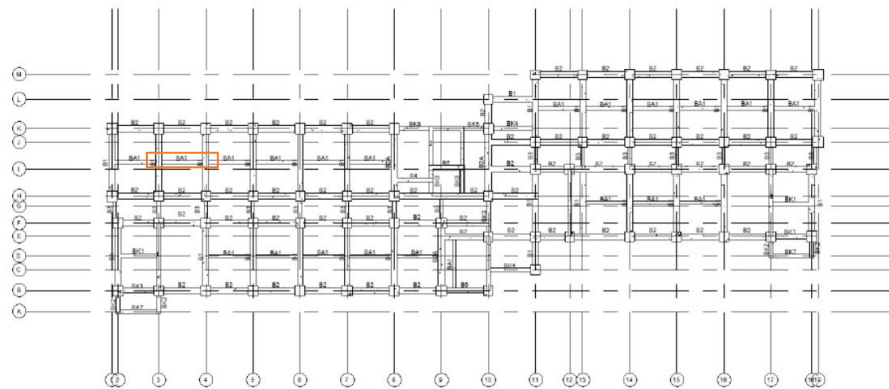
Tabel 4. 1 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok Induk

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Balok	Bentang bersih	h min (cm)	b min (cm)	h pakai (cm)	b pakai (cm)	Dimensi (cm)
B1	5150	37,5	46,7	70	50	50/70
B2	3350	26,3	53,3	80	55	55/80
B3	1550	15,6	30,0	45	30	30/45
B4	2425	21,1	40,0	60	40	40/60
B5	3350	26,3	40,0	60	40	40/60
B6	3100	19,4	40,0	60	40	40/60

- **Balok Anak**

Dimensi dari balok anak dirancang sebagai balok yang memiliki dua tumpuan menerus dengan kualitas beton dan kualitas baja yang serupa. Perhitungan berpedoman pada SNI 2847:2019 pasal 9.3.1 yang disajikan seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 4. 2 Denah Preliminary Balok BA1

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe Balok = BA1

Lokasi = Denah lantai 2 grid I

Panjang (L_b) = 4,2 m

Mutu Tulangan = 420 Mpa

$$h_{\min} > \frac{1}{21} L$$

$$h_{\min} > \frac{4200}{21}$$

$$h_{\min} > 20 \text{ cm}$$

digunakan $h = 45 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 45$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

digunakan $b = 30 \text{ cm}$

Berdasarkan perhitungan di atas, diperoleh dimensi balok anak (BA1) dengan bentang 4,2 m adalah 30/45 cm. Lalu dapat dilihat rekapan hasil *preliminary design* balok anak seperti tabel di bawah ini :

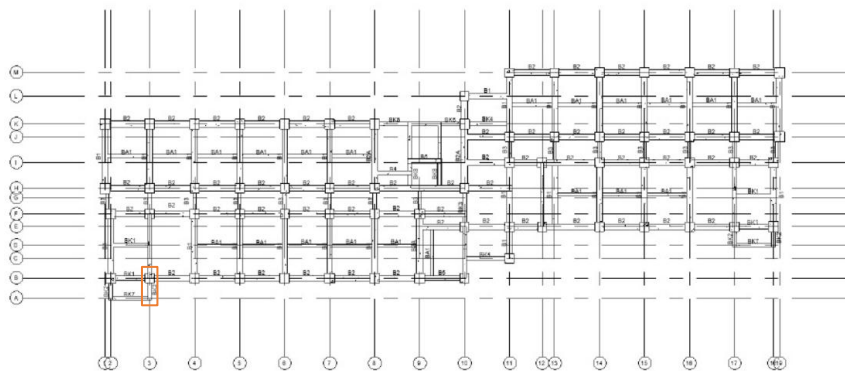
Tabel 4. 2 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok Anak

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Balok	Bentang bersih	h min (cm)	b min (cm)	h pakai (cm)	b pakai (cm)	Dimensi (cm)
BA1	4200	20	33,3	45	30	30/45
BA2	6000	28,5	30	45	30	30/45

- **Balok Kantilever**

Dimensi pada balok kantilever direncanakan sebagai balok yang hanya ditumpu di satu ujung dan memanjang bebas ke arah yang berlawanan tanpa tumpuan di ujung lainnya dengan kualitas beton dan kualitas baja yang sama. Perhitungan berpedoman pada SNI 2847:2019 pasal 9.3.1 yang disajikan seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 4. 3 Denah *Preliminary* Balok BK2

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe Balok = BK2

Lokasi = Denah lantai 2 grid 2

Panjang (L_b) = 1,850 m

Mutu Tulangan = 420 Mpa

$$h_{\min} > \frac{1}{8}L$$

$$h_{\min} > \frac{1850}{8}$$

$$h_{\min} > 23,125 \text{ cm}$$

digunakan $h = 50 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 50$$

$$b = 33,33 \text{ cm}$$

digunakan $b = 35 \text{ cm}$

Berdasarkan perhitungan di atas, diperoleh dimensi balok kantilever (BK2) dengan bentang 1,85 m adalah 35/50 cm. Lalu, dapat dilihat hasil *preliminary design* balok kantilever pada tabel di bawah ini :

Tabel 4. 3 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok Kantilever

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Balok	Bentang bersih	h min (cm)	b min (cm)	h pakai (cm)	b pakai (cm)	Dimensi (cm)
BK1	3650	45,6	36,7	55	40	40/55
BK2	1850	23,1	33,33	50	35	35/50
BK3	2750	45,0	30,0	45	30	30/45
BK4	3350	52,5	36,7	55	40	40/55
BK5	2275	39,1	33,33	50	35	35/50
BK6	1325	27,2	30,0	60	40	30/45
BK7	3650	17,4	30,0	55	40	30/45
BK8	2750	13,1	36,7	55	40	40/55

- ***Tie Beam***

Dimensi dari *tie beam* direncanakan sebagai balok dengan tumpuan sederhana yang digunakan untuk mengikat pondasi dan penopang dinding di dasar lantai. Berpedoman dengan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1 yang diuraikan sebagai berikut:

Tipe Balok = TB1

Lokasi = Lanrai 1 Grid 2

Panjang (L_b) = 6000 m

Mutu Tulangan = 420 Mpa

$$h_{\min} > \frac{1}{16} L$$

$$h_{\min} > \frac{6000}{16}$$

$$h_{\min} > 37,5 \text{ cm}$$

digunakan $h = 55 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 55$$

$$b = 36,67 \text{ cm}$$

digunakan $b = 40 \text{ cm}$

Maka berdasarkan perhitungan di atas, diperoleh dimensi *tiebeam* (TB1) dengan bentang 6 m adalah 40/55 cm. Lalu dapat dilihat hasil *preliminary design tiebeam* pada tabel di bawah ini :

Tabel 4. 4 Rekapitulasi *Preliminary Design Tiebeam*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Balok	Bentang bersih	h min (cm)	b min (cm)	h pakai (cm)	b pakai (cm)	Dimensi (cm)
TB1	6000	37,5	36,67	55	40	40/55
TB2	4200	26,25	26,27	40	30	30/40
TB3	8400	52,5	40	60	45	45/60

Tabel 4. 5 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

No.	Type Balok	Bentang (mm)	Ln (mm)	Dimensi (mm)				Syarat Tinggi Efektif SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1	Syarat Lebar 1 SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1	Syarat Lebar 2 SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1	Tinggi Kolom (mm)	h min kolom (mm)	b min kolom (mm)
				h min	h	b min	b						
1	TB1	6000	6000	375	550	367	400	OK	OK	OK	-	-	-
2	TB2	4200	4200	263	400	267	300	OK	OK	OK	-	-	-
3	TB3	8400	8400	525	600	400	400	OK	OK	OK	-	-	-
4	B1	6000	5150	375	700	467	500	OK	OK	OK	3400	449	449
5	B2	4200	3350	263	800	533	550	OK	OK	OK	3400	493	493
6	B3	2400	1550	150	450	300	300	OK	OK	OK	3400	269	269
7	B4	3275	2425	211	600	400	400	OK	OK	OK	3400	359	359
8	B5	4200	3350	211	600	400	400	OK	OK	OK	3400	359	359
9	B6	3100	3100	211	600	400	400	OK	OK	OK	3400	359	359
10	BA1	4200	3350	200	450	300	300	OK	OK	OK	3400	269	269
11	BA2	6000	5150	286	450	300	300	OK	OK	OK	3400	269	269
12	BK1	3650	3650	456	550	367	400	OK	OK	OK	3400	359	359
13	BK2	1850	1850	231	500	333	350	OK	OK	OK	3400	314	314
14	BK3	3600	2750	450	450	300	300	OK	OK	OK	3400	269	269
15	BK4	4200	3350	525	550	367	400	OK	OK	OK	3400	359	359
16	BK5	3125	2275	391	500	333	350	OK	OK	OK	3400	314	314
17	BK6	2175	1325	272	450	300	300	OK	OK	OK	3400	269	269
18	BK7	3650	3650	174	450	300	300	OK	OK	OK	3400	269	269
19	BK8	2750	2750	131	550	367	400	OK	OK	OK	3400	359	359

Dimensi balok direncanakan dengan mengacu pada persyaratan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1 sebagai balok SRPMK, yakni memiliki batasan di bawah ini :

- ### 4.2.2 Perencanaan Pelat Lantai dan Atap



(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe Pelat	: S12
Mutu Beton	: 35 Mpa
Mutu Baja	: 420 Mpa
Rencana tebal pelat	: 12 cm
Ly	: 4.20 m
Lx	: 3.00 m
Dimensi Balok Y1	: 500 x 700 mm
Dimensi Balok X1	: 300 x 450 mm
Dimensi Balok Y2	: 500 x 700 mm

Dimensi Balok X2 : 300 x 450 mm

- **Perhitungan Bentang Bersih Pelat**

a. Bentang bersih L_y

$$\begin{aligned} L_n &= 4200 - \left(\frac{bw}{2} + \frac{bw}{2} \right) \\ &= 4200 - \left(\frac{500}{2} + \frac{500}{2} \right) \\ &= 3700 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Bentang bersih L_x

$$\begin{aligned} S_n &= 3000 - \left(\frac{bw}{2} + \frac{bw}{2} \right) \\ &= 3000 - \left(\frac{550}{2} + \frac{300}{2} \right) \\ &= 2575 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan perhitungan di atas, dapat dilihat bahwa panjang bersih dari masing-masing sumbu ialah $L_y = 3700$ mm dan $L_x = 2575$ mm dengan bw adalah lebar penampang balok yang terdapat di tiap ujung pelat.

- **Menentukan Jenis Pelat**

Berdasarkan perhitungan di atas dapat ditentukan jenis pelat dengan rasio antara bentang bersih L_y dan L_x yang dimana jika nilai yang diperoleh $\beta_n > 2$ maka dikategorikan sebagai pelat satu arah (*One Way Slab*) dan jika $\beta_n < 2$ maka dikategorikan sebagai pelat dua arah (*Two Way Slab*).

$$\beta_n = \frac{L_n}{S_n} < 2$$

$$\beta_n = \frac{3700}{2575} < 2$$

$\beta_n = 1,4368 < 2$, maka pelat termasuk dalam kategori pelat dua arah (*Two Way Slab*).

- **Perhitungan Dimensi Pelat**

a. Menghitung Lebar Efektif Sayap Balok Y_1

Perhitungan didasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 13.2.4 yang berlaku untuk struktur monolit atau komposit penuh, yakni balok membentang dengan jarak yang sama dan menanggung bagian *slab* pada kedua sisi balok. Perhitungan dapat disajikan dalam uraian berikut :

Persamaan 1 :

$$b_{e1} = 500 + 2(hw-hf)$$

$$b_{e1} = 500 + 1160$$

$$b_{e1} = 1660 \text{ mm}$$

Persamaan 2 :

$$b_{e2} = b_w + 8hf$$

$$b_{e2} = 500 + (8 \times 120)$$

$$b_{e2} = 1460 \text{ mm}$$

Digunakan nilai b_e paling kecil, sehingga $b_e = 1460 \text{ mm}$

Kemudian menentukan nilai K sebagai rasio kekakuan balok terhadap pelat yang berpedoman pada SNI 2847:2019, yaitu seperti berikut :

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$b_e = 1460 \text{ mm}$$

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$hw = 700 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{hf}{hw}\right) + 4\left(\frac{hf}{hw}\right)^2\right] + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{1460}{500} - 1\right) x \left(\frac{120}{700}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{120}{700}\right) + 4\left(\frac{120}{700}\right)^2\right] + \left(\frac{1460}{500} - 1\right) x \left(\frac{120}{700}\right)^3}{1 + \left(\frac{1460}{500} - 1\right) x \left(\frac{120}{700}\right)}$$

$$K = 1,5197$$

Selanjutnya, menghitung momen inersia pada penampang T balok untuk menentukan tegangan geser, lentur dan lendutan yang terjadi dengan rumus seperti berikut :

- Momen Inersia pada penampang T balok :

$$I_b = K \times b_w \times \frac{hw^3}{t}$$

$$I_b = 1,5197 \times 500 \times \frac{700^3}{120}$$

$$I_b = 2171904583 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia pada lajur pelat lantai :

$$I_p = b_p \times \frac{hf^3}{12}$$

$$I_p = 4200 \times \frac{120^3}{12}$$

$$I_p = 604800000 \text{ mm}^4$$

- Mencari modulus elastis beton :

$$E_{cb} = E_{cp}$$

$$= 4700 \times f_c'$$

$$= 4700 \times \sqrt{35}$$

$$= 278056 \text{ kg/cm}^2$$

- Rasio kekakuan balok Y1 pada pelat lantai :

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p}$$

$$\alpha_1 = \frac{278056 \times 2171904583}{278056 \times 604800000}$$

$$\alpha_1 = 3,5911$$

b. Menentukan Lebar Efektif Sayap Balok X1

Perhitungan didasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 13.2.4 yang berlaku untuk struktur monolit atau komposit penuh, yakni balok membentang dengan jarak yang sama dan menanggung bagian *slab* pada kedua sisi balok. Perhitungan dapat disajikan dalam uraian berikut :

Persamaan 1 :

$$b_{e1} = 300 + 2(hw-hf)$$

$$b_{e1} = 300 + 660$$

$$b_{e1} = 960 \text{ mm}$$

Persamaan 2 :

$$b_{e2} = b_w + 8hf$$

$$b_{e2} = 300 + (8 \times 120)$$

$$b_{e2} = 1260 \text{ mm}$$

Digunakan nilai b_e paling kecil, sehingga $b_e = 960 \text{ mm}$

Kemudian menentukan nilai K sebagai rasio kekakuan balok terhadap pelat yang berpedoman pada SNI 2847:2019, yaitu sebagai berikut :

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$b_e = 960 \text{ mm}$$

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{hf}{hw}\right) + 4\left(\frac{hf}{hw}\right)^2\right] + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)^3}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{960}{300} - 1\right) x \left(\frac{120}{450}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{120}{450}\right) + 4\left(\frac{120}{450}\right)^2\right] + \left(\frac{960}{300} - 1\right) x \left(\frac{120}{450}\right)^3}{1 + \left(\frac{960}{300} - 1\right) x \left(\frac{120}{450}\right)}$$

$$K = 1,6382$$

Selanjutnya, menghitung momen inersia pada penampang T balok untuk mencari nilai tegangan geser, lentur dan lendutan yang terjadi dengan rumus sebagai berikut :

- Momen Inersia pada penampang T balok :

$$I_b = K \times b_w \times \frac{h^3}{t}$$

$$I_b = 1,6382 \times 300 \times \frac{450^3}{120}$$

$$I_b = 373202438 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia pada lajur pelat lantai :

$$I_p = b_p \times \frac{h^3}{12}$$

$$I_p = 3000 \times \frac{120^3}{12}$$

$$I_p = 432000000 \text{ mm}^4$$

- Mencari modulus elastis beton :

$$E_{cb} = E_{cp}$$

$$= 4700 \times f_c'$$

$$= 4700 \times \sqrt{35}$$

$$= 278056 \text{ kg/cm}^2$$

- Rasio kekakuan balok X1 pada pelat lantai :

$$\alpha_2 = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p}$$

$$\alpha_2 = \frac{278056 \times 373202438}{278056 \times 432000000}$$

$$\alpha_2 = 0,9$$

- c. Menentukan Lebar Efektif Sayap Balok Y2

Perhitungan didasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 13.2.4 yang berlaku untuk struktur monolit atau komposit penuh, yakni balok membentang dengan jarak

yang sama dan menanggung bagian *slab* pada kedua sisi balok. Perhitungan dapat disajikan dalam uraian berikut :

Persamaan 1 :

$$b_{e1} = 500 + 2(hw-hf)$$

$$b_{e1} = 500 + 1160$$

$$b_{e1} = 1660 \text{ mm}$$

Persamaan 2 :

$$b_{e2} = b_w + 8hf$$

$$b_{e2} = 500 + (8 \times 120)$$

$$b_{e2} = 1460 \text{ mm}$$

Digunakan nilai b_e paling kecil, sehingga $b_e = 1460 \text{ mm}$

Kemudian menentukan nilai K sebagai rasio kekakuan balok terhadap pelat yang berpedoman pada SNI 2847:2019, yaitu sebagai berikut :

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$b_e = 1460 \text{ mm}$$

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{hf}{hw}\right) + 4\left(\frac{hf}{hw}\right)^2\right] + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{1460}{500} - 1\right) x \left(\frac{120}{700}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{120}{700}\right) + 4\left(\frac{120}{700}\right)^2\right] + \left(\frac{1460}{500} - 1\right) x \left(\frac{120}{700}\right)^3}{1 + \left(\frac{1460}{500} - 1\right) x \left(\frac{120}{700}\right)}$$

$$K = 1,5197$$

Selanjutnya, menghitung momen inersia pada penampang T balok untuk mencari nilai tegangan geser, lentur dan lendutan yang terjadi dengan rumus di bawah ini :

- Momen Inersia pada penampang T balok :

$$I_b = K \times b_w \times \frac{h^3}{t}$$

$$I_b = 1,5197 \times 500 \times \frac{700^3}{120}$$

$$I_b = 2171904583 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia pada lajur pelat lantai :

$$I_p = b_p \times \frac{h^3}{12}$$

$$I_p = 4200 \times \frac{120^3}{12}$$

$$I_p = 604800000 \text{ mm}^4$$

- Mencari modulus elastis beton :

$$E_{cb} = E_{cp}$$

$$= 4700 \times f_c'$$

$$= 4700 \times \sqrt{35}$$

$$= 278056 \text{ kg/cm}^2$$

- Rasio kekakuan balok Y2 pada pelat lantai :

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p}$$

$$\alpha_1 = \frac{278056 \times 2171904583}{278056 \times 604800000}$$

$$\alpha_1 = 3,5911$$

d. Menentukan Lebar Efektif Sayap Balok X2

Perhitungan didasarkan pada SNI 2847:2019 Pasal 13.2.4 yang berlaku untuk struktur monolit atau komposit penuh, yakni balok membentang dengan jarak yang sama dan menanggung bagian *slab* pada kedua sisi balok. Perhitungan dapat disajikan dalam uraian berikut :

Persamaan 1 :

$$b_{e1} = 550 + 2(hw-hf)$$

$$b_{e1} = 550 + 1360$$

$$b_{e1} = 1910 \text{ mm}$$

Persamaan 2 :

$$b_{e2} = b_w + 8hf$$

$$b_{e2} = 550 + (8 \times 120)$$

$$b_{e2} = 1510 \text{ mm}$$

Digunakan nilai b_e paling kecil, sehingga $b_e = 1510 \text{ mm}$

Kemudian menentukan nilai K sebagai rasio kekakuan balok terhadap pelat yang berpedoman pada SNI 2847:2019, yaitu sebagai berikut :

$$b_w = 550 \text{ mm}$$

$$b_e = 1510 \text{ mm}$$

$$h_f = 120 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{h_f}{h_w}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4\left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2\right] + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{1510}{550} - 1\right) x \left(\frac{120}{800}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{120}{800}\right) + 4\left(\frac{120}{800}\right)^2\right] + \left(\frac{1510}{550} - 1\right) x \left(\frac{120}{800}\right)^3}{1 + \left(\frac{1510}{550} - 1\right) x \left(\frac{120}{800}\right)}$$

$$K = 1,4556$$

Selanjutnya, menghitung momen inersia pada penampang T balok untuk mencari nilai tegangan geser, lentur dan lendutan yang terjadi dengan rumus sebagai berikut :

- Momen Inersia pada penampang T balok :

$$I_b = K \times b_w \times \frac{h^3}{t}$$

$$I_b = 1,4556 \times 550 \times \frac{800^3}{120}$$

$$I_b = 3415808000 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia pada lajur pelat lantai :

$$I_p = b_p \times \frac{h^3}{12}$$

$$I_p = 2700 \times \frac{120^3}{12}$$

$$I_p = 388800000 \text{ mm}^4$$

- Mencari modulus elastis beton :

$$E_{cb} = E_{cp}$$

$$= 4700 \times f_{c'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{35}$$

$$= 278056 \text{ kg/cm}^2$$

- Rasio kekakuan balok X2 pada pelat lantai :

$$\alpha_4 = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p}$$

$$\alpha_4 = \frac{278056 \times 3415808000}{278056 \times 388800000}$$

$$\alpha_4 = 8,7855$$

Setelah mendapat nilai dari masing masing balok, maka didapatkan nilai rata rata :

$$\begin{aligned}\alpha_{fm} &= \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} \\ &= \frac{3,5911 + 0,9 + 3,5911 + 8,7855}{4} \\ &= 4,208 > 2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Berdasarkan syarat SNI 2847:2019 pada tabel 8.3.1.2 dalam mencari tebal minimum pelat didapat nilai rata rata dari rasio kekauan balok dan pelat lebih dari 2 ($\alpha_m > 2$) sehingga dinilai aman dan dapat dilanjut dengan perhitungan sebagai berikut :

$$t = \frac{\ln x \cdot 0,8 + \left(\frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$t = \frac{3700 \times 0,8 + \left(\frac{420}{1400}\right)}{36 + (9 \times 1,4368)}$$

$$t = 83,1765 \text{ mm} < 90 \text{ mm (OK)}$$

Diketahui tebal pelat rencana yaitu 120 mm, maka memenuhi tebal minimum pelat lantai yang disyaratkan sehingga perencanaan dimensi pelat dirasa sudah cukup efisien dan ekonomis menggunakan tebal 120 mm. Sedangkan dengan cara dan langkah-langkah yang sama tebal minimum pelat atap didapat dengan dimensi 100 mm. Rekapitulasi dimensi pelat yang akan digunakan dalam perencanaan disajikan sebagai berikut :

Tabel 4. 6 Rekapitulasi *Preliminary Design* Pelat Lantai dan Atap

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

No.	Tipe Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	α_{fm}	h min 1 (mm)	h min 2 (mm)	h pakai (mm)	h pakai > h min
1.	S12	4200	3000	4,208	83,176	90	120	OK
2.	S10	3000	2100	4,909	57,069	90	100	OK

4.2.3 Perencanaan Kolom

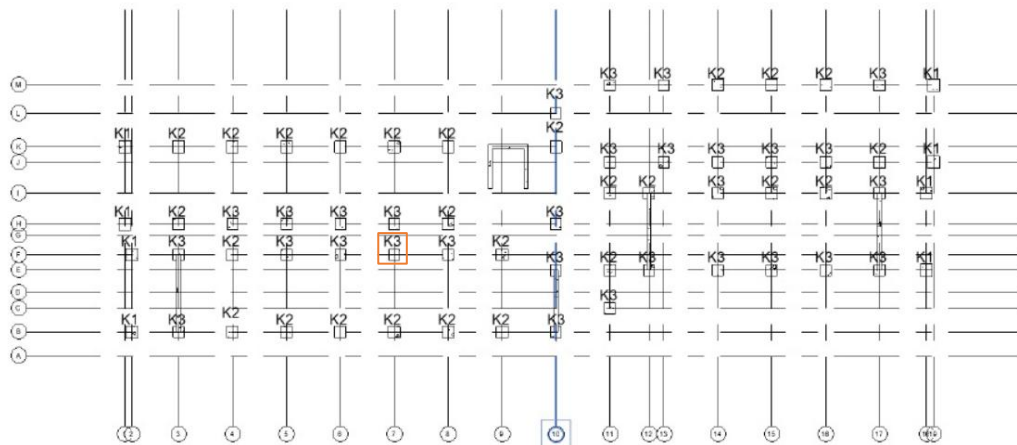
Berdasarkan SNI 2847:2019 disebutkan bahwa kolom perlu dirancang dapat menahan beban aksial terfaktor yang berpengaruh di seluruh permukaan lantai atau atap serta momen terfaktor maksimum pada suatu bentang dari lantai atau atap yang menjadi tinjauan. Pada perencanaan ulang ini, kolom yang diamati ialah kolom penerima beban terbesar dengan menopang bentang 4200 x 4200 mm. Berikut dapat disajikan perhitungan dalam *preliminary design* kolom :

Tebal plat = 120 mm

Tinggi lantai 1 = 3,6 m

Tinggi lantai 2-7 = 3,4 m

Tinggi lantai 8 = 3,6 m



Gambar 4. 5 Denah *Preliminary* Kolom

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Dapat dilihat dari gambar di atas, kolom yang ditinjau pada perencanaan ini memikul beban dengan luasan terbesar yakni 4200 x 4200 mm. Pada SNI 1727-2020 terdapat persyaratan dalam memperhitungkan beban-beban yang terjadi dalam perencanaan kolom. Berikut disajikan tabel pembebanan untuk dimensi kolom :

Tabel 4. 7 Pembebanan Kolom
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Pelat Atap						
Beban Mati	Berat sendiri	b	L	t	Jumlah lantai	Berat
Pelat lantai atap (t = 10cm)	2400	4,2	4,2	0,1	1	4233,6
Penggantung	7	4,2	4,2	1	1	123,48
Plafon	11	4,2	4,2	1	1	194,04
Spesi	21	4,2	4,2	1	1	370,44
Aspal	14	4,2	4,2	1	1	246,96
Ducting dan Plumbing	30	4,2	4,2	1	1	529,2
Balok Induk 50x70	2400	0,5	6	0,7	1	5040
Balok Induk 30x45	2400	0,3	2,4	0,45	1	777,6
Balok Induk 55x85	2400	0,55	4,2	0,85	1	4712,4
Dinding	250					0
					WD	16227,72
Beban Hidup						
Lantai atap	100	22,68			1	2268
Air hujan	20	22,68			1	453,6
					WL	2721,6
Pelat Lantai						
Beban Mati	Berat sendiri	b	L	t	Jumlah lantai	Berat
Pelat lantai atap (t = 12cm)	2400	4,2	4,2	0,12	8	40642,56
Penggantung	7	4,2	4,2	1	8	987,84
Plafon	11	4,2	4,2	1	8	1552,32
Tegel	24	4,2	4,2	1	8	3386,88
Spesi	21	4,2	4,2	1	8	2963,52
Ducting dan Plumbing	30	4,2	4,2	1	8	4233,6
Balok Induk 50x70	2400	0,5	6	0,7	1	5040
Balok Induk 30x45	2400	0,3	2,4	0,45	1	777,6
Balok Induk 55x85	2400	0,55	4,2	0,85	1	4712,4
Shearwall	2400	0,3	6	3,6	8	124416
					WD	188712,72
Beban Hidup						
Lantai atap	250	22,68			7	39690
					WL	39690
WD Total (kg)						204940,44
WL Total (kg)						42411,6

Dengan tabel di atas, maka total beban hidup (*live load*) yaitu :

$$\begin{aligned}
 LL &= 0,75 \times WL \\
 &= 0,75 \times 42411,6 \\
 &= 31808,7 \text{ kg} \\
 &= 311936,78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya total seluruh berat yang ditumpu oleh kolom dapat dilakukan persamaan disajikan berikut sesuai SNI 1727:2020 yakni :

$$\begin{aligned}
 W &= 1,2DL + 1,6LL \\
 &= (1,2 \times 80524,44) + (1,6 \times 31808,7)
 \end{aligned}$$

$$= 147523,25 \text{ kg}$$

$$= 1446708,88 \text{ N}$$

Perhitungan Dimensi Kolom :

$$A = 3 \times \frac{P}{f_{c'}}$$

$$A = 3 \times \frac{1446708,88}{35}$$

$$A = 249500 \text{ mm}^2$$

Dimensi kolom :

$$b^2 = 249500 \text{ mm}^2$$

$$b = 499,5 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

Sehingga dapat digunakan dimensi kolom 850 x 850 mm.

Dalam SNI 2847:2019 Pasal 18 diisyaratkan bahwa saat merancang kolom SRPMK diperlukan kolom yang lebih kuat dan kaku dari balok dengan konsep “*Strong Column – Weak Beam*”. Hal tersebut untuk memastikan bahwa sendi plastis terjadi pada balok pada saat terjadi gempa. Ketentuan tersebut dihitung dengan persamaan berikut :

Diketahui :

$$\text{Bentang Balok} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Kolom} = 3,6 \text{ m}$$

Dimensi Balok

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu Tulangan} = \text{BJTD-42} = 420 \text{ Mpa}$$

$$= \text{BJTP-24} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \frac{I_{kolom}}{L_{kolom}} &> \frac{I_{balok}}{L_{balok}} \\ \frac{1}{12} \times \frac{b}{L_{kolom}} \times h^3 &> \frac{1}{12} \times \frac{b}{L_{balok}} \times h^3 \\ \frac{1}{12} \times \frac{b}{360} \times h^3 &> \frac{1}{12} \times \frac{b}{600} \times 343000 \\ h &> 49,468 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, maka dimensi kolom yang direncanakan sudah memenuhi batas minimum yang diijinkan sesuai ketentuan pada kekakuan

dan kekuatan kolom yang berlaku. Di bawah ini disajikan rekapitulasi data *preliminary design* kolom dalam uraian berikut :

Tabel 4. 8 Rekapitulasi *Preliminary Design* Kolom

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

No.	Tipe Kolom	Pu (N)	Dimensi					Ag > Ag min
			Ag min (mm ²)	h min (mm)	h (mm)	b (mm)	Ag (mm ²)	
1.	K1	5256160	450528	671,21	950	950	902500	OK
2.	K2	5839084	500493	707,45	900	900	810000	OK
3.	K3	2910834	249500	499,50	850	850	722500	OK
4.	K4	74286,60	90962,6	301,60	400	400	160000	OK

4.2.4 Perencanaan *Shearwall*

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 11.3 tercantum pada tabel 11.3.1.1 diisyaratkan ketebalan minimum dinding merupakan nilai terbesar dari 1/25 tinggi atau panjang segmen dinding yang mendapat dukungan secara lateral, digunakan nilai terkecil dan minimum tebal ialah 100mm. Dalam perencanaan ini, dipakai tebal dinding yakni 300mm yang didapat pada perhitungan sebagai berikut :

Asumsi awal, t = 300 mm

Panjang bentang dinding = 6000 mm

Tinggi dinding = 3400 mm

$t \geq h/25 = 3400/25 = 136$ mm

$t \geq L/25 = 6000/25 = 240$ mm

Maka, berdasarkan perhitungan di atas dipakai tebal dinding geser yaitu 300mm yang diambil dari nilai terbesar sebagai acuan.

4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

4.3.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati ialah keseluruhan berat dari bagian-bagian struktur dan elemen non struktur yang melekat dari awal sampai akhir bangunan itu berdiri dan bersifat permanen sehingga terus menerus bekerja pada struktur bangunan. Pada perencanaan ulang Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta dapat disajikan analisa pada beban mati sebagai berikut :

a. Beban Mati Pelat Atap

- Beban Sendiri Pelat $= 0,10 \times 2400$
 $= 240 \text{ kg/m}^2$ (**DL**)
- Beban *Waterproofing* $= 12 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Beban Penggantung Plafond $= 15 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Berat Pemipaan $= 25 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Beban ME $= 19 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)

Maka dapat disimpulkan :

$$q_{DL} : 240 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{SDL} : 71 \text{ kg/m}^2$$

$$q_D : 311 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban Mati Pelat Lantai

- Beban Sendiri Pelat $= 0,12 \times 2400$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$ (**DL**)
- Beban Keramik $= 0,012 \times 2563$
 $= 30,76 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Beban Spesi $= 2,5 \times 21$
 $= 52,5 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Beban Penggantung Plafond $= 15 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Beban Pemipaan $= 25 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)
- Beban ME $= 19 \text{ kg/m}^2$ (**SDL**)

Maka dapat disimpulkan :

$$q_{DL} : 288 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{SDL} : 142,26 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_d : 430,26 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban Mati Dinding

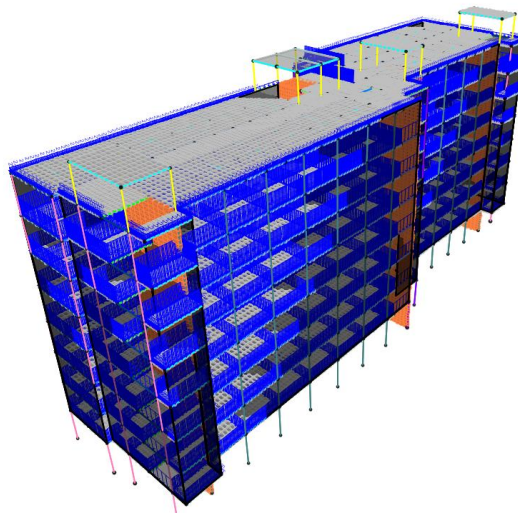
- Bata ringan (3,4m) $= 650 \times 0,1 \times 3,4$
 $= 221 \text{ kg/m}^2$
- Plester (3,4m) $= 20 \times 0,01 \times 3,4$
 $= 0,68 \text{ kg/m}^2$

- Acian (3,4m) $= 3 \times 0,002 \times 3,4$
 $= 0,0204 \text{ kg/m}^2$

Maka, total beban mati pada dinding = 221,700 kg/m²

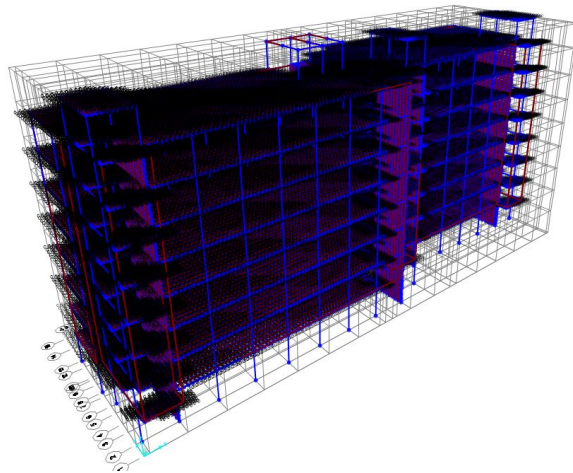
d. Beban Mati Tangga

- Beban sendiri pelat tangga $= 0,12 \times 2400$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$
- Beban sendiri pelar bordes $= 0,12 \times 2400$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$
- Beban Keramik $= 30,76 \text{ kg/m}^2$
- Beban Spesi $= 52,5 \text{ kg/m}^2$
- Beban hand-railling $= 10 \text{ kg/m}^2$



Gambar 4. 6 Beban Mati Dinding pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 4. 7 Beban Mati Pelat pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.3.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang diharapkan terjadi selama bangunan itu berdiri dan bersifat sementara menurut SNI 1727:2020. Beban hidup tidak mencakup beban mati ataupun beban lingkungan. Pada perencanaan ulang ini ditentukan beban hidup seperti di bawah ini :

- Beban Hidup Apartemen (semua hunian rumah tinggal lainnya)
 Beban Hidup $= 479 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup Lantai Atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hujan $= 25 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup Tangga $= 300 \text{ kg/m}^2$

4.3.3 Beban Angin (*Wind Load*)

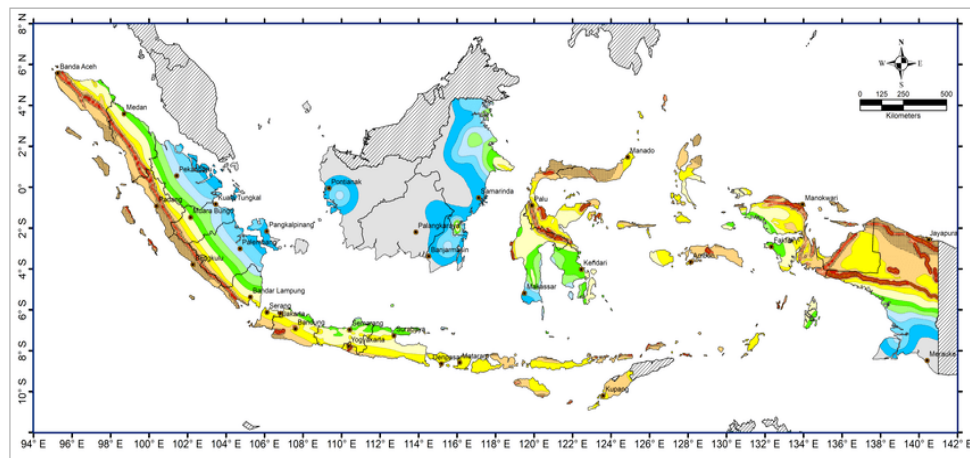
Menurut SNI 1727:2020 Beban angin adalah tekanan atau hisapan yang ditimbulkan oleh gerakan udara (angin) terhadap permukaan bangunan atau struktur lainnya, baik yang berasal dari arah horizontal maupun arah tegak lurus pada permukaan atap. Pada pasal 26 dan 27, terdapat ketentuan umum dan metode dalam merencanakan beban angin. Pada perencanaan tugas akhir ini, beban angin diperhitungkan secara otomatis dengan pedoman SNI 1727:2020 sehingga tidak diperhitungkan dalam beban kombinasi.

- Jauh dari pantai $= 25 \text{ kg/m}^2$

4.3.4 Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Beban gempa bangunan direncanakan ulang menggunakan metode analisis respons spektrum berdasarkan kota tempat bangunan dan akan direncanakan dengan perhitungan secara manual. SNI 1726:2019 juga menjadi acuan dalam melakukan perhitungan beban gempa pada perencanaan ini. Rumah Susun Surakarta terletak di Kawasan Semanggi, Kota Surakarta, Jawa Tengah. Perhitungan beban gempa berdasarkan respons spektrum dapat disajikan sebagai berikut :

4.3.4.1 Peta Gempa



Gambar 4. 8 Peta MCE_G

(Sumber : RSA Cipta Karya, 2025)

4.3.4.2 Kategori Risiko Struktur dan Faktor Keutamaan Bangunan

Sesuai dengan data yang ada pada data perencanaan, bangunan ini difungsikan sebagai rumah susun, maka dapat dikategorikan dalam kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa yang tercantum dalam SNI 1726:2019 Tabel 3.

Tabel 4. 9 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa
(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 3)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Tabel 4. 10 Faktor Keutamaan Gempa
(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 4)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Dilihat dari tabel di atas, berdasarkan SNI 1726:2019 bangunan yang direncanakan ulang masuk pada kategori risiko II dengan ahli fungsi bangunan sebagai rumah susun. Maka, dengan itu dipakai faktor keutamaan gempa I_e sebesar 1,0.

4.3.4.3 Menentukan Kelas Situs

Pada data tanah proyek pembangunan Rumah Susun Pemerintah Surakarta didapat nilai N dari hasil tes N_{spt} sebesar 21,17 sehingga tanah termasuk kategori Kelas Situs SD (Tanah Sedang). Acuan yang dipakai dalam klasifikasi situs tanah yaitu SNI 1726:2019 Pasal 5 seperti tabel di bawah ini :

Tabel 4. 11 Klasifikasi Situs Tanah
(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 4)

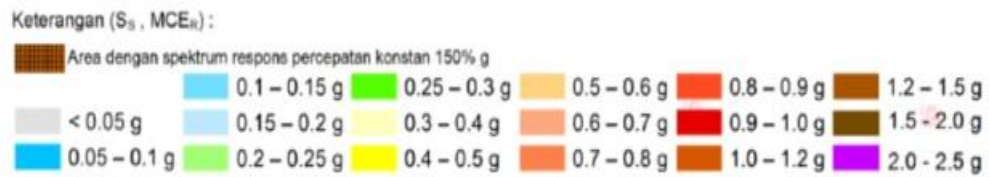
Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

4.3.4.4 Analisa Beban Gempa Respons Spektrum

- Menentukan nilai S_s

S_s (*Spectral Acceleration, Short Period*) merupakan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko dengan percepatan respon spektral 0,2 detik dalam g (5% rendaman kritis) seperti yang tercantum pada SNI 1726 : 2019.





Gambar 4. 9 Parameter Penentuan Nilai S_s

(Sumber : SNI 1726:2019 Gambar 15)

Berdasarkan gambar di atas dapat dilihat bahwa wilayah Surakarta ada di angka 0,7 – 0,8 sehingga didapatkan nilai $S_s = 0,7974$.

- Menentukan nilai S_1

S_1 (*Spectral Acceleration, Long Period*) merupakan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko dengan percepatan respon spektral 1 detik dalam g (5% rendaman kritis) seperti yang tercantum dalam SNI 1726:2019.



Gambar 4. 10 Parameter Penentuan Nilai S_1

(Sumber : SNI 1726:2019 Gambar 16)

Berdasarkan gambar di atas dapat dilihat bahwa wilayah Surakarta berada pada angka 0,3 – 0,4 sehingga didapatkan nilai $S_1 = 0,386$.

4.3.4.5 Parameter Percepatan Spektral Desain



Nilai Koefisien situs periode 0,2 detik (F_a) dan koefisien situs periode 1 detik (F_v) tercantum dalam SNI 1726:2019 Tabel 6 dan 7 yang digunakan sebagai faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan 1 detik.

Tabel 4. 12 Koefisien situs Fa

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 6)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Catatan :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi spesifik dan analisis respond situs-spesifik.

Dimana :

Nilai S_s = 0,7974Tabel nilai S_s = 0,75 - 1

Nilai kelas situs = 1,2 – 1,1

 F_a = 1,181 g

Maka berdasarkan perhitungan menggunakan interpolasi linier, didapatkan angka koefisien situs (F_a) = 1,181 g.

Tabel 4. 13 Koefisien situs Fv

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 7)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_I dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) S_I = Situs yang memerlukan investigasi spesifik dan analisis respond situs-spesifik.

Dimana :

$$\text{Nilai } S_1 = 0,386$$

$$\text{Tabel nilai } S_1 = 0,3 - 0,4$$

$$\text{Nilai kelas situs} = 2,0 - 1,9$$

$$F_v = 1,913 \text{ g}$$

Maka berdasarkan perhitungan menggunakan interpolasi linier, didapatkan nilai koefisien situs $F_v = 1,913 \text{ g}$.

Sehingga perolehan data yang didapat dari perhitungan diatas adalah sebagai berikut :

$$F_a = \mathbf{1,181}$$

$$F_v = \mathbf{1,913}$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s && (\text{SNI 2726:2019 Pers 6.2}) \\ &= 1,181 \times 0,7974 \\ &= \mathbf{0,941 \text{ g}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 && (\text{SNI 2726:2019 Pers 6.2}) \\ &= 1,913 \times 0,386 \\ &= \mathbf{0,738 \text{ g}} \end{aligned}$$

4.3.4.6 Menentukan Parameter Percepatan Spektral Desain

Indikator percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) diperoleh dari SNI 1726:2019 pasal 6.3 melalui persamaan seperti di bawah ini :

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,941 \\ &= \mathbf{0,627 \text{ g}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,738 \\ &= \mathbf{0,492 \text{ g}} \end{aligned}$$

4.3.4.7 Perhitungan Spektrum Respons Desain

Menurut SNI 1726 : 2019 pasal 6.4 spektrum respons desain perlu dikembangkan dengan berpedoman sesuai ketentuan di bawah ini :

- Spektrum respons percepatan desain (S_a) diambil dari rumus berikut untuk periode T_0 yang lebih pendek :

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\ &= S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{0,88}{0,16} \right) \\ &= 0,627 (0,4) \\ &= 0,25 \text{ g} \end{aligned}$$

- Spektrum respons percepatan desain (S_a) serupa dengan SDS , jika periode melebihi atau serupa dengan nilai T_0 dan sama dengan atau kurang dari T_s . Namun, jika periode melebihi nilai T_s tetapi kurang dari atau sama dengan T_L , maka respons spektral percepatan desain (S_a) dipakai persamaan di bawah ini :

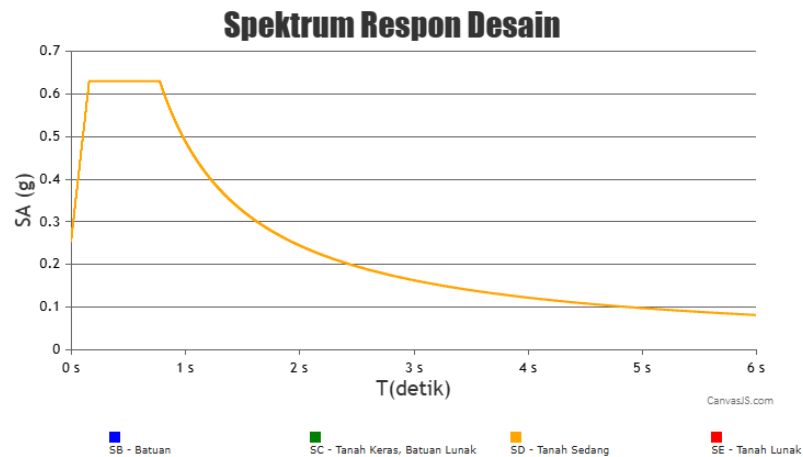
$$S_a = S_{DS} = 0,627 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times \frac{SD1}{SDS} \\ &= 0,2 \times \frac{0,492}{0,627} \\ &= 0,16 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\ &= \frac{0,492}{0,627} \\ &= 0,78 \text{ g} \end{aligned}$$

- Respons spektral percepatan desain (S_a) ditentukan dengan rumus berikut jika periode lebih panjang dari T_L :

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{SD1}{T} \\ T &= T_s + 0,1 \\ &= 0,78 + 0,1 \\ &= 0,88 \text{ g} \\ S_a &= \frac{0,492}{0,884} \\ &= 0,56 \text{ g} \end{aligned}$$



Gambar 4. 11 *Spektrum Respon Desain*

(Sumber : RSA Cipta Karya, 2025)

4.3.4.8 Kategori Desain Seismik

Mengacu pada perhitungan di atas sehingga didapatkan nilai $S_{DS} = 0,627$ dan $S_{D1} = 0,492$ berada pada kategori risiko II dan tergolong pada kategori desain seismik D. Sistem struktur yang direncanakan pada bangunan yaitu *Dual System* dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus yang berpedoman pada SNI 1726 : 2019 yakni sebagai berikut :

Tabel 4. 14 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter

Respons Percepatan Pada Periode Pendek

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 8)

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 4. 15 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter

Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 9)

Nilai S_{DI}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

4.3.4.9 Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Sistem R, Cd, dan Ω_0

Untuk menahan beban lateral dan vertikal, sistem struktur harus dirancang dengan mempertimbangkan batasan ketinggian dan sistem struktur menyesuaikan aturan di SNI 1726 : 2019. Diperlukan tiga parameter yang ditetapkan meliputi modifikasi respon (R), faktor lebih kuat (Ω_0), dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) yang digunakan untuk perhitungan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai.

Tabel 4. 16 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 12)

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^g	TI ^h	TI ^h
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ⁱ	TI ⁱ	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^a	8	3	5½	TB	TB	TI	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ^g	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^h	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^h	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

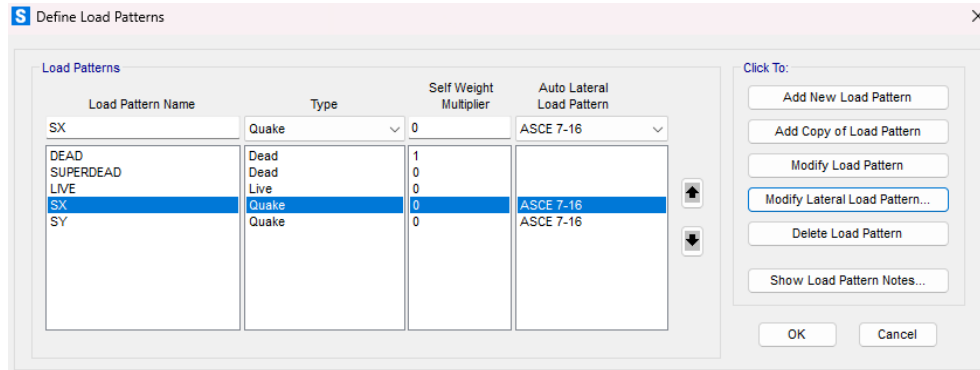
Berdasarkan tabel di atas, menghasilkan nilai data di bawah ini :

- Faktor Reduksi Gempa (R) = 7
- Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) = 2,5
- Faktor Pembesaran Defleksi (C_d) = 5,5

Sistem yang dapat menahan gaya gempa sesuai dengan batasan sistem struktur serta batas tinggi untuk Kategori Desain Seismik D ialah rangka beton bertulang pemikul momen khusus, sehingga perencanaan ulang pada bangunan Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta direncanakan menggunakan dinding geser beton bertulang khusus, dimana sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan atau *Dual System*.

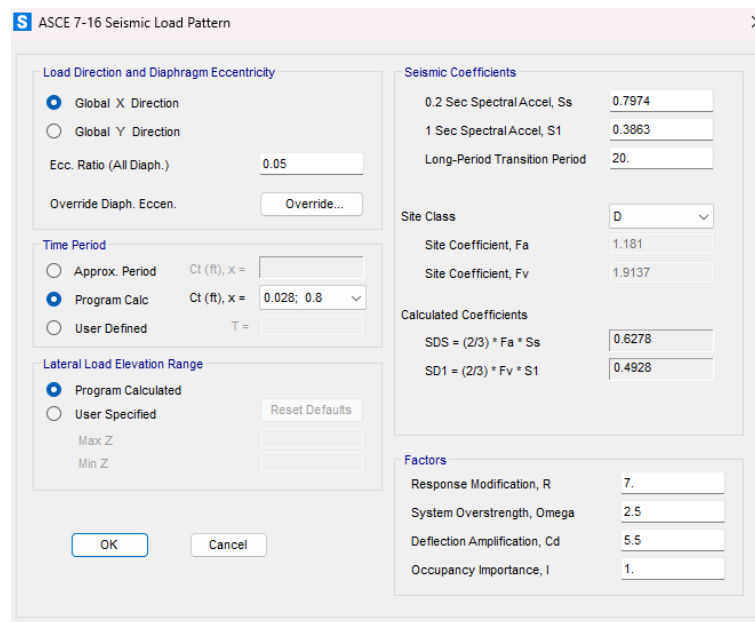
4.3.4.10 Menambahkan Beban Gempa Statis

Berikut adalah beban gempa statis ditambahkan di arah X dan Y pada aplikasi SAP 2000 :



Gambar 4. 12 Input Beban Gempa Statis pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

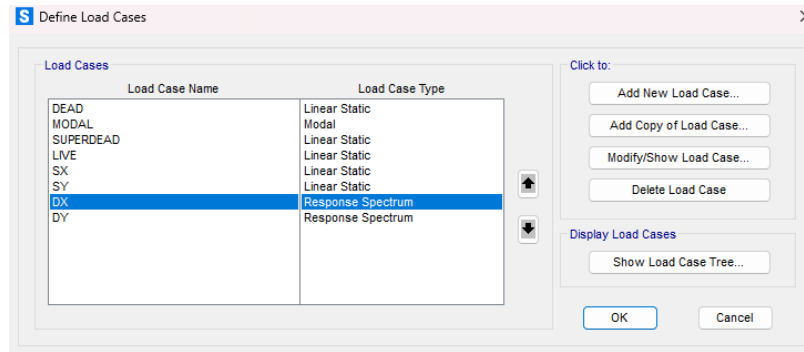


Gambar 4. 13 Spesifikasi Beban Gempa Statis

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

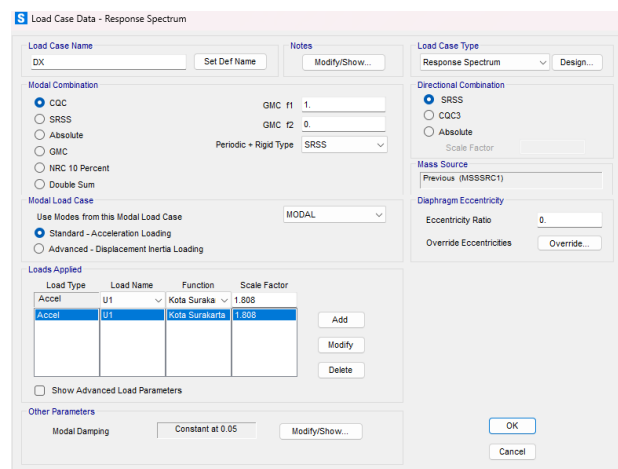
4.3.4.11 Menambahkan Beban Gempa Dinamis

Beban gempa dinamis ditambahkan pada arah X dan Y pada aplikasi SAP 2000 yakni sebagai berikut :



Gambar 4. 14 Input Beban Gempa Dinamis pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

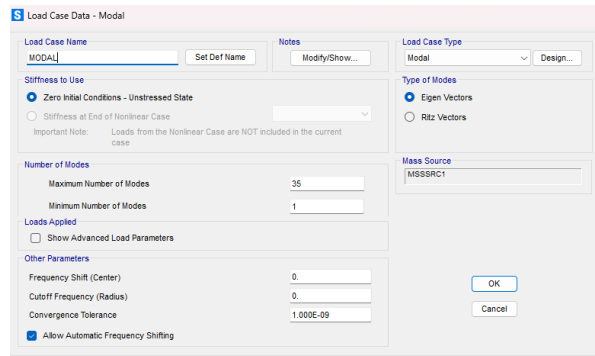


Gambar 4. 15 Spesifikasi Beban Gempa Dinamis

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.3.4.12 Modal Analysis

Dalam menganalisa struktur bangunan diperlukan evaluasi perilaku terhadap struktur dalam merespons beban gempa. Analisa modal yang dilakukan antara lain matriks massa, penentuan model struktur, kekakuan, persamaan modal, evaluasi respon struktur dan analisis modal dinamik.



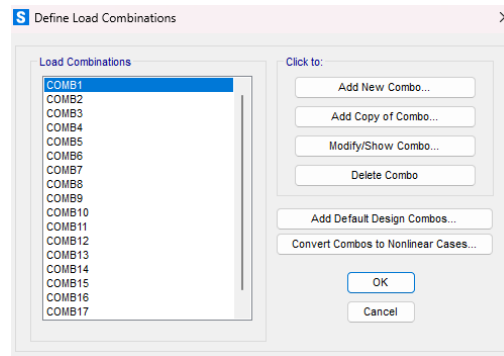
Gambar 4. 16 *Modal Load Case*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.3.4.13 Beban Kombinasi

Beban kombinasi direncanakan sebelum memulai analisa model portal tiga dimensi menggunakan SAP2000. Berikut adalah beban kombinasi yang digunakan untuk merencanakan ulang struktur :

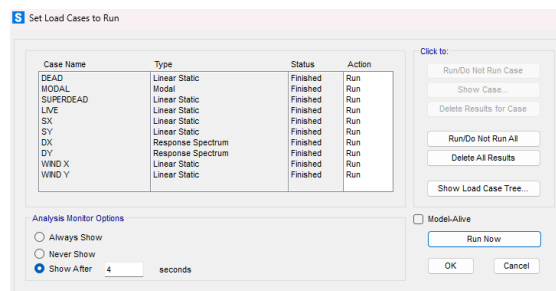
1. COMB 1 = 1,4D + 1,4SDL
2. COMB 2 = 1,2D + 1,2SDL + 1,6LL
3. COMB 3 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL+ 1Edx + 0,3EDy
4. COMB 4 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL+ 1Edx - 0,3EDy
5. COMB 5 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL - 1Edx + 0,3EDy
6. COMB 6 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL - 1Edx - 0,3EDy
7. COMB 7 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL+ 0,3 Edx + 1EDy
8. COMB 8 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL+ 0,3 Edx - 1EDy
9. COMB 9 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL - 0,3 Edx + 1EDy
10. COMB 10 = 1,33D + 1,33SDL + 1LL - 0,3 Edx - 1EDy
11. COMB 11 = 0,78D + 0,78SDL + 1Edx + 0,3EDy
12. COMB 12 = 0,78D + 0,78SDL + 1Edx - 0,3EDy
13. COMB 13 = 0,78D + 0,78SDL - 1Edx + 0,3EDy
14. COMB 14 = 0,78D + 0,78SDL - 1Edx - 0,3EDy
15. COMB 15 = 0,78D + 0,78SDL + 0,3Edx + 1EDy
16. COMB 16 = 0,78D + 0,78SDL + 0,3Edx - 1EDy
17. COMB 17 = 0,78D + 0,78SDL - 0,3Edx + 1EDy
18. COMB 18 = 0,78D + 0,78SDL - 0,3Edx - 1EDy



Gambar 4. 17 Beban Kombinasi pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Setelah semua beban terinput pada SAP2000, maka dapat melakukan *Run Analysis*.



Gambar 4. 18 Set Load Cases To Run

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.3.4.14 Analisa Berat Struktur

Pemeriksaan berat pada struktur di antara lain yaitu beban mati, beban mati tambahan dan beban hidup yang sudah tereduksi.

Output Case	Case Type	GlobalX KN	GlobalY KN	GlobalZ KN	GlobalRX KN-m	GlobalRY KN-m	GlobalRZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	RC
DEAD	LinStatic	0.001031	-0.001019	90788.569	1072948.444	-3127919.31	-0.2072	0	0	0	-4
SUPERDEAD	LinStatic	-0.000728	-0.001018	45587.394	459607.0555	-1435037.82	-0.0295	0	0	0	21
LVE	LinStatic	-0.001053	-0.003303	28573.258	314207.5814	-896589.89	-0.0674	0	0	0	71

Gambar 4. 19 Berat Struktur

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.3.4.15 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

$$T_a = C_t \times (h_n)^x$$

Catatan : (sesuai SNI 1726 : 2019)

T_a = Periode fundamental pendekatan

C_t = Koefisien pendekatan

h_n = Total tinggi struktur

Tabel 4. 17 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

(Sumber : SNI 1726 : 2019 Tabel 14)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 4. 18 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

(Sumber : SNI 1726 : 2019 Tabel 15)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Tipe struktur *Dual System* yang merupakan penggabungan Dinding Geser Beton Struktural dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) memakai nilai parameter periode pendekatan $C_t = 0,0488$ dan nilai $x = 0,75$. Bangunan memiliki ketinggian 30,8 m.

Sehingga dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut :

$$T_a = C_t \times (h_n)^x$$

$$= 0,0488 \times (30,8)^{0,75}$$

= 0,6380 detik

Waktu getar alami fundamental dapat dirumuskan memakai perhitungan di bawah ini :

$$T = C_u \times T_a$$

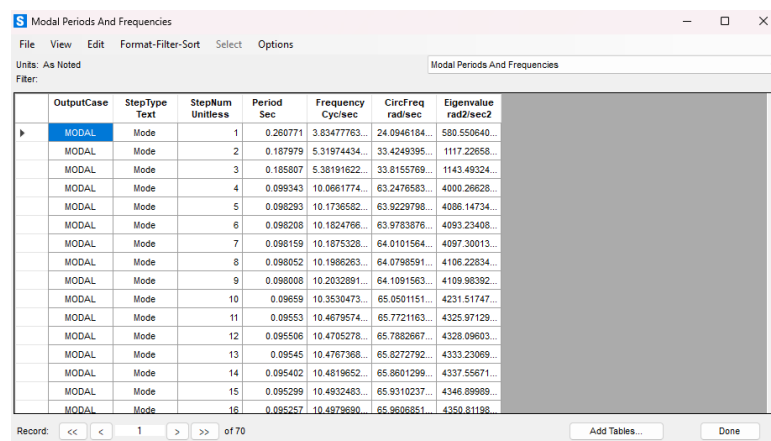
$$= 1,4 \times 0,6380$$

$$= 0,8932 \text{ detik}$$

Nilai periode fundamental struktur (T) harus kurang dari hasil koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (C_u).

$$T < C_u < T_a$$

Berdasarkan model SAP2000 didapatkan nilai T yang sudah dimasuki gaya seismik dinamik dengan penyajian data sebagai berikut :



OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.260771	3.83477763...	24.0946184...	580.550640...
MODAL	Mode	2	0.187979	5.31974434...	33.4249395...	1117.22658...
MODAL	Mode	3	0.185807	5.38191622...	33.8155769...	1143.49324...
MODAL	Mode	4	0.096343	10.0661774...	63.2476583...	4000.26628...
MODAL	Mode	5	0.096293	10.1736582...	63.9229798...	4086.14734...
MODAL	Mode	6	0.096208	10.1824766...	63.9783876...	4093.23408...
MODAL	Mode	7	0.086159	10.1875328...	64.0101564...	4097.30013...
MODAL	Mode	8	0.098052	10.1866263...	64.0798591...	4106.22834...
MODAL	Mode	9	0.098008	10.2032891...	64.1091563...	4109.98392...
MODAL	Mode	10	0.09659	10.3530473...	65.0501151...	4231.51747...
MODAL	Mode	11	0.09553	10.4679574...	65.7721163...	4325.97129...
MODAL	Mode	12	0.095506	10.4705278...	65.7882667...	4328.09603...
MODAL	Mode	13	0.09545	10.4767368...	65.8272792...	4333.23069...
MODAL	Mode	14	0.095402	10.4819652...	65.8601299...	4337.55671...
MODAL	Mode	15	0.095299	10.4932483...	65.9310237...	4346.89989...
MODAL	Mode	16	0.095257	10.4979580...	65.9606851...	4350.81198...

Gambar 4. 20 *Modal Periods and Frequencies*

(Sumber :Analisa Penulis, 2025)

Hasil T dari perolehan SAP di atas yang paling besar yakni : 0,26077 detik, sehingga dapat disimpulkan bahwa :

$$0,26077 \text{ detik} < C_u \times T_a$$

$$0,26077 \text{ detik} < 0,8932 \text{ detik} \quad (\text{OK})$$

4.3.4.16 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Gaya geser dasar (V) adalah total gaya lateral akibat gempa bumi yang dihitung bekerja pada dasar struktur. Sesuai SNI 1726 : 2019 diisyaratkan bahwa gaya gempa

pada struktur dengan metode respons spektrum harus menyesuaikan perhitungan di bawah ini :

$$V = C_s \times W_t$$

Keterangan :

C_s = koefisien *respons seismik* yang ditentukan sesuai 0

W = berat seismik efektif menurut 0

Koefisien C_s didapat dari persamaan di bawah ini :

$$\bullet \quad C_s = \frac{Sds}{\frac{R}{I_e}}$$

$$\bullet \quad C_{s \text{ maksimum}} = \frac{Sd1}{T(\frac{R}{I_e})}$$

Dan nilai C_s tidak lebih kecil dari

$$\bullet \quad C_{s \text{ minimum}} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

Perhitungan untuk sistem struktur *Dual System* :

$$\begin{aligned} C_{s \text{ minimum}} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,627 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,027 \geq 0,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{Sds}{\frac{R}{I_e}} \\ &= \frac{0,627}{\frac{7}{1}} \\ &= 0,0895 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s \text{ maksimum}} &= \frac{Sd1}{T(\frac{R}{I_e})} \\ &= \frac{0,492}{0,26077 \times \frac{7}{1}} \\ &= 0,269 \end{aligned}$$

$$C_{s \text{ min}} < C_s < C_{s \text{ max}} = 0,027 < 0,0895 < 0,269$$

$$C_{s \text{ pakai}} = 0,0895$$

Selanjutnya, dari hasil *output* SAP didapat :

$$W_t = 2708166 \text{ kg}$$

$$\text{Gempa arah x} = 1354033 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
\text{Gempa arah y} &= 1354133 \text{ kg} \\
V_{\text{static}} &= C_s \times W_t \\
&= 0,0895 \times 2708166 \\
&= 242380,8 \text{ kg} \\
0,85 \times V_{\text{static}} &= 206023,7 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Jika hasil perhitungan kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) berada di bawah 85% dari nilai V yang telah dihitung, maka perlu memakai prosedur gaya lateral ekuivalen. Sehingga gaya harus dikalikan dengan hasil $0,85 \frac{V}{v_t}$. Kontrol perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

- Maka untuk arah x,

$$V_x > 0,85 V$$

$$1354033 > 206023,7 \quad (\text{OK})$$
- Maka untuk arah y,

$$V_y > 0,85 V$$

$$1354133 > 206023,7 \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas sesuai *output* SAP, disimpulkan bahwa berdasarkan SNI 1726 : 2019 Pasal 7.8.1 sudah memenuhi. Selanjutnya nilai dari geser dasar ragam di atas akan dipakai dalam beban gempa desain.

4.3.4.16 Perbandingan Geser Dasar Statis dan Geser Dinamis

Mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1 disebutkan jika periode fundamental hasil analisis melebihi nilai $C_u.T_a$ maka T diambil sebesar nilai $C_u.T_a$. Jika hasil analisis ragam (V_t) lebih kecil dari 100% dari gaya geser yang diperoleh, maka perlu dikalikan faktor skala sebesar $\frac{V}{v_t}$. Perhitungan disajikan berdasarkan hasil *output* SAP2000 sebagai berikut :

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX kN	GlobalFY kN	GlobalFZ kN	GlobalMX kN-m	GlobalMY kN-m	GlobalMZ kN-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
►	SX	LinStatic		-13540.328	0.00673	-0.00067	-0.1864	-254274.931	151047.3058	0	0	0
	SY	LinStatic		-0.04	-13541.33	-0.0009921	254301.2067	-0.9933	-438605.84	0	0	0
	DX	LinRespSpec	Max	15464.016	1010.409	12.502	18905.1473	277583.0155	149120.3217	0	0	0
	DY	LinRespSpec	Max	1086.185	14497.794	182.339	275610.6747	19168.5642	454889.482	0	0	0

Gambar 4. 21 Base Reaction output SAP2000

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Tabel 4. 19 Tabel Perbandingan Gaya Geser Statis dan Dinamis

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Geser Dasar	Dinamik (V_D) kN	Statik (V_S) kN	Kontrol ($V_D > 100\% V_S$)
Arah X	15464,016	13540,33	MEMENUHI
Arah Y	14497,790	13541,33	MEMENUHI

4.3.4.17 Kontrol *Dual System*

Pada *Dual System*, diisyaratkan bahwa Rangka Pemikul Momen Khusus diharuskan mampu menopang beban geser nominal dari keseluruhan gaya yang bekerja pada struktur minimal 25% dari arah kerja gempa. Dibawah ini, akan disajikan tabel total reaksi perletakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPM) dan *Shearwall*:

Tabel 4. 20 Tabel Kontrol *Dual System*

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Dual System	SRPMK	<i>Shearwall</i>	Total
Arah - X	3501,263	7090,254	10591,52
	33%	67%	100%
Arah - Y	25717,65	23073,15	48790,8
	53%	47%	100%

Dari tabel analisa di atas, dapat disimpulkan bahwa presentase SRPMK arah X dan Y lebih besar dari 25% sesuai dengan syarat dalam SNI 1726 : 2019 sedangkan sisa nya dipikul oleh *shearwall*. Sehingga konfigurasi struktur sudah aman dan memenuhi standart SNI.

4.3.4.18 Kontrol Partisipasi Massa

Analisa struktur diperlukan guna menentukan ragam getar alami struktur. Sesuai pedoman SNI 1726 : 2019 Pasal 7.9.1.1 bahwa struktur diharuskan memiliki jumlah ragam yang cukup untuk menghasilkan partisipasi massa ragam yang terkombinasi penuh sebesar 100% dari massa struktur. Tetapi, dalam pasal yang sama juga diisyaratkan bahwa analisis diizinkan paling sedikit 90% dengan minimal jumlah ragam untuk mencapai massa ragam dari masing-masing arah horizontal pada model. Berikut akan disertakan besarnya partisipasi massa hasil dari analisa model menggunakan SAP2000 yang tercantum dalam tabel 4.21.

Tabel 4. 21 Modal Partisipasi Massa

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.260771	0,002	0,785
MODAL	Mode	2	0.187979	0,013	0,785
MODAL	Mode	3	0.185807	0,843	0,787
MODAL	Mode	4	0.099343	0,844	0,787
MODAL	Mode	5	0.098293	0,844	0,793
MODAL	Mode	6	0.098208	0,885	0,793
MODAL	Mode	7	0.098159	0,885	0,793
MODAL	Mode	8	0.098052	0,885	0,793
MODAL	Mode	9	0.098008	0,885	0,794
MODAL	Mode	10	0.09659	0,885	0,794
MODAL	Mode	11	0.09553	0,885	0,794
MODAL	Mode	12	0.095506	0,885	0,794
MODAL	Mode	13	0.09545	0,885	0,794
MODAL	Mode	14	0.095402	0,885	0,794
MODAL	Mode	15	0.095299	0,885	0,794
MODAL	Mode	16	0.095257	0,885	0,794
MODAL	Mode	17	0.092829	0,885	0,794
MODAL	Mode	18	0.089715	0,885	0,794
MODAL	Mode	19	0.086918	0,885	0,794
MODAL	Mode	20	0.078182	0,885	0,794
MODAL	Mode	21	0.069292	0,885	0,794
MODAL	Mode	22	0.067019	0,885	0,794
MODAL	Mode	23	0.062843	0,885	0,794
MODAL	Mode	24	0.062824	0,885	0,794
MODAL	Mode	25	0.062365	0,885	0,794
MODAL	Mode	26	0.062284	0,885	0,794
MODAL	Mode	27	0.06182	0,885	0,794
MODAL	Mode	28	0.061496	0,885	0,794
MODAL	Mode	29	0.060187	0,886	0,795
MODAL	Mode	30	0.059819	0,886	0,795
MODAL	Mode	31	0.059645	0,888	0,993
MODAL	Mode	32	0.059424	0,924	0,996
MODAL	Mode	33	0.059214	0,924	0,996
MODAL	Mode	34	0.059197	0,928	0,996
MODAL	Mode	35	0.059096	0,928	0,996

Berdasarkan tabel di atas, dapat dilihat untuk jumlah respon total arah X dan arah Y sudah berada di angka 90%. Sehingga, dapat disimpulkan model memenuhi syarat respon ragam sesuai SNI 1726 : 2019.

4.3.4.19 Kontrol *Drift*

Sesuai SNI 1726 : 2019 Pasal 7.12.1, dijelaskan untuk batas simpangan antar tingkat yakni simpangan antar tingkat desain (Δ) harus lebih kecil dari simpangan antar tingkat izin (Δ_a) untuk semua tingkat pada struktur. Dimana, bangunan di

rencanakan menggunakan sistem struktur *Dual System* yang memiliki kategori risiko II, sehingga dipilih jenis struktur lainnya seperti berikut :

Tabel 4. 22 Simpangan antar tingkat izin, ($\Delta\alpha$)

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Tabel 4. 23 Simpangan antar tingkat izin, ($\Delta\alpha$)

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
54	DX	LinRespSpec	Max	0,2570	0,0379	0,0109	0,0000	0,0001	0,0000
54	DY	LinRespSpec	Max	0,0230	0,3304	0,0020	0,0000	0,0000	0,0000
1668	DX	LinRespSpec	Max	0,3420	0,0594	0,0175	0,0000	0,0000	0,0000
1668	DY	LinRespSpec	Max	0,0391	0,6266	0,0010	0,0001	0,0000	0,0000
1874	DX	LinRespSpec	Max	0,4270	0,0813	0,0238	0,0000	0,0000	0,0000
1874	DY	LinRespSpec	Max	0,0557	0,9237	0,0015	0,0001	0,0000	0,0000
2092	DX	LinRespSpec	Max	0,5121	0,1035	0,0297	0,0000	0,0000	0,0000
2092	DY	LinRespSpec	Max	0,0724	1,2209	0,0041	0,0001	0,0000	0,0000
2310	DX	LinRespSpec	Max	0,5972	0,1258	0,0353	0,0000	0,0000	0,0000
2310	DY	LinRespSpec	Max	0,0893	1,5182	0,0094	0,0001	0,0000	0,0000
2528	DX	LinRespSpec	Max	0,6823	0,1481	0,0406	0,0000	0,0000	0,0000
2528	DY	LinRespSpec	Max	0,1061	1,8156	0,0173	0,0001	0,0000	0,0000
2746	DX	LinRespSpec	Max	0,7674	0,1705	0,0454	0,0000	0,0000	0,0000
2746	DY	LinRespSpec	Max	0,1230	2,1130	0,0277	0,0001	0,0000	0,0000
2964	DX	LinRespSpec	Max	0,8575	0,1941	0,0502	0,0000	0,0000	0,0000
2964	DY	LinRespSpec	Max	0,1408	2,4279	0,0413	0,0001	0,0000	0,0000
3296	DX	LinRespSpec	Max	2,8719	0,9741	0,0537	0,0002	0,0004	0,0000
3296	DY	LinRespSpec	Max	0,2426	3,8951	0,0395	0,0004	0,0001	0,0000

Simpangan pusat massa di tingkat x (δ_x) diperhitungkan sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6 dengan rumusan di bawah ini :

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e}$$

Catatan :

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral

I_e = faktor keutamaan gempa

δ_{xe} = simpangan di tingkat-x

- Lantai 1

$$\Delta = 0,020 \times h_{sx}$$

$$= 0,020 \times 3,6$$

$$= 0,072 = 72 \text{ mm}$$

- Lantai 2-7

$$\Delta = 0,020 \times h_{sx}$$

$$= 0,020 \times 3,4$$

$$= 0,068 = 68 \text{ mm}$$

- Lantai 8

$$\Delta = 0,020 \times h_{sx}$$

$$= 0,020 \times 3,6$$

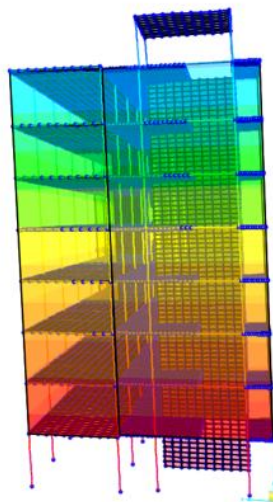
$$= 0,072 = 72 \text{ mm}$$

- Lantai Atap

$$\Delta = 0,020 \times h_{sx}$$

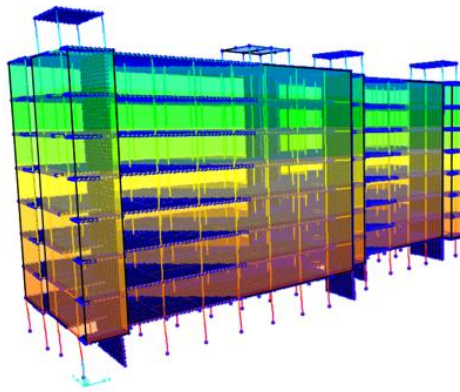
$$= 0,020 \times 3,2$$

$$= 0,064 = 64 \text{ mm}$$



Gambar 4. 22 Simpangan Gedung Arah X

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)



Gambar 4. 23 Simpangan Gedung Arah Y

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Dari SAP2000 didapat data simpangan yang terjadi pada gedung. Sehingga sesuai SNI 1726 : 2019 dapat disajikan perhitungan sebagai berikut :

$$\Delta n = \frac{\delta_2 - \delta_1}{I} < \Delta a$$

Tabel 4. 24 Kinerja Struktur Akibat Gempa Arah X

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Lantai	Join	Hsx	∂x	$\partial x \text{ Cd} / I$	Δx	Δa (ijin)	Keterangan
Atap	3296	3200	2,872	15,796	11,080	64,00	OK
8	2964	3600	0,857	4,716	0,496	72,00	OK
7	2764	3400	0,767	4,221	0,468	68,00	OK
6	2528	3400	0,682	3,752	0,468	68,00	OK
5	2310	3400	0,597	3,284	0,468	68,00	OK
4	2092	3400	0,512	2,816	0,468	68,00	OK
3	1874	3400	0,427	2,349	0,468	68,00	OK
2	1668	3400	0,342	1,881	0,467	68,00	OK
1	54	3600	0,257	1,414	1,414	72,00	OK

Tabel 4. 25 Kinerja Struktur Akibat Gempa Arah Y

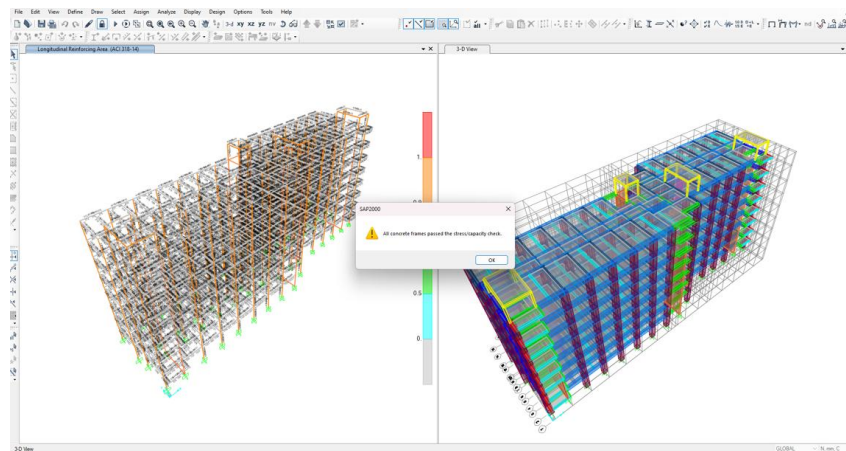
(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Lantai	Join	Hsy	∂y	$\partial y \text{ Cd} / I$	Δy	Δa (ijin)	Keterangan
Atap	3296	3200	3,895	21,423	8,070	64,000	OK
8	2964	3600	2,428	13,353	1,732	72,00	OK
7	2764	3400	2,113	11,621	1,636	68,00	OK
6	2528	3400	1,816	9,986	1,636	68,00	OK
5	2310	3400	1,518	8,350	1,635	68,00	OK
4	2092	3400	1,221	6,715	1,635	68,00	OK
3	1874	3400	0,924	5,080	1,634	68,00	OK
2	1668	3400	0,627	3,446	1,629	68,00	OK
1	54	3600	0,330	1,817	1,817	72,00	OK

Berdasarkan tabel di atas, dapat disimpulkan bahwa permodelan gedung sudah memenuhi syarat sesuai SNI 1726 : 2019 pada pergerakan simpangan yang terjadi sepanjang sumbu arah X dan sumbu arah Y.

4.3.4.20 Kontrol Analisis Rasio Batang

Sebelum dilakukan analisa pada gaya-gaya dalam, model SAP2000 perlu dilakukan pengecekan efisiensi penampang. Analisis rasio batang berfungsi sebagai proses evaluasi kemampuan elemen struktur (batang) terhadap gaya yang bekerja terhadap kapasitas maksimum nya.



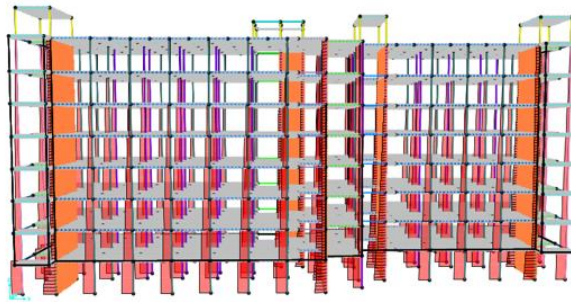
Gambar 4. 24 Hasil Analisa Rasio Batang

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

Dapat dilihat bahwa berdasarkan gambar di atas, permodelan struktur sudah memenuhi dalam pengecekan efisiensi struktur (batang) dimana semua rangka baik kolom atau balok tidak mengalami *overstressed* sehingga dapat dilanjutkan dalam analisa selanjutnya.

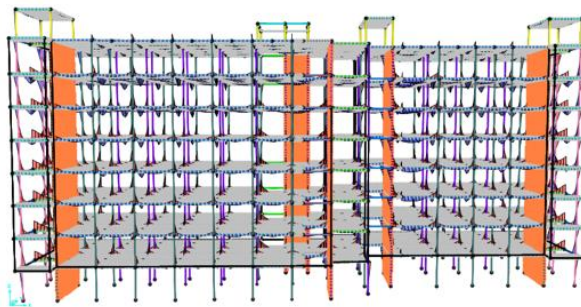
4.3.4.21 Output Gaya-Gaya Dalam pada SAP200

Dalam memodelkan ulang struktur Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta menggunakan aplikasi SAP2000, didapatkan hasil gaya-gaya dalam pada struktur dan akan digunakan untuk merencanakan tulangan pada setiap elemen. Berikut hasil perolehan yang terdapat pada gambar di bawah ini :



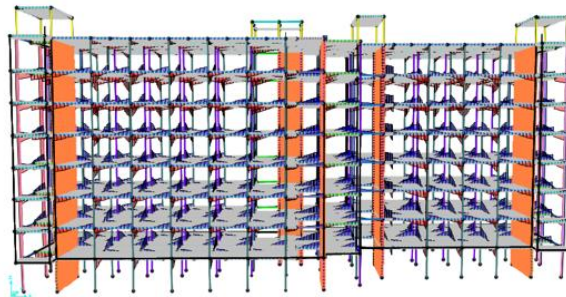
Gambar 4. 25 Gaya Aksial

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)



Gambar 4. 26 Gaya Momen

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)



Gambar 4. 27 Gaya Geser

(Sumber : Analisa Pribadi, 2025)

4.4 Perencanaan Penulangan Struktur

4.4.1 Penulangan Pelat

Pelat lantai adalah elemen struktur yang memiliki fungsi dalam menyalurkan beban pada elemen lain seperti kolom dan dinding. Terdapat 2 jenis pelat, yakni pelat satu arah (*one way slab*) dan dua arah (*two way slab*). Pada perencanaan ulang Rumah

Susun ini terdapat 2 jenis pelat dengan dimensi ketebalan yang berbeda yakni S12 (t=12cm) dan S10 (t=10cm). Dalam merencanakan penulangan pelat dihitung berdasarkan arah momen dalam membagi terhadap beban beban yang dipikul oleh pelat itu sendiri. Berikut perhitungan dari masing masing tipe pelat :

4.4.1.1 Penulangan Pelat Tipe S12

1. Data Perencanaan Pelat :

- a. $L_y = 4200 \text{ mm}$
- b. $L_x = 3000 \text{ mm}$
- c. Mutu beton = 35 Mpa
- d. Mutu baja, $f_y = 420 \text{ Mpa}$
 $f_{ys} = 240 \text{ Mpa}$
- e. Tebal pelat = 120 mm
- f. Selimut beton = 25 mm
- g. $\emptyset = 10$
- h. $\beta = 0,8$
- i. $\emptyset = 0,9$

2. Menentukan Jenis Pelat Berdasarkan Rasio Bentang Pelat

Perbandingan bentang pada pelat arah panjang (L_y) dan arah pendek (L_x) sangat penting dalam mengklasifikasikan jenis pelat, yang dimana jika perbandingan antara L_y dan $L_x > 2$ termasuk dalam jenis pelat satu arah (*one way slab*) sedangkan jika perbandingan antara L_y dan $L_x < 2$ maka termasuk dalam pelat dua arah (*two way slab*). Perbedaan yang signifikan pada jenis pelat tersebut yakni pada arah distribusi beban utama pada komponen struktur lainnya seperti balok dan dinding. Pelat lantai dua arah lebih memiliki kekakuan yang tinggi karena ditumpu oleh balok struktural pada sisi-sisinya. Berikut perencanaan jenis pelat dapat dilihat sebagai berikut :

$$\frac{L_y}{L_x} < 2$$

$$\frac{4,2}{3} < 2$$

$$1,4 < 2$$

Berdasarkan perhitungan di atas, S12 termasuk dalam jenis pelat dua arah (*two way slab*).

3. Perencanaan Beban pada Pelat Lantai

Kombinasi beban yang direncanakan dalam pelat diisyaratkan sesuai “Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983” (PPIUG 1983). Total beban yang diterima pelat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 430,26) + (1,6 \times 479) \\ &= 1282,712 \text{ kg} \end{aligned}$$

Keterangan :

q_U = beban ultimate pada pelat

DL = Beban mati pada pelat

LL = Beban hidup pada pelat

4. Perhitungan Momen pada Pelat Lantai

Berdasarkan “Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971” (PBBI 1971), mengenai momen yang bekerja pada pelat persegi yang menumpu terhadap keempat tepinya akibat beban yang terbagi merata seperti berikut :

Tabel 4. 26 Momen Pelat

(Sumber : PBBI, 1971)

202

Tabel 13.1.1
Momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya
akibat beban terbagi rata

l_y/l_x		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
II	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
III	Mtx = - 0,001 $q l_x^2 X$	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = - 0,001 $q l_y^2 X$	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
IV	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
V	Mtx = - 0,001 $q l_x^2 X$	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
	Mty = - 0,001 $q l_y^2 X$	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IVa	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	22	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
IVb	Mtx = - 0,001 $q l_x^2 X$	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
	Mty = - 0,001 $q l_y^2 X$	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	84	83	83	83	83
Va	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
Vb	Mtx = - 0,001 $q l_x^2 X$	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	123	123	123	124	124	125
	Mty = - 0,001 $q l_y^2 X$	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
Vb	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
Vla	Mtx = - 0,001 $q l_x^2 X$	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
	Mty = - 0,001 $q l_y^2 X$	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
Vlb	Mtx = + 0,001 $q l_x^2 X$	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	Mty = + 0,001 $q l_y^2 X$	21	20	19	18	17	15	14	13	12	11	11	10	10	10	10	10	8
Vlb	Mtx = - 0,001 $q l_x^2 X$	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = - 0,001 $q l_y^2 X$	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

- Pelat lantai yang terjepit penuh oleh balok struktural pada keempat sisinya maka didapatkan persamaan sebagai berikut :

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot X$$

Keterangan :

M_{tx} = Momen Tumpuan Arah X

M_{ty} = Momen Tumpuan Arah Y

M_{lx} = Momen Lapangan Arah X

M_{ly} = Momen Lapangan Arah Y

- Koefisien Momen Arah X dan Arah Y

$$C_{tx} = 73$$

$$C_{ty} = 57$$

$$C_{lx} = 34$$

$$C_{ly} = 18$$

- Maka, perhitungan momen-momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{tx}) \\ &= (0,001 \times 1282,712 \text{ kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 73) \\ &= 842,7417 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{ty}) \\ &= (0,001 \times 1282,712 \text{ kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 57) \\ &= 658,0312 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{lx} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{lx}) \\ &= (0,001 \times 1282,712 \text{ kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 34) \\ &= 392,5098 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{ly}) \\ &= (0,001 \times 1282,712 \text{ kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 18) \\ &= 207,7993 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

5. Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

- Koefisien Penentu Penulangan

a. Nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 35} \\ &= 14,18 \end{aligned}$$

b. Batasan Penulangan

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,0033$$

$$\rho_b = \left(\left(\frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right)$$

$$= \left(\left(\frac{0,85 \cdot 0,8143 \cdot 35}{420} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \right)$$

$$= 0,03392$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,02544$$

c. Menentukan Tinggi Efektif Pelat

$$d_x = h - t_s - (D/2)$$

$$= 12 - 2,5 - 1/2$$

$$= 9,0 \text{ cm} = 90 \text{ mm}$$

$$d_y = h - t_s - D - (D/2)$$

$$= 12 - 2,5 - 1 - 1/2$$

$$= 8,0 \text{ cm} = 80 \text{ mm}$$

• Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah X

$$M_{nTX} = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{842,741}{0,9}$$

$$= 9363797,6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{b(dx)^2}$$

$$= \frac{9363797,6}{1000 \times 8100}$$

$$= 1,156$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 1,156}{420}}\right) \\ &= 0,00281\end{aligned}$$

Cek batasan ρ :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

$$0,0033 \leq 0,00281 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0033$

$$\begin{aligned}\text{Maka } A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d_x \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 90 \\ &= 297 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Selanjutnya, menghitung spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{maks} < 3h \text{ atau } S_{maks} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{maks} < 360 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{297} \\ &= 264,30 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Maka, } 264,30 < 360 \text{ (MEMENUHI)}$$

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{150} \\ &= 523,333 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Syarat $A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ perlu}}$

$$523,333 > 297 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan tumpuan arah X = Ø 10 – 150.

- Perhitungan Tulangan Lapangan Arah X

$$\begin{aligned} M_{nLX} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{392,5098}{0,9} \\ &= 4361220,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{b(dx)^2} \\ &= \frac{4361220,8}{1000 \times 8100} \\ &= 0,5384 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 0,5384}{420}} \right) \\ &= 0,001294 \end{aligned}$$

Cek batasan ρ :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

$$0,0033 \leq 0,001294 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0033$

$$\begin{aligned} \text{Maka } A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d_x \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 90 \\ &= 297 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya, menentukan spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{maks} < 3h \text{ atau } S_{maks} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{maks} < 360 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{297} \\ &= 264,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, $264,30 < 360$ (**MEMENUHI**)

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{S_{pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{150}$$

$$= 523,333 \text{ mm}^2$$

Syarat As pakai > As perlu

$$523,333 > 297 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan pada daerah lapangan arah X = Ø 10 – 150.

- Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah Y

$$M_{nTY} = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{658,031}{0,9}$$

$$= 731458,4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{b(dy)^2}$$

$$= \frac{731458,4}{1000 \times 6400}$$

$$= 1,142$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 1,142}{420}} \right)$$

$$= 0,00277$$

Cek batasan ρ

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

$$0,0033 \leq 0,00277 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ maka digunakan $\rho_{min} = 0,0033$

$$\text{Maka } A_{s \text{ perlu}} = \rho_{min} \times b \times d_y$$

$$= 0,0033 \times 1000 \times 80$$

$$= 264 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya, merencanakan spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{maks} < 3h \text{ atau } S_{maks} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{maks} < 360 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{264} \\
 &= 297,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, $297,3 < 360$ (**MEMENUHI**)

Spakai = 150 mm

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{150} \\
 &= 523,333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

523,333 > 264 (**MEMENUHI**)

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan tumpuan arah X = Ø 10 – 150.

- Perhitungan Tulangan Lapangan Arah Y

$$\begin{aligned}
 M_{nLY} &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{207,7993}{0,9} \\
 &= 2308881,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{b(d_y)^2} \\
 &= \frac{2308881,6}{1000 \times 6400} \\
 &= 0,360
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 0,360}{420}} \right) \\
 &= 0,000864
 \end{aligned}$$

Cek batasan ρ

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$$

$$0,0033 \leq 0,000864 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{min}}$ maka dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0033$

$$\begin{aligned} \text{Maka } A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d_y \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 80 \\ &= 264 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya, menentukan spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{\text{maks}} < 3h \text{ atau } S_{\text{maks}} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{\text{maks}} < 360 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi 2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{264} \\ &= 297,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, $297,3 < 360$ **(MEMENUHI)**

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s_{\text{pakai}} &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi 2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 100 \times 1000}{150} \\ &= 523,333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat $A_s_{\text{pakai}} > A_s_{\text{perlu}}$

$$523,333 > 264 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan lapangan arah Y = $\emptyset 10 - 150$.

4.4.1.2 Penulangan Pelat Tipe S10

1. Data Perencanaan Pelat :

- a. $L_y = 3000 \text{ mm}$
- b. $L_x = 2100 \text{ mm}$
- c. Mutu Beton = 35 Mpa
- d. Mutu Baja $f_y = 420 \text{ Mpa}$
 $f_{ys} = 240 \text{ Mpa}$
- e. Tebal pelat = 100 mm

- f. Selimut beton = 25 mm
- g. $\emptyset$ = 8
- h. β = 0,8
- i. ϕ = 0,9

2. Menentukan Jenis Pelat Berdasarkan Rasio Bentang Pelat

Perbandingan bentang pada pelat arah panjang (L_y) dan arah pendek (L_x) sangat penting dalam menentukan jenis pelat, yang dimana jika perbandingan antara L_y dan $L_x > 2$ maka termasuk dalam jenis pelat satu arah (*one way slab*) lalu apabila perbandingan antara L_y dan $L_x < 2$ maka termasuk dalam pelat dua arah (*two way slab*). Perbedaan yang signifikan pada jenis pelat tersebut yakni pada arah distribusi beban utama pada kompon struktur lainnya seperti balok dan dinding. Pelat lantai dua arah lebih memiliki kekakuan yang tinggi karena ditumpu oleh balok struktural pada sisi-sisinya. Berikut perencanaan jenis pelat dapat dilihat sebagai berikut :

$$\frac{L_y}{L_x} < 2$$

$$\frac{3}{2,1} < 2$$

$$1,428 < 2$$

Berdasarkan perhitungan di atas, S10 termasuk dalam jenis pelat dua arah (*two way slab*).

2. Perencanaan Beban pada Pelat Atap

Kombinasi beban yang direncanakan dalam pelat diisyaratkan sesuai Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Total beban yang diterima pelat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 311) + (1,6 \times 100) \\ &= 533,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Keterangan :

q_U = Beban ultimate pada pelat

DL = Beban mati pada pelat

LL = Beban hidup pada pelat

3. Perhitungan Momen pada Pelat Atap

Berdasarkan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PPBI 1971) mengenai momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban yang terbagi merata seperti berikut :

Tabel 4. 27 Momen Pelat

(Sumber : PPBI, 1971)

202

Tabel 13.3.1
Momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata

l_x/l_y	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I 	Mtx = +0,001 qlx ² X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112
	Mty = +0,001 qly ² X	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32
II 	Mtx = +0,001 qlx ² X	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42
	Mty = +0,001 qly ² X	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	11	11	11	11	10	8
III 	Mtx = -0,001 qlx ² X	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = -0,001 qly ² X	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
IV 	Mtx = +0,001 qlx ² X	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	63
	Mty = +0,001 qly ² X	28	28	28	27	26	25	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
IVa 	Mtx = -0,001 qlx ² X	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	125
	Mty = -0,001 qly ² X	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79
IVb 	Mtx = +0,001 qlx ² X	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103
	Mty = +0,001 qly ² X	32	35	37	39	40	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
IVb 	Mtx = -0,001 qlx ² X	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	125
	Mty = -0,001 qly ² X	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42
IVb 	Mtx = +0,001 qlx ² X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	8
	Mty = +0,001 qly ² X	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83
V 	Mtx = +0,001 qlx ² X	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108
	Mty = +0,001 qly ² X	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33
V 	Mtx = -0,001 qlx ² X	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	123	123	123	124	125
	Mty = -0,001 qly ² X	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	61	61	61	63
Vb 	Mtx = +0,001 qlx ² X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15
	Mty = +0,001 qly ² X	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124
Vb 	Mtx = -0,001 qlx ² X	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60
	Mty = -0,001 qly ² X	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18
VIA 	Mtx = +0,001 qlx ² X	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120
	Mty = +0,001 qly ² X	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79
VIB 	Mtx = -0,001 qlx ² X	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42
	Mty = -0,001 qly ² X	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	8
VIB 	Mtx = +0,001 qlx ² X	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = +0,001 qly ² X	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

= Terjepit bebas
 = Terjepit penuh

- Pelat lantai yang terjepit penuh oleh balok struktural pada keempat sisinya maka didapatkan persamaan sebagai berikut :

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot X$$

Keterangan :

M_{tx} = Momen Tumpuan Arah X

M_{ty} = Momen Tumpuan Arah Y

M_{lx} = Momen Lapangan Arah X

M_{ly} = Momen Lapangan Arah Y

- Koefisien Momen Arah X dan Arah Y

$$C_{tx} = 73$$

$$C_{ty} = 57$$

$$C_{lx} = 34$$

$$C_{ly} = 18$$

- Maka, perhitungan momen-momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{tx}) \\ &= (0,001 \times 533,2 \text{ kg/m}^2 \times 4,41 \text{ m}^2 \times 73) \\ &= 171,653 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{ty}) \\ &= (0,001 \times 533,2 \text{ kg/m}^2 \times 4,41 \text{ m}^2 \times 57) \\ &= 134,030 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{lx} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{lx}) \\ &= (0,001 \times 533,2 \text{ kg/m}^2 \times 4,41 \text{ m}^2 \times 34) \\ &= 79,948 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= (0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot C_{ly}) \\ &= (0,001 \times 533,2 \text{ kg/m}^2 \times 4,41 \text{ m}^2 \times 18) \\ &= 42,325 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

4. Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

- Koefisien Penentu Penulangan

a. Nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 35} \\ &= 14,18 \end{aligned}$$

b. Batasan Penulangan

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho b &= \left(\left(\frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right) \\ &= \left(\left(\frac{0,85 \cdot 0,8143 \cdot 35}{420} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \right) \\ &= 0,03392\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,02544\end{aligned}$$

c. Tinggi Efektif Pelat

$$\begin{aligned}d_x &= h - t_s - D/2 \\ &= 10 - 2,5 - 0,8/2 \\ &= 7,1 \text{ cm} = 71 \text{ mm} \\ d_y &= h - t_s - D - D/2 \\ &= 10 - 2,5 - 0,8 - 0,8/2 \\ &= 6,3 \text{ cm} = 63 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah X

$$\begin{aligned}M_{nTX} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{171,653}{0,9} \\ &= 1907256 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{Mn}{b(dx)^2} \\ &= \frac{1907256}{1000 \times 5041} \\ &= 0,378\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 0,2737}{420}} \right) \\ &= 0,000907\end{aligned}$$

Cek batasan ρ

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

$$0,0033 \leq 0,000907 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0033$

$$\begin{aligned}
\text{Maka } A_s \text{ perlu} &= \rho_{\min} \times b \times d_x \\
&= 0,0033 \times 1000 \times 71 \\
&= 234,3 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Selanjutnya, menghitung spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{\max} < 3h \text{ atau } S_{\max} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{\max} < 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
S &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{A_s} \\
&= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{234,3} \\
&= 214,425 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Maka, $214,425 < 300$ (**MEMENUHI**)

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{S_{\text{pakai}}} \\
&= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{100} \\
&= 502,40 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Syarat $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$502,40 > 234,3$ (**MEMENUHI**)

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan tumpuan arah X = **Ø 8 – 100**.

- Perhitungan Tulangan Lapangan Arah X

$$\begin{aligned}
M_{nLX} &= \frac{M_u}{\phi} \\
&= \frac{79,948}{0,9} \\
&= 888311,2 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
R_n &= \frac{M_n}{b(dx)^2} \\
&= \frac{888311,2}{1000 \times 5041} \\
&= 0,1762
\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.14,18 \times 0,1335}{420}} \right)$$

$$= 0,000421$$

Cek batasan ρ

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$$

$$0,0033 \leq 0,000421 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\min}$ maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0033$

$$\text{Maka } A_{s \text{ perlu}} = \rho_{\min} \times b \times d_x$$

$$= 0,0033 \times 1000 \times 71$$

$$= 234,3 \text{ mm}^2$$

Selanjutnya, menghitung spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{\text{maks}} < 3h \text{ atau } S_{\text{maks}} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{\text{maks}} < 300 \text{ mm}$$

$$S = \frac{0,25 \times \phi \times \phi 2 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{234,3}$$

$$= 214,425 \text{ mm}$$

$$\text{Maka, } 214,425 < 300 \text{ (MEMENUHI)}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25 \times \phi \times \phi 2 \times b}{S_{\text{pakai}}}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{100}$$

$$= 502,40 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ perlu}}$

$$502,40 > 234,3 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan diatas, untuk tulangan tumpuan arah X = **Ø 8 – 100**.

- Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah Y

$$M_{nTY} = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{134,030}{0,9}$$

$$= 1489227,6 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b(d_y)^2} \\ &= \frac{1489227,6}{1000 \times 3969} \\ &= 0,3752 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 0,2287}{420}} \right) \\ &= 0,000899 \end{aligned}$$

Cek batasan ρ

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$$

$$0,0033 \leq 0,000899 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{min}}$ maka dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0033$

$$\begin{aligned} \text{Maka } A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d_y \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 63 \\ &= 207,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya, menghitung spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{\text{maks}} < 3h \text{ atau } S_{\text{maks}} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{\text{maks}} < 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi 2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{207,9} \\ &= 241,654 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, $241,654 < 300$ (MEMENUHI)

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi 2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{100} \\ &= 502,40 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat $A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ perlu}}$

$$502,40 > 207,9 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan tumpuan arah X = $\emptyset$ 8 – 100.

- Perhitungan Tulangan Lapangan Arah Y

$$\begin{aligned} M_{nLY} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{42,325}{0,9} \\ &= 470282,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mn}{b(dy)^2} \\ &= \frac{470282,4}{1000 \times 3969} \\ &= 0,1184 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,18} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,18 \times 0,0522}{420}} \right) \\ &= 0,000283 \end{aligned}$$

Cek batasan ρ

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

$$0,0033 \leq 0,000283 \leq 0,025 \text{ (TIDAK MEMENUHI)}$$

Karena $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0033$

$$\begin{aligned} \text{Maka } A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d_y \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 63 \\ &= 207,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya, menghitung spasi antar tulangan yang memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$S_{maks} < 3h \text{ atau } S_{maks} < 450 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3)}$$

$$S_{maks} < 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \phi \times \emptyset 2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{207,9} \\ &= 241,654 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, $241,654 < 300$ (**MEMENUHI**)

Spakai = 100 mm

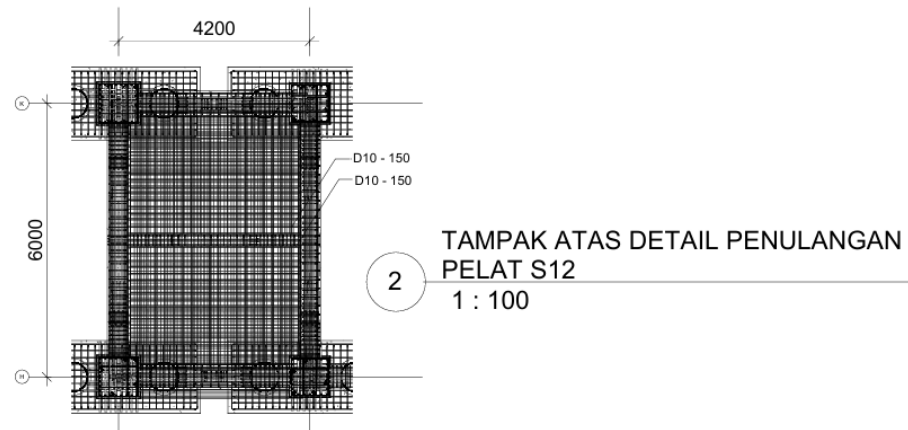
$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= \frac{0,25 \times \phi \times \phi \times b}{s_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 64 \times 1000}{100} \\ &= 502,40 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Syarat As pakai > As perlu

$502,40 > 207,9$ (**MEMENUHI**)

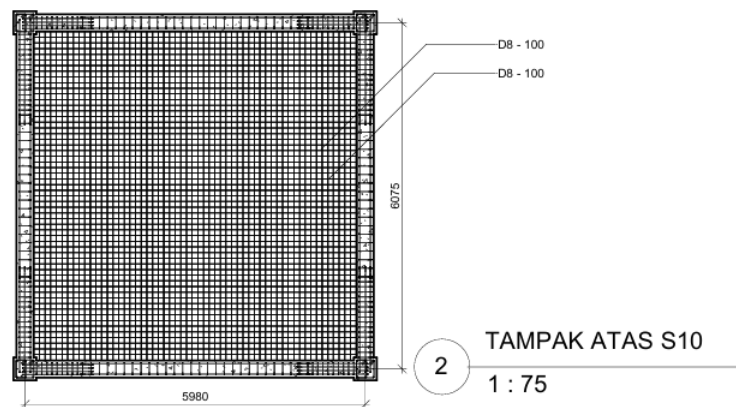
Maka dapat disimpulkan dari perhitungan di atas, untuk tulangan tumpuan arah X = $\emptyset 8 - 100$.

Berdasarkan perhitungan di atas, dapat disajikan untuk penulangan pada pelat lantai dan pelat atap sebagai berikut :



Gambar 4. 28 Detail Penulangan S12

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 4. 29 Detail Penulangan S10

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.4.2 Penulangan Balok

Hasil analisis permodelan SAP2000 didapatkan gaya-gaya dalam pada balok yang akan dipakai dalam proses perencanaan penulangan. Gaya-gaya dalam yang bekerja pada balok antara lain gaya Aksial (P_u), Momen Maksimal (M_{maks}), Gaya Geser Maksimum (V_{maks}), gaya Torsi (T_u) dan nilai A_s/A_v perlu. Hasil gaya dalam diperoleh akibat beberapa kombinasi pembebanan yang mencakup beban gravitasi, beban gempa, beban angin dan beban kombinasi lainnya yang berkaitan dengan SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019. Berikut disajikan tabel rekapitulasi gaya dalam pada elemen balok hasil analisis menggunakan SAP2000 pada tabel 4.28.

Tabel 4. 28 Gaya Dalam Balok SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Balok	Dimensi Balok			Tinggi Efektif Balok (d)	Bentang, L (mm)	Bentang Bersih Balok, Ln (mm)	Gaya Aksial Balok (Pu)	Gaya Torsi Balok (Tu)	Momen Balok (M3)	Gaya Geser Balok (V2)	Daerah	As Perlu (mm ²)	Av/S Perlu (mm ² /mm)
B1	700	x	500	636	6000	5150	8,283	1,308	282,964	274,017	Tumpuan	1163	1,075
									152,566	187,544	Lapangan	830	0,940
B2	800	x	550	736	4200	3350	0,044	0,239	335,073	130,795	Tumpuan	1482	3,946
									52,580	64,632	Lapangan	485	1,014
B3	450	x	300	386	2400	1550	0,174	0,143	24,737	36,037	Tumpuan	306	1,379
									8,519	29,403	Lapangan	91	1,146
B4	600	x	400	536	3275	2425	8,595	26,100	26,750	35,139	Tumpuan	259	0,362
									11,365	42,599	Lapangan	105	0,310
B5	600	x	400	536	4200	3350	3,263	23,895	49,156	69,455	Tumpuan	397	0,525
									22,525	46,607	Lapangan	175	0,433
B6	600	x	400	536	3100	3100	3,910	11,984	26,750	39,317	Tumpuan	213	0,480
									11,153	39,259	Lapangan	79	0,368
BA1	450	x	300	386	4200	4200	1,479	0,830	0,273	49,668	Tumpuan	227	0,212
									44,690	48,712	Lapangan	432	0,101
BA2	450	x	300	386	6000	6000	0,259	0,139	4,955	20,044	Tumpuan	122	0,155
									28,889	20,166	Lapangan	159	0,090
BK1	550	x	400	486	3650	3650	6,199	4,899	180,645	41,419	Tumpuan	970	0,722
									20,534	0,273	Lapangan	604	0,641
BK2	500	x	350	436	1850	1850	4,184	2,969	29,156	192,059	Tumpuan	331	0,882
									17,683	143,744	Lapangan	126	0,810
BK3	450	x	300	386	3600	2750	0,439	7,200	67,890	73,989	Tumpuan	557	1,015
									30,540	9,233	Lapangan	330	0,930
BK4	550	x	400	486	4200	3350	7,879	2,582	64,770	36,861	Tumpuan	513	0,540
									28,286	31,008	Lapangan	192	0,429
BK5	500	x	350	436	3125	2275	0,050	1,058	14,314	11,293	Tumpuan	159	0,297
									6,019	11,297	Lapangan	65	0,226
BK6	450	x	300	386	2175	1325	2,468	4,998	14,760	0,753	Tumpuan	182	0,366
									6,554	7,254	Lapangan	81	0,292
BK7	450	x	300	386	3650	3650	6,153	3,556	27,453	41,433	Tumpuan	289	0,413
									13,387	39,103	Lapangan	150	0,320
BK8	550	x	400	486	2750	2750	1,818	116,681	146,930	0,420	Tumpuan	1012	1,888
									63,917	149,569	Lapangan	328	1,780

Perencanaan tulangan utama atau longitudinal pada balok sesuai SNI 2847 : 2019 berdasarkan hasil analisis gaya dalam menggunakan SAP2000 dapat dirumuskan melalui pengumpulan data sebagai berikut :

- Dimensi balok = 500 x 700 mm
- Tebal selimut beton (ts) = 40 mm
- Diameter tulangan lentur = 22 mm
- Diameter tulangan geser = 13 mm
- Mutu beton (fc') = 35 Mpa
- Mutu baja (fy) = 420 Mpa
- Faktor reduksi kuat lentur (Ø) = 0,9

- Faktor reduksi kuat lentur (ϕ_s) = 0,75
- h efektif balok = $500 - 40 - 13 - (0,5 \times 22)$
= 636 mm
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7}$
= $0,85 - \frac{0,05(35 - 28)}{7}$
= 0,80

Kontrol batasan :

- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
= $\frac{0,85 \times \beta \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
= $\frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
= **0,033**
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$
= $0,75 \times 0,033$
= **0,025**
- $\rho_{\min 1} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
= $\frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420}$
= **0,00352**
- $\rho_{\min 2} = 1,4/f_y$
= $1,4 \times 420$
= **0,0033**

$\rho_{\min}$ dipakai yang terbesar yaitu 0,00352

1. Perhitungan Penulangan Puntir

Berdasarkan hasil output torsi SAP2000 dihasilkan momen puntir sebagai berikut :

a. Momen Puntir Ultimate

$$T_u = 1308000 \text{ Nmm}$$

b. Momen Puntir Nominal

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{1308000}{0,75} \\ &= 1744000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

c. Kontrol Momen Puntir Terfaktor

$$\begin{aligned} \phi T_{n_{\min}} &= \phi 0,083 \tau \sqrt{f'c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \text{SNI 2847:2019 Pasal 22.7.4.1} \\ &= 0,75 (0,083) (1) \sqrt{35} \left(\frac{(500 \times 700)^2}{2400} \right) \\ &= 18797419,123 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Cek pengaruh momen puntir mengacu pada SNI 2847 : 2019 Pasal 22.7.1.1 bahwa perlu memenuhi persamaan sebagai berikut :

$T_u < T_{u_{\min}}$ dapat disimpulkan bahwa tulangan puntir dapat diabaikan

$T_u > T_{u_{\min}}$ dapat disimpulkan bahwa memerlukan tulangan puntir

$1308000 \text{ Nmm} < 18797419,123 \text{ Nmm}$ (**tulangan puntir dapat diabaikan**)

Walaupun tidak membutuhkan tulangan puntir/torsi maka tetap digunakan 2 D 13 sebagai tulangan pengikat dan untuk mencegah keretakan pada balok akibat susut dan suhu dengan dimensi yang cukup besar.

2. Perhitungan Penulangan Lentur

a. Penulangan Tumpuan

➤ $M_u = 282,964 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{282,964}{0,9} \\ &= 314,40 \text{ kNm} \\ &= 314404888,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

➤ Koefisien ketahanan R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{314404888,9}{0,9 \times 500 \times 636^2} \\ &= 1,5546 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_n = \rho, fy [1 - 0,59 \cdot \rho \frac{fy}{f'c}]$$

$$1,5546 = \rho, fy - 0,59 \rho^2 \frac{fy^2}{f'c}$$

$$0 = 2923,2 \rho^2 - 420 \rho + 1,5546$$

$$\rho_{1,2} = \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a}$$

$$\begin{aligned} \rho_1 &= (420 + 397,7725) / 5846,4 \\ &= 0,1399 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_2 &= \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a} \\ &= (420 - 397,7725) / 5846,4 \\ &= 0,0038 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,00352 < \rho = 0,0038 < \rho_{\max} = 0,025 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{pakai}} = 0,003$$

Sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_{\text{Sperlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0038 \times 500 \times 636 \\ &= 1209,009 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } n &= \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{\text{S tul}}} \\ &= \frac{\rho \cdot b \cdot d}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{1209,009}{379,94} \\ &= 3,18 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_{\text{S terpasang}} &= 5 \times 379,94 \\ &= 1899,700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur pada daerah tumpuan yaitu 5 D 22.

➤ Kontrol kekuatan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_{\text{S terpasang}}}{b \times d} \\ &= \frac{1899,700}{500 \times 636} \\ &= 0,00597 > \rho_{\text{perlu}} = 0,0038 \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_{\text{S pasang}} \times fy}{0,85 \times b \times f'c}$$

$$= \frac{1899,700 \times 420}{0,85 \times 500 \times 35}$$

$$= 53,64 \text{ mm}$$

Periksa kontrol tarik tulangan :

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$= \frac{53,64}{0,80}$$

$$= 67,04 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{636-67,04}{67,04} \times 0,003$$

$$= 0,0254 > 0,005$$

$$\Phi M_n = \Phi \cdot A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 189,700 \times 420 \left(636 - \frac{53,64}{2} \right)$$

$$= 437444501,9 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n > M_u = 437444501,9 > 282964000 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dipakai tulangan lentur pada daerah tumpuan 5 D 22.

b. Penulangan Lapangan

$$\text{➤ } M_u = 152,566 \text{ kNm}$$

$$\text{➤ } M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{152,566}{0,9}$$

$$= 169,52 \text{ kNm}$$

$$= 169518000 \text{ Nmm}$$

➤ Koefisien ketahanan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2}$$

$$= \frac{169518000}{0,9 \times 500 \times 636^2}$$

$$= 0,8382 \text{ Nmm}^2$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \left[1 - 0,59 \cdot \rho \frac{f_y}{f_{c'}} \right]$$

$$0,8382 = \rho \cdot f_y - 0,59 \rho^2 \frac{f_y^2}{f_{c'}}$$

$$0 = 2923,2\rho^2 - 420\rho + 0,8382$$

$$\rho_{1,2} = \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a}$$

$$\begin{aligned}\rho_1 &= (420 + 408,166)/5846,4 \\ &= 0,1417\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_2 &= \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a} \\ &= (420 - 408,166)/5846,4 \\ &= 0,0020\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,00352 < \rho = 0,0020 < \rho_{\max} = 0,025 \text{ maka dipakai } \rho_{\min} = 0,00352$$

Sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}\text{➤ } A_{\text{Sperlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00352 \times 500 \times 636 \\ &= 1119,829 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{➤ } n &= \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{\text{S tul}}} \\ &= \frac{\rho \cdot b \cdot d}{\frac{1}{4}\pi d^2} \\ &= \frac{1119,829}{379,94} \\ &= 3,1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{➤ } A_{\text{S terpasang}} &= 4 \times 379,94 \\ &= 1519,760 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Sehingga dipakai tulangan lentur pada daerah lapangan yaitu 4 D 22.

➤ Kontrol kekuatan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_{\text{S terpasang}}}{b \times d} \\ &= \frac{1519,760}{500 \times 636} \\ &= 0,00478 > \rho_{\min} = 0,00352\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_{\text{S pasang}} \times f_y}{0,85 \times b \times f_c'} \\ &= \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 500 \times 35} \\ &= 42,9109 \text{ mm}\end{aligned}$$

Periksa kontrol tarik tulangan :

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta} \\
 &= \frac{42,9109}{0,80} \\
 &= 53,638 \text{ mm} \\
 \epsilon t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{636-53,638}{53,638} \times 0,003 \\
 &= 0,03257 > 0,005
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \cdot A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 1519,760 \times 420 \left(636 - \frac{42,9109}{2} \right) \\
 &= 353036973,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = 353036973,6 > 169518000 \text{ (MEMENUHI)}$$

Maka dipakai tulangan lentur pada daerah lapangan 4 D 22

3. Perhitungan Penulangan Geser

Penulangan geser balok berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.1.2 dibutuhkan jika memenuhi persamaan dari $V_c > V_u > 0,5 \phi V_c$. Hal itu bertujuan untuk mengatasi *shear cracking* dan keamanan serta daktilitas struktur tetap terjaga.

Dari perolehan analisa SAP2000 dihasilkan A_v /Sperlu yang digunakan dalam merencanakan tulangan geser pada balok yang ditinjau ulang dengan mengacu pada aturan yang telah diisyaratkan. Berdasarkan SNI 2847 : 2019 Pasal 10.7.6 dipakai jarak maksimum antar sengkang yakni tidak diperbolehkan lebih kecil dari yang terkecil dari :

Tabel 4. 29 Persyaratan Spasi Maksimum Tulangan Geser

(Sumber : SNI 2847:2019 Pasal 10.7.6)

V_s	Spasi maksimum, s, mm		
		Kolom nonprategang	Kolom prategang
$\leq 0,33\sqrt{f_c'}b_wd$	Terkecil dari:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0,33\sqrt{f_c'}b_wd$	Terkecil dari:	$d/4$	$3h/8$
		300	

Dengan tabel diatas, digunakan dalam merencanakan Sperlu yang dihitung untuk memenuhi syarat spasi maksimum. Sehingga disimpulkan bahwa digunakan :

- Sperlu $>$ Smaks maka digunakan Smaks
- Sperlu $<$ Smaks maka digunakan Sperlu

Selanjutnya, S pasang yang digunakan yaitu hasil pembulatan ke dalam angka terdekat hasil Spakai yang telah memenuhi persyaratan diatas.

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok

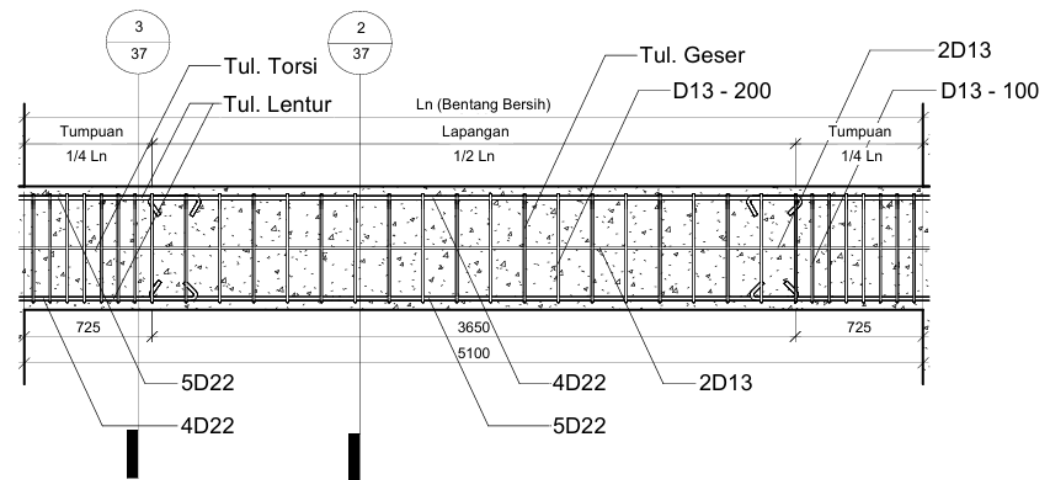
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type	Dimensi (mm)			Tinggi Efektif (d)	Daerah	As min 1 (mm ²)	As min 2 (mm ²)	As perlu (mm ²)	As (SAP2000)	Dipakai As maks. (Nmm)	Ø mm	Luas mm ²	Jumlah tulangan	Tul. Pakai	As Terpasang (mm ²)	Jarak bersih antar tul. (mm)	Jarak Bersih >= db dan 25 mm?	Syarat		Penulangan		
																		As pakai > As min	As pakai > As perlu			
B1	700	x	500	636	Tumpuan	1119,83	1049,40	1100,91	1163,00	1163,00	22	379,94	3,1	5	1899,700	121,000	AMAN	OK!	OK!	5	D	22
					Lapangan	1119,83	1049,40	668,25	830,00	1119,83	22	379,94	2,9	4	1519,760	168,667	AMAN	OK!	OK!	4	D	22
B2	800	x	550	736	Tumpuan	1425,49	1335,84	1230,81	1482,00	1482,00	22	379,94	3,9	6	2279,640	112,400	AMAN	OK!	OK!	6	D	22
					Lapangan	1425,49	1335,84	172,38	485,00	1425,49	22	379,94	3,8	4	1519,760	202,000	AMAN	OK!	OK!	4	D	22
B3	450	x	300	386	Tumpuan	407,79	382,14	171,33	306,00	407,79	16	200,96	2,0	4	803,840	93,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	16
					Lapangan	407,79	382,14	97,66	91,00	407,79	16	200,96	2,0	3	602,880	148,000	AMAN	OK!	OK!	3	D	16
B4	600	x	400	536	Tumpuan	755,00	707,52	132,61	259,00	755,00	19	283,385	2,7	4	1133,540	139,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	19
					Lapangan	755,00	707,52	70,24	105,00	755,00	19	283,385	2,7	3	850,155	218,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
B5	600	x	400	536	Tumpuan	755,00	707,52	244,59	397,00	755,00	19	283,385	2,7	4	1133,540	139,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	19
					Lapangan	755,00	707,52	139,48	175,00	755,00	19	283,385	2,7	3	850,155	218,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
B6	600	x	400	536	Tumpuan	755,00	707,52	132,61	213,00	755,00	19	283,385	2,7	4	1133,540	139,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	19
					Lapangan	755,00	707,52	68,94	79,00	755,00	19	283,385	2,7	3	850,155	218,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
BA1	450	x	300	386	Tumpuan	407,79	382,14	1,87	227,00	407,79	16	200,96	2,0	3	602,880	148,000	AMAN	OK!	OK!	3	D	16
					Lapangan	407,79	382,14	520,39	432,00	520,39	16	200,96	2,6	4	803,840	93,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	16
BA2	450	x	300	386	Tumpuan	407,79	382,14	34,03	122,00	407,79	16	200,96	2,0	3	602,880	148,000	AMAN	OK!	OK!	3	D	16
					Lapangan	407,79	382,14	334,08	159,00	407,79	16	200,96	2,0	4	803,840	93,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	16
BK1	550	x	400	486	Tumpuan	684,57	641,52	1021,194	970,00	1021,19	19	283,385	3,6	4	1133,540	122,667	AMAN	OK!	OK!	4	D	19
					Lapangan	684,57	641,52	140,291	604,00	684,57	19	283,385	2,4	3	850,155	193,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
BK2	500	x	350	436	Tumpuan	537,38	503,58	178,381	331,00	537,38	19	283,385	1,9	3	850,155	168,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
					Lapangan	537,38	503,58	154,047	126,00	537,38	19	283,385	1,9	2	566,770	356,000	AMAN	OK!	OK!	2	D	19
BK3	450	x	300	386	Tumpuan	407,79	382,14	479,297	557,00	557,00	16	200,96	2,8	4	803,840	93,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	16
					Lapangan	407,79	382,14	353,418	330,00	407,79	16	200,96	2,0	3	602,880	148,000	AMAN	OK!	OK!	3	D	16
BK4	550	x	400	486	Tumpuan	684,57	641,52	357,203	513,00	684,57	19	283,385	2,4	4	1133,540	122,667	AMAN	OK!	OK!	4	D	19
					Lapangan	684,57	641,52	193,553	192,00	684,57	19	283,385	2,4	3	850,155	193,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
BK5	500	x	350	436	Tumpuan	537,38	503,58	87,126	159,00	537,38	19	283,385	1,9	3	850,155	168,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
					Lapangan	537,38	503,58	40,635	65,00	537,38	19	283,385	1,9	2	566,770	356,000	AMAN	OK!	OK!	2	D	19
BK6	450	x	300	386	Tumpuan	407,79	382,14	73,027	182,00	407,79	19	283,385	1,4	3	850,155	143,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19
					Lapangan	407,79	382,14	40,480	81,00	407,79	19	283,385	1,4	2	566,770	306,000	AMAN	OK!	OK!	2	D	19
BK7	450	x	300	386	Tumpuan	407,79	382,14	190,362	289,00	407,79	16	200,96	2,0	4	803,840	93,333	AMAN	OK!	OK!	4	D	16
					Lapangan	407,79	382,14	153,776	150,00	407,79	16	200,96	2,0	3	602,880	148,000	AMAN	OK!	OK!	3	D	16
BK8	550	x	400	486	Tumpuan	684,57	641,52	824,487	1012,00	1012,00	19	283,385	3,6	4	1133,540	122,667	AMAN	OK!	OK!	4	D	19
					Lapangan	684,57	641,52	440,550	328,00	684,57	19	283,385	2,4	3	850,155	193,500	AMAN	OK!	OK!	3	D	19

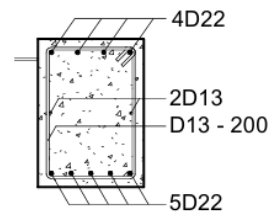
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Tulangan Geser Balok

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

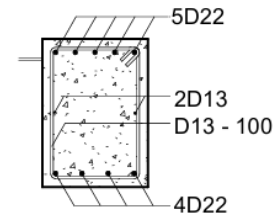
Type	Dimensi (mm)			d	Av / S perlu mm ² /mm	Ø mm	jumlah kaki	luas Ø (mm ²)	S perlu (mm)	Spasi max	Cek spasi	S pakai
B1	700	x	500	636	1,075	13	2	265,465	246,9	159	Smax	100
					0,94	13	2	265,465	282,4		Smax	200
B2	800	x	550	736	3,946	13	2	265,465	67,3	184	Sperlu	100
					1,014	13	2	265,465	261,8		Smax	200
B3	450	x	300	386	1,379	10	2	157,080	113,9	96,5	Smax	90
					1,146	10	2	157,080	137,1		Smax	150
B4	600	x	400	536	0,362	10	2	157,080	433,9	134	Smax	100
					0,31	10	2	157,080	506,7		Smax	200
B5	600	x	400	536	0,525	10	2	157,080	299,2	134	Smax	100
					0,433	10	2	157,080	362,8		Smax	200
B6	600	x	400	536	0,48	13	2	265,465	553,1	134	Smax	100
					0,368	13	2	265,465	721,4		Smax	200
BA1	450	x	300	386	0,212	10	2	157,080	740,9	96,5	Smax	90
					0,101	10	2	157,080	1555,2		Smax	150
BA2	450	x	300	386	0,155	10	2	157,080	1013,4	96,5	Smax	90
					0,09	10	2	157,080	1745,3		Smax	150
BK1	550	x	400	486	0,722	10	2	157,080	217,6	121,5	Smax	100
					0,641	10	2	157,080	245,1		Smax	200
BK2	500	x	350	436	0,882	10	2	157,080	178,1	109	Smax	100
					0,81	10	2	157,080	193,9		Smax	200
BK3	450	x	300	386	1,015	10	2	157,080	154,8	96,5	Smax	90
					0,93	10	2	157,080	168,9		Smax	150
BK4	550	x	400	486	0,54	10	2	157,080	290,9	121,5	Smax	100
					0,429	10	2	157,080	366,2		Smax	200
BK5	500	x	350	436	0,297	10	2	157,080	528,9	109	Smax	100
					0,226	10	2	157,080	695,0		Smax	200
BK6	450	x	300	386	0,366	10	2	157,080	429,2	96,5	Smax	100
					0,292	10	2	157,080	537,9		Smax	200
BK7	450	x	300	386	0,413	10	2	157,080	380,3	96,5	Smax	90
					0,32	10	2	157,080	490,9		Smax	150
BK8	550	x	400	486	1,888	10	2	157,080	83,2	121,5	Sperlu	100
					1,78	10	2	157,080	88,2		Smax	200



1
DETAIL POTONGAN B1
1 : 30



2
DETAIL BALOK B1 LAP
1 : 25



3
DETAIL BALOK B1 TUMP
1 : 25

Gambar 4. 30 Detail Penulangan Balok B1

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.4.3 Penulangan *Tie Beam*

Tie beam merupakan struktur balok yang berfungsi untuk mengikat pilecap agar jika terjadi penurunan pondasi, maka nilai yang dihasilkan akan sama. Berikut adalah salah satu perhitungan dari penulangan *Tie Beam* yaitu TB1:

Data yang dibutuhkan untuk merencanakan *tie beam*:

- a. L_n = 6000 mm
- b. b = 400 mm
- c. h = 550 mm
- d. P_u kolom = 6500 kN
- e. P_u Tie Beam = 10% x S_{ds} x P_u Kolom
= 10% x 0,6278 x 407080
= 408,07 kN
= 408070 N (*SNI 1726:2019 Pasal 7.13.6.2*)
- f. Mutu beton (f'_c) = 35 Mpa
- g. Mutu Baja (f_y) = 420 Mpa
- h. Asumsi Tul. Utama = 19
- i. Asumsi Tul. Sengkang = 10
- j. Selimut beton = 40 mm
- Tegangan tarik beton :
$$F_r = 0,62 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (\text{SNI 2847:2019 Pasal 19.2.3.1})$$
$$= 0,62 \times 1 \times \sqrt{35}$$
$$= 3,667 \text{ Mpa}$$
- Pembebanan :
Berat Sendiri = $0,4 \times 0,55 \times 2400$
= 528 kg/m
Berat Dinding = $3,4 \times 0,15 \times 2400$
= 1224 kg/m
Total Berat mati (q_D) = Berat Sendiri + Berat Dinding
= 1224 + 288

$$= 1752 \text{ kg/m}$$

- **Perhitungan Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ qD} \\ &= 1,2 \times 1752 \\ &= 2102,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ Tump} &= 1/12 \times q_u \times l^2 \\ &= 1/12 \times 2102,4 \times (6)^2 \\ &= 6307,2 \text{ Kgm} \\ &= 0,63072 \times 10^8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_x &= 400 - 40 - (1/2 \times 19) \\ &= 350,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{0,63072 \times 10^8}{0,9} = 0,7008 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 35} \\ &= 14,118 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min 2} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \sqrt{35}}{420} \\ &= 0,00352 \end{aligned}$$

Diambil nilai $\rho_{\min}$ yang terbesar, yaitu $\rho_{\min} = 0,00352$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35 \times 0,80}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,03$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,03 \\ &= 0,025\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\ &= \frac{0,7008 \times 10^8}{400 \times (350,5)^2} \\ &= 1,426126523\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,118 \times 1,426126523}{420}} \right) \\ &= 0,0035 > \rho_{\min} = 0,0033 \text{ (Diambil } \rho_{\text{perlu}} \text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \min} &= \rho_{\min} b d \\ &= 0,0033 \times 400 \times 350,5 \\ &= 420,6 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ Perlu}} &= \rho b d \\ &= 0,0035 \times 400 \times 350,5 \\ &= 490,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung luas tulangan asumsi tulangan D19 :

$$A_{s \text{ Tul D19}} = \frac{1}{4} \pi d^2 = 284 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan perlu (n) :

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tul}}} = \frac{490,7}{284} = 1,752464 = 3 \text{ batang}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ pakai}} &= \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) \times n \\ &= 284 \times 3 = 852\end{aligned}$$

$A_{s \text{ pakai}} = 852 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 490,7 \text{ mm}^2$ dan $A_{s \min} = 420,6$ (OK)

Maka digunakan tulangan lentur *Tie Beam* pada tumpuan 3D19

$$\mu_{\text{Lap}} = \frac{1}{24} \times \rho_u \times l^2$$

$$= 1/24 \times 2102,4 \times (6)^2$$

$$= 3153,6 \text{ Kgm}$$

$$= 0,31536 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$dx = 400 - 40 - (1/2 \times 19)$$

$$= 350,5 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{0,31536 \times 10^8}{0,9} = 0,3504 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 35}$$

$$= 14,118$$

$$\rho_{min1} = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,003$$

$$\rho_{min2} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{35}}{420}$$

$$= 0,00352$$

Diambil nilai ρ_{min} yang terbesar, yaitu $\rho_{min} = 0,00352$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35 \times 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,0354167$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0354167$$

$$= 0,0265625$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2}$$

$$= \frac{0,3504 \times 10^8}{400 \times (350,5)^2}$$

$$= 0,713063$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,118} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,118 \times 0,713063}{420}} \right) \\ &= 0,002 < \rho_{\text{min}} = 0,0033 \text{ (Diambil } \rho_{\text{min}} \text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As Perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0033 \times 400 \times 350,5 \\ &= 462,66 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung luas tulangan asumsi tulangan, D19

$$\text{As Tul D19} = \frac{1}{4} \pi d^2 = 284 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan perlu (n) :

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul}} = \frac{462,66}{284} = 1,629084 = 3 \text{ batang}$$

$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) \times 3 \\ &= 284 \times 3 = 852\end{aligned}$$

$$\text{As pakai} = 852 \text{ mm} > \text{As perlu} = 462,66 \text{ mm (OK)}$$

Maka digunakan tulangan lentur Tie Beam pada lapangan **3D19**

- **Penulangan Geser Tie Beam**

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L_n \\ &= \frac{1}{2} \times 2102,4 \times 6 \\ &= 6307,2 \text{ Kg/m} \\ &= 61873,632 \text{ N} \\ &= 61,874 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 550 - 40 - 13 - (19/2) \\ &= 500,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 400 \times 500,5 \\ &= 197399 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 197,399 \text{ kN} \\
\phi V_c &= 0,75 \times 197,399 \\
&= 148,049 \text{ kN} > V_u = 61,874 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan dapat disimpulkan $V_c > V_u > 0,5 \phi V_c$ (SNI 2847 : 2019 Pasal 22.5.1.2) maka tulangan geser dibutuhkan untuk mengatasi *shear cracking* dan keamanan serta daktilitas struktur tetap terjaga. Tulangan geser direncanakan dengan $\emptyset = 13 \text{ mm}$ dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
V_s \text{ min} &= \frac{V_u}{\phi} \\
&= \frac{61873,632}{0,75} \\
&= 82498,176 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_s \emptyset 13 &= \frac{1}{4} \pi d^2 \\
&= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\
&= 78,5 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_v &= 2 \times A_s \\
&= 2 \times 78,5 \\
&= 157 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Perhitungan jarak sengkang:

$$\begin{aligned}
S_{\text{maks}} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
&= \frac{157 \times 420 \times 500,5}{82498,176} \\
&= 400,04 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup diisyaratkan oleh SNI 2847:2019 Pasal 18.13.3.2 tentang spasi pada balok-balok sloof (*grade*) yakni tidak diperbolehkan lebih kecil dari yang terkecil dari :

$$\begin{aligned}
1. \quad \frac{d}{2} &= \frac{500,5}{2} \\
&= 250,25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$2. \quad 300 \text{ mm}$$

Dari persyaratan di atas, dipakai jarak antar sengkang tumpuan $\emptyset 13$ -100

Dan jarak antar sengkang lapangan = $\emptyset 13$ -150

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Tulangan Lentur Tie Beam

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type	Dimensi (mm)			Bentang (Ln)	Lebar Efektif (b)	Tinggi Efektif (d)	Daerah	Hasil perhitungan As (mm ²)		Dipakai As Terbesar (Nmm)	Ø mm	Luas mm ²	Jumlah tulangan	Tul. Pakai	As Pakai (mm ²)	Jarak bersih antar tul. (mm)	Rekapitulasi Tulangan		
								As min	As perlu										
TB1	400	x	550	6000	250,5	486	Tumpuan	467,3	561	560,80	19	283,385	3,0	3	850,155	118,500	3	D	19
							Lapangan	420,6	421	420,60	19	283,385	3,0	3	850,155	118,500	3	D	19
TB2	300	x	400	4200	350,5	336	Tumpuan	250,5	301	300,60	19	283,385	3,0	3	850,155	68,500	3	D	19
							Lapangan	250,5	251	250,50	19	283,385	2,0	2	567,657	156,000	2	D	19
TB3	450	x	600	8400	400,5	536	Tumpuan	600,75	901	901,13	19	283,385	4,0	4	1133,540	89,333	4	D	19
							Lapangan	600,75	601	600,75	19	283,385	4,0	4	1134,115	89,333	4	D	19

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Tulangan Geser Tie Beam

(Sumber : Analisa Penulis, 2022)

Type	Dimensi (mm)			Tinggi Efektif (d)	Vu (N)	Daerah	Ø mm	Av (mm ²)	Spasi Max		Cek Spasi	Jarak, S (mm)	Penulangan		
									S max 1	S max 2					
TB1	400	x	550	6000	61873	Tumpuan	10	157,08	125,13	150,00	OK	100	D	10	- 100
						Lapangan	10	157,08	244,50	150,00	OK	100	D	10	- 100
TB2	300	x	400	4200	3810,24	Tumpuan	10	157,08	75,13	150,00	OK	100	D	10	- 100
						Lapangan	10	157,08	75,13	150,00	OK	100	D	10	- 100
TB3	450	x	600	8400	9434,88	Tumpuan	10	157,08	137,63	150,00	OK	100	D	10	- 100
						Lapangan	10	157,08	137,63	150,00	OK	100	D	10	- 100

4.4.4 Penulangan Kolom

Kolom adalah elemen struktur vertikal yang berperan penting dalam memikul seluruh beban pada struktur baik dari struktur sekunder maupun balok induk, untuk kemudian diteruskan ke bawah pondasi. Pada program analisis SAP2000 didapatkan gaya-gaya dalam pada kolom meliputi gaya aksial (P_u), gaya torsi (T_u), momen maksimal (M_{max}), gaya geser maksimal (V_{max}) dan A_s perlu yang digunakan dalam mendesain tulangan. Berikut disajikan rekapitulasi gaya-gaya dalam kolom dalam uraian berikut ini :

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Output Gaya Dalam Kolom

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Kolom	Ukuran Kolom (b x h)	Gaya Aksial (P_u)	Gaya Torsi (T_u)	Momen (M_u)	Gaya Geser (V_u)	A_s perlu	A_v perlu
	mm	kN	kN	kN	kN	mm ²	mm ² /mm
K1	950 x 950	6404,861	1,7383	676,7541	330,205	23206	1,643
K2	900 x 900	5437,061	6,6233	629,288	313,254	19444	1,492
K3	850 x 850	6007,385	7,1064	568,42	257,385	19285	2,498
K4	400 x 400	77,656	0,3645	48,8228	19,919	1600	0,425

1. Perencanaan Kolom

Data umum yang dibutuhkan dalam perencanaan kolom :

- Tipe kolom : K3
- Dimensi : 850 x 850 mm
- Selimut beton : 40 mm
- Tulangan longitudinal : 32 mm
- Tulangan sengkang : 13 mm
- Mutu tulangan (f_y) : 420 Mpa
- Mutu beton (f_c') : 35 Mpa
- Tinggi lantai : 3,4 m

2. Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pasal 18.7 struktur kolom SRPMK yang direncanakan perlu memenuhi syarat bahwa gaya tekan aksial terfaktor yang diakibatkan oleh sembarang kombinasi harus lebih besar dari $A_g \times \frac{f_{c'}}{10}$. Selain itu, kolom juga harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek kolom harus melebihi 300 mm.

Dipakai dimensi 850 mm > 300 mm **(MEMENUHI)**

- b. Rasio dimensi tegak lurus kolom pada penampang terkecilnya tidak boleh kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} > 0,4$$

$$\frac{850}{850} > 0,4$$

$$1 > 0,4 \text{ **(MEMENUHI)**}$$

- c. Gaya aksial tekan terfaktor akibat sembarang kombinasi harus melebihi hasil dari $A_g \times \frac{f_{c'}}{10}$.

Sesuai dengan data yang terdapat pada tabel di atas, didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar pada type kolom K3 = 6007,385 kN

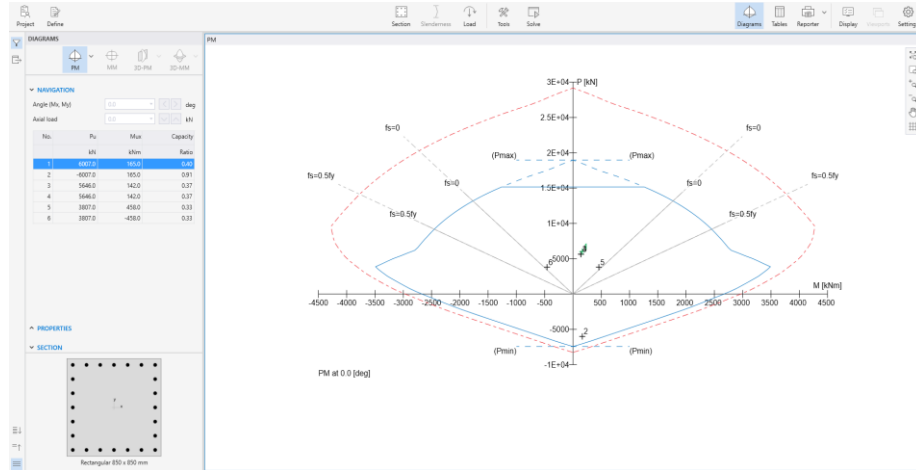
$$6007385 \text{ N} > A_g \times \frac{f_{c'}}{10}$$

$$6007385 \text{ N} > 850 \times 850 \times \frac{35}{10}$$

$$6007385 \text{ N} > 2528750 \text{ **(MEMENUHI)**}$$

3. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Dari perolehan gaya dalam pada program SAP2000, selanjutnya tulangan kolom di desain menggunakan aplikasi bantu SPColumn sehingga diperoleh diagram interaksi antara gaya aksial dan momen yang terjadi pada kolom. Hasil analisa penulangan kolom diuraikan seperti berikut :



Gambar 4. 31 Diagram Interaksi Gaya Aksial dan Momen *SpColumn*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa tulangan kolom yang direncanakan aman dikarenakan posisi titik kombinasi berada dalam kurva biru sehingga nilai gaya dan momen masih dalam kapasitas desain kolom dengan nilai ratio kurang dari 1.

Berdasarkan hasil analisa di atas, dipakai tulangan **24 D 35** dengan $\rho = 2,72\%$. Dengan kebutuhan ρ tersebut memenuhi persyaratan pada SNI 2847 : 2019 Pasal 10.9.1 yakni dengan nilai minimum 1% dan maksimum 8%.

4. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor dari hasil analisa struktur. Tercantum pada SNI 2847 : 2019 Pasal 10.3.6.2 dengan persamaan sebagai berikut :

$$\phi P_n = 0,8 \Phi (0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana :

$$P_u = 6007385 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$A_g = 850 \times 850 = 722500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 24 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 35^2 = 23079 \text{ mm}^2$$

Sehingga didapatkan :

$$\phi P_n = 15165870 \text{ N} > P_u = 6007385 \text{ N (MEMENUHI)}$$

5. Syarat Kekuatan “*Strong Column Weak Beam*”

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

Persamaan di atas terdapat pada SNI 2847 : 2019 Pasal 12.6.2 yang mengisyaratkan bahwa momen kapasitas kolom harus lebih besar dari momen kapasitas balok. Nilai M_{nc} ditentukan berdasarkan gaya aksial yang menghasilkan gaya lentur paling kecil sesuai arah gempa yang sedang ditinjau. Berikut adalah perhitungan apakah kapasitas kolom sudah memenuhi syarat *strong column weak beam* :

Hasil yang didapatkan pada analisis *SpColumn* yaitu $\phi M_n = 2666,28 \text{ kNm}$ dan nilai $\phi = 0,9$. Maka dihasilkan nilai M_n :

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{\phi M_n}{\phi} \\ &= \frac{2666,28}{0,9} \\ &= 2962,533 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Selanjutnya, didapatkan :

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &= (2962,533 + 2962,533) \\ &= 5925,067 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk mencari nilai M_n pada balok yaitu dengan menjumlahkan M_n^+ dan M_n^- pada balok yang terhubung dengan kolom. Nilai tersebut didapatkan dari tabel penulangan balok diatas. Berikut disajikan perhitungan sebagai berikut :

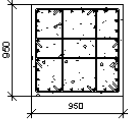
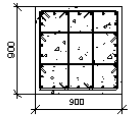
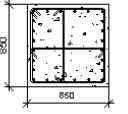
$$\begin{aligned} B2 \quad &= M_n^+ = 1455,277 \text{ kNm} \\ &= M_n^- = 1164,222 \text{ kNm} \\ \sum M_{nb} &= (1455,277 + 1164,222) \\ &= 2619,499 \text{ kNm} \end{aligned}$$

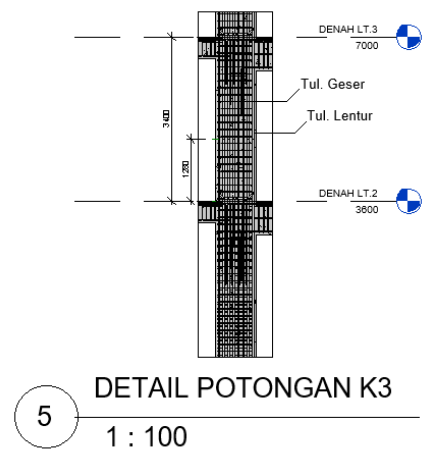
Cek persyaratan SCWB (*Strong Column Weak Beam*) :

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

$$5925,067 \text{ kNm} > 1,2 \times 2619,499 \text{ kNm} = 3143,398 \text{ kNm}$$

Sehingga kapasitas kolom diatas sudah memenuhi persyaratan ‘*Strong Column Weak Beam*’.

KOLOM K1 (950 X 950)		KOLOM K2 (900 X 900)	
POTONGAN		POTONGAN	
Tul. Pokok	30D32	Tul. Pokok	26D32
Sengkang	4D13 - 150	Sengkang	4D13 - 150
KOLOM K3 (850 X 850)		KOLOM K4 (400 X 400)	
POTONGAN		POTONGAN	
Tul. Pokok	24D32	Tul. Pokok	8D19
Sengkang	3D13 - 150	Sengkang	2D13 - 150



Gambar 4. 32 Detail Potongan Kolom

Sumber : (Analisa Penulis, 2025)

Tabel 4. 35 Desain Tulangan Utama Kolom

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Kolom	Dimensi Kolom (mm)	As perlu mm ²	Ø mm	Luas mm ²	Jumlah Tul.	As Terpasang mm ²	Syarat Terpasang $\geq$ As perlu	Dipasang	Syarat Gaya dan Geometri			Cek Rasio Tulangan	Syarat $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$
									Syarat Gaya Aksial (SNI 2847:2019 pasal 22.4)	Syarat Sisi Terpendek (SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1)	Syarat Rasio Dimensi Penampang (SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1)		
K1	950 x 950	23206	32	804	30	24127	OK	30 D 32	OK	OK	OK	2,67%	MEMENUHI
K2	900 x 900	19444	32	804	26	20910	OK	26 D 32	OK	OK	OK	2,32%	MEMENUHI
K3	850 x 850	19285	32	804	24	19302	OK	24 D 32	OK	OK	OK	2,14%	MEMENUHI
K4	400 x 400	1600	19	284	8	2552	OK	8 D 19	OK	OK	OK	1,42%	MEMENUHI

6. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Dalam SNI 2847:2019 diisyaratkan pada struktur non-prategang pengaruh puntir dapat diabaikan terhadap struktur yang diberi beban tarik atau tekan aksial jika nilai momen puntir kurang dari persamaan berikut :

$$N_u = 6007385 \text{ N}$$

$$T_u = 7106400 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \phi 0,33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + N_u / 0,33 \sqrt{f'c}} \\ &= 0,75 \times 0,33 \sqrt{35} (722500/3400) \sqrt{1 + \frac{6007385}{0,33 \times \sqrt{30}}} \\ &= 545804336996 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$T_n > T_u$$

$$545804336996 \text{ Nmm} > 7106400 \text{ Nmm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas tidak diperlukan tulangan torsi.

7. Tulangan Geser Kolom

Setelah mendesain tulangan pokok kolom, maka langkah selanjutnya yaitu merencanakan tulangan geser kolom berdasarkan hasil A_v/S_{perlu} hasil dari *output* SAP2000 yang disesuaikan dengan aturan dan syarat-syarat yang berlaku. Pada SNI 2847 : 2019 Pasal 10.7 terdapat persyaratan spasi maksimum tulangan geser yang dijadikan acuan dalam perhitungan sebagai berikut :

Tabel 4. 36 Persyaratan Spasi Maksimum Tulangan Geser

(Sumber : SNI 2847:2019 Tabel 10.7.6.5.2)

V_s		Spasi maksimum, s, mm	
		Kolom nonprategang	Kolom prategang
$\leq 0,33\sqrt{f'_c} \cdot b_w d$	Terkecil dari:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0,33\sqrt{f'_c} \cdot b_w d$	Terkecil dari:	$d/4$	$3h/8$
		300	

Berdasarkan tabel di atas maka spasi perlu yang direncanakan harus memenuhi syarat spasi maksimum sehingga jika $S_{perlu} > S_{max}$ maka yang digunakan dalam desain kolom yaitu S_{max} , dan apabila $S_{perlu} < S_{max}$ maka yang digunakan ialah S_{perlu} . Selanjutnya disajikan tabel perhitungan dari tulangan geser kolom sebagai berikut :

Tabel 4. 37 Desain Tulangan Geser Kolom

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe Kolom	Dimensi Kolom	A_v / Sperlu mm^2/mm	$\emptyset$ mm	Jumlah Kaki	Luas mm^2	Sperlu mm (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3)	t_s mm	Tinggi efektif kolom (d) mm	Spasi Max 1 mm (d/2)	Spasi Max 2 mm	Cek Spasi	Spakai mm	Dipasang
K1	950 x 950	1,643	13	4	530,9	323	40	881	440,5	600	S perlu	323	4D13-150
K2	900 x 900	1,492	13	4	530,9	356	40	831	415,5	600	S perlu	356	4D13-150
K3	850 x 850	2,498	13	3	398,2	159	40	781	390,5	600	S perlu	159	3D13-150
K4	400 x 400	0,425	13	2	265,5	625	40	337,5	168,75	600	S max	168,75	2D13-100

4.4.5 Penulangan *Shearwall*

Perencanaan *shearwall* di desain untuk mampu menahan gaya geser terhadap bidang dan momen lentur akibat gempa bumi. Berikut data umum yang diperlukan dalam merencanakan tulangan pada *shearwall* :

Tipe <i>shearwall</i>	= SW1
Tinggi <i>shearwall</i>	= 27600 mm
Vu	= 698,261 kNm
Kuat tekan beton (f_c')	= 35 Mpa
Kuat leleh tulangan lentur	= 420 Mpa
Kuat leleh tulangan geser	= 240
Ø lentur	= 19
Ø geser	= 16
Tebal selimut	= 40
β_1	= 0,80
Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ	= 0,9
Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	= 0,75

- Perhitungan Tulangan Minimum

1. Sesuai SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.2.2 diisyaratkan untuk tulangan pada arah horizontal dan vertikal perlu dipasang sebanyak dua lapis tulangan jika pada perhitungan gaya geser terfaktor pada bidang melebihi :

$$\begin{aligned} V_u &> 0,17 A_{CV} \cdot \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0,75 \times 698,261 &> 0,17 \times (300 \times 6850) \times 1 \times \sqrt{35} \\ 523,696 \text{ kN} &< 2066,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, boleh dipasang satu lapis tulangan. Digunakan dua lapis tulangan yang mengacu pada SNI 2847 : 2019 Pasal 11.7.2.3 diisyaratkan bahwa untuk dinding geser yang mempunyai ketebalan lebih dari 250mm perlu dipasang dua lapis tulangan, kecuali dinding ruang bawah tanah.

$$300 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

Sehingga dinding geser di desain menggunakan 2 lapis tulangan.

2. Rasio untuk tulangan longitudinal dan transversal diatur dalam SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.2.1 bawah ρ_l dan ρ_t minimum yakni 0,0025 dan spasi tidak boleh melebihi 450mm. Jika $V_u \leq 0,083 A_{CV} \cdot \tau \sqrt{f_c'}$ maka nilai ρ_l dan ρ_t dapat direduksi dengan berpedoman pada SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.2.1

$$\begin{aligned} V_u &\leq 0,083 A_{CV} \cdot \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0,75 \times 698,261 &\leq 0,0083 \times (300 \times 6850) \times 1 \times \sqrt{35} \\ 523,696 \text{ kN} &\leq 1009,076 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka dapat digunakan :

$$\rho_l > 0,0025$$

$$\rho_t > 0,0012$$

3. **Kontrol rasio tulangan** longitudinal dan transversal

- Digunakan tulangan 2D19 untuk arah longitudinal :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,53 \\ \rho_l &= \frac{A_s}{d' \times s} \\ &= \frac{283,53}{250,5 \times 300} \\ &= 0,00377 > 0,0025 \text{ (MEMENUHI)} \end{aligned}$$

- Digunakan tulangan 2D16 untuk arah transversal :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 201,06 \\ \rho_t &= \frac{A_s}{d' \times s} \\ &= \frac{201,06}{250,5 \times 300} \\ &= 0,0027 > 0,0012 \text{ (MEMENUHI)} \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- SNI 2847 : 2019 Pasal 11.7.3.2 mengatur jarak spasi tulangan arah vertikal dan horizontal tidak boleh melebihi 450 mm.
 $200 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$ (OK)
- SNI 2847 : 2019 Pasal 11.7.3.1 mengatur jarak spasi tulangan arah horizontal tidak boleh melebihi batas :

$$s \leq \frac{Lw}{5}$$

$$200 \text{ mm} \leq \frac{6850}{5}$$

$$200 \text{ mm} \leq 1370 \text{ mm (OK)}$$

- SNI 2847 : 2019 Pasal 11.7.2.2 mengatur jarak spasi tulangan arah vertikal tidak boleh melebihi batas :

$$s \leq \frac{Lw}{3}$$

$$200 \text{ mm} \leq \frac{6850}{3}$$

$$200 \text{ mm} \leq 2283,33 \text{ mm (OK)}$$

- Perhitungan Tulangan Geser

Kuat geser nominal pada *shearwall* diperhitungkan melalui persamaan pada syarat SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.4.1 seperti berikut :

$$V_n = A_{cv}.a_c.\tau \sqrt{f_c'} + \rho_t.f_y$$

Untuk a_c :

$$a_c = 0,25 \text{ untuk } \frac{hw}{lw} < 1,5 \quad (SNI 2847:2019 \text{ Pasal } 18.10.4.1)$$

$$= 0,17 \text{ untuk } \frac{hw}{lw} \geq 2$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{27600}{6850}$$

$$= 4,0292 \geq 2 \text{ maka nilai } a_c = 0,17$$

Kuat geser nominal :

$$V_n = A_{cv}.a_c.\tau \sqrt{f_c'} + \rho_t.f_y$$

$$= 2055000 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} + 0,0027.420$$

$$= 7851334 \text{ N}$$

$$= 7851,334 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 7851,334$$

$$= 5888,501 \text{ kN}$$

$$5888,501 \text{ kN} > 523,696 \text{ kN (MEMENUHI)}$$

Dapat disimpulkan bahwa dinding cukup kuat dalam menahan gaya geser.

Perhitungan Kuat geser nominal maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.4 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,83 A_{cv} \cdot \tau \sqrt{f_c'} && (SNI\ 2847:2019\ Pasal\ 18.10.4.4) \\
 &= 0,83 \times (6850 \times 300) \times 1 \times \sqrt{35} \\
 &= 8023979\ N \\
 &= 8023,979\ kN
 \end{aligned}$$

Diambil nilai yang terkecil, maka $V_n = 5888,501\ kN$

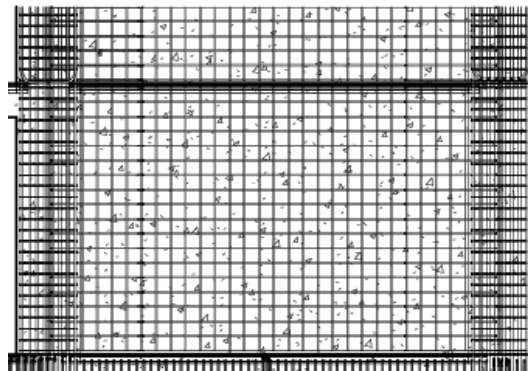
- Perhitungan *Special Boundary Element* (Komponen Batas Khusus)

Pada SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.6.3 mengisyaratkan bahwa komponen batas khusus pada *shearwall* diperlukan jika kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja lebih dari $0,2f_c'$. Dapat dilihat dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu}{I} &> 0,2f_c' \\
 \frac{1758,432 \times 10^3}{6000 \times 300} + \frac{576,358 \times 10^6}{\frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 6000^2} &> 0,2 \cdot 35
 \end{aligned}$$

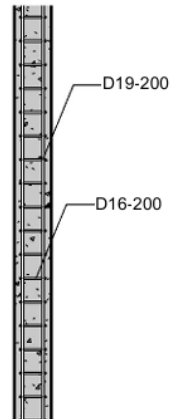
$$1,296\ N/mm^2 < 7\ N/mm^2 \text{ (TIDAK MEMERLUKAN EBK)}$$

Berdasarkan analisa perhitungan di atas, diperoleh rekapitulasi penulangan *shearwall* seperti berikut :



Gambar 4. 33 Penulangan *Shearwall*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 4. 34 Detail Penulangan *Shearwall*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.4.6 Penulangan Tangga

Pada perencanaan ulang Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta terdapat empat jenis tangga dengan dimensi dan penulangan yang sama. Berikut adalah perhitungan pada penulangan tangga :

1. Data Perencanaan

Terdapat syarat dalam merencanakan tangga yaitu sebagai berikut :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Tanjakan (t) = 17 cm
- Tebal plat tangga = 12 cm
- Panjang bordes = 151 cm
- Lebar tangga = 135 cm
- Tinggi antar lantai = 340 cm
- Tinggi bordes = 500 cm
- Panjang tangga = 270 cm
- Selimut beton = 2 cm

Syarat 1 :

$$2(t) + i = 2(17) + 30 = 64$$

$$60 \leq 64 \leq 65 \text{ (MEMENUHI)}$$

Syarat 2 :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tanjakan} &= \frac{\text{tinggi antar lantai}/2}{t} \\ &= \frac{170}{17} \\ &= 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$$

$$a = \arctg\left(\frac{170}{30 \times 9}\right)$$

$$a = 32,25^\circ$$

$$25^\circ \leq 32,25^\circ \leq 40^\circ \text{ (MEMENUHI)}$$

2. Pembebanan Tangga dan Bordes

➤ Pembebanan Tangga

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{a. Pelat Tangga} &= \frac{0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 32,25^\circ} \\ &= 340,538 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Berat Injakan} &= \frac{0,17}{2} \times 2400 \text{ kg/m}^2 \\ &= 204 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Spesi (t=2cm)} &= 2 \times 21 \text{ kg/m}^2 \\ &= 42 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{d. Tegel} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{e. Berat Pegangan} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{Q_{DT} = 640,538 \text{ kg/m}^2}$$

- Beban Hidup

$$\mathbf{Q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2}$$

$$\begin{aligned} \text{• Beban Kombinasi} &= 1,2 Q_{DT} + 1,6 Q_{LT} \\ &= (1,2 \times 588) + (1,6 \times 300) \\ &= \mathbf{1248,645 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

➤ Pembebanan Bordes

- Beban Mati

a. Pelat Bordes $= 0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$

b. Spesi (t=2cm) $= 2 \times 21 \text{ kg/m}^3$
 $= 42 \text{ kg/m}^3$

a. Tegel $= 48 \text{ kg/m}^3$

Q_{DT} **$= 378 \text{ kg/m}^3$**

- Beban Hidup

Q_{LT} **$= 300 \text{ kg/m}^3$**

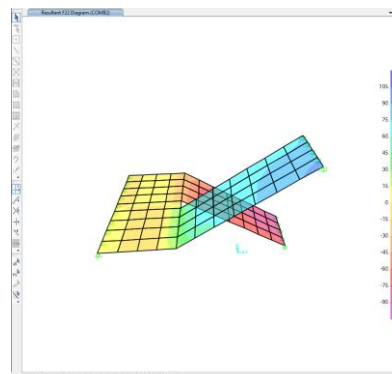
- Beban Kombinasi $= 1,2 Q_{DT} + 1,6 Q_{LT}$
 $= (1,2 \times 378) + (1,6 \times 300)$
 $= 933,6 \text{ kg/m}^3$

2. Analisa Gaya Struktur Tangga

Struktur tangga didesain menggunakan SAP2000 untuk memperoleh gaya gaya dalam berupa gaya normal, gaya lintang, dan momen. Gaya-gaya tersebut dipakai untuk merencanakan tulangan pada tangga. Berikut hasil analisa struktur tangga :

a. Gaya Normal (Pu)

Berikut adalah hasil analisa permodelan struktur tangga pada program SAP2000 yang menghasilkan gaya aksial. Disajikan gambar seperti pada berikut :

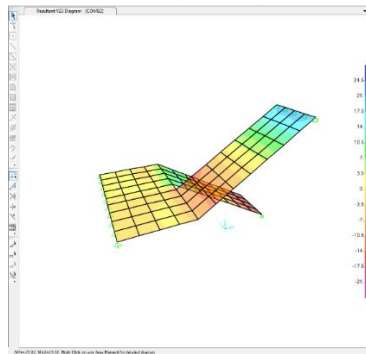


Gambar 4. 35 Output Gaya Aksial Tangga pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

b. Gaya Lintang (V_u)

Berikut adalah hasil analisa permodelan struktur tangga pada program SAP2000 yang menghasilkan gaya geser. Disajikan gambar seperti pada berikut :

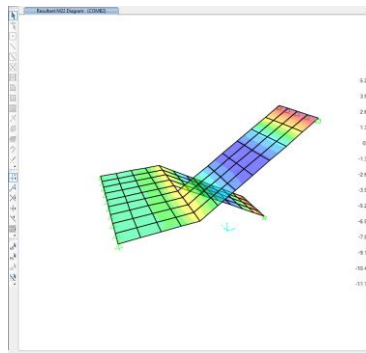


Gambar 4. 36 Output Gaya Geser Tangga pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

c. Momen (M_u)

Berikut adalah hasil analisa permodelan struktur tangga pada program SAP2000 yang menghasilkan momen lentur. Disajikan gambar seperti pada berikut :



Gambar 4. 37 Output Momen Tangga pada SAP2000

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

- Penulangan Pelat Tangga

Data-data Perencanaan :

Mutu beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

D tulangan lentur = 16 mm

Tebal pelat tangga = 120 mm

Tebal pelat bordes = 120 mm

Tebal selimut beton = 40 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{35-28}{7} = 0,8$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta \times f_{c'} }{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times \beta \times f_{c'} }{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600+420} \right) \\ &= \mathbf{0,033} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,033 \\ &= \mathbf{0,025} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1,4/f_y \\ &= 1,4 \times 420 \\ &= \mathbf{0,0033} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} \\ &= \mathbf{0,00352} \end{aligned}$$

$\rho_{\min}$ dipilih yang paling besar yaitu 0,0035

$$\begin{aligned} - m &= \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 35} \\ &= 14,117 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - d &= 170 - 20 - (0,5 \times 16) \\ &= 142 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ Tulangan Memanjang

$$M_{\max} = 12549000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2} \\
 &= \frac{12549000}{0.9 \times 1000 \times 143,5^2} \\
 &= 0,677
 \end{aligned}$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \left[1 - 0,59 \cdot \rho \frac{f_y}{f_c'} \right]$$

$$0,677 = \rho \cdot f_y - 0,59 \rho^2 \frac{f_y^2}{f_c'}$$

$$0 = 2973,6 \rho^2 - 420 \rho + 0,677$$

$$\rho_{1,2} = \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_1 &= (420 + 410,3017) / 5947,2 \\
 &= 0,1396
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_2 &= \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a} \\
 &= (420 - 410,3017) / 5947,2 \\
 &= 0,0016
 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0352$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 142 \\
 &= 497 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 Pasal 7.6.5 diisyaratkan bahwa jarak tulangan utama harus lebih kecil dari tiga kali tebal pelat, seperti berikut:

$$S \leq 3 \times \text{tebal plat}$$

$$S \leq 3 \times 120$$

$$S \leq 360 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan digunakan rumus, } \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm (OK)}$$

Maka dari perhitungan diatas, dipakai tulangan lentur untuk arah memanjang pada struktur tangga **D16-150 mm**.

➤ Tulangan Melintang

Tulangan sekunder atau arah melintang memikul momen kecil sebagai tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu. Perhitungan

$A_{Stulangan\ bagi}$ dapat dilihat dengan perhitungan sebagai berikut :

$$A_{Stulangan\ bagi} = 20\% \times A_s \text{ perlu}$$

$$= 0,2 \times 497 \text{ mm}^2$$

$$= 99,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{Spakai} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2$$

$$= 132,732 \text{ mm}^2$$

Sehingga dari perhitungan dipakai tulangan susut **D13-150 mm**.

• Penulangan Pelat Bordes

$$M_{max} = 4225152 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2}$$

$$= \frac{4225152}{0.9 \times 1000 \times 142^2}$$

$$= 0,233$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \left[1 - 0,59 \cdot \rho \frac{f_y}{f_{c'}} \right]$$

$$0,233 = \rho \cdot f_y - 0,59 \rho^2 \frac{f_y^2}{f_{c'}}$$

$$0 = 2973,6 \rho^2 - 420 \rho + 0,233$$

$$\rho_{1,2} = \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a}$$

$$\rho_1 = (420 + 416,773) / 5947,2$$

$$= 0,1407$$

$$\rho_2 = \frac{(-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac})}{2a}$$

$$= (420 - 416,773) / 5947,2$$

$$= 0,0005$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0352$

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 142$$

$$= 497 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 Pasal 7.6.5 diisyaratkan bahwa jarak tulangan utama harus lebih kecil dari tiga kali tebal pelat, seperti berikut :

$$S \leq 3 \times \text{tebal plat}$$

$$S \leq 3 \times 120$$

$$S \leq 360 \text{ mm}$$

Jarak tulangan digunakan rumus, $\frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \leq 360 \text{ mm}$ (OK)

Maka dari perhitungan di atas, dipakai tulangan lentur untuk arah memanjang pada struktur tangga **D16-150 mm**.

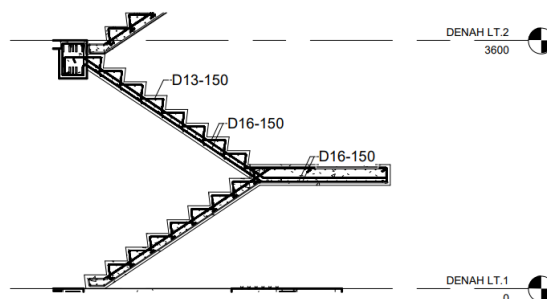
➤ Tulangan Melintang

Tulangan sekunder atau arah melintang memikul momen kecil sebagai tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu. Perhitungan $A_{Stulangan}$ bagi dapat dilihat dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{Stulangan \text{ bagi}} &= 20\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 0,2 \times 497 \text{ mm}^2 \\ &= 99,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{Spakai} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga dari perhitungan dipakai tulangan susut **D13-150 mm**.



2 DETAIL TANGGA DARURAT
1 : 75

Gambar 4. 38 Detail Tulangan Tangga

Sumber : (Analisa Penulis, 2025)

4.5 Perhitungan Struktur Bawah

4.5.1 Perencanaan Daya Dukung Pondasi

Pondasi direncanakan untuk mampu menopang beban struktur di atasnya dengan aman dan efisien yang berpedoman dengan SNI 7.13.5.1 mengenai daya dukung pondasi. Data penyelidikan tanah (*soil investigation test*) merupakan langkah awal dan menjadi acuan dalam menentukan jenis pondasi, dimensi pondasi, dan perhitungan kekuatan pondasi serta daya dukung tanah terhadap pondasi. Dalam perencanaan ulang ini, digunakan hasil test SPT (*Standart Penetration Test*) sebagai dasar perhitungan pondasi dengan uraian sebagai berikut :

- 1) Nilai N-SPT pada 2 titik bor dalam pada uji tanah proyek Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta yang ditinjau oleh PT. Tribina Wahana Cipta dengan hasil seperti berikut :

Tabel 4. 38 Hasil N-SPT pada 2 Titik Bor Dalam

(Sumber : Laporan Penyelidikan Tanah Rumah Susun Pemkot Surakarta, 2023)

Depth (m)	Sebaran Nilai N-SPT	
	DB-1	DB-2
2.00	5	8
4.00	8	6
6.00	12	7
8.00	15	11
10.00	27	20
12.00	60	31
14.00	60	60
16.00	60	60
18.00	60	60
20.00	60	37
22.00	32	31
24.00	37	41
26.00	46	60
28.00	60	60
30.00	60	60

Berdasarkan hasil test SPT diatas, memberikan informasi bahwa kedalaman lapisan tanah keras sebagai lapisan pendukung (*bearing layer*) ditunjukkan oleh

nilai $NSpt \geq 50$ dengan periode interval sebanyak 3 kali berturut turut ditemui pada titik DB-1 dan DB-2 pada kedalaman 14.00-18.00 m (*stop bor*). Dan berdasarkan hasil uji laboratorium memberikan ilustrasi bahwa kondisi lapisan tanah terdiri dari lapisan tanah **Lempung kelanauan bercampur sedikit pasir.**

Dengan indikasi data tanah tersebut, digunakan pondasi bored pile sebagai alternatif yang disesuaikan dengan kedalaman 14.00 m di bawah muka tanah existing.

2) Data Properties Tiang :

- Dimensi Tiang (D) = 80 cm
- Panjang Tiang (L) = 14 m
- Mutu Bahan (f_c') = 35 Mpa
- Luas Ujung Tiang (A_p)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot (0,8)^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Keliling Tiang

$$\begin{aligned} Kel &= \pi D \\ &= 3,14 \times 0,8 \\ &= 2,512 \text{ m} \end{aligned}$$

- Luas Selimut Tiang (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= Kel \times L \\ &= 2,512 \times 14 \\ &= 35,168 \text{ m} \end{aligned}$$

- Volume Tiang

$$\begin{aligned} Vol &= A_p \times L \\ &= 0,5024 \times 14 \\ &= 7,0336 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

3) Pengaruh ujung tiang (q_b)

Tahanan ujung tiang dihitung dengan metode empiris berdasarkan data tanah yaitu menggunakan data N-SPT yakni nilai rata-rata di sekitar ujung tiang

dengan asumsi 8D bagian atas dan 4D pada bagian bawah yang diuraikan sebagai berikut :

- Atas = 8D = 640 cm = 6,4 m (elevasi 7,6 m)
- Bawah = 4D = 320 cm = 3,2 m (elevasi 17,2 m)
- Nilai N-SPT pada bagian atas (8D) = 15
- Nilai N-SPT pada bagian bawah (4D) = 60
- Lokasi Ujung Tiang = 60
- Np rata-rata = $\frac{15+60+60}{3}$
= 45
- N-SPT (14m) = $\frac{5+8+12+15+27+60+60}{7}$
= 26, 714

4) Menghitung Daya Dukung Ultimate Tiang Tunggal (Qult)

- Qb = 4 x Ap x qb
= 4 x 0,5024 x 45
= 904,32 ton
- Qs = $\frac{As \text{ tiang} \times N_{rata-rata}}{50}$
= $\frac{351,680 \times 26,714}{50}$
= 187, 898 ton
- W = Massa jenis x Vol.tiang
= 24 x 7,0336
= 16,806 ton
- Qult = Qb + Qs – W
= 904,32 + 187,898 – 16,806
= 1075,412 ton

5) Menghitung Daya Dukung Izin Tiang Tunggal (Qizin)

$$\begin{aligned}
 Q_{izin} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\
 &= \frac{1075,412}{3} \\
 &= 359 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4.5.2 Perencanaan Jumlah Tiang Pondasi

Setelah menentukan daya dukung tiang, selanjutnya dapat menentukan banyaknya tiang yang akan digunakan dalam satu *pilecap* menyesuaikan dengan beban rencana. Berikut adalah perencanaan dari jumlah tiang untuk masing-masing *pilecap*:

1) Jumlah Tiang PC1

- Tipe = PC1
- Diameter = 800 cm = 8000 mm
- Pu = 509,85 ton
- Pu per tiang = 254,925 ton
- Jumlah Baris (m) = 1
- Jumlah Kolom (n) = 2

- Asumsi Spasi

$$\begin{aligned} S &= 2,5 D \\ &= 2,5 (800) \\ &= 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kebutuhan jumlah tiang,

$$\begin{aligned} N_p &= \frac{P_u}{Q \text{ tiang}} \\ &= \frac{509,85}{359} \\ &= 1,420 \\ &= 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk perhitungan efisiensi, menggunakan acuan metode Converse-Laberre, dengan persamaan efisiensi kelompok tiang di bawah ini:

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-n)n}{90mn} \right] \\ \theta &= \text{Arc.tan} \frac{\text{Dim Tiang}}{\text{Spasi antar tiang}} \\ &= \text{Arc tan} \frac{800}{2000} \\ &= \text{Arc tan } 0,400 \\ &= 21,801^\circ \end{aligned}$$

$$E_g = 1 - 21,801 \left[\frac{(2-1) 1 + (1-2) 2}{90 \times 1 \times 2} \right]$$

$$= 0,879$$

- Cek Daya Dukung Kelompok Tiang

$$P_{ult} = E_g \times n \times Q_{tiang}$$

$$= 0,879 \times 2 \times 359$$

$$= 631 \text{ ton} > P_u = 509,85 \text{ (OK)}$$

- Cek Daya Dukung 1 Tiang dalam Grup

$$P_{ult} = E_g \times Q_{tiang}$$

$$= 0,879 \times 359$$

$$= 315,518 > P_u \text{ per tiang} = 254,925 \text{ (OK)}$$

2) Jumlah Tiang PC3

- Tipe = PC3
- Diameter = 800 cm = 8000 mm
- P_u = 961,694 ton
- P_u per tiang = 240,424 ton
- Jumlah Baris (m) = 4
- Jumlah Kolom (n) = 1

- Asumsi Spasi

$$S = 2,5 D$$

$$= 2,5 (800)$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

- Kebutuhan jumlah tiang,

$$N_p = \frac{P_u}{Q_{tiang}}$$

$$= \frac{961,694}{359}$$

$$= 2,679$$

$$= 4 \text{ tiang}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk perhitungan efisiensi, menggunakan acuan metode Converse-Laberre, dengan persamaan efisiensi kelompok tiang di bawah ini:

$$E_g = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-n)n}{90mn} \right]$$

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc.tan} \frac{\text{Dim Tiang}}{\text{Spasi antar tiang}} \\ &= \text{Arc tan} \frac{800}{2000} \\ &= \text{Arc tan } 0,400 \\ &= 21,801^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - 21,801 \left[\frac{(1-1)4 + (4-1)1}{90 \times 4 \times 1} \right] \\ &= 0,818 \end{aligned}$$

- Cek Daya Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} P_{ult} &= E_g \times n \times Q_{tiang} \\ &= 0,818 \times 4 \times 359 \\ &= 1175 \text{ ton} > P_u = 961,694 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Cek Daya Dukung 1 Tiang dalam Grup

$$\begin{aligned} P_{ult} &= E_g \times Q_{tiang} \\ &= 0,818 \times 359 \\ &= 294 > P_u \text{ per tiang} = 240,424 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.5.3 Perencanaan Pilecap

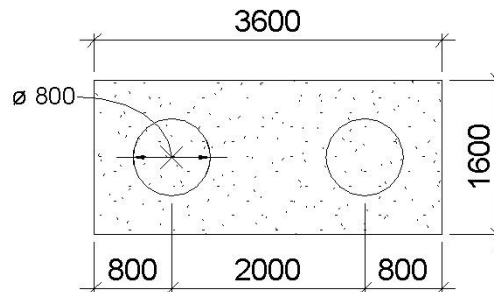
Pilecap dikenal dengan pelat tebal yang menerima beban terpusat dari kolom dan disebarkan pada tiang-tiang yang berada di bawahnya. Pada SNI 2847 : 2019 pasal 13.4.2.2 mengatur perencanaan pilecap dengan persyaratan sebagai berikut :

1. Tiang yang terpusat pada pusat berat penampang tiang menghasilkan reaksi dalam memperhitungkan gaya geser dan momen lentur pada pile cap.
2. Mengatur tinggi minimum efektif pada pilecap yakni 300 mm dimana jarak antar tiang tidak boleh kurang dari 2,5D supaya transfer beban dapat berjalan dengan baik ke lapisan tanah.

Dalam merencanakan pondasi perlu memenuhi syarat kontrol geser satu arah dan kontrol geser dua arah yang disebabkan oleh tegangan tarik diagonal akibat beban kolom yang dapat mengakibatkan kegagalan satu arah dan keruntuhan geser dua arah. Pada perencanaan ulang gedung ini, digunakan pondasi bored pile.

4.5.4 Perencanaan PC1

1. Data Perencanaan PC1



Gambar 4. 39 Gambar rencana PC1

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe	= PC1
Jenis Pondasi	= Borepile
Daya dukung Tiang	= 315,5183 ton
Gaya Aksial (Pu)	= 509,85 ton
Jumlah Tiang	= 2

Direncanakan Pilecap sesuai pada SNI 2847 : 2019 Pasal 13.4.2.2 sebagai berikut :

Dimensi pilecap	= 1600 x 3600 mm
A pilecap	= 5760000 mm ²
Lebar kolom	= 850 mm
Jumlah Tiang	= 2
Jarak antar Tiang	= 2000 mm
Mutu beton (fc')	= 35 Mpa
Mutu baja (fy)	= 420 Mpa
Faktor reduksi (ϕ)	= 0,75
Tekanan Aksial (Pu)	= 509,85 ton
Tebal pilecap	= 600 mm
as	= 40 (kolom tengah pondasi)
Selimut beton	= 75 mm
Faktor reduksi (b)	= 0,85

2. Kontrol Tegangan Geser Satu Arah

Perhitungan tegangan geser satu arah dilakukan pada daya dukung tiang pada satu sisi dimana tegangan hanya terjadi pada satu sisi saja (*SNI 2847:2019 Pasal 13.4.2.5*) .

Menghitung Gaya Geser pada penampang kritis arah X :

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{509,85}{5,76} \\ &= 88,52 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 600 - 75 \\ &= 525 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$L_x = 3600 \text{ mm}$$

Mencari nilai G' : (*Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah*).

$$\begin{aligned}G' &= L_x - (L_x/2 + b \text{ kolom}/2 + d) \\ &= 3600 - 2750 \\ &= 850 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{ux} &= \sigma \cdot L_x \cdot G' \\ &= 88,52 \times 3,6 \times 0,85 \\ &= 271 \text{ ton}\end{aligned}$$

Menghitung kuat geser beton pada arah X :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \text{ pilecap} \cdot d \\ &= 0,75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 600 \times 525 \\ &= 232945,641 \text{ N} \\ &= 2329 \text{ ton}\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_u \\ 2329 &> 271 \text{ ton (OK)}\end{aligned}$$

Menghitung Gaya Geser pada penampang kritis arah Y :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{509,85}{5,76} \\
&= 88,52 \text{ ton/m}^2 \\
d &= 600 - 75 \\
&= 525 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Mencari nilai G' : *(Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah).*

$$\begin{aligned}
G' &= L_y - (L_y/2 + b \text{ kolom}/2 + d) \\
&= 1600 - 1750 \\
&= -150 \text{ mm (tidak diperlukan perhitungan geser satu arah)}
\end{aligned}$$

Catatan :

Dikarenakan nilai G' (pembebanan geser satu arah) pada arah Y negatif, maka diambil $G'=0$, dengan artian bahwa jika bidang kritis jatuh diluar pilecap atau melebihi lebar pilecap pada arah tersebut, maka perhitungan geser satu arah tidak diperlukan.

3. Kontrol Tegangan Geser Dua Arah

Diisyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 dimana konstruksi rencana pilecap perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan geser dua arah. Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
B' &= c + d \\
&= 850 + 525 \\
&= 1375 \text{ mm} \\
b_0 &= 4 \times B' \\
&= 4 \times 1375 \\
&= 5500 \text{ mm (Keliling PCI)} \\
B_c &= L_x/L_y \\
&= 2,25 \\
\lambda &= 1
\end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung nilai V_c dimana gaya geser dapat ditahan melalui kontribusi beton dengan mencari nilai terkecil V_c dari tiga persamaan berikut, untuk menunjukkan gaya geser yang dapat ditahan oleh beton ketika mengalami

kondisi gaya geser dua arah. Berikut disajikan perhitungan untuk menahan tegangan geser terkecil :

Data perhitungan :

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{z}{Bc} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,17 \times 1,889 \times \sqrt{35} \times 5500 \times 525 \\ &= 943,82 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \cdot \left[\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right] \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0,083 \times \left[\frac{40 \times 525}{5500} + 2 \right] \cdot \sqrt{35} \cdot 5500 \cdot 525 \\ &= 824,94 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 5500 \times 525 \\ &= 563,73 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dipilih nilai terkecil dari tiga persamaan di atas, maka $V_c = 563,73 \text{ ton}$.

Menghitung tegangan arah x dan y pada tanah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times (L^2 - B'^2) \\ &= 88,52 \times ((3600 \times 1600) - 1375^2) \\ &= 342,50 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat V_u :

$$\begin{aligned} V_u &< V_c \text{ pakai} \\ 342,50 \text{ ton} &< 0,75 \times 563,73 = 423 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

4. Penulangan PC1

Dalam merencanakan penulangan pilecap, disajikan perhitungan sebagai berikut:

- Mencari Momen Ultimate (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= P_u \times (s/2 - (c/2)) \\ &= (254,925)(2/2 - (0,85/2)) \\ &= 254,925 \times 0,575 \\ &= 146,582 \text{ ton} = 1303,992 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u \times 10^6}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{146,582 \times 10^6}{893025000}$$

$$= 0,164$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= \frac{29,75}{420} \times 0,011034678$$

$$= 0,000781$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,000781 \times 3600 \times 525$$

$$= 1477,268 \text{ mm}^2$$

$$A_{S\text{min}} = 0,0018 \times b \times d$$

$$= 0,0018 \times 3600 \times 600$$

$$= 3888 \text{ mm}^2$$

Dipilih nilai As yang terbesar yakni $A_{S\text{min}} = 3888 \text{ mm}^2$

Asumsi tulangan tarik dipakai = **D 19 – 150**

$$n = 26$$

$$A_{S\text{terpasang}} = 26 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= 7349,06 \text{ mm}^2$$

$$A_{S\text{terpasang}} = 7349,06 \text{ mm}^2 > A_{S\text{perlu}} = 3888 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Meninjau lelehan baja tarik dengan menghitung tulangan pokok bawah, melalui persamaan sebagai berikut :

$$\epsilon_H = 0 \rightarrow Cc = Ts$$

$$= 0,85 \times f'c' \times a \times b = A_s \times f_y \text{ dimana } a = (A_s \times f_y) / (0,85 \times f'c' \times b)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{\beta \times f'c' \times b}$$

$$= \frac{3086607,24}{107100}$$

$$= 28,820 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$= \frac{28,820}{0,8}$$

$$= 36,025 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol } \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} e c \\
 &= \frac{0,525-0,036}{0,036} 0,003 \\
 &= 0,041 > \frac{f_y}{E_s \text{ modulus}} = 0,002 \text{ (sudah leleh)}
 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s = 0,041 > 0,005 \rightarrow \phi = 0,9$$

Maka didapatkan,

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \times (d-a/2) \\
 &= 1575991005 \text{ Nmm} \\
 &= 1575,991005 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 1418,39 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi M_n > M_u$$

$$1418,39 \text{ kNm} > 1303,992 \text{ kNm (OK)}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pada daerah tekan tidak diperlukan tulangan tetapi tetap perlu dipasang sebesar 20% dari tulangan utama untuk mencegah terjadinya rangkat dan susut. Kontrol pada tulangan tekan PC1 dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$n = 26$$

Direncanakan tulangan atas D13-150

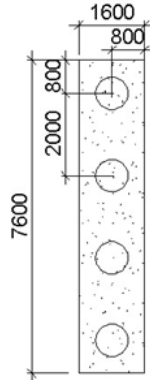
$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 3440,42
 \end{aligned}$$

$$A_s' > 20\% \times A_s$$

$$3440,42 \text{ mm}^2 > 1470 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.5.5 Perencanaan PC3

1. Data Perencanaan PC3



Gambar 4. 40 Gambar rencana PC3

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tipe	= PC3
Jenis Pondasi	= Borepile
Daya dukung Tiang	= 284 ton
Gaya Aksial (Pu)	= 971,952 ton
Jumlah Tiang	= 4

Direncanakan Pilecap sesuai pada SNI 2847 : 2019 Pasal 13.4.2.2 sebagai berikut :

Dimensi pilecap	= 1600 x 7600 mm
A pilecap	= 12160000 mm ²
Lebar <i>shearwall</i>	= 300 mm
Jumlah Tiang	= 4
Jarak antar Tiang	= 2000 mm
Mutu beton (fc')	= 35 Mpa
Mutu baja (fy)	= 420 Mpa
Faktor reduksi (ϕ)	= 0,75
Tekanan Aksial (Pu)	= 971,952 ton
Tebal pilecap	= 1400 mm
Selimut beton	= 75 mm
Faktor reduksi (b)	= 0,85

2. Kontrol Tegangan Geser Satu Arah

Perhitungan tegangan geser satu arah dilakukan pada daya dukung tiang pada satu sisi dimana tegangan hanya terjadi pada satu sisi saja (*SNi 2847:2019 Pasal 13.4.2.5*).

Menghitung Gaya Geser pada penampang kritis arah X :

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{971,952}{12,16} \\ &= 79,93 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 1400 - 75 \\ &= 1325 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$L_x = 1600 \text{ mm}$$

Mencari nilai G' : (*Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah*).

$$\begin{aligned}G' &= L_x - (L_x/2 + b_{sw}/2 + d) \\ &= 1600 - 1200 \\ &= 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{ux} &= \sigma \cdot L \cdot G' \\ &= 79,93 \times 1,6 \times 0,4 \\ &= 51 \text{ ton}\end{aligned}$$

Menghitung kuat geser beton pada arah X :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1400 \times 1325 \\ &= 1371791 \text{ N} \\ &= 13718 \text{ ton}\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_u \\ 13718 \text{ ton} &> 51 \text{ ton (OK)}\end{aligned}$$

Menghitung Gaya Geser pada penampang kritis arah Y :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{971,952}{12,16}$$

$$= 79,93 \text{ ton/m}^2$$

$$d = 1400 - 75$$

$$= 1325 \text{ mm}$$

$$L_y = 7600 \text{ mm}$$

Mencari nilai G' : *(Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah).*

$$G' = L_y - (L_y/2 + b_{sw}/2 + d)$$

$$= 7600 - 5275$$

$$= 2325 \text{ mm}$$

$$V_{uy} = \sigma \cdot L_y \cdot G'$$

$$= 79,93 \times 7,6 \times 2,325$$

$$= 1412 \text{ ton}$$

Menghitung kuat geser beton pada arah Y :

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot \text{pilecap} \cdot d$$

$$= 0,75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1400 \times 1325$$

$$= 1371791 \text{ N}$$

$$= 13718 \text{ ton}$$

Syarat :

$$\phi V_c > V_u$$

$$13718 > 1412 \text{ ton (OK)}$$

3. Kontrol Tegangan Geser Dua Arah

Diisyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 dimana konstruksi rencana pilecap perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan geser dua arah. Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$B' = t_s + d$$

$$= 300 + 1325$$

$$= 1625 \text{ mm}$$

$$b_0 = 4 \times B'$$

$$= 4 \times 1625$$

$$= 6500 \text{ mm (Keliling PC3)}$$

$$B_c = L_x/L_y$$

$$= 0,210$$

$$\tau = 1$$

Selanjutnya menghitung nilai V_c dimana gaya geser dapat ditahan melalui kontribusi beton dengan mencari nilai terkecil V_c dari tiga persamaan berikut, untuk menunjukkan gaya geser yang dapat ditahan oleh beton ketika mengalami kondisi gaya geser dua arah. Berikut disajikan perhitungan untuk menahan tegangan geser terkecil :

Data perhitungan :

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{B_c} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,17 \times 1,421 \times 1 \times \sqrt{35} \times 6500 \times 1325 \\ &= 1230,90 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \cdot \left[\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right] \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,083 \times \left[\frac{40 \times 1325}{6500} + 2 \right] \cdot \sqrt{35} \cdot 6500 \cdot 1325 \\ &= 2138,92 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \cdot l \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 6500 \times 1325 \\ &= 1681,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dipilih nilai terkecil dari tiga persamaan di atas, maka $V_c = 1230,90 \text{ ton}$.

Menghitung tegangan arah x dan y pada tanah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times (L^2 - B^2) \\ &= 79,93 \times ((1600 \times 7600) - 1625^2) \\ &= 760,89 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat V_u :

$$V_u < V_c \text{ pakai}$$

$$760,89 \text{ ton} < 0,75 \times 1230,90 = 923 \text{ ton (OK)}$$

Dengan analisa perhitungan di atas, maka didapat rekapitulasi perhitungan dari masing-masing tipe pilecap yang disajikan sebagai berikut :

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Dimensi Pilecap

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

No	Tipe pile cap	Dimensi			b (mm)	n (tiang)	Pu (ton)	Kontrol Geser Satu Arah		Kontrol Geser Dua Arah ($\Phi V_c > V_u$)
		Lx (mm)	x	Ly (mm)				Arah-X ($\Phi V_c > V_u$)	Arah-Y ($\Phi V_c > V_u$)	
1.	PC1	3600	x	1600	600	2	509,85	OK	OK	OK
2.	PC2	3600	x	3333	800	3	713,79	OK	OK	OK
3.	PC3	1600	x	7600	1400	4	971,952	OK	OK	OK
4.	PC4	4400	x	4400	600	4	444,26	OK	OK	OK

4. Penulangan PC3

Dalam merencanakan penulangan pilecap, disajikan perhitungan sebagai berikut:

- Menentukan Koordinat Posisi Tiang

Ditinjau dari tepi pilecap menuju titik tengah pilecap, yang memiliki titik berat (0,8 ; 3,8) sehingga dihasilkan titik koordinat sebagai berikut :

1) Tiang P1 ($p_x ; p_y$) = (0,8 ; 0,8)m

2) Tiang P2 ($p_x ; p_y$) = (0,8 ; 2,8)m

3) Tiang P3 ($p_x ; p_y$) = (0,8 ; 4,8)m

4) Tiang P4 ($p_x ; p_y$) = (0,8 ; 6,8)m

- Menentukan Koordinat Relatif Tiang Terhadap Pilecap

1) Tiang P1 $(x) = p_x - x = 0,8 - 0,8 = 0$

$(y) = p_y - y = 0,8 - 3,8 = -3$

2) Tiang P2 $(x) = p_x - x = 0,8 - 0,8 = 0$

$(y) = p_y - y = 2,8 - 3,8 = -1$

3) Tiang P3 $(x) = p_x - x = 0,8 - 0,8 = 0$

$(y) = p_y - y = 4,8 - 3,8 = 1$

4) Tiang P4 $(x) = p_x - x = 0,8 - 0,8 = 0$

$(y) = p_y - y = 6,8 - 3,8 = 3$

- Menentukan Koordinat Posisi Kolom

1) K1 ($c_x ; c_y$) = (0,8 ; 1,4)m

2) K2 ($c_x ; c_y$) = (0,8 ; 6,2)m

- Menentukan Koordinat Relatif Kolom Terhadap Pilecap

$$1) \text{ Tiang K1} \quad (x) = cx - x = 0,8 - 0,8 = 0$$

$$(y) = cy - y = 1,4 - 3,8 = -2,4$$

$$2) \text{ Tiang K2} \quad (x) = cx - x = 0,8 - 0,8 = 0$$

$$(y) = cy - y = 6,2 - 3,8 = 2,4$$

- Momen Inersia Kelompok Tiang

$$\sum x^2 = x_{p1}^2 + x_{p2}^2 + x_{p3}^2 + x_{p4}^2 = 0 + 0 + 0 + 0 = 0 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = y_{p1}^2 + y_{p2}^2 + y_{p3}^2 + y_{p4}^2 = (-3)^2 + (-1)^2 + (1)^2 + (3)^2 = 20 \text{ m}^2$$

- Momen Total Pilecap

1) Momen akibat gaya lateral *shearwall*

$$M_x \text{ lateral} = V_u \times h$$

$$= 412,105 \times 3,6$$

$$= 1483,57 \text{ kNm}$$

2) Momen akibat eksentrisitas beban kolom

$$M_x \text{ kolom} = (P_{u1} \times y_1) + (P_{u2} \times y_2)$$

$$= -10296,504 + 10809,024$$

$$= 693,48 \text{ kNm}$$

$$M_y \text{ kolom} = 0 \text{ kNm (karena sentris terhadap sumbu x)}$$

3) Total momen pilecap

$$M_x \text{ total} = 1483,57 + 693,48$$

$$= 2177,058 \text{ kNm}$$

$$M_y \text{ total} = 0 \text{ kNm}$$

- Eksentrisitas Resultan Beban

$$e_x = M_y \text{ total} / P_u \text{ total}$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

$$e_y = M_x \text{ total} / P_u \text{ total}$$

$$= 0,2240 \text{ m}$$

- Distribusi Beban ke Tiang Individual

$$\text{Daya dukung 1 tiang} = 284 \text{ ton}$$

$$q_1 = \frac{P_u}{n} + \frac{M_x \times y_1}{e_y^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{9719,52}{4} + \frac{2177,058 \times (-3)}{0,288^2} \\
&= 2357,787 + (-326,5587) \\
&= 214,4757 \text{ ton} < 284 \text{ ton (OK)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
q2 &= \frac{Pu}{n} + \frac{Mx \times y^2}{ey^2} \\
&= \frac{9719,52}{4} + \frac{2177,058 \times (-1)}{0,288^2} \\
&= 2357,787 + (-108,8529) \\
&= 236,6751 \text{ ton} < 284 \text{ ton (OK)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
q3 &= \frac{Pu}{n} + \frac{Mx \times y^3}{ey^2} \\
&= \frac{9719,52}{4} + \frac{2177,058 \times (1)}{0,288^2} \\
&= 2357,787 + 108,8529 \\
&= 258,8746 \text{ ton} < 284 \text{ ton (OK)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
q4 &= \frac{Pu}{n} + \frac{Mx \times y^4}{ey^2} \\
&= \frac{9719,52}{4} + \frac{2177,058 \times (3)}{0,288^2} \\
&= 2357,787 + 326,5587 \\
&= 281,074 \text{ ton} < 284 \text{ ton (OK)}
\end{aligned}$$

- Perhitungan Momen Ultimit (Mu)

- 1) Momen Penampang Kritis K1

Dimensi kolom = 0,85 m
 Tiang terdekat = P1 (0,8 ; 0,8)
 Penampang Kritis = 0,425 m (*dihitung dari pusat kolom*)
 Koordinat Y = 1,4 + 0,425 = 1,83 m (*posisi muka kolom K1*)
 e = 1,83 – 0,8 = 1,03 m (*P1 ke penampang kritis*)

$$\begin{aligned}
Mu_{k1} &= q1 \times e \\
&= 214,4757 \times 1,03 \\
&= 219,84 \text{ ton}
\end{aligned}$$

- 2) Momen Penampang Kritis K2

Dimensi kolom = 0,85 m
 Tiang terdekat = P4 (0,8 ; 6,8)

$$\begin{aligned}
\text{Penampang Kritis} &= 0,425 \text{ m (dihitung dari pusat kolom)} \\
\text{Koordinat Y} &= 6,2 - 0,425 = 5,78 \text{ m (posisi muka kolom K2)} \\
e &= 6,8 - 5,78 = 1,03 \text{ m (P1 ke penampang kritis)} \\
\text{Mu}_{k1} &= q_4 \times e \\
&= 281,074 \times 1,03 \\
&= 288,10 \text{ ton}
\end{aligned}$$

3) Momen Penampang Kritis SW

a) Tinjau SW (y = 1,83 ; x = 0,8)

$$\begin{aligned}
\text{Tiang terdekat (P2)} &= (0,8 ; 2,8) \\
\text{Lengan momen (e)} &= 2,8 - 1,83 \\
&= 0,97 \text{ m} \\
\text{Mu shearwall bawah} &= q_2 \times e \\
&= 236,68 \times 0,97 \\
&= 229,57 \text{ ton}
\end{aligned}$$

b) Tinjau SW (y = 5,78 ; x = 0,8)

$$\begin{aligned}
\text{Tiang terdekat (P3)} &= (0,8 ; 4,8) \\
\text{Lengan momen (e)} &= 5,78 - 4,8 \\
&= 0,98 \text{ m} \\
\text{Mu shearwall atas} &= q_2 \times e \\
&= 236,68 \times 0,98 \\
&= 230,76 \text{ ton} \\
\text{Total Mu shearwall} &= 229,57 + 230,76 \\
&= 460,33 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Digunakan Momen Ultimit (Mu) terbesar yaitu = **460,33 ton**

$$\text{Mu} = 460,33 \text{ ton} = 4095,12 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
R_n &= \frac{Mu \times 10^6}{\phi b.d^2} \\
&= \frac{460,33 \times 10^6}{2528100000} \\
&= 0,182
\end{aligned}$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f_{c'}}} \right] \\ &= \frac{29,75}{420} \times 0,012241116 \\ &= 0,000867\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{Sperlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,000867 \times 1600 \times 1325 \\ &= 1838,208 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{Smin}} &= 0,0018 \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1600 \times 1400 \\ &= 4032 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipilih nilai A_s yang terbesar yakni $A_{\text{Smin}} = 4032 \text{ mm}^2$

Asumsi tulangan tarik dipakai = **D 22 – 150**

$$n = 26,88$$

$$\begin{aligned}A_{\text{Sterpasang}} &= 26,88 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 10217,97 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{\text{Sterpasang}} = 10217,97 \text{ mm}^2 > A_{\text{Smin}} = 4032 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Meninjau lelehan baja tarik dengan menghitung tulangan pokok bawah, melalui persamaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_H = 0 \rightarrow C_c = T_s$$

$$= 0,85 \times f_{c'} \times a \times b = A_s \times f_y \text{ dimana } a = (A_s \times f_y) / (0,85 \times f_{c'} \times b)$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times f_y}{\beta \times f_{c'} \times b} \\ &= \frac{4291546,26}{47600} \\ &= 90,159 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{\beta} \\ &= \frac{90,159}{0,8} \\ &= 112,698 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kontrol } \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} \varepsilon_c \\ &= \frac{1,325-0,113}{0,113} 0,003\end{aligned}$$

$$= 0,032 > \frac{f_y}{E_s \text{ modulus}} = 0,002 \text{ (sudah leleh)}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s = 0,032 > 0,005 \rightarrow \phi = 0,9$$

Maka didapatkan,

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \times (d-a/2) \\ &= 5492839027 \text{ Nmm} \\ &= 5492,839027 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 4943,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi M_n > M_u$$

$$4943,56 \text{ kNm} > 4095,12 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pada daerah tekan tidak diperlukan tulangan tetapi tetap perlu dipasang sebesar 20% dari tulangan utama untuk mencegah terjadinya rangkat dan susut. Kontrol pada tulangan tekan PC1 dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$n = 10,667$$

Direncanakan tulangan atas D13-150

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1415,81 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ pasang}} > 20\% \times A_s$$

$$1415,81 \text{ mm}^2 > 810,95 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Tulangan Tarik Pilecap

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

No	Tipe pile cap	Dimensi			As _{perlu} (mm ²)	As _{min} (mm ²)	s (mm)	n	D (mm)	As _{tulangan} (mm ²)	As _{terpasang} (mm ²)	Syarat (As _{terpasang} > As _{min})	Syarat (As _{terpasang} > As _{min})	Ket.
		Lx (mm)	x	Ly (mm)										
1.	PC1	3600	x	1600	1477,268	3888	150	24	19	283,528	7349,06	OK	OK	D19 - 150
2.	PC2	3600	x	3333	1910,038	5184	150	24	19	283,528	6804,69	OK	OK	D19 - 150
3.	PC3	1600	x	7600	1867,58	4032	150	10,667	22	379,940	10217,97	OK	OK	D22 - 150
4.	PC4	4400	x	4400	1268,60	4752	150	29,33	19	283,528	8316,84	OK	OK	D19 - 150

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Tulangan Tekan Pilecap

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

No	Tipe pile cap	Dimensi			Asmin (mm ²)	s (mm)	n	D (mm)	As _{tulangan} (mm ²)	Asterpasang (mm ²)	Syarat (As _{terpasang} > As _{min})	Ket.
		Lx (mm)	x	Ly (mm)								
1.	PC1	3600	x	1600	1469,812	150	26	13	132,732	3440,420	OK	D13 - 150
2.	PC2	3600	x	3333	1360,938	150	24	13	132,732	3185,575	OK	D13 - 150
3.	PC3	1600	x	7600	2043,594	150	11	13	132,732	1415,811	OK	D13 - 150
4.	PC4	4400	x	4400	1663,368	150	29	13	132,732	3893,480	OK	D13 - 150

5. Penulangan Tiang Bor

Data perencanaan penulangan tiang bor :

Kedalaman pondasi (L) = 14 m

Diameter Tiang = 800 mm

Diameter tulangan lentur = 22

Diameter tulangan geser = 13

Jumlah tiang (n) = 2 buah

Kuat leleh baja (fy) = 420 Mpa

Kuat tekan beton (fc') = 35 Mpa

Selimut beton = 75 mm

V_x = 8,5166 ton

V_y = 26,6611 ton

a. Perhitungan Tulangan Lentur

Dalam SNI 2847:2019 Pasal 20.6.1 terdapat syarat minimum tulangan longitudinal pada tiang bored pile yakni 1% dari luas penampang beton pondasi tiang :

$$\begin{aligned}
 A_{\text{perlu}} &= 1\% \times A_g \\
 &= 1\% \times \frac{1}{4} \pi d^2 \\
 &= 0,001 \times 502654,825 \\
 &= 5026,548 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{st}} &= \frac{1}{4} \pi d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 380,133 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{As_{perlu}}{As_t} \\
 &= \frac{5026,548}{380,133} \\
 &= 13,233 \text{ buah} \\
 &= 14 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_{pakai} &= \frac{1}{4} \pi d^2 \times n \\
 &= 380,133 \times 14 \\
 &= 61850,105 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat, $As_{pakai} > As_{perlu}$

$$61850,105 \text{ mm}^2 > 5026,548 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka berdasarkan perhitungan diatas, dipakai tulangan lentur = **14 D 22**

b. Perhitungan Tulangan Sengkan

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\sqrt{V_x^2 + V_y^2}}{n} \\
 &= \frac{27,988}{4} \\
 &= 6,997073477 \text{ ton} \\
 &= 68,64129081 \text{ kN} \\
 &= 68641,29081 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$h = d = 800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_s &= \text{selimut beton} + (1/2 D_b + D_s) \\
 &= 75 + 11 + 13 \\
 &= 99 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 800 - 99 \\
 &= 701 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= \frac{1}{4} \pi d^2 \\
 &= 385945 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_w &= A_g / (0,8h) \\
 &= 603,04 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton :

$$V_c = 0,17 \times \left[1 + \frac{V_u}{14A_g} \right] \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \times 1,01 \times 1 \times 5,92 \times 603,04 \times 701,00$$

$$= 430555,67 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 322916,7559 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$= \frac{68641,29081 - 322916,7559}{0,75}$$

$$= -339033,9534 \text{ N}$$

$$V_{smaks} = 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{35} \times 603,04 \times 701$$

$$= 1650600,30 \text{ N}$$

$$\text{Syarat, } V_s < V_{smaks}$$

$$339033,9534 \text{ N} < 1650600,30 \text{ N (OK)}$$

Menghitung luas tulangan sengkang per meter panjang tiang (A_v) :

$$A_{v1} = \frac{V_s \times s}{f_y \times d}$$

$$= \frac{-339033953,4}{294420}$$

$$= -1151,53 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0,35 \frac{b_w \times s}{f_y}$$

$$= 0,35 \times \frac{603039,755}{420}$$

$$= 502,53 \text{ mm}^2$$

$$A_{v3} = 0,06 \times \sqrt{f'c} \times \frac{b_w \times s}{f_y}$$

$$= 0,06 \times 5,9160 \times 1435,8089$$

$$= 526,65 \text{ mm}^2$$

Dipilih nilai A_v paling besar yaitu $526,65 \text{ mm}^2$

Selanjutnya, menghitung spasi tulangan sengkang (S) :

$$S = (n \times \frac{1}{4} d^2 \times s) / A_v$$

$$= (4 \times 676000) / 526,65$$

$$= 5134,34 \text{ mm}$$

Kontrol jarak sengkang :

$$s \leq 16D_b = 16 \times 22 = 352 \text{ mm}$$

$$s \leq 48D_s = 49 \times 13 = 624 \text{ mm}$$

$$s \leq d/2 = 701 / 2 = 350,5 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

Dari persamaan di atas, diambil nilai s terkecil yaitu 350,5 mm

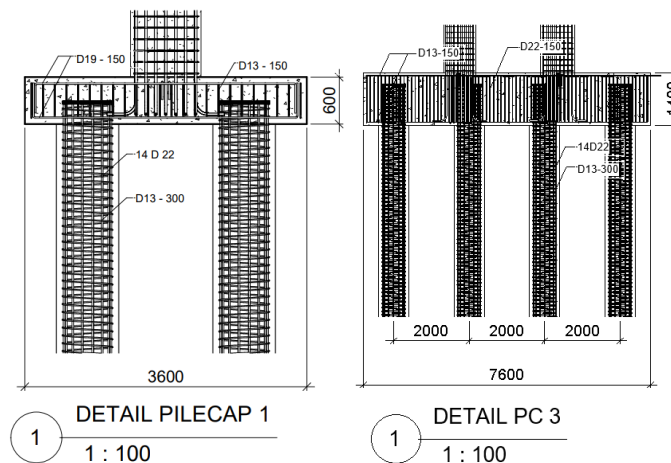
Maka dipilih s = 300 mm

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan sengkang terpasang} &= \frac{n \times \frac{1}{4} d^2 \times s}{s} \\ &= \frac{4 \times 676000}{300} \\ &= \frac{2704000}{300} \\ &= 9013,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat, $A_v \text{ pasang} > A_v$

$9013,33 \text{ mm}^2 > 526,65 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$

Digunakan tulangan sengkang **D13 – 150**.



Gambar 4. 41 Detail Penulangan Pilecap

Sumber : (Analisa Penulis, 2025)

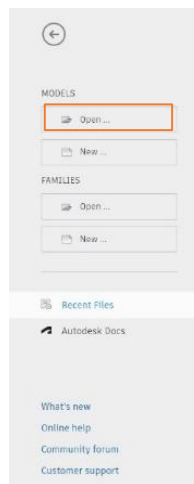
4.6 Pemodelan 3D Autodesk Revit

Tahap permodelan dilakukan dengan *software Autodesk Revit* pada pekerjaan struktur gedung Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta. Tahapan permodelan pada *Autodesk Revit* sebagai berikut :

4.6.1 Pembuatan Project Baru

Digunakan template “*Metric Structural Template*” dalam pembuatan file permodelan pada revit. Hal ini bertujuan supaya proses pembuatan model dapat lebih mudah dan penyesuaian dengan satuan yang akan digunakan.

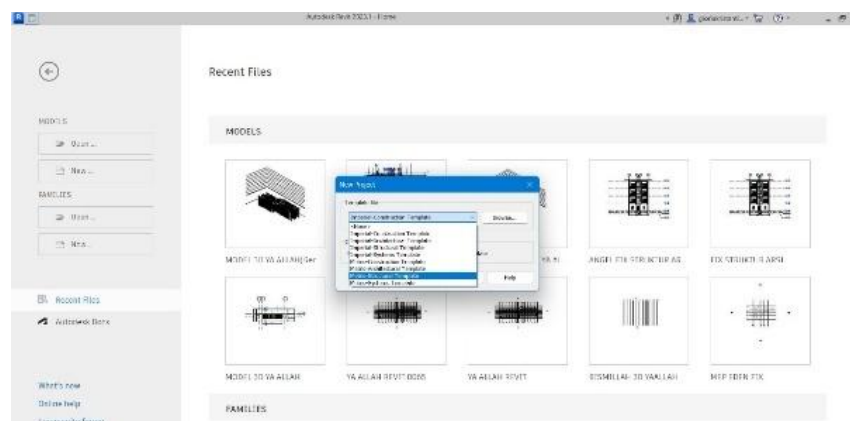
1. Pilih tab file pada bagian kiri atas
2. Lalu klik “*New*” dan pilih “*Project*”



Gambar 4. 42 *New Project Revit*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Kemudian akan ditampilkan template file pada layar, lalu pilih “*Metric Structural Template*” untuk pengaturan awal.



Gambar 4. 43 *Template File Revit*

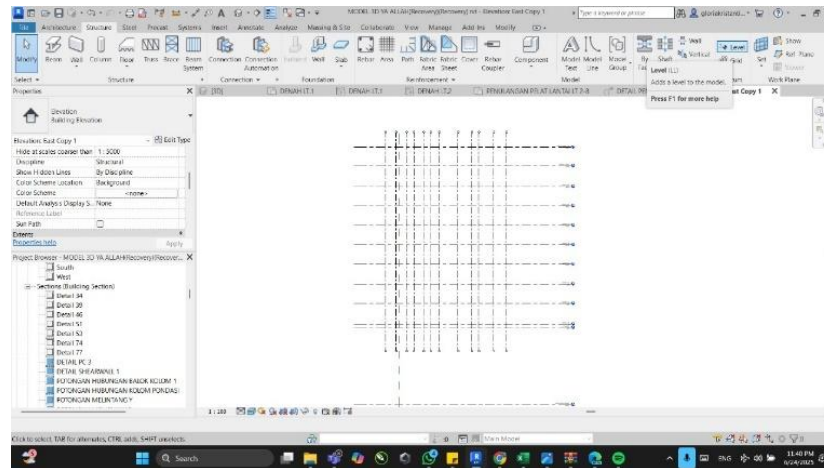
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4. File project akan secara otomatis terbuka dan siap dilakukan permodelan pada revit.

4.6.2 Pembuatan Level

Tahapan ini bertujuan dalam penentuan jumlah lantai dan elevasi struktur sesuai dengan gambar DED yang telah dibuat. Pada tampilan awal, klik tab *structure* kemudian pilih level. Dalam pembuatan level dapat dimodifikasi dengan *icon copy* pada level yang sudah tersedia kemudian dapat disesuaikan pada ukuran tinggi nya.

Berikut adalah tampilan dalam pembuatan level pada *Autodesk Revit* :

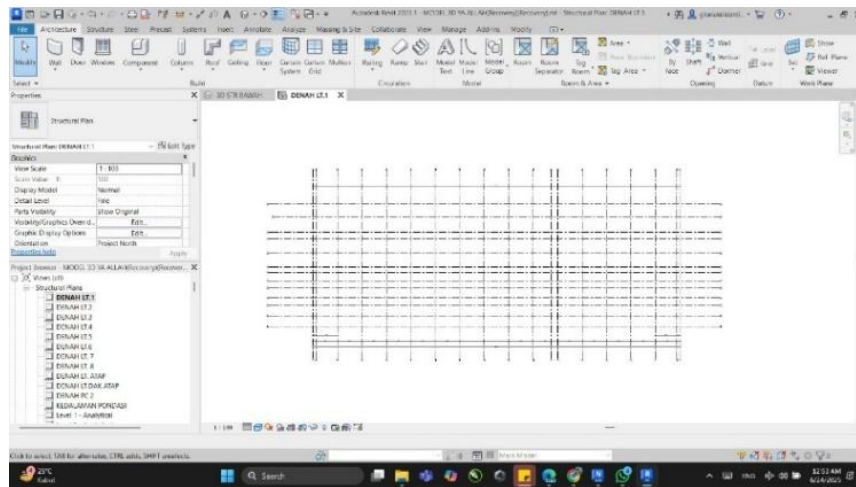


Gambar 4. 44 Membuat Level

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.6.3 Pembuatan Grid

Grid adalah garis tanda yang dibuat untuk memudahkan dalam perletakan suatu elemen pada model. Pada tab “structure” pilih menu grid kemudian buat grid dengan icon line dan bisa menggunakan icon copy untuk mempercepat pembuatan grid yang disesuaikan dengan denah dan ukuran yang telah dibuat. Berikut adalah tampilan dalam pembuatan grid pada *Autodesk Revit* :

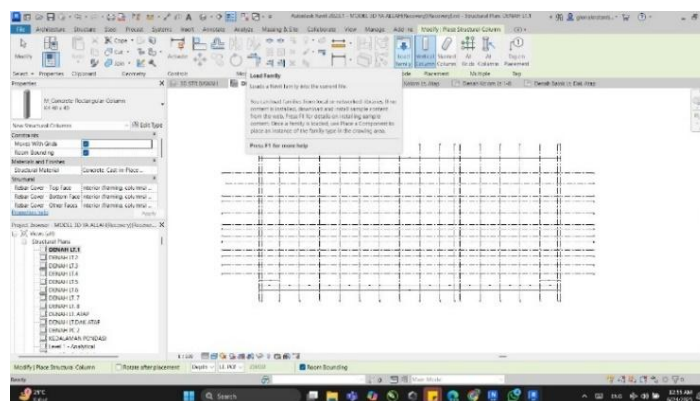


Gambar 4. 45 Membuat Grid
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.6.4 Pembuatan komponen *Family* pada Revit

Family pada komponen struktur di *Revit* merupakan langkah penting untuk memastikan bahwa elemen struktur dapat digunakan secara fleksibel dan sesuai dengan dimensi yang telah di rencanakan. Terdapat dua jenis utama *family* yang dijadikan objek parametris dalam *revit* yakni, *Loadable Family* dan *System Family*. Berikut adalah tampilan dalam pembuatan family pada Autodesk Revit :

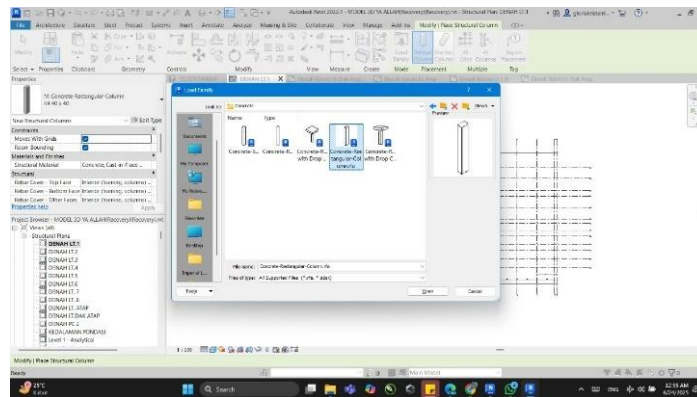
1. Buka file permodelan yang telah dibuat
2. *File > New > Family*



Gambar 4. 46 *New Family*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

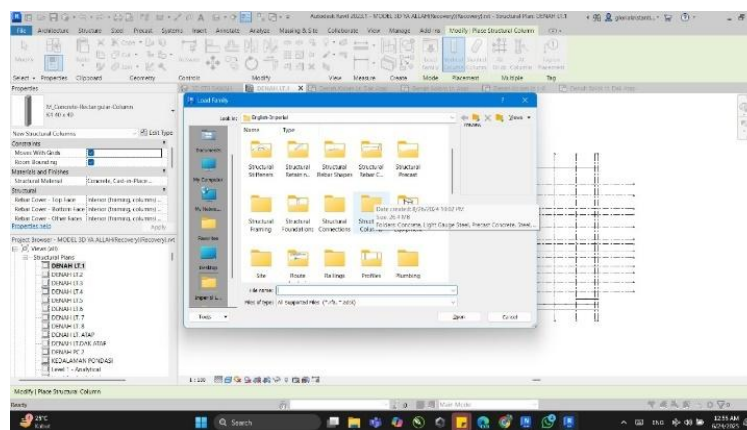
3. Pilih jenis *family* akan digunakan seperti pondasi, balok, kolom.
4. Selanjutnya buat *family* baru dan simpan dengan nama yang sesuai.
5. Kembali ke window revit, pilih tab “*Insert*” kemudian klik “*Load Family*”.



Gambar 4. 47 *Load Family Revit*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

6. Pilih file yang sudah disimpan kemudian secara otomatis *family* akan masuk pada *tab ribbon* revit sesuai dengan kategori elemen struktur.



Gambar 4. 48 *Elemen Family*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

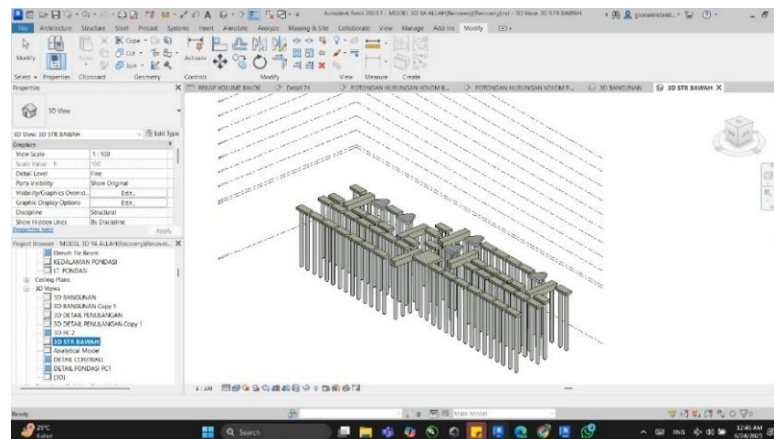
7. Buat parameter elemen, dimensi dan jenis material pada bagian “*Properties*”.
8. Komponen *family* siap digunakan pada model

4.6.5 Permodelan Elemen Struktur

Komponen *family* yang telah dibuat dapat ditempatkan pada grid-grid sesuai dengan gambar kerja yang telah direncanakan. Diawali dengan permodelan pondasi, kemudian kolom dan balok selanjutnya pembuatan plat lantai, *shearwall* dan tangga pada model. Berikut adalah langkah-langkah pembuatan setiap komponen struktur pada model :

1. Permodelan Pondasi

Pondasi yang digunakan pada Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta yaitu pondasi dengan pilecap yang memiliki jumlah pile berbeda-beda sesuai dengan *type* pilecap. Tahapan diawali dengan memilih *tab structure > structural foundation : isolated >* pilih model pilecap pada *load family* yang telah dibuat pada file *library* revit. Setelah itu tempatkan tiap *type* pilecap pada denah gambar yang telah direncanakan, dengan mengatur *properties* berupa ukuran pondasi. Berikut adalah contoh dari tahapan yang telah dijelaskan di atas :

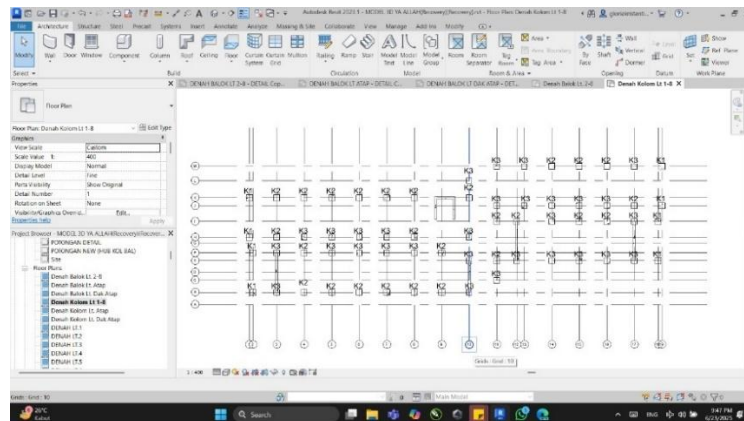


Gambar 4. 49 Permodelan Struktur Bawah Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

2. Permodelan Kolom

Tahapan struktur kolom diawali dengan memilih *tab structure > icon column >* pilih model kolom pada *load family* yang telah dibuat pada file *library* revit *>* atur dimensi kolom sesuai rencana. Permodelan kolom direncanakan dari lantai *ground* hingga atap dengan cara *copy paste to clipboard : aligned to selected levels* untuk mempercepat proses pengerjaan.

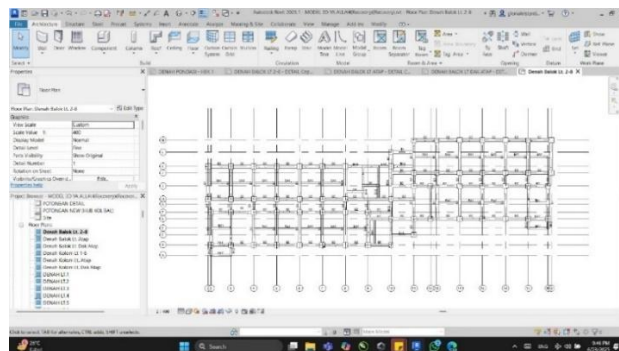


Gambar 4. 50 Permodelan Kolom Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Permodelan Balok

Tahapan struktur balok diawali dengan memilih *tab structure > icon beam >* pilih model balok pada *load family* yang telah dibuat pada file *library revit >* atur dimensi balok sesuai rencana. Permodelan *tiebeam* direncanakan untuk lantai satu dan balok dibuat dari lantai dua hingga atap dengan cara *copy paste to clipboard : aligned to selected levels* untuk mempercepat proses pengerjaan.



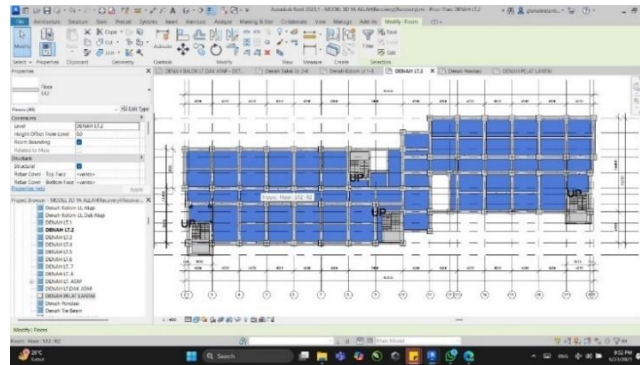
Gambar 4. 51 Permodelan Balok Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4. Permodelan Plat Lantai

Tahapan dalam memodelkan plat lantai pada *revit* dimulai dengan memilih *tab structure > icon floor:structural*. Dalam menggambar plat pada model dapat dilakukan dengan menggunakan *boundary rectangular* dan *boundary line*. Sesuaikan ukuran pelat dengan gambar rencana pada menu *properties* setelah

itu permodelan pelat lantai dilakukan dari lantai satu hingga lantai tujuh dengan cara *copy paste to clipboard : aligned to selected levels* untuk mempercepat proses pengerjaan. Dan untuk pelat atap dilakukan dengan cara yang sama hanya memiliki dimensi yang berbeda.



Gambar 4. 52 Permodelan *Slab* Revit

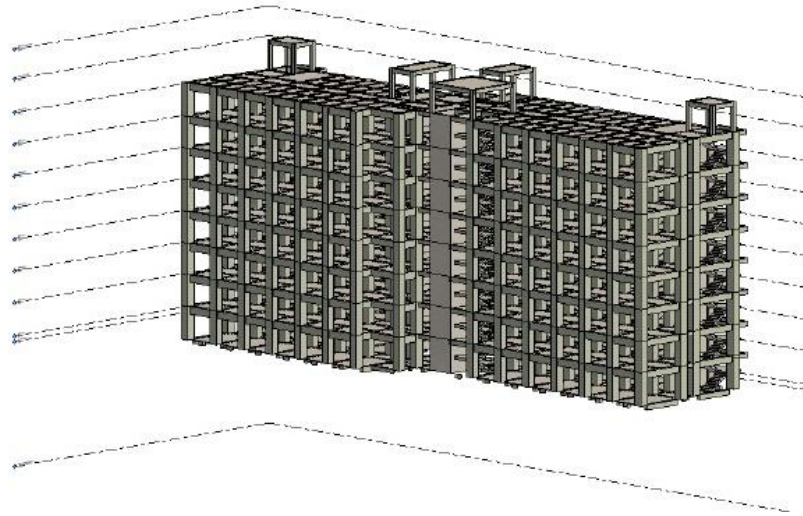
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5. Permodelan *Shearwall*

Tahapan dalam membuat model *shearwall* pada revit diawali dengan memilih *tab architecture > icon wall : structure*. Setelah itu ubah dimensi *shearwall* sesuai dengan gambar rencana pada menu properties. Permodelan *shearwall* direncanakan dari lantai *ground* hingga atap dengan cara *copy paste to clipboard : aligned to selected levels* untuk mempercepat proses pengerjaan

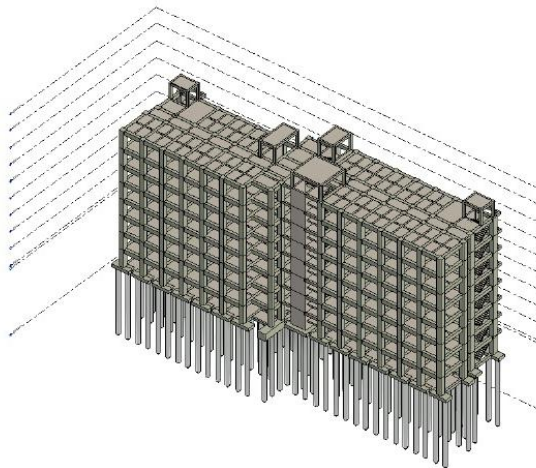
6. Permodelan Tangga

Pada Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta direncanakan empat jenis tangga yakni satu tangga utama dan tiga tangga darurat. Tahapan dalam membuat model tangga pada revit diawali dengan memilih *tab architecture > icon stair tools*. Dalam memodelkan tangga juga dilakukan pembuatan *void* dengan cara pilih *tab structure > shaft tools*. Kemudian ubah ukuran tangga dan letakkan sesuai dengan denah gambar yang telah dibuat. Permodelan *tangga* direncanakan dari lantai *dua* hingga atap dengan cara *copy paste to clipboard : aligned to selected levels* untuk mempercepat proses pengerjaan.



Gambar 4. 53 Permodelan Struktur Atas Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 4. 54 Model 3D Revit

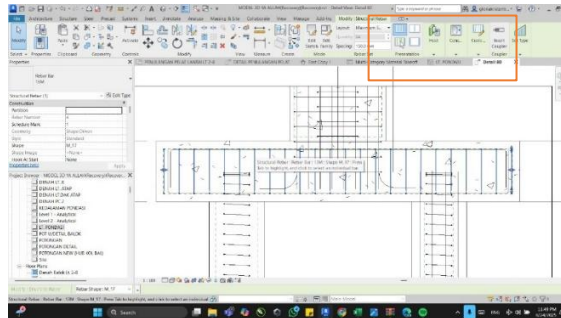
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.6.6 Pendetailan Elemen Struktur

Penulangan pada revit dilakukan dengan menggunakan tab *rebar tools* untuk memodelkan tulangan pada tiap elemen struktur. Berikut langkah langkah penulangan pada model Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta :

1. Penulangan Pondasi

Penulangan pada pondasi dimulai dengan memotong pondasi secara horizontal dan vertikal dengan *section tools* untuk mempermudah permodelan tulangan. Kemudian pilih jenis dan ukuran tulangan menggunakan *tab rebar tools* pada garis perpotongan yang telah dibuat. Berikut disajikan gambar untuk penjelasan dan langkah-langkah di atas :

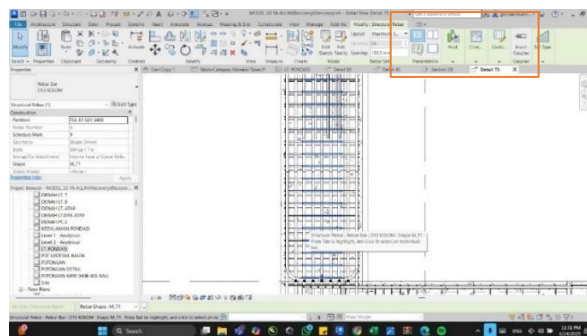


Gambar 4. 55 Penulangan Pondasi Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

2. Penulangan Kolom

Penulangan pada kolom dimulai dengan memotong kolom secara horizontal dan vertikal dengan *section tools* untuk mempermudah permodelan tulangan. Kemudian pilih jenis dan ukuran tulangan menggunakan *tab rebar tools* pada garis perpotongan yang telah dibuat sesuai dengan diameter dan jarak tulangan yang telah direncanakan. Berikut disajikan gambar untuk penjelasan dan langkah-langkah di atas :

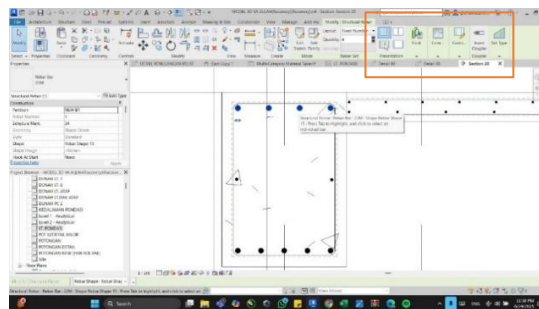


Gambar 4. 56 Penulangan Kolom Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Penulangan Balok

Penulangan pada balok dimulai dengan memotong balok secara horizontal dan vertikal dengan *section tools* untuk mempermudah permodelan tulangan. Kemudian pilih jenis dan ukuran tulangan menggunakan *tab rebar tools* pada garis perpotongan yang telah dibuat sesuai dengan diameter dan jarak tulangan yang telah direncanakan. Berikut disajikan gambar untuk penjelasan dan langkah-langkah diatas :

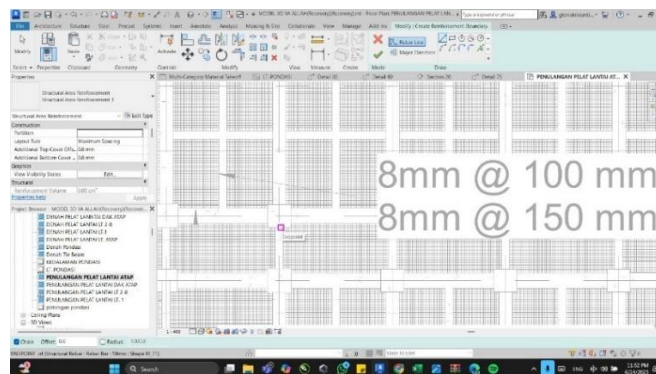


Gambar 4. 57 Penulangan Balok Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4. Penulangan Plat Lantai

Penulangan pada plat dilakukan dengan memilih *icon area* dan menggunakan *rebar tools*. Jenis tulangan dan jarak dibuat sesuai dengan gambar rencana tulangan plat dengan menggunakan *boundary line tools*. Kemudian atur jarak serta ukuran dimensi tulangan plat. Berikut disajikan gambar seperti berikut :

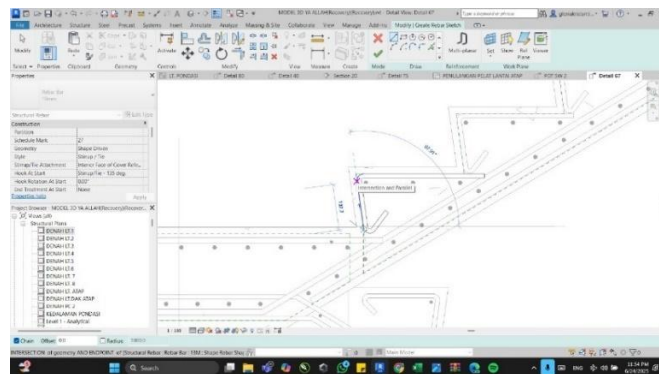


Gambar 4. 58 Penulangan Plat Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5. Penulangan Tangga

Penulangan pada tangga dimulai dengan memotong tangga secara horizontal dan vertikal dengan *section tools* untuk mempermudah permodelan tulangan. Kemudian pilih jenis dan ukuran tulangan menggunakan *tab rebar tools* pada garis perpotongan yang telah dibuat sesuai dengan diameter dan jarak tulangan yang telah direncanakan. Berikut disajikan gambar untuk penjelasan dan langkah-langkah diatas :

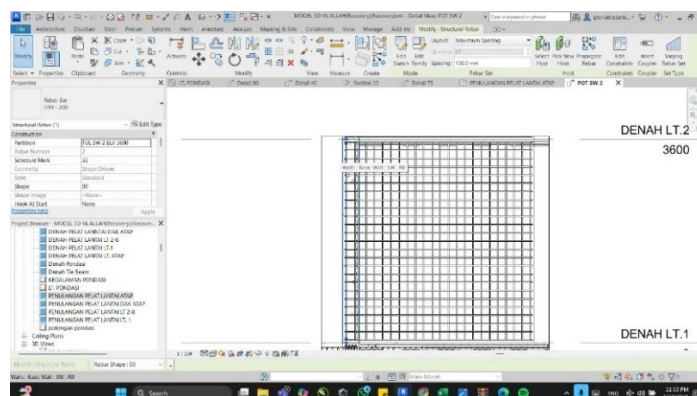


Gambar 4. 59 Penulangan Tangga Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

6. Penulangan *Shearwall*

Penulangan pada *shearwall* dimulai dengan memotong *shearwall* secara horizontal dan vertikal dengan *section tools* untuk mempermudah permodelan tulangan. Kemudian pilih jenis dan ukuran tulangan menggunakan *tab rebar tools* pada garis perpotongan yang telah dibuat sesuai dengan diameter dan jarak tulangan yang telah direncanakan. Berikut disajikan gambar seperti berikut :



Gambar 4. 60 Penulangan *Shearwall* Revit

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4.7 Analisa Volume dan *Quantity Take Off*

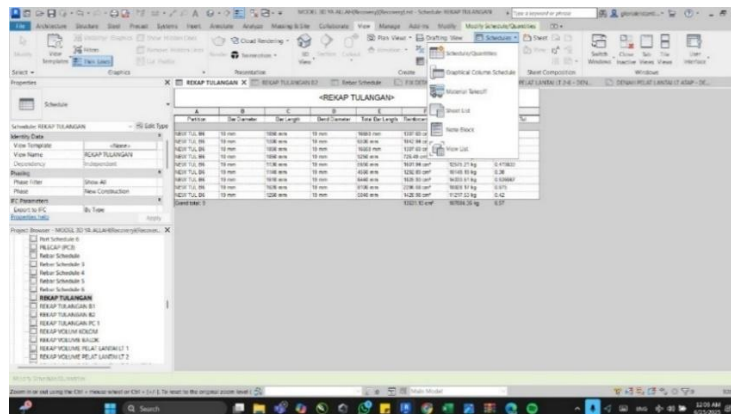
Setelah dilakukan permodelan serta pendetailan di tiap elemen struktur, *Autodesk Revit* dapat menghasilkan permodelan 4D berupa schedule dari pemodelan yang telah dibuat. Pada permodelan Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta berupa perhitungan volume dan *quantity* di tiap item pekerjaan. Berikut tahapan dalam menganalisa perhitungan volume dan *quantity take off* pada revit :

1. Volume struktur

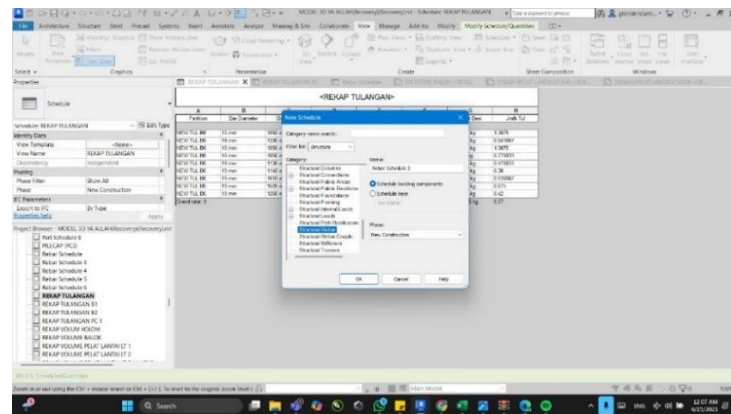
Tahapan diawali dengan memilih *tab view* > pilih *schedules/quantities* > kemudian pilih elemen struktur yang akan dibuat yaitu struktur pondasi, kolom, balok, pelat lantai, *shearwall*, dan tangga. Tentukan parameter yang digunakan pada *available fields* dengan pengelompokan kategori seperti *type*, *count* dan *volume*. Setelah itu, akan muncul hasil perhitungan volume salah satu elemen struktur dengan mengubah *formatting volume* menjadi *calculate totals*.

2. Volume pembesian

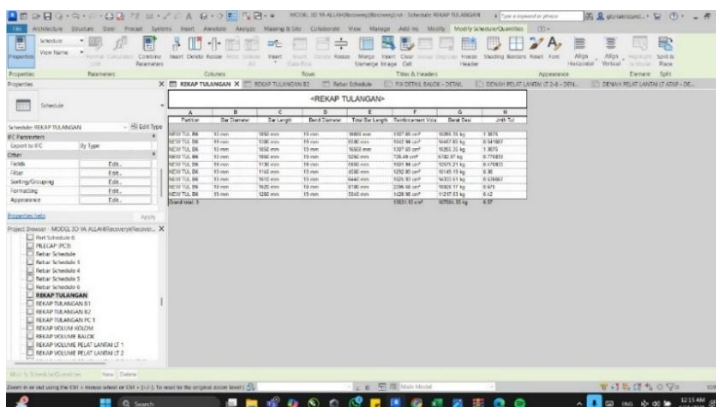
Tahapan diawali dengan memilih *tab view* > pilih *schedules/quantities* > kemudian pilih kategori yang akan dibuat yaitu *structural rebar*. Pilih parameter yang akan dibuat pada permodelan penulangan pada revit yaitu antara lain *description*, *type*, *bar diameter*, *total bar length*, *reinforcement*, dan *volume*. Sesuaikan dengan diameter besi pada SNI untuk berat besi/meter. Untuk mengetahui total berat besi maka perlu dibuat rumus baru dengan total bar length x berat besi/meter. Berikut hasil analisa perhitungan *quantity* pembesian elemen pada *autodesk revit* :



Gambar 4. 61 *Tab Schedule Revit*
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 4. 62 *Schedule Properties*
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 4. 63 *Rebar Schedule*
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 4. 42 *Structural Foundation Schedule*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

[illegible]

Tabel 4. 43 *Structural Column Schedule*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Base Level	Type	Area (mm ²)	Volume (m ³)
Lantai 1	K1 950x950	109	25,99
Lantai 1	K2 900x900	337	75,31
Lantai 1	K3 850x850	367	74,81
Lantai 2	K1 950x950	103	24,53
Lantai 2	K2 900x900	318	71,13
Lantai 2	K3 850x850	347	70,65
Lantai 3	K1 950x950	103	24,53
Lantai 3	K2 900x900	318	71,13
Lantai 3	K3 850x850	347	70,65
Lantai 4	K1 950x950	103	24,53
Lantai 4	K2 900x900	318	71,13
Lantai 4	K3 850x850	347	70,65
Lantai 5	K1 950x950	103	24,53
Lantai 5	K2 900x900	318	71,13
Lantai 5	K3 850x850	347	70,65
Lantai 6	K1 950x950	103	24,53
Lantai 6	K2 900x900	318	71,13
Lantai 6	K3 850x850	347	70,65
Lantai 7	K1 950x950	103	24,53
Lantai 7	K2 900x900	318	71,13
Lantai 7	K3 850x850	347	70,65
Lantai 8	K1 950x950	109	25,99
Lantai 8	K2 900x900	337	75,31
Lantai 8	K3 850x850	367	74,81
Dak Atap	K4 400x400	102	10,24

Tabel 4. 44 *Structural Beam Schedule*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Elevation at Top	Type	Area (mm ²)	Volume (m ³)
0	TB1	304,00	24,34
0	TB2	439,00	11,82
0	TB3	18,00	1,53
3600	B1	377,00	46,82
3600	B2	688,00	89,73
3600	B3	54,00	3,12
3600	B4	7,00	0,68
3600	B5	8,00	0,80
3600	B6	6,00	0,59
3600	BA1	133,00	10,57
3600	BK1	28,00	2,62
3600	BK2	12,00	1,03
3600	BK3	5,00	0,59
3600	BK4	16,00	1,54
3600	BK5	6,00	0,47
3600	BK6	3,00	0,23
3600	BK7	11,00	0,89
3600	BK8	10,00	1,06
7000	B1	377,00	46,82
7000	B2	688,00	89,73
7000	B3	54,00	3,12
7000	B4	7,00	0,68
7000	B5	8,00	0,80
7000	B6	6,00	0,59
7000	BA1	133,00	10,57
7000	BK1	28,00	2,62
7000	BK2	12,00	1,03
7000	BK3	5,00	0,59
7000	BK4	16,00	1,54
7000	BK5	6,00	0,47
7000	BK6	3,00	0,23
7000	BK7	11,00	0,89
7000	BK8	10,00	1,06
10400	B1	377,00	46,82
10400	B2	688,00	89,73
10400	B3	54,00	3,12
10400	B4	7,00	0,68
10400	B5	8,00	0,80
10400	B6	6,00	0,59
10400	BA1	133,00	10,57
10400	BK1	28,00	2,62
10400	BK2	12,00	1,03
10400	BK3	5,00	0,59
10400	BK4	16,00	1,54

10400	BK5	6,00	0,47
10400	BK6	3,00	0,23
10400	BK7	11,00	0,89
10400	BK8	10,00	1,06
13800	B1	377,00	46,82
13800	B2	688,00	89,73
13800	B3	54,00	3,12
13800	B4	7,00	0,68
13800	B5	8,00	0,80
13800	B6	6,00	0,59
13800	BA1	133,00	10,57
13800	BK1	28,00	2,62
13800	BK2	12,00	1,03
13800	BK3	5,00	0,59
13800	BK4	16,00	1,54
13800	BK5	6,00	0,47
13800	BK6	3,00	0,23
13800	BK7	11,00	0,89
13800	BK8	10,00	1,06
17200	B1	377,00	46,82
17200	B2	688,00	89,73
17200	B3	54,00	3,12
17200	B4	7,00	0,68
17200	B5	8,00	0,80
17200	B6	6,00	0,59
17200	BA1	133,00	10,57
17200	BK1	28,00	2,62
17200	BK2	12,00	1,03
17200	BK3	5,00	0,59
17200	BK4	16,00	1,54
17200	BK5	6,00	0,47
17200	BK6	3,00	0,23
17200	BK7	11,00	0,89
17200	BK8	10,00	1,06
20600	B1	377,00	46,82
20600	B2	688,00	89,73
20600	B3	54,00	3,12
20600	B4	7,00	0,68
20600	B5	8,00	0,80
20600	B6	6,00	0,59
20600	BA1	133,00	10,57
20600	BK1	28,00	2,62
20600	BK2	12,00	1,03
20600	BK3	5,00	0,59
20600	BK4	16,00	1,54
20600	BK5	6,00	0,47
20600	BK6	3,00	0,23

20600	BK7	11,00	0,89
20600	BK8	10,00	1,06
24000	B1	377,00	46,82
24000	B2	688,00	89,73
24000	B3	54,00	3,12
24000	B4	7,00	0,68
24000	B5	8,00	0,80
24000	B6	6,00	0,59
24000	BA1	133,00	10,57
24000	BK1	28,00	2,62
24000	BK2	12,00	1,03
24000	BK3	5,00	0,59
24000	BK4	16,00	1,54
24000	BK5	6,00	0,47
24000	BK6	3,00	0,23
24000	BK7	11,00	0,89
27600	BK8	10,00	1,06
27600	B1	377,00	46,82
27600	B2	688,00	89,73
27600	B3	54,00	3,12
27600	B4	7,00	0,68
27600	B5	8,00	0,80
27600	B6	6,00	0,59
27600	BA1	133,00	10,57
27600	BA2	180,00	13,85
27600	BK1	28,00	2,62
27600	BK2	12,00	1,03
27600	BK3	5,00	0,59
27600	BK4	16,00	1,54
27600	BK5	6,00	0,47
27600	BK6	3,00	0,23
27600	BK7	11,00	0,89
27600	BK8	10,00	1,06
30800	BA2	126,00	10,25

Tabel 4. 45 *Structural Shearwall Schedule*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Elevation at Top	Type	Area (mm ²)	Volume (m ³)
3600	SW1	22,000	6,480
3600	SW2	33,000	9,880
3600	SW3	17,000	5,180
3600	SW4	22,000	6,480
3600	SW5	22,000	6,480
7000	SW1	22,000	6,480
7000	SW2	33,000	9,490
7000	SW3	16,000	4,900
7000	SW4	20,000	6,120
7000	SW5	20,000	6,120
10400	SW1	22,000	6,480
10400	SW2	33,000	9,490
10400	SW3	16,000	4,900
10400	SW4	20,000	6,120
10400	SW5	20,000	6,120
13800	SW1	22,000	6,480
13800	SW2	33,000	9,490
13800	SW3	16,000	4,900
13800	SW4	20,000	6,120
13800	SW5	20,000	6,120
17200	SW1	22,000	6,480
17200	SW2	33,000	9,490
17200	SW3	16,000	4,900
17200	SW4	20,000	6,120
17200	SW5	20,000	6,120
20600	SW1	22,000	6,480
20600	SW2	33,000	9,490
20600	SW3	16,000	4,900
20600	SW4	20,000	6,120
20600	SW5	20,000	6,120
24000	SW1	22,000	6,480
24000	SW2	33,000	9,490
24000	SW3	16,000	4,900
24000	SW4	20,000	6,120
24000	SW5	20,000	6,120
27600	SW1	22,000	6,480
27600	SW2	33,000	9,880
27600	SW3	17,000	5,180
27600	SW4	22,000	6,480
27600	SW5	22,000	6,480

Tabel 4. 46 *Structural Slab Schedule*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Elevation at Top	Type	Area (mm ²)	Volume (m ³)
0	S12	679,00	81,48
3600	S12	607,00	72,79
7000	S12	607,00	72,79
10400	S12	607,00	72,79
13800	S12	607,00	72,79
17200	S12	607,00	72,79
20600	S12	607,00	72,79
24000	S12	607,00	72,79
27600	S10	577,00	57,85
30800	S10	78,00	7,80

Tabel 4. 47 *Structural Tangga Schedule*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Elevation at Top	Type	Area (mm ²)	Volume (m ³)
3600	Tangga1	37,00	3,49
3600	Tangga2	35,00	3,11
3600	Tangga3	35,00	3,18
3600	Tangga4	36,00	3,38
7000	Tangga1	37,00	3,49
7000	Tangga2	35,00	3,11
7000	Tangga3	35,00	3,18
7000	Tangga4	36,00	3,38
10400	Tangga1	37,00	3,49
10400	Tangga2	35,00	3,11
10400	Tangga3	35,00	3,18
10400	Tangga4	36,00	3,38
13800	Tangga1	37,00	3,49
13800	Tangga2	35,00	3,11
13800	Tangga3	35,00	3,18
13800	Tangga4	36,00	3,38
17200	Tangga1	37,00	3,49
17200	Tangga2	35,00	3,11
17200	Tangga3	35,00	3,18
17200	Tangga4	36,00	3,38
20600	Tangga1	37,00	3,49
20600	Tangga2	35,00	3,11
20600	Tangga3	35,00	3,18
20600	Tangga4	36,00	3,38
24000	Tangga1	37,00	3,49
24000	Tangga2	35,00	3,11
24000	Tangga3	35,00	3,18
24000	Tangga4	36,00	3,38
20600	Tangga1	37,00	3,49
20600	Tangga2	35,00	3,11
20600	Tangga3	35,00	3,18
20600	Tangga4	36,00	3,38

Tabel 4. 48 Rebar Schedule

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT0_PILE_D13	13	286150	38630250	38630,25
LT0_PILE_D22	22	13920	26308800	26308,80
LT0_P1_D19	19	380880	4189680	4189,68
LT0_P1_D13	13	4824480	640364,16	640,36
LT0_P2_D19	19	736855	1128105	1128,105
LT0_P2_D13	13	378550	479050	479,05
LT0_P3_D22	22	23520	1787520	1787,52
LT0_P3_D13	22	3810	1737360	1737,36
LT0_P4_D19	22	10380	477480	477,48
LT0_P4_D13	13	10410	322710	322,71
LT0_S12_D10	10	2035600	16393630	16393,63
LT1_TB1_D19	22	652860	2563110	2563,11
LT1_TB1_D110	13	91260	1095120	1095,12
LT1_TB2_D19	22	1518720	4571280	4571,28
LT1_TB2_D10	13	299880	899640	899,64
LT1_TB3_D19	25	30180	100480	100,48
LT1_TB3_D10	13	5670	94500	94,500
LT1_K1_D32_3600	32	203310	1524870	1524,870
LT1_K1_D13_3600	13	131490	3417570	3417,570
LT1_K2_D32_3600	32	587600	3819400	3819,400
LT1_K2_D13_3600	13	343720	5408000	5408,000
LT1_K3_D32_3600	32	679800	4078800	4078,800
LT1_K3_D13_3600	13	10840	271000	271,000
LT1_SW1_D19_3600	19	19380	452700	452,7
LT1_SW1_D16_3600	16	5890	111910	111,91
LT1_SW2_D19_3600	19	41970	978850	978,85
LT1_SW2_D16_3600	16	12170	304250	304,25
LT1_SW3_D19_3600	19	16990	365050	365,05
LT1_SW3_D16_3600	16	5860	111340	111,34
LT1_SW4_D19_3600	19	19340	451940	451,94
LT1_SW4_D16_3600	16	5860	111910	111,91
LT1_SW5_D19_3600	19	19390	452890	452,89
LT1_SW5_D16_3600	16	5860	111340	111,34
LT1_T1_D16_3600	16	23210	232100	232,1
LT1_T1_D13_3600	13	170220	389650	389,65
LT1_T1_D10_3600	10	1310	1310	1,31
LT1_T2_D16_3600	16	10050	10050	10,05
LT1_T2_D13_3600	13	45560	314630	314,63
LT1_T2_D10_3600	10	23290	67830	67,83
LT1_T3_D16_3600	16	16620	170780	170,78
LT1_T3_D13_3600	13	46710	412900	412,9
LT1_T3_D10_3600	10	17280	45990	45,99
LT1_T4_D16_3600	16	19820	199200	170,78
LT1_T4_D13_3600	13	41830	408690	412,9

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT1 T4 D10 3600	10	2950	22660	45,99
LT2 K1 D32 3400	32	211410	2092140	2092,14
LT2 K1 D13 3400	13	98910	2373840	2373,84
LT2 K2 D32 3400	32	633360	5671900	5671,9
LT2 K2 D13 3400	13	254800	6115200	6115,2
LT2 K3 D32 3400	32	539400	5860800	5860,8
LT2 K3 D13 3400	13	228600	5486400	5486,4
LT2 B1 D22 3400	22	511650	2462940	2462,94
LT2 B1 D13 3400	13	479790	2165130	2165,13
LT2 B2 D22 3400	22	810000	4054800	4054,8
LT2 B2 D13 3400	13	747600	4782000	4782
LT2 B3 D16 3400	19	152100	537900	537,9
LT2 B3 D10 3400	10	54900	292800	292,8
LT2 B4 D19 3400	19	9270	43290	43,29
LT2 B4 D10 3400	10	5550	46250	46,25
LT2 B5 D19 3400	19	13440	47220	47,22
LT2 B5 D10 3400	10	5160	49880	49,88
LT2 B6 D19 3400	19	8060	36290	36,29
LT2 B6 D10 3400	10	5550	42550	42,55
LT2 BA1 D16 3400	16	255990	764820	764,82
LT2 BA1 D10 3400	10	79590	1011780	1011,78
LT2 BK1 D19 3400	19	31800	111240	111,24
LT2 BK1 D10 3400	10	21000	154000	154
LT2 BK2 D16 3400	16	24320	60760	60,76
LT2 BK2 D10 3400	10	17040	79520	79,52
LT2 BK3 D16 3400	19	13050	45880	45,88
LT2 BK3 D10 3400	10	4860	38880	38,88
LT2 BK4 D19 3400	16	24020	59980	59,98
LT2 BK4 D10 3400	10	9720	100440	100,44
LT2 BK5 D19 3400	19	9420	42430	42,43
LT2 BK5 D10 3400	10	4260	35500	35,5
LT2 BK6 D19 3400	19	6280	15140	15,14
LT2 BK6 D10 3400	10	3660	18300	18,3
LT2 BK7 D16 3400	16	27900	83320	83,32
LT2 BK7 D10 3400	10	8100	91800	91,8
LT2 BK8 D19 3400	19	15900	55620	55,62
LT2 BK8 D10 3400	10	10500	77000	77
LT2 S12 D10 3400	10	2173600	15808150	15808,15
LT2 SW1 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT2 SW1 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT2 SW2 D19 3400	19	40770	932000	932
LT2 SW2 D16 3400	16	12150	291600	291,6
LT2 SW3 D19 3400	19	16590	345100	345,1
LT2 SW3 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT2 SW4 D19 3400	19	18940	427240	427,24

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT2 SW4 D16 3400	16	5890	106020	106,02
LT2 SW5 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT2 SW5 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT2 T1 D16 3400	16	23210	232100	232,1
LT2 T1 D13 3400	13	170220	389650	389,65
LT2 T1 D10 3400	10	1310	1310	1,31
LT2 T2 D16 3400	16	10050	10050	10,05
LT2 T2 D13 3400	13	45560	314630	314,63
LT2 T2 D10 3400	10	23290	67830	67,83
LT2 T3 D16 3400	16	16620	170780	170,78
LT2 T3 D13 3400	13	46710	412900	412,9
LT2 T3 D10 3400	10	17280	45990	45,99
LT2 T4 D16 3400	16	19820	199200	170,78
LT2 T4 D13 3400	13	41830	408690	412,9
LT2 T4 D10 3400	10	2950	22660	45,99
LT3 K1 D32 3400	32	211410	2092140	2092,14
LT3 K1 D13 3400	13	98910	2373840	2373,84
LT3 K2 D32 3400	32	633360	5671900	5671,9
LT3 K2 D13 3400	13	254800	6115200	6115,2
LT3 K3 D32 3400	32	539400	5860800	5860,8
LT3 K3 D13 3400	13	228600	5486400	5486,4
LT3 B1 D22 3400	22	511650	2462940	2462,94
LT3 B1 D13 3400	13	479790	2165130	2165,13
LT3 B2 D22 3400	22	810000	4054800	4054,8
LT3 B2 D13 3400	13	747600	4782000	4782
LT3 B3 D16 3400	19	152100	537900	537,9
LT3 B3 D10 3400	10	54900	292800	292,8
LT3 B4 D19 3400	19	9270	43290	43,29
LT3 B4 D10 3400	10	5550	46250	46,25
LT3 B5 D19 3400	19	13440	47220	47,22
LT3 B5 D10 3400	10	5160	49880	49,88
LT3 B6 D19 3400	19	8060	36290	36,29
LT3 B6 D10 3400	10	5550	42550	42,55
LT3 BA1 D16 3400	16	255990	764820	764,82
LT3 BA1 D10 3400	10	79590	1011780	1011,78
LT3 BK1 D19 3400	19	31800	111240	111,24
LT3 BK1 D10 3400	10	21000	154000	154
LT3 BK2 D16 3400	16	24320	60760	60,76
LT3 BK2 D10 3400	10	17040	79520	79,52
LT3 BK3 D19 3400	19	13050	45880	45,88
LT3 BK3 D10 3400	10	4860	38880	38,88
LT3 BK4 D19 3400	16	24020	59980	59,98
LT3 BK4 D10 3400	10	9720	100440	100,44
LT3 BK5 D19 3400	19	9420	42430	42,43
LT3 BK5 D10 3400	10	4260	35500	35,5

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT3 BK6 D19 3400	19	6280	15140	15,14
LT3 BK6 D10 3400	10	3660	18300	18,3
LT3 BK7 D16 3400	16	27900	83320	83,32
LT3 BK7 D10 3400	10	8100	91800	91,8
LT3 BK8 D19 3400	19	15900	55620	55,62
LT3 BK8 D10 3400	10	10500	77000	77
LT3 SI2 D10 3400	10	2173600	15808150	15808,15
LT3 SW1 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT3 SW1 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT3 SW2 D19 3400	19	40770	932000	932
LT3 SW2 D16 3400	16	12150	291600	291,6
LT3 SW3 D19 3400	19	16590	345100	345,1
LT3 SW3 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT3 SW4 D19 3400	19	18940	427240	427,24
LT3 SW4 D16 3400	16	5890	106020	106,02
LT3 SW5 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT3 SW5 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT3 T1 D16 3400	16	23210	232100	232,1
LT3 T1 D13 3400	13	170220	389650	389,65
LT3 T1 D10 3400	10	1310	1310	1,31
LT3 T2 D16 3400	16	10050	10050	10,05
LT3 T2 D13 3400	13	45560	314630	314,63
LT3 T2 D10 3400	10	23290	67830	67,83
LT3 T3 D16 3400	16	16620	170780	170,78
LT3 T3 D13 3400	13	46710	412900	412,9
LT3 T3 D10 3400	10	17280	45990	45,99
LT3 T4 D16 3400	16	19820	199200	170,78
LT3 T4 D13 3400	13	41830	408690	412,9
LT3 T4 D10 3400	10	2950	22660	45,99
LT4 K1 D32 3400	32	211410	2092140	2092,14
LT4 K1 D13 3400	13	98910	2373840	2373,84
LT4 K2 D32 3400	32	633360	5671900	5671,9
LT4 K2 D13 3400	13	254800	6115200	6115,2
LT4 K3 D32 3400	32	539400	5860800	5860,8
LT4 K3 D13 3400	13	228600	5486400	5486,4
LT4 B1 D22 3400	22	511650	2462940	2462,94
LT4 B1 D13 3400	13	479790	2165130	2165,13
LT4 B2 D22 3400	22	810000	4054800	4054,8
LT4 B2 D13 3400	13	747600	4782000	4782
LT4 B3 D16 3400	19	152100	537900	537,9
LT4 B3 D10 3400	10	54900	292800	292,8
LT4 B4 D19 3400	19	9270	43290	43,29
LT4 B4 D10 3400	10	5550	46250	46,25
LT4 B5 D19 3400	19	13440	47220	47,22
LT4 B5 D10 3400	10	5160	49880	49,88

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT4_B6_D19_3400	19	8060	36290	36,29
LT4_B6_D10_3400	10	5550	42550	42,55
LT4_BA1_D16_3400	16	255990	764820	764,82
LT4_BA1_D10_3400	10	79590	1011780	1011,78
LT4_BK1_D19_3400	19	31800	111240	111,24
LT4_BK1_D10_3400	10	21000	154000	154
LT4_BK2_D16_3400	16	24320	60760	60,76
LT4_BK2_D10_3400	10	17040	79520	79,52
LT4_BK3_D19_3400	19	13050	45880	45,88
LT4_BK3_D10_3400	10	4860	38880	38,88
LT4_BK4_D19_3400	16	24020	59980	59,98
LT4_BK4_D10_3400	10	9720	100440	100,44
LT4_BK5_D19_3400	19	9420	42430	42,43
LT4_BK5_D10_3400	10	4260	35500	35,5
LT4_BK6_D19_3400	19	6280	15140	15,14
LT4_BK6_D10_3400	10	3660	18300	18,3
LT4_BK7_D16_3400	16	27900	83320	83,32
LT4_BK7_D10_3400	10	8100	91800	91,8
LT4_BK8_D19_3400	19	15900	55620	55,62
LT4_BK8_D10_3400	10	10500	77000	77
LT4_S12_D10_3400	10	2173600	15808150	15808,15
LT4_SW1_D19_3400	19	18990	428140	428,14
LT4_SW1_D16_3400	16	5860	105480	105,48
LT4_SW2_D19_3400	19	40770	932000	932
LT4_SW2_D16_3400	16	12150	291600	291,6
LT4_SW3_D19_3400	19	16590	345100	345,1
LT4_SW3_D16_3400	16	5860	105480	105,48
LT4_SW4_D19_3400	19	18940	427240	427,24
LT4_SW4_D16_3400	16	5890	106020	106,02
LT4_SW5_D19_3400	19	18990	428140	428,14
LT4_SW5_D16_3400	16	5860	105480	105,48
LT4_T1_D16_3400	16	23210	232100	232,1
LT4_T1_D13_3400	13	170220	389650	389,65
LT4_T1_D10_3400	10	1310	1310	1,31
LT4_T2_D16_3400	16	10050	10050	10,05
LT4_T2_D13_3400	13	45560	314630	314,63
LT4_T2_D10_3400	10	23290	67830	67,83
LT4_T3_D16_3400	16	16620	170780	170,78
LT4_T3_D13_3400	13	46710	412900	412,9
LT4_T3_D10_3400	10	17280	45990	45,99
LT4_T4_D16_3400	16	19820	199200	170,78
LT4_T4_D13_3400	13	41830	408690	412,9
LT4_T4_D10_3400	10	2950	22660	45,99
LT5_K1_D32_3400	32	211410	2092140	2092,14
LT5_K1_D13_3400	13	98910	2373840	2373,84

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT5 K2 D32 3400	32	633360	5671900	5671,9
LT5 K2 D13 3400	13	254800	6115200	6115,2
LT5 K3 D32 3400	32	539400	5860800	5860,8
LT5 K3 D13 3400	13	228600	5486400	5486,4
LT5 B1 D22 3400	22	511650	2462940	2462,94
LT5 B1 D13 3400	13	479790	2165130	2165,13
LT5 B2 D22 3400	22	810000	4054800	4054,8
LT5 B2 D13 3400	13	747600	4782000	4782
LT5 B3 D16 3400	19	152100	537900	537,9
LT5 B3 D10 3400	10	54900	292800	292,8
LT5 B4 D19 3400	19	9270	43290	43,29
LT5 B4 D10 3400	10	5550	46250	46,25
LT5 B5 D19 3400	19	13440	47220	47,22
LT5 B5 D10 3400	10	5160	49880	49,88
LT5 B6 D19 3400	19	8060	36290	36,29
LT5 B6 D10 3400	10	5550	42550	42,55
LT5 BA1 D16 3400	16	255990	764820	764,82
LT5 BA1 D10 3400	10	79590	1011780	1011,78
LT5 BK1 D19 3400	19	31800	111240	111,24
LT5 BK1 D10 3400	10	21000	154000	154
LT5 BK2 D16 3400	16	24320	60760	60,76
LT5 BK2 D10 3400	10	17040	79520	79,52
LT5 BK3 D19 3400	19	13050	45880	45,88
LT5 BK3 D10 3400	10	4860	38880	38,88
LT5 BK4 D19 3400	16	24020	59980	59,98
LT5 BK4 D10 3400	10	9720	100440	100,44
LT5 BK5 D19 3400	19	9420	42430	42,43
LT5 BK5 D10 3400	10	4260	35500	35,5
LT5 BK6 D19 3400	19	6280	15140	15,14
LT5 BK6 D10 3400	10	3660	18300	18,3
LT5 BK7 D16 3400	16	27900	83320	83,32
LT5 BK7 D10 3400	10	8100	91800	91,8
LT5 BK8 D19 3400	19	15900	55620	55,62
LT5 BK8 D10 3400	10	10500	77000	77
LT5 S12 D10 3400	10	2173600	15808150	15808,15
LT5 SW1 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT5 SW1 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT5 SW2 D19 3400	19	40770	932000	932
LT5 SW2 D16 3400	16	12150	291600	291,6
LT5 SW3 D19 3400	19	16590	345100	345,1
LT5 SW3 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT5 SW4 D19 3400	19	18940	427240	427,24
LT5 SW4 D16 3400	16	5890	106020	106,02
LT5 SW5 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT5 SW5 D16 3400	16	5860	105480	105,48

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT5 T1 D16 3400	16	23210	232100	232,1
LT5 T1 D13 3400	13	170220	389650	389,65
LT5 T1 D10 3400	10	1310	1310	1,31
LT5 T2 D16 3400	16	10050	10050	10,05
LT5 T2 D13 3400	13	45560	314630	314,63
LT5 T2 D10 3400	10	23290	67830	67,83
LT5 T3 D16 3400	16	16620	170780	170,78
LT5 T3 D13 3400	13	46710	412900	412,9
LT5 T3 D10 3400	10	17280	45990	45,99
LT5 T4 D16 3400	16	19820	199200	170,78
LT5 T4 D13 3400	13	41830	408690	412,9
LT5 T4 D10 3400	10	2950	22660	45,99
LT6 K1 D32 3400	32	211410	2092140	2092,14
LT6 K1 D13 3400	13	98910	2373840	2373,84
LT6 K2 D32 3400	32	633360	5671900	5671,9
LT6 K2 D13 3400	13	254800	6115200	6115,2
LT6 K3 D32 3400	32	539400	5860800	5860,8
LT6 K3 D13 3400	13	228600	5486400	5486,4
LT6 B1 D22 3400	22	511650	2462940	2462,94
LT6 B1 D13 3400	13	479790	2165130	2165,13
LT6 B2 D22 3400	22	810000	4054800	4054,8
LT6 B2 D13 3400	13	747600	4782000	4782
LT6 B3 D16 3400	19	152100	537900	537,9
LT6 B3 D10 3400	10	54900	292800	292,8
LT6 B4 D19 3400	19	9270	43290	43,29
LT6 B4 D10 3400	10	5550	46250	46,25
LT6 B5 D19 3400	19	13440	47220	47,22
LT6 B5 D10 3400	10	5160	49880	49,88
LT6 B6 D19 3400	19	8060	36290	36,29
LT6 B6 D10 3400	10	5550	42550	42,55
LT6 BA1 D16 3400	16	255990	764820	764,82
LT6 BA1 D10 3400	10	79590	1011780	1011,78
LT6 BK1 D19 3400	19	31800	111240	111,24
LT6 BK1 D10 3400	10	21000	154000	154
LT6 BK2 D16 3400	16	24320	60760	60,76
LT6 BK2 D10 3400	10	17040	79520	79,52
LT6 BK3 D19 3400	19	13050	45880	45,88
LT6 BK3 D10 3400	10	4860	38880	38,88
LT6 BK4 D19 3400	16	24020	59980	59,98
LT6 BK4 D10 3400	10	9720	100440	100,44
LT6 BK5 D19 3400	19	9420	42430	42,43
LT6 BK5 D10 3400	10	4260	35500	35,5
LT6 BK6 D19 3400	19	6280	15140	15,14
LT6 BK6 D10 3400	10	3660	18300	18,3
LT6 BK7 D16 3400	16	27900	83320	83,32

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT6 BK7 D10 3400	10	8100	91800	91,8
LT6 BK8 D19 3400	19	15900	55620	55,62
LT6 BK8 D10 3400	10	10500	77000	77
LT6 S12 D10 3400	10	2173600	15808150	15808,15
LT6 SW1 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT6 SW1 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT6 SW2 D19 3400	19	40770	932000	932
LT6 SW2 D16 3400	16	12150	291600	291,6
LT6 SW3 D19 3400	19	16590	345100	345,1
LT6 SW3 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT6 SW4 D19 3400	19	18940	427240	427,24
LT6 SW4 D16 3400	16	5890	106020	106,02
LT6 SW5 D19 3400	19	18990	428140	428,14
LT6 SW5 D16 3400	16	5860	105480	105,48
LT6 T1 D16 3400	16	23210	232100	232,1
LT6 T1 D13 3400	13	170220	389650	389,65
LT6 T1 D10 3400	10	1310	1310	1,31
LT6 T2 D16 3400	16	10050	10050	10,05
LT6 T2 D13 3400	13	45560	314630	314,63
LT6 T2 D10 3400	10	23290	67830	67,83
LT6 T3 D16 3400	16	16620	170780	170,78
LT6 T3 D13 3400	13	46710	412900	412,9
LT6 T3 D10 3400	10	17280	45990	45,99
LT6 T4 D16 3400	16	19820	199200	170,78
LT6 T4 D13 3400	13	41830	408690	412,9
LT6 T4 D10 3400	10	2950	22660	45,99
LT7 K1 D32 3400	32	211410	2092140	2092,14
LT7 K1 D13 3400	13	98910	2373840	2373,84
LT7 K2 D32 3400	32	633360	5671900	5671,9
LT7 K2 D13 3400	13	254800	6115200	6115,2
LT7 K3 D32 3400	32	539400	5860800	5860,8
LT7 K3 D13 3400	13	228600	5486400	5486,4
LT7 B1 D22 3400	22	511650	2462940	2462,94
LT7 B1 D13 3400	13	479790	2165130	2165,13
LT7 B2 D22 3400	22	810000	4054800	4054,8
LT7 B2 D13 3400	13	747600	4782000	4782
LT7 B3 D16 3400	19	152100	537900	537,9
LT7 B3 D10 3400	10	54900	292800	292,8
LT7 B4 D19 3400	19	9270	43290	43,29
LT7 B4 D10 3400	10	5550	46250	46,25
LT7 B5 D19 3400	19	13440	47220	47,22
LT7 B5 D10 3400	10	5160	49880	49,88
LT7 B6 D19 3400	19	8060	36290	36,29
LT7 B6 D10 3400	10	5550	42550	42,55
LT7 BA1 D16 3400	16	255990	764820	764,82

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT7_BA1_D10_3400	10	79590	1011780	1011,78
LT7_BK1_D19_3400	19	31800	111240	111,24
LT7_BK1_D10_3400	10	21000	154000	154
LT7_BK2_D16_3400	16	24320	60760	60,76
LT7_BK2_D10_3400	10	17040	79520	79,52
LT7_BK3_D19_3400	19	13050	45880	45,88
LT7_BK3_D10_3400	10	4860	38880	38,88
LT7_BK4_D19_3400	16	24020	59980	59,98
LT7_BK4_D10_3400	10	9720	100440	100,44
LT7_BK5_D19_3400	19	9420	42430	42,43
LT7_BK5_D10_3400	10	4260	35500	35,5
LT7_BK6_D19_3400	19	6280	15140	15,14
LT7_BK6_D10_3400	10	3660	18300	18,3
LT7_BK7_D16_3400	16	27900	83320	83,32
LT7_BK7_D10_3400	10	8100	91800	91,8
LT7_BK8_D19_3400	19	15900	55620	55,62
LT7_BK8_D10_3400	10	10500	77000	77
LT7_S12_D10_3400	10	2173600	15808150	15808,15
LT7_SW1_D19_3400	19	18990	428140	428,14
LT7_SW1_D16_3400	16	5860	105480	105,48
LT7_SW2_D19_3400	19	40770	932000	932
LT7_SW2_D16_3400	16	12150	291600	291,6
LT7_SW3_D19_3400	19	16590	345100	345,1
LT7_SW3_D16_3400	16	5860	105480	105,48
LT7_SW4_D19_3400	19	18940	427240	427,24
LT7_SW4_D16_3400	16	5890	106020	106,02
LT7_SW5_D19_3400	19	18990	428140	428,14
LT7_SW5_D16_3400	16	5860	105480	105,48
LT7_T1_D16_3400	16	23210	232100	232,1
LT7_T1_D13_3400	13	170220	389650	389,65
LT7_T1_D10_3400	10	1310	1310	1,31
LT7_T2_D16_3400	16	10050	10050	10,05
LT7_T2_D13_3400	13	45560	314630	314,63
LT7_T2_D10_3400	10	23290	67830	67,83
LT7_T3_D16_3400	16	16620	170780	170,78
LT7_T3_D13_3400	13	46710	412900	412,9
LT7_T3_D10_3400	10	17280	45990	45,99
LT7_T4_D16_3400	16	19820	199200	170,78
LT7_T4_D13_3400	13	41830	408690	412,9
LT7_T4_D10_3400	10	2950	22660	45,99
LT8_K1_D32_3600	32	203310	1524870	1524,870
LT8_K1_D13_3600	13	131490	3417570	3417,570
LT8_K2_D32_3600	32	587600	3819400	3819,400
LT8_K2_D13_3600	13	343720	5408000	5408,000
LT8_K3_D32_3600	32	679800	4078800	4078,800

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT8 K3 D13 3600	13	10840	271000	271,000
LT8 B1 D22 3600	22	511650	2462940	2462,94
LT8 B1 D13 3600	13	479790	2165130	2165,13
LT8 B2 D22 3600	22	810000	4054800	4054,8
LT8 B2 D13 3600	13	747600	4782000	4782
LT8 B3 D16 3600	19	152100	537900	537,9
LT8 B3 D10 3600	10	54900	292800	292,8
LT8 B4 D19 3600	19	9270	43290	43,29
LT8 B4 D10 3600	10	5550	46250	46,25
LT8 B5 D19 3600	19	13440	47220	47,22
LT8 B5 D10 3600	10	5160	49880	49,88
LT8 B6 D19 3600	19	8060	36290	36,29
LT8 B6 D10 3600	10	5550	42550	42,55
LT8 BA1 D16 3600	16	255990	764820	764,82
LT8 BA1 D10 3600	10	79590	1011780	1011,78
LT8 BA2 D16 3600	16	656800	1646400	1646,4
LT8 BA2 D10 3600	10	145200	2613600	2613,6
LT8 BK1 D19 3600	19	31800	111240	111,24
LT8 BK1 D10 3600	10	21000	154000	154
LT8 BK2 D16 3600	16	24320	60760	60,76
LT8 BK2 D10 3600	10	17040	79520	79,52
LT8 BK3 D19 3600	19	13050	45880	45,88
LT8 BK3 D10 3600	10	4860	38880	38,88
LT8 BK4 D19 3600	16	24020	59980	59,98
LT8 BK4 D10 3600	10	9720	100440	100,44
LT8 BK5 D19 3600	19	9420	42430	42,43
LT8 BK5 D10 3600	10	4260	35500	35,5
LT8 BK6 D19 3600	19	6280	15140	15,14
LT8 BK6 D10 3600	10	3660	18300	18,3
LT8 BK7 D16 3600	16	27900	83320	83,32
LT8 BK7 D10 3600	10	8100	91800	91,8
LT8 BK8 D19 3600	19	15900	55620	55,62
LT8 BK8 D10 3600	10	10500	77000	77
LT8 S10 D8 3600	8	2266270	20546740	20546,74
LT8 SW1 D19 3600	19	19380	452700	452,7
LT8 SW1 D16 3600	16	5890	111910	111,91
LT8 SW2 D19 3600	19	41970	978850	978,85
LT8 SW2 D16 3600	16	12170	304250	304,25
LT8 SW3 D19 3600	19	16990	365050	365,05
LT8 SW3 D16 3600	16	5860	111340	111,34
LT8 SW4 D19 3600	19	19340	451940	451,94
LT8 SW4 D16 3600	16	5860	111910	111,91
LT8 SW5 D19 3600	19	19390	452890	452,89
LT8 SW5 D16 3600	16	5860	111340	111,34
LT8 T1 D16 3600	16	23210	232100	232,1

Type Bar	Diameter Bar (mm)	Bar Length (mm)	Total Bar Length (mm)	Total Bar Length (m)
LT8_T1_D13_3600	13	170220	389650	389,65
LT8_T1_D10_3600	10	1310	1310	1,31
LT8_T2_D16_3600	16	10050	10050	10,05
LT8_T2_D13_3600	13	45560	314630	314,63
LT8_T2_D10_3600	10	23290	67830	67,83
LT8_T3_D16_3600	16	16620	170780	170,78
LT8_T3_D13_3600	13	46710	412900	412,9
LT8_T3_D10_3600	10	17280	45990	45,99
LT8_T4_D16_3600	16	19820	199200	170,78
LT8_T4_D13_3600	13	41830	408690	412,9
LT8_T4_D10_3600	10	2950	22660	45,99
LT.ATAP_K4_D19_3200	19	229200	611200	611,200
LT.ATAP_K4_D13_3200	13	1400	56000	56,000
LT.ATAP_S10_D8_3200	8	228900	2706020	2706,02
LT.ATAP_B3_D16_3200	16	173400	434200	434,2
LT.ATAP_B3_D10_3200	10	72600	677600	677,6

4.8 Hasil Perhitungan Anggaran Biaya

Setelah didapatkan hasil perhitungan volume pada *quantity take off* analisa revit maka selanjutnya penyusunan rekapitulasi volume dalam *BOQ (Bill Off Quantity)* yang dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4. 49 Rencana Anggaran Biaya
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Nomor	Uraian Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Harga (Rp)
I PEKERJAAN PERSIAPAN					
1	Pembersihan Lahan	m2	2131,6	10.153,00	21.642.134,80
2	Pekerjaan Pengukuran dan bouwplank	m'	212,7	95.759,40	20.372.333,55
3	Direksi Keet	m2	27,0	2.094.316,94	56.546.557,35
4	Pemasangan pagar keliling BRC galvanus	m'	471,1	85.539,30	40.297.820,85
4	Pembuatan papan nama proyek	bh	1,0	539.066,00	539.066,00
5	Pembuatan gudang dan penyimpanan alat	m2	12,6	442.431,55	5.574.637,53
JUMLAH					144.972.550,08
II PEKERJAAN TANAH					
1	Pekerjaan Galian tanah	m3	1025,7	74.690,00	76.608.786,10
2	Pekerjaan Urugan tanah kembali	m3	341,9	24.896,67	8.512.087,34
3	Pekerjaan Urugan pasir (t=10cm)	m3	123,2	478.676,00	58.972.883,20
JUMLAH					144.093.756,64
III PEKERJAAN STRUKTUR					
A LANTAI I					
1	Pek. Lantai Kerja (t=5cm)				152.173.560,00
a	Pilecap	m2	123,2	943.712,00	116.265.318,40
b	Tie Beam	m2	38,1	943.712,00	35.908.241,60
2	Pek. Borpile				4.448.662.122,49
a	Pek. Mobilisasi dan demobilisasi mesin bor	Ls	1,0	82.950.000,00	82.950.000,00
b	Pengeboran Pondasi Bored Pile 80cm, L = 14m	m	169,6	3.607.252,22	611.955.922,00
c	Pembesian	kg	118757,3	18.661,28	2.216.163.016,47
d	Beton	m3	950,0	1.328.382,00	1.261.986.304,03
f	Pekerjaan PDA Test	ttk	7,0	11.850.000,00	82.950.000,00
g	Pekerjaan PIT Test	ttk	135,0	1.185.000,00	159.975.000,00
h	Pekerjaan Bobokan Borpile	ttk	135,0	242.088,00	32.681.880,00
3	PILE CAP				605.345.252,01
a	PC1				
	Bekisting	m2	278,3	297.996,60	82.942.387,00
	Pembesian	kg	312,0	18.661,28	5.822.251,62
	Beton	m3	162,4	1.342.170,50	218.008.754,32
b	PC2				
	Bekisting	m2	14,7	297.996,60	4.370.616,80
	Pembesian	kg	639,9	18.661,28	11.942.013,12
	Beton	m3	26,7	1.342.170,50	35.822.530,65
c	PC3				
	Bekisting	m2	100,0	297.996,60	29.799.660,00
	Pembesian	kg	1307,6	18.661,28	24.400.642,13
	Beton	m3	102,1	1.342.170,50	137.062.451,46
d	PC4				
	Bekisting	m2	17,7	297.996,60	5.264.606,60
	Pembesian	kg	1761,1	18.661,28	32.863.772,97
	Beton	m3	12,7	1.342.170,50	17.045.565,35
4	TIE BEAM				143.579.693,83
a	TB1				
	Bekisting	m2	101,3	297.996,60	30.196.988,80
	Pembesian	kg	273,3	18.661,28	5.099.957,63
	Beton	m3	24,3	1.342.170,50	32.668.429,97
b	TB2				
	Bekisting	m2	146,3	297.996,60	43.606.835,80
	Pembesian	kg	173,6	18.661,28	3.238.680,45
	Beton	m3	11,8	1.342.170,50	15.864.455,31
c	TB3				
	Bekisting	m2	6,0	297.996,60	1.787.979,60
	Pembesian	kg	485,6	18.661,28	9.062.845,41
	Beton	m3	1,5	1.342.170,50	2.053.520,87

6	KOLOM				365.270.037,39
a	K1 (950x950)				
	Bekisting	m2	36,3	219.616,93	7.979.414,94
	Pembesian	kg	1485,5	18.661,28	27.720.946,83
	Beton	m3	26,0	1.328.382,00	34.524.648,18
b	K2 (900x900)				
	Bekisting	m2	112,3	219.616,93	24.670.301,24
	Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
	Beton	m3	75,3	1.328.382,00	100.040.448,42
c	K3 (850x850)				
	Bekisting	m2	122,3	219.616,93	26.866.470,49
	Pembesian	kg	1156,9	18.661,28	21.589.236,70
	Beton	m3	74,8	1.328.382,00	99.376.257,42
7	SLAB				356.266.033,84
a	S12 (t=120 mm)				
	Bekisting	m2	226,3	262.508,95	59.414.525,68
	Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
	Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
8	TANGGA				78.365.934,09
a	Tangga 1 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
	Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
	Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
b	Tangga 2 (Darurat)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
	Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
c	Tangga 3 (Utama)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
	Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
d	Tangga 4 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
	Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
	Beton	m3	3,4	1.342.170,50	4.536.536,29
9	Shearwall				191.449.164,36
a	Shearwall 1				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1184,2	18.661,28	22.098.804,41
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
b	Shearwall 2				
	Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
	Pembesian	kg	2658,8	18.661,28	49.617.279,15
	Beton	m3	9,9	1.328.382,00	13.124.414,16
c	Shearwall 3				
	Bekisting	m2	5,7	292.376,70	1.656.801,30
	Pembesian	kg	988,2	18.661,28	18.441.523,83
	Beton	m3	5,2	1.328.382,00	6.881.018,76
d	Shearwall 4				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1182,5	18.661,28	22.067.238,29
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
e	Shearwall 5				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1183,7	18.661,28	22.089.907,27
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
JUMLAH					Rp6.341.111.798,00

B	LANTA 1 2				
1	BALOK				Rp353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

2	KOLOM				343.514.729,57
a	K1 (950x950)				
	Bekisting	m2	34,3	219.616,93	7.540.181,09
	Pembesian	kg	1320,1	18.661,28	24.635.026,88
	Beton	m3	24,5	1.328.382,00	32.585.210,46
b	K2 (900x900)				
	Bekisting	m2	106,0	219.616,93	23.279.394,05
	Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
	Beton	m3	71,1	1.328.382,00	94.487.811,66
c	K3 (850x850)				
	Bekisting	m2	115,7	219.616,93	25.402.357,66
	Pembesian	kg	1030,6	18.661,28	19.232.246,31
	Beton	m3	70,7	1.328.382,00	93.850.188,30
3	SLAB				349.965.819,04
a	S12 (t=120 mm)				
	Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
	Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
	Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
4	TANGGA				78.319.328,96
a	Tangga 1 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
	Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
	Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
b	Tangga 2 (Darurat)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
	Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
c	Tangga 3 (Utama)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
	Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
d	Tangga 4 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
	Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
	Beton	m3	3,4	1.328.382,00	4.489.931,16
5	Shearwall				182.186.298,44
a	Shearwall 1				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
b	Shearwall 2				
	Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
	Pembesian	kg	2534,6	18.661,28	47.298.801,35
	Beton	m3	9,5	1.328.382,00	12.606.345,18
c	Shearwall 3				
	Bekisting	m2	5,3	292.376,70	1.559.342,40
	Pembesian	kg	934,6	18.661,28	17.440.312,94
	Beton	m3	4,9	1.328.382,00	6.509.071,80
d	Shearwall 4				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1118,2	18.661,28	20.867.855,43
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
e	Shearwall 5				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
JUMLAH					1.307.365.379,61

C	LANTAI 3				
1	BALOK				353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

2	KOLOM				343.514.729,57
a	K1 (950x950)				
	Bekisting	m2	34,3	219.616,93	7.540.181,09
	Pembesian	kg	1320,1	18.661,28	24.635.026,88
	Beton	m3	24,5	1.328.382,00	32.585.210,46
b	K2 (900x900)				
	Bekisting	m2	106,0	219.616,93	23.279.394,05
	Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
	Beton	m3	71,1	1.328.382,00	94.487.811,66
c	K3 (850x850)				
	Bekisting	m2	115,7	219.616,93	25.402.357,66
	Pembesian	kg	1030,6	18.661,28	19.232.246,31
	Beton	m3	70,7	1.328.382,00	93.850.188,30
3	SLAB				349.965.819,04
a	S12 (t=120 mm)				
	Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
	Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
	Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
4	TANGGA				78.319.328,96
a	Tangga 1 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
	Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
	Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
b	Tangga 2 (Darurat)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
	Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
c	Tangga 3 (Utama)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
	Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
d	Tangga 4 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
	Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
	Beton	m3	3,4	1.328.382,00	4.489.931,16
5	Shearwall				182.186.298,44
a	Shearwall 1				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
b	Shearwall 2				
	Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
	Pembesian	kg	2534,6	18.661,28	47.298.801,35
	Beton	m3	9,5	1.328.382,00	12.606.345,18
c	Shearwall 3				
	Bekisting	m2	5,3	292.376,70	1.559.342,40
	Pembesian	kg	934,6	18.661,28	17.440.312,94
	Beton	m3	4,9	1.328.382,00	6.509.071,80
d	Shearwall 4				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1118,2	18.661,28	20.867.855,43
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
e	Shearwall 5				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
Jumlah					1.307.365.379,61

D	LANTAI 4				
i	BALOK				353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

2	KOLOM				343.514.729,57
a	K1 (950x950)				
	Bekisting	m2	34,3	219.616,93	7.540.181,09
	Pembesian	kg	1320,1	18.661,28	24.635.026,88
	Beton	m3	24,5	1.328.382,00	32.585.210,46
b	K2 (900x900)				
	Bekisting	m2	106,0	219.616,93	23.279.394,05
	Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
	Beton	m3	71,1	1.328.382,00	94.487.811,66
c	K3 (850x850)				
	Bekisting	m2	115,7	219.616,93	25.402.357,66
	Pembesian	kg	1030,6	18.661,28	19.232.246,31
	Beton	m3	70,7	1.328.382,00	93.850.188,30
3	SLAB				349.965.819,04
a	S12 (t=120 mm)				
	Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
	Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
	Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
4	TANGGA				78.319.328,96
a	Tangga 1 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
	Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
	Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
b	Tangga 2 (Darurat)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
	Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
c	Tangga 3 (Utama)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
	Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
d	Tangga 4 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
	Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
	Beton	m3	3,4	1.328.382,00	4.489.931,16
5	Shearwall				182.186.298,44
a	Shearwall 1				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
b	Shearwall 2				
	Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
	Pembesian	kg	2534,6	18.661,28	47.298.801,35
	Beton	m3	9,5	1.328.382,00	12.606.345,18
c	Shearwall 3				
	Bekisting	m2	5,3	292.376,70	1.559.342,40
	Pembesian	kg	934,6	18.661,28	17.440.312,94
	Beton	m3	4,9	1.328.382,00	6.509.071,80
d	Shearwall 4				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1118,2	18.661,28	20.867.855,43
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
e	Shearwall 5				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
JUMLAH					1.307.365.379,61

E	LANTAI 5				
1	BALOK				353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

	2	KOLOM				343.514.729,57
	a	K1 (950x950)				
		Bekisting	m2	34,3	219.616,93	7.540.181,09
		Pembesian	kg	1320,1	18.661,28	24.635.026,88
		Beton	m3	24,5	1.328.382,00	32.585.210,46
	b	K2 (900x900)				
		Bekisting	m2	106,0	219.616,93	23.279.394,05
		Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
		Beton	m3	71,1	1.328.382,00	94.487.811,66
	c	K3 (850x850)				
		Bekisting	m2	115,7	219.616,93	25.402.357,66
		Pembesian	kg	1030,6	18.661,28	19.232.246,31
		Beton	m3	70,7	1.328.382,00	93.850.188,30
	3	SLAB				349.965.819,04
	a	S12 (t=120 mm)				
		Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
		Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
		Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
	4	TANGGA				78.319.328,96
	a	Tangga 1 (Darurat)				
		Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
		Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
		Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
	b	Tangga 2 (Darurat)				
		Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
		Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
		Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
	c	Tangga 3 (Utama)				
		Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
		Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
		Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
	d	Tangga 4 (Darurat)				
		Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
		Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
		Beton	m3	3,4	1.328.382,00	4.489.931,16
	5	Shearwall				182.186.298,44
	a	Shearwall 1				
		Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
		Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
		Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
	b	Shearwall 2				
		Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
		Pembesian	kg	2534,6	18.661,28	47.298.801,35
		Beton	m3	9,5	1.328.382,00	12.606.345,18
	c	Shearwall 3				
		Bekisting	m2	5,3	292.376,70	1.559.342,40
		Pembesian	kg	934,6	18.661,28	17.440.312,94
		Beton	m3	4,9	1.328.382,00	6.509.071,80
	d	Shearwall 4				
		Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
		Pembesian	kg	1118,2	18.661,28	20.867.855,43
		Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
	e	Shearwall 5				
		Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
		Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
		Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
		JUMLAH				1.307.365.379,61

F	LANTAI 6				
i	BALOK				353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

2	KOLOM				343.514.729,57
a	K1 (950x950)				
	Bekisting	m2	34,3	219.616,93	7.540.181,09
	Pembesian	kg	1320,1	18.661,28	24.635.026,88
	Beton	m3	24,5	1.328.382,00	32.585.210,46
b	K2 (900x900)				
	Bekisting	m2	106,0	219.616,93	23.279.394,05
	Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
	Beton	m3	71,1	1.328.382,00	94.487.811,66
c	K3 (850x850)				
	Bekisting	m2	115,7	219.616,93	25.402.357,66
	Pembesian	kg	1030,6	18.661,28	19.232.246,31
	Beton	m3	70,7	1.328.382,00	93.850.188,30
3	SLAB				349.965.819,04
a	S12 (t=120 mm)				
	Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
	Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
	Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
4	TANGGA				78.319.328,96
a	Tangga 1 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
	Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
	Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
b	Tangga 2 (Darurat)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
	Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
c	Tangga 3 (Utama)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
	Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
d	Tangga 4 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
	Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
	Beton	m3	3,4	1.328.382,00	4.489.931,16
5	Shearwall				182.186.298,44
a	Shearwall 1				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
b	Shearwall 2				
	Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
	Pembesian	kg	2534,6	18.661,28	47.298.801,35
	Beton	m3	9,5	1.328.382,00	12.606.345,18
c	Shearwall 3				
	Bekisting	m2	5,3	292.376,70	1.559.342,40
	Pembesian	kg	934,6	18.661,28	17.440.312,94
	Beton	m3	4,9	1.328.382,00	6.509.071,80
d	Shearwall 4				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1118,2	18.661,28	20.867.855,43
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
e	Shearwall 5				
	Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
	Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
	Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
JUMLAH					1.307.365.379,61

G	LANTAI 7				
i	BALOK				353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

	2	KOLOM				343.514.729,57
	a	K1 (950x950)				
		Bekisting	m2	34,3	219.616,93	7.540.181,09
		Pembesian	kg	1320,1	18.661,28	24.635.026,88
		Beton	m3	24,5	1.328.382,00	32.585.210,46
	b	K2 (900x900)				
		Bekisting	m2	106,0	219.616,93	23.279.394,05
		Pembesian	kg	1205,8	18.661,28	22.502.313,16
		Beton	m3	71,1	1.328.382,00	94.487.811,66
	c	K3 (850x850)				
		Bekisting	m2	115,7	219.616,93	25.402.357,66
		Pembesian	kg	1030,6	18.661,28	19.232.246,31
		Beton	m3	70,7	1.328.382,00	93.850.188,30
	3	SLAB				349.965.819,04
	a	S12 (t=120 mm)				
		Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
		Pembesian	kg	10107,3	18.661,28	188.614.942,79
		Beton	m3	81,5	1.328.382,00	108.236.565,36
	4	TANGGA				78.319.328,96
	a	Tangga 1 (Darurat)				
		Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
		Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
		Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
	b	Tangga 2 (Darurat)				
		Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
		Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
		Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
	c	Tangga 3 (Utama)				
		Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
		Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
		Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
	d	Tangga 4 (Darurat)				
		Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
		Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
		Beton	m3	3,4	1.328.382,00	4.489.931,16
	5	Shearwall				182.186.298,44
	a	Shearwall 1				
		Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
		Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
		Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
	b	Shearwall 2				
		Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
		Pembesian	kg	2534,6	18.661,28	47.298.801,35
		Beton	m3	9,5	1.328.382,00	12.606.345,18
	c	Shearwall 3				
		Bekisting	m2	5,3	292.376,70	1.559.342,40
		Pembesian	kg	934,6	18.661,28	17.440.312,94
		Beton	m3	4,9	1.328.382,00	6.509.071,80
	d	Shearwall 4				
		Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
		Pembesian	kg	1118,2	18.661,28	20.867.855,43
		Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
	e	Shearwall 5				
		Bekisting	m2	6,7	292.376,70	1.949.178,00
		Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
		Beton	m3	6,1	1.328.382,00	8.129.697,84
		JUMLAH				1.307.365.379,61

H	LANTAI 8				
1	BALOK				353.379.203,61
a	B1 (50 x 70)				
	Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
	Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
	Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
b	B2 (55 x 80)				
	Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
	Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
	Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
c	B3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
	Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
	Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
d	B4 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
	Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
	Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
e	B5 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
	Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
	Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
f	B6 (40 x 60)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
g	BA1 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
	Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
	Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
i	BK1 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	9,3	232.046,38	2.165.766,17
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
j	BK2 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
	Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
	Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
k	BK3 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
	Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
	Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
l	BK4 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
	Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
	Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
m	BK5 (35 x 50)				
	Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
	Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
	Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
n	BK6 (30 x 45)				
	Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
	Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
	Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
o	BK7 (35 x 40)				
	Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
	Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
	Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
p	BK8 (40 x 55)				
	Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
	Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
	Beton	m3	1,1	1.328.382,00	1.408.084,92

2	KOLOM				366.827.061,62
a	K1 (950x950)				
	Bekisting	m2	36,3	219.616,93	7.979.414,94
	Pembesian	kg	1485,5	18.661,28	27.720.946,83
	Beton	m3	26,0	1.328.382,00	34.524.648,18
b	K2 (900x900)				
	Bekisting	m2	112,3	219.616,93	24.670.301,24
	Pembesian	kg	1289,3	18.661,28	24.059.337,40
	Beton	m3	75,3	1.328.382,00	100.040.448,42
c	K3 (850x850)				
	Bekisting	m2	122,3	219.616,93	26.866.470,49
	Pembesian	kg	1156,9	18.661,28	21.589.236,70
	Beton	m3	74,8	1.328.382,00	99.376.257,42
3	SLAB				331.686.009,56
a	S12 (t=100 mm)				
	Bekisting	m2	202,3	262.508,95	53.114.310,88
	Pembesian	kg	9746,3	18.661,28	181.878.772,90
	Beton	m3	72,8	1.328.382,00	96.692.925,78
4	TANGGA				78.365.934,09
a	Tangga 1 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,3	223.626,70	2.758.062,63
	Pembesian	kg	773,4	18.661,28	14.432.355,53
	Beton	m3	3,5	1.342.170,50	4.684.175,05
b	Tangga 2 (Darurat)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	384,7	18.661,28	7.179.042,94
	Beton	m3	3,1	1.342.170,50	4.174.150,26
c	Tangga 3 (Utama)				
	Bekisting	m2	11,7	223.626,70	2.608.978,17
	Pembesian	kg	740,9	18.661,28	13.826.999,46
	Beton	m3	3,2	1.342.170,50	4.268.102,19
d	Tangga 4 (Darurat)				
	Bekisting	m2	12,0	223.626,70	2.683.520,40
	Pembesian	kg	782,6	18.661,28	14.605.033,01
	Beton	m3	3,4	1.342.170,50	4.536.536,29
5	Shearwall				189.936.602,23
a	Shearwall 1				
	Bekisting	m2	2,2	292.376,70	631.533,67
	Pembesian	kg	1184,2	18.661,28	22.098.804,41
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
b	Shearwall 2				
	Bekisting	m2	11,0	292.376,70	3.216.143,70
	Pembesian	kg	2658,8	18.661,28	49.617.279,15
	Beton	m3	9,9	1.328.382,00	13.124.414,16
c	Shearwall 3				
	Bekisting	m2	5,7	292.376,70	1.656.801,30
	Pembesian	kg	988,2	18.661,28	18.441.523,83
	Beton	m3	5,2	1.328.382,00	6.881.018,76
d	Shearwall 4				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1182,5	18.661,28	22.067.238,29
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
e	Shearwall 5				
	Bekisting	m2	7,3	292.376,70	2.144.095,80
	Pembesian	kg	1183,7	18.661,28	22.089.907,27
	Beton	m3	6,5	1.328.382,00	8.607.915,36
JUMLAH					1.320.194.811,12

	I	LANTAI DAK ATAP				
	i	BALOK				357.942.074,17
	a	B1 (50 x 70)				
		Bekisting	m2	125,7	232.046,38	29.160.494,46
		Pembesian	kg	334,3	18.661,28	6.239.153,57
		Beton	m3	46,8	1.328.382,00	62.194.845,24
	b	B2 (55 x 80)				
		Bekisting	m2	229,3	232.046,38	53.215.968,67
		Pembesian	kg	284,7	18.661,28	5.312.956,74
		Beton	m3	89,7	1.328.382,00	119.195.716,86
	c	B3 (30 x 45)				
		Bekisting	m2	18,0	232.046,38	4.176.834,75
		Pembesian	kg	91,8	18.661,28	1.714.009,46
		Beton	m3	3,1	1.328.382,00	4.144.551,84
	d	B4 (40 x 60)				
		Bekisting	m2	2,3	232.046,38	541.441,54
		Pembesian	kg	124,9	18.661,28	2.330.148,94
		Beton	m3	0,7	1.328.382,00	903.299,76
	e	B5 (40 x 60)				
		Bekisting	m2	2,7	232.046,38	618.790,33
		Pembesian	kg	135,9	18.661,28	2.535.143,85
		Beton	m3	0,8	1.328.382,00	1.062.705,60
	f	B6 (40 x 60)				
		Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
		Pembesian	kg	107,0	18.661,28	1.996.838,14
		Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
	g	BA1 (30 x 45)				
		Bekisting	m2	44,3	232.046,38	10.287.389,29
		Pembesian	kg	87,2	18.661,28	1.627.035,58
		Beton	m3	10,6	1.328.382,00	14.040.997,74
	h	BA2 (30 x 45)				
		Bekisting	m2	4,0	232.046,38	928.185,50
		Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
		Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
	i	BK1 (40 x 55)				
		Bekisting	m2	14,0	232.046,38	3.248.649,25
		Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
		Beton	m3	2,6	1.328.382,00	3.480.360,84
	j	BK2 (35 x 50)				
		Bekisting	m2	6,0	232.046,38	1.392.278,25
		Pembesian	kg	36,2	18.661,28	676.129,71
		Beton	m3	1,0	1.328.382,00	1.368.233,46
	k	BK3 (30 x 45)				
		Bekisting	m2	1,7	232.046,38	386.743,96
		Pembesian	kg	126,1	18.661,28	2.352.928,39
		Beton	m3	0,6	1.328.382,00	783.745,38
	l	BK4 (40 x 55)				
		Bekisting	m2	5,3	232.046,38	1.237.580,67
		Pembesian	kg	78,3	18.661,28	1.461.118,88
		Beton	m3	1,5	1.328.382,00	2.045.708,28
	m	BK5 (35 x 50)				
		Bekisting	m2	2,0	232.046,38	464.092,75
		Pembesian	kg	116,3	18.661,28	2.170.746,52
		Beton	m3	0,5	1.328.382,00	624.339,54
	n	BK6 (30 x 45)				
		Bekisting	m2	1,0	232.046,38	232.046,38
		Pembesian	kg	52,7	18.661,28	983.919,35
		Beton	m3	0,2	1.328.382,00	305.527,86
	o	BK7 (35 x 40)				
		Bekisting	m2	3,7	232.046,38	850.836,71
		Pembesian	kg	94,1	18.661,28	1.755.141,16
		Beton	m3	0,9	1.328.382,00	1.182.259,98
	p	BK8 (40 x 55)				
		Bekisting	m2	3,3	232.046,38	773.487,92
		Pembesian	kg	85,6	18.661,28	1.598.029,41
		Beton	m3	1,1	1.369.274,50	1.451.430,97

	2	KOLOM				23.427.768,14
	a	K4 (400x400)				
		Bekisting	m2	34,0	219.616,93	7.466.975,45
		Pembesian	kg	126,4	18.661,28	2.358.161,01
		Beton	m3	10,2	1.328.382,00	13.602.631,68
	3	SLAB				278.630.873,04
	a	S12 (t=100 mm)				
		Bekisting	m2	192,3	262.508,95	50.489.221,38
		Pembesian	kg	8107,4	18.661,28	151.294.752,96
		Beton	m3	57,9	1.328.382,00	76.846.898,70
	4	SLAB RUMAH LIFT				37.112.236,94
	a	S10 (t=100 mm)				
		Bekisting	m2	26,0	262.508,95	6.825.232,70
		Pembesian	kg	1067,8	18.661,28	19.925.624,64
		Beton	m3	7,8	1.328.382,00	10.361.379,60
	5	BALOK RUMAH LIFT				44.670.342,77
	a	B3 (30 x 45)				
		Bekisting	m2	42,0	232.046,38	9.745.947,75
		Pembesian	kg	1119,4	18.661,28	20.889.331,40
		Beton	m3	10,3	1.369.274,50	14.035.063,63
					JUMLAH	741.783.295,07
					TOTAL	16.536.348.488,59

Tabel 4. 50 Rekapitulasi RAB
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

NO	URAIAN PEKERJAAN	NILAI PEKERJAAN	
I	PEKERJAAN PERSIAPAN	Rp	144.972.550,08
II	PEKERJAAN TANAH	Rp	144.093.756,64
III	PEKERJAAN STRUKTUR		
A	LANTAI 1	Rp	6.341.111.798,00
B	LANTAI 2	Rp	1.307.365.379,61
C	LANTAI 3	Rp	1.307.365.379,61
D	LANTAI 4	Rp	1.307.365.379,61
E	LANTAI 5	Rp	1.307.365.379,61
F	LANTAI 6	Rp	1.307.365.379,61
G	LANTAI 7	Rp	1.307.365.379,61
H	LANTAI 8	Rp	1.320.194.811,12
I	LANTAI DAK ATAP	Rp	741.783.295,07
	Jumlah	Rp	16.536.348.488,59
	PPN 12%	Rp	1.984.361.818,63
	Jumlah Total	Rp	18.520.710.307,22
	Dibulatkan	Rp	18.520.710.000,00
Terbilang : Delapan belas miliar lima ratus dua puluh juta tujuh ratus sepuluh ribu rupiah			

4.9 Penjadwalan dengan Ms.Project

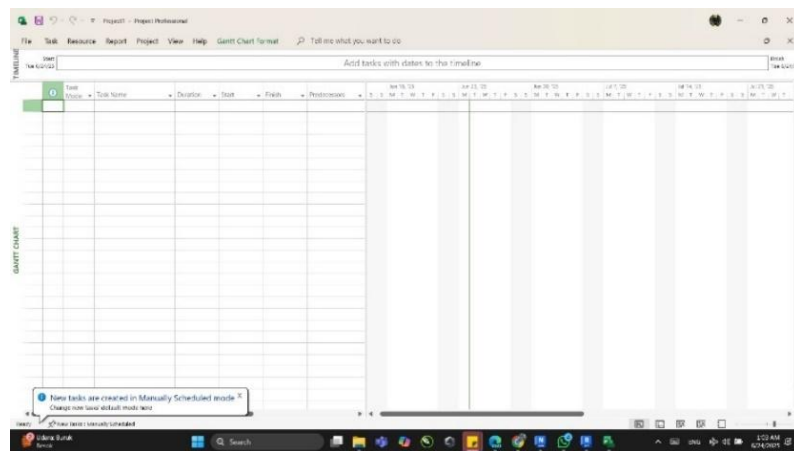
Pembuatan *time schedule* atau penjadwalan pada perencanaan tugas akhir ini dibantu oleh aplikasi *Ms. Project*. Dalam *Ms. Project* didapatkan keterkaitan antar pekerjaan, penyusunan anggaran biaya serta pemantauan dan evaluasi pada proyek yang telah dibuat. Berikut langkah-langkah dalam pembuatan *time schedule* menggunakan *Ms. Project* :

1. Melakukan Settingan Awal

Tahap awal dalam menggunakan aplikasi *Ms. Project* yakni melakukan pengaturan awal untuk kemudahan dalam pengerjaan. Terdapat tahapan yang perlu dilakukan yaitu sebagai berikut :

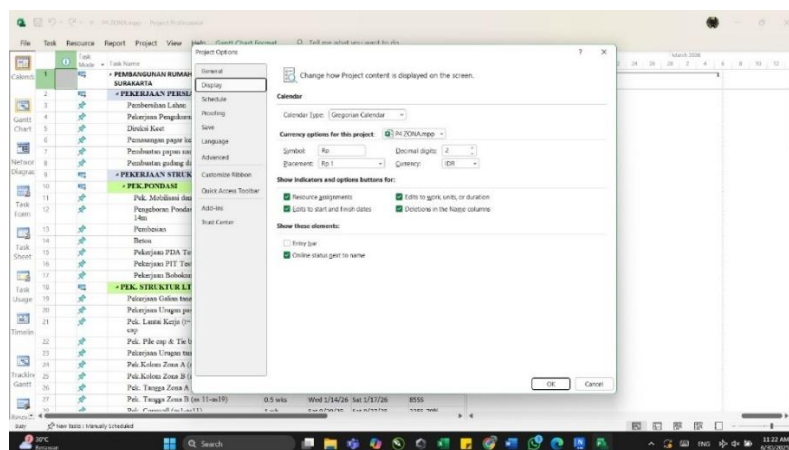
a. Pengaturan mata uang

Langkah-langkah yang dilakukan yaitu pilih *tab file* > klik *options* > kemudian pilih *display* > selanjutnya isi *currency* dengan IDR.



Gambar 4. 64 Tampilan awal Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

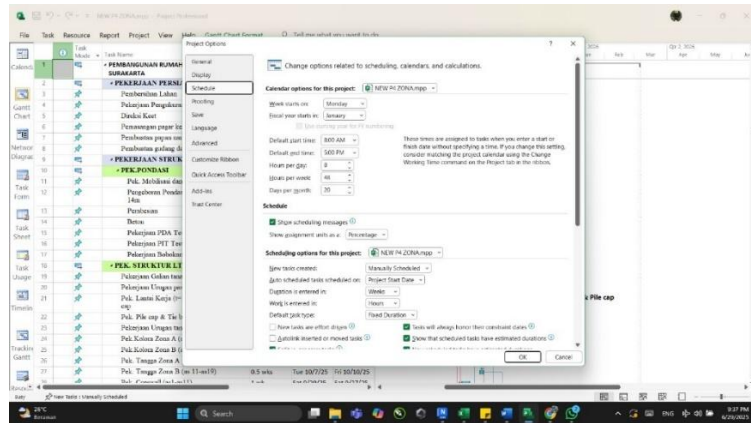


Gambar 4. 65 Pengaturan Mata Uang Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

b. Pengaturan jam kerja

Langkah-langkah yang dilakukan yaitu klik menu *options* > pilih *schedule* > kemudian isi sesuai yang sudah direncanakan.

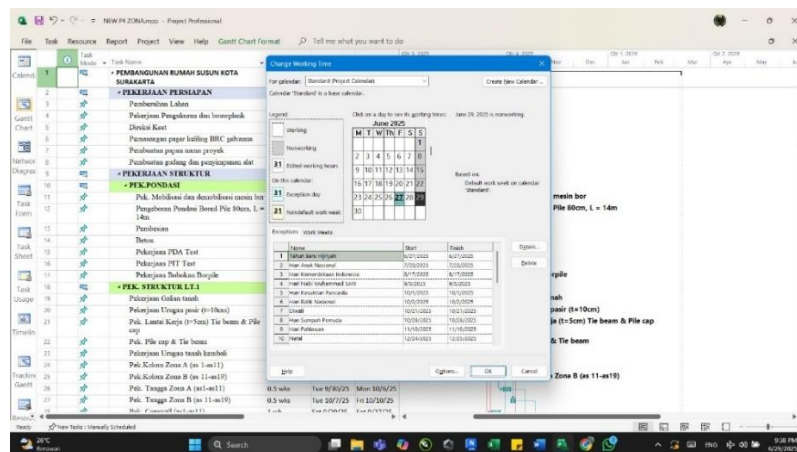


Gambar 4. 66 Pengaturan Jam Kerja Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

c. Pengaturan kalender

Langkah-langkah yang dilakukan yaitu klik *tabs project* > pilih *change working time* > kemudian pilih *create new calender* dan beri nama sesuai yang diinginkan.



Gambar 4. 67 Pengaturan Kalender Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

d. Pengaturan jam kerja (1 minggu)

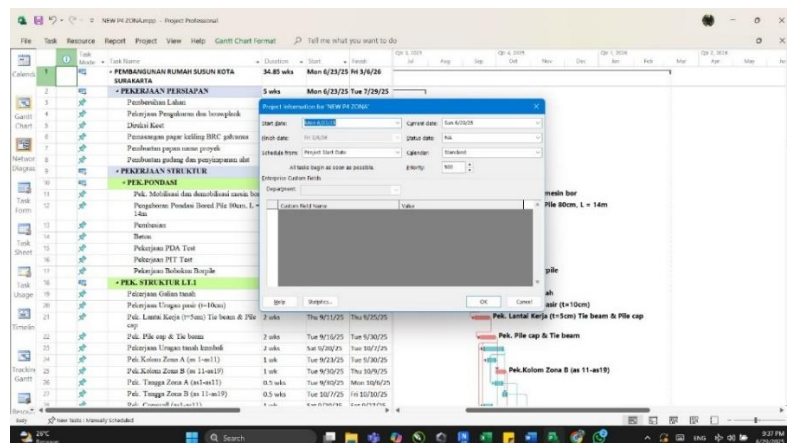
Langkah-langkah yang dilakukan yaitu klik *tabs project* > pilih *change working time* > kemudian klik pada *icon set day(s) to these specific working times* selanjutnya isi jam mulai kerja dan selesai kerja lakukan secara berulang.

e. Pengaturan tanggal merah atau hari libur nasional

Langkah-langkah yang dilakukan yaitu klik *tabs project* > pilih *change working time* > kemudian pilih *exceptions* dan isi tanggal mulai dan selesai tanggal merah beserta keterangan nya.

f. Pengaturan tanggal awal pelaksanaan proyek

Langkah-langkah yang dilakukan yaitu klik *tabs project* > pilih *project information* > kemudian pilih tanggal awal pelaksanaan pada *start date* dan *current date* pada kalender yang telah dibuat sebelumnya.

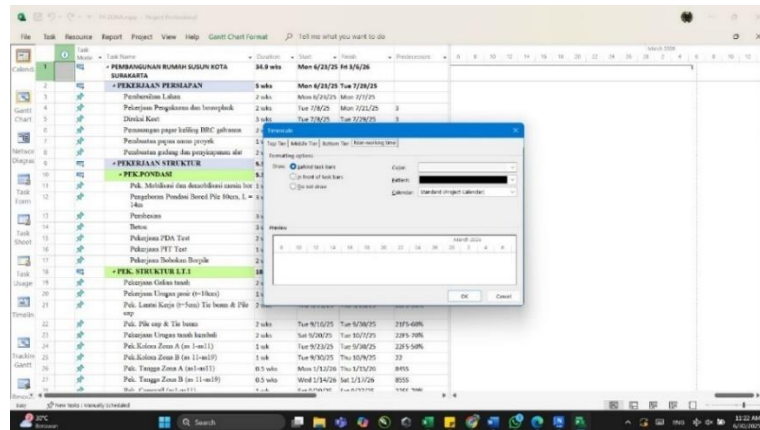


Gambar 4. 68 Pengaturan *Start Date* Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

g. Pengaturan menu bar pada kalender

Langkah-langkah yang dilakukan yaitu klik kanan pada *Timescale* > pilih *non-working time* kemudian pilih kalender yang telah dibuat sebelumnya. Tampilan pada kalender dapat diubah untuk *color* merah sebagai tanda hari libur dan *pattern* sebagai arsiran penanda hari libur. Dapat dilihat pada gambar berikut :

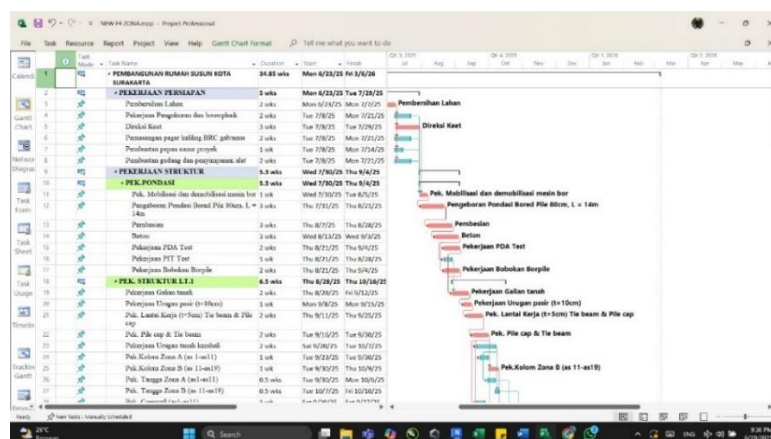


Gambar 4. 69 Pengaturan Menu Bar Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

2. Memasukan Data Pekerjaan

Setelah dilakukan pengaturan awal, tahapan selanjutnya yaitu mengisi jenis pekerjaan (menu *Task Name*) lalu mengisi durasi pekerjaan dalam satuan minggu (menu *Duration*). Berikutnya yaitu mengisi keterkaitan antar pekerjaan (menu *Predecessors*) sesuai yang telah direncanakan. Secara otomatis, *Ms. Project* akan mengisi kolom “start” and “finish”, kemudian menghasilkan *Gantt Chart* di sisi sebelah kanan pekerjaan dengan cara blok seluruh pekerjaan dan klik pada tab “Task” dan pilih “Auto Schedule”. Berikut tampilan pada *Ms. Project* :



Gambar 4. 70 Pembuatan Schedule Ms. Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

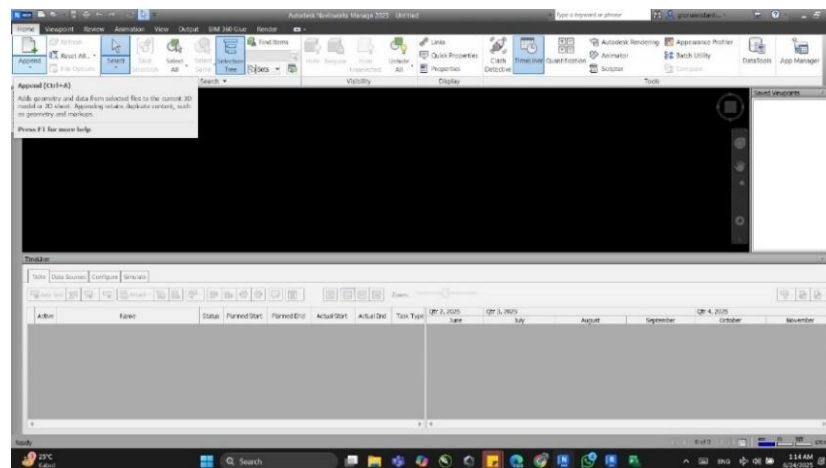
Berdasarkan hasil analisa penjadwalan menggunakan *Ms. Project*, didapatkan durasi total untuk keseluruhan pekerjaan adalah 35 minggu pada perencanaan ulang Rumah Susun Pemerintah Kota Surakarta.

4.10 Integrasi Model 5D Autodesk Naviswork

Tahapan terakhir dalam permodelan tugas akhir ini adalah memasukkan model 3D dari *Autodesk Revit* dan *time schedule* dari *Ms. Project* terlebih dahulu. Selanjutnya lakukan sinkronisasi antara item-item *Ms. Project* dengan model 3D yang telah dibuat. Di bawah ini disajikan langkah-langkah dalam pengerjaan :

1. Membuka file NWC

Tahapan dimulai dengan pilih *tabs home* > klik *append* > kemudian pilih file model 3D dari *revit* dalam format (*.nwc) lalu klik *open*.

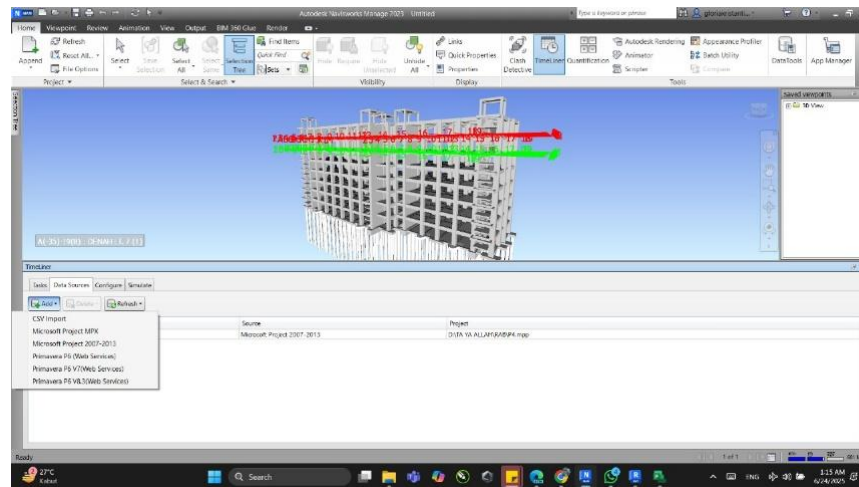


Gambar 4. 71 Membuka file NWC

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

2. Membuka file *Ms. Project*

Tahapan dimulai dari dengan *tabs home* > klik *TimeLiner* > kemudian pilih Data Sources > klik add dan pilih file *Ms. Project* yang telah dibuat lalu *open*. Jika ingin melihat *time schedule* yang telah di *import* maka klik *task* pada *time liner*.

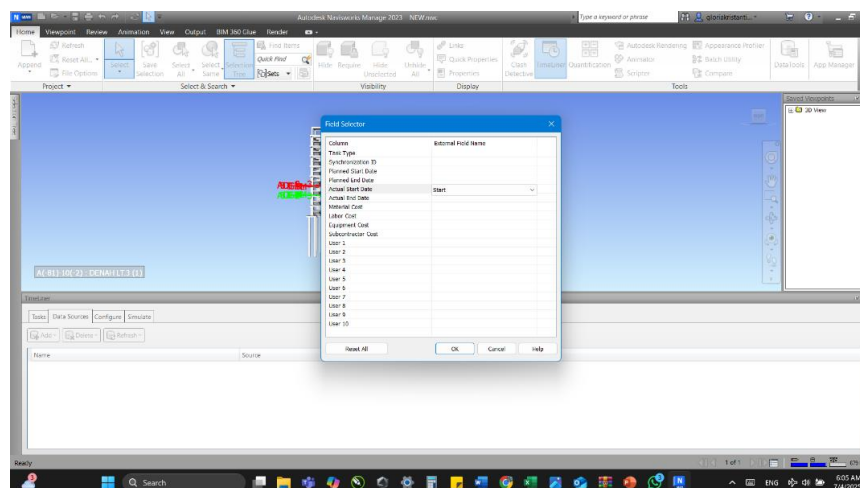


Gambar 4. 72 Import Ms.Project

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

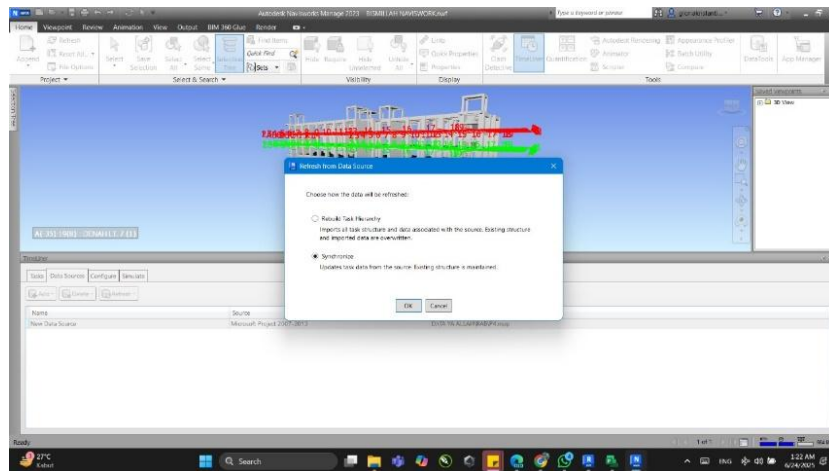
3. Sinkronisasi Penjadwalan

Setelah memasukkan *Data Source* dari *Ms. Project*, dapat melakukan sinkronisasi penjadwalan, agar item pekerjaan yang telah dibuat dalam *Ms. Project* muncul pada tab 'Tasks'. Sinkronisasi dapat dilakukan dengan memilih *refresh* > *Synchronyshize* > muncul jendela untuk sinkronisasi *start* dan *finish tasks* > pilih *start* pada baris *Actual Start Date* > pilih *finish* pada baris *Actual Finish Date* > Klik Ok



Gambar 4. 73 Jendela Sinkronisasi Start dan Finish

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

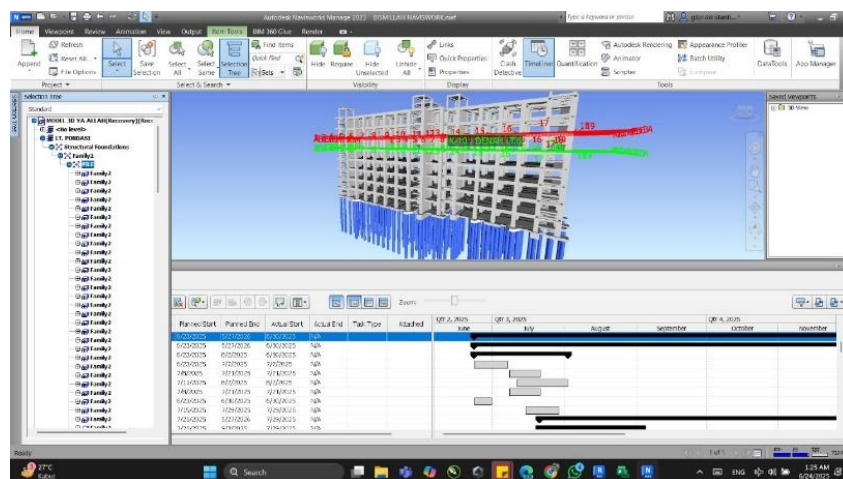


Gambar 4. 74 Sinkronisasi Naviswork

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

4. Sinkronisasi Model 3D dengan Item Pekerjaan

Pekerjaan pembangunan perencanaan ulang ini akan dilakukan menggunakan dua zona, sehingga untuk melakukan sinkronisasi model juga akan dilakukan bertahap dimulai dari kiri untuk zona satu dan kanan untuk zona dua, Tahapan dimulai dengan blok model 3D pada *window Navsiwork* kemudian pilih menu *TimeLiner* lalu klik *attach current selection*. Selanjutnya pilih *construct* pada kolom *task type*.



Gambar 4. 75 Attached Element Naviswork

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

