

BAB 4

PEMBAHASAN

4.1. *Preliminary Design*

Pada redesain Gedung PCNU Kota Semarang, struktur portal yang meliputi balok, kolom, dan pelat, serta struktur dinding geser direncanakan dengan spesifikasi sebagaimana dijelaskan sebagai berikut.

4.1.1. Perencanaan Balok

1. Perencanaan dimensi balok induk

Berdasarkan SNI 2847 tahun 2019 Pasal 9.3.1.1, dimensi tinggi minimum balok induk direncanakan dengan asumsi peletakan sederhana melalui pendekatan bentang maksimum (L) per 16 dengan rasio lebar minimum balok adalah setengah dari tingginya. Adapun analisis perencanaan dimensi balok induk adalah sebagai berikut.

a. Balok B1

$$\text{Bentang maksimum (L)} = 6000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum (h min)} &= \frac{6000}{16} \\ &= 375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi digunakan (h)} = 800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar balok (b)} &= \frac{1}{2} \times 800 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi balok yang telah direncanakan, selanjutnya dilakukan analisis persyaratan tinggi efektif dan batas lebarnya berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 dengan analisis perhitungan sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - \text{selimut bersih} - \text{diameter sengkang} - \\ &\quad \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal} \\ &= 800 - 30 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 \\ &= 750,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ln} &= L - \text{panjang kolom} \\ &= 6000 - 550 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 5450 \text{ mm} \\
\text{Persyaratan tinggi efektif} &= L_n \geq 4d \\
&= 5450 \geq 4(750,5) \\
&= 5450 \geq 3002 \text{ (**Memenuhi**)} \\
\text{Persyaratan lebar 1} &= b \geq \min(0,3h ; 250 \text{ mm}) \\
&= 400 \geq (0,3(800) ; 250) \\
&= 400 \geq (240 ; 250) \text{ (**Memenuhi**)} \\
\text{Persyaratan lebar 2} &= b \leq c_2 + 2 \times \min(c_2 ; 0,75c_1) \\
&= 400 \leq 550 + 2 \times \min(550 ; 0,75 \times 550) \\
&= 400 \leq 1375 \text{ (**Memenuhi**)}
\end{aligned}$$

b. Balok B2

$$\text{Bentang maksimum (L)} = 6000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi minimum (h min)} &= \frac{6000}{16} \\
&= 375 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\text{Tinggi digunakan (h)} = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lebar balok (b)} &= \frac{1}{2} \times 500 \\
&= 250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\text{Lebar balok digunakan (b)} = 300 \text{ mm}$$

Dimensi balok yang telah direncanakan, selanjutnya dilakukan analisis persyaratan tinggi efektif dan batas lebarnya berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 dengan analisis perhitungan sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - \text{selimut bersih} - \text{diameter sengkang} - \\
&\quad \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal} \\
&= 500 - 30 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 \\
&= 450,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_n &= L - \text{panjang kolom} \\
&= 6000 - 400 \\
&= 5600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Persyaratan tinggi efektif} &= L_n \geq 4d \\
&= 5600 \geq 4(450,5)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5600 \geq 18002 \text{ (**Memenuhi**)} \\
 \text{Persyaratan lebar 1} &= b \geq \min(0,3h ; 250 \text{ mm}) \\
 &= 300 \geq (0,3(500) ; 250) \\
 &= 300 \geq (150 ; 250) \text{ (**Memenuhi**)} \\
 \text{Persyaratan lebar 2} &= b \leq c_2 + 2 \times \min (c_2 ; 0,75c_1) \\
 &= 300 \leq 400 + 2 \times \min (400 ; 0,75 \times 400) \\
 &= 300 \leq 1000 \text{ (**Memenuhi**)}
 \end{aligned}$$

2. Perencanaan dimensi balok anak

Sama halnya dengan balok induk, balok anak direncanakan sebagaimana SNI 2847 tahun 2019 Pasal 9.3.1.1 dengan asumsi perletakan sederhana melalui pendekatan bentang maksimum (L) per 16 untuk dimensi tinggi minimumnya dan dengan rasio lebar minimum balok adalah setengah dari tingginya. Adapun analisis perencanaan dimensi balok anak adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Bentang maksimum (L)} &= 6000 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi minimum (h min)} &= \frac{6000}{16} \\
 &= 375 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi digunakan (h)} &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Lebar balok (b)} &= \frac{1}{2} \times 400 \\
 &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimensi balok yang telah direncanakan, selanjutnya dilakukan analisis persyaratan tinggi efektif dan batas lebarnya berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 dengan analisis perhitungan sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - \text{selimut bersih} - \text{diameter sengkang} - \\
 &\quad \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal} \\
 &= 400 - 30 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 \\
 &= 350,5 \text{ mm} \\
 \text{Ln} &= L - \text{panjang kolom} \\
 &= 6000 - 400 \\
 &= 5600 \text{ mm} \\
 \text{Persyaratan tinggi efektif} &= L_n \geq 4d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 5600 \geq 4(350,5) \\
&= 5600 \geq 1402 \text{ (**Memenuhi**)} \\
\text{Persyaratan lebar 1} &= b \geq \min(0,3h ; 250) \\
&= 200 \geq (0,3(400) ; 250) \\
&= 200 \geq (120) \text{ (**Memenuhi**)} \\
\text{Persyaratan lebar 2} &= b \leq c_2 + 2 \times \min (c_2 ; 0,75c_1) \\
&= 200 \leq 400 + 2 \times \min (400 ; 0,75 \times 400) \\
&= 200 \leq 1000 \text{ (**Memenuhi**)}
\end{aligned}$$

3. Perencanaan dimensi tie beam

Pada perencanaan dimensi tie beam, digunakan pendekatan sebagaimana SNI 2847 tahun 2019 pasal 9.3.1.1 dengan menggunakan asumsi kondisi perletakan menerus satu sisi, dimana tinggi minimum merupakan pembagian dari bentang maksimum tie beam (L) per 18,5 dan rasio lebar minimum adalah setengah dari tingginya. Adapun analisis perhitungan perencanaan dimensi tie beam adalah sebagai berikut.

a. Tie beam TB1

$$\begin{aligned}
\text{Bentang maksimum (L)} &= 6000 \text{ mm} \\
\text{Tinggi minimum (h min)} &= \frac{6000}{18,5} \\
&= 324,324 \text{ mm} \\
\text{Tinggi digunakan (h)} &= 500 \text{ mm} \\
\text{Lebar balok (b)} &= \frac{1}{2} \times 500 \\
&= 250 \text{ mm} \\
\text{Lebar balok digunakan (b)} &= 300 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dimensi tie beam yang telah direncanakan, selanjutnya dilakukan analisis persyaratan tinggi efektif dan batas lebarnya berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 dengan analisis perhitungan sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - \text{selimut bersih} - \text{diameter sengkang} - \\
&\quad \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal} \\
&= 500 - 30 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 \\
&= 450,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_n &= L - \text{panjang kolom} \\
 &= 6000 - 550 \\
 &= 5450 \text{ mm} \\
 \text{Persyaratan tinggi efektif} &= L_n \geq 4d \\
 &= 5450 \geq 4(450,5) \\
 &= 5450 \geq 1802 \text{ (**Memenuhi**)} \\
 \text{Persyaratan lebar 1} &= b \geq \min(0,3h ; 250) \\
 &= 300 \geq (0,3(500) ; 250) \\
 &= 300 \geq (150) \text{ (**Memenuhi**)} \\
 \text{Persyaratan lebar 2} &= b \leq c_2 + 2 \times \min(c_2 ; 0,75c_1) \\
 &= 300 \leq 550 + 2 \times \min(550 ; 0,75 \times 550) \\
 &= 300 \leq 1375 \text{ (**Memenuhi**)}
 \end{aligned}$$

b. Tie beam TB2

$$\begin{aligned}
 \text{Bentang maksimum (L)} &= 6000 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi minimum (h min)} &= \frac{6000}{18,5} \\
 &= 324,324 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi digunakan (h)} &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Lebar balok (b)} &= \frac{1}{2} \times 400 \\
 &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Lebar balok digunakan (b)} &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimensi tie beam yang telah direncanakan, selanjutnya dilakukan analisis persyaratan tinggi efektif dan batas lebarnya berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 dengan analisis perhitungan sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - \text{selimut bersih} - \text{diameter sengkang} - \\
 &\quad \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan longitudinal} \\
 &= 400 - 30 - 10 - \frac{1}{2} \times 19 \\
 &= 350,5 \text{ mm} \\
 L_n &= L - \text{panjang kolom} \\
 &= 6000 - 550 \\
 &= 5450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Persyaratan tinggi efektif} &= L_n \geq 4d \\
 &= 5450 \geq 4(350,5) \\
 &= 5450 \geq 1402 \text{ (**Memenuhi**)} \\
 \\
 \text{Persyaratan lebar 1} &= b \geq \min(0,3h ; 250) \\
 &= 300 \geq (0,3(400) ; 250) \\
 &= 300 \geq (120) \text{ (**Memenuhi**)} \\
 \\
 \text{Persyaratan lebar 2} &= b \leq c_2 + 2 \times \min(c_2 ; 0,75c_1) \\
 &= 300 \leq 550 + 2 \times \min(550 ; 0,75 \times 550) \\
 &= 300 \leq 1375 \text{ (**Memenuhi**)}
 \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perencanaan desain balok terangkum pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4. 1 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok

No.	Tipe	b min mm	h min mm	Dimensi Balok		Jenis Balok
				b	h	
				mm	mm	
1.	Balok B1	187,5	375	400	800	Balok Induk
2.	Balok B2	187,5	375	300	500	Balok Induk
3.	Balok B3	187,5	375	200	400	Balok Anak
4.	Balok B5	187,5	375	300	500	Balok Induk
4.	Tie beam TB1	187,5	375	300	500	Balok Induk
5.	Tie beam TB2	187,5	375	300	400	Balok Induk

4.1.2. Perencanaan Kolom

Dalam perencanaan Gedung PCNU Kota Semarang, struktur kolom didesain untuk lebih kuat daripada balok sebagaimana konsep desain Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

a. Perencanaan kolom K0

$$\text{Dimensi (b x h)} = 550 \times 550 \text{ mm}$$

Cek persyaratan desain kolom menurut SNI 1726:2019 pasal 18.7.2.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Persyaratan sisi terpendek} &= b \geq 300 \text{ mm} \\
 &= 550 \geq 300 \text{ mm (**memenuhi**)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan rasio dimensi penampang} &= b/h \geq 0,4 \\ &= 550/550 \geq 0,4 \\ &= 1 \geq 0,4 \text{ (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

b. Perencanaan kolom K1

$$\text{Dimensi (b x h)} = 500 \times 500 \text{ mm}$$

Cek persyaratan desain kolom menurut SNI 1726:2019 pasal 18.7.2.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan sisi terpendek} &= b \geq 300 \text{ mm} \\ &= 500 \geq 300 \text{ mm (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan rasio dimensi penampang} &= b/h \geq 0,4 \\ &= 500/500 \geq 0,4 \\ &= 1 \geq 0,4 \text{ (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

c. Perencanaan kolom K2

$$\text{Dimensi (b x h)} = 400 \times 400 \text{ mm}$$

Cek persyaratan desain kolom menurut SNI 1726:2019 pasal 18.7.2.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan sisi terpendek} &= b \geq 300 \text{ mm} \\ &= 400 \geq 300 \text{ mm (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan rasio dimensi penampang} &= b/h \geq 0,4 \\ &= 400/400 \geq 0,4 \\ &= 1 \geq 0,4 \text{ (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

d. Perencanaan kolom K2A

$$\text{Dimensi (b x h)} = 450 \times 450 \text{ mm}$$

Cek persyaratan desain kolom menurut SNI 1726:2019 pasal 18.7.2.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan sisi terpendek} &= b \geq 300 \text{ mm} \\ &= 450 \geq 300 \text{ mm (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Persyaratan rasio dimensi penampang} &= b/h \geq 0,4 \\ &= 450/450 \geq 0,4 \\ &= 1 \geq 0,4 \text{ (**memenuhi**)} \end{aligned}$$

e. Perencanaan kolom K3

Dimensi (b x h) = 300 x 300 mm

Cek persyaratan desain kolom menurut SNI 1726:2019 pasal 18.7.2.1 adalah sebagai berikut.

Persyaratan sisi terpendek = $b \geq 300 \text{ mm}$
 = $300 \geq 300 \text{ mm}$ (**memenuhi**)

Persyaratan rasio dimensi penampang = $b/h \geq 0,4$
 = $300/300 \geq 0,4$
 = $1 \geq 0,4$ (**memenuhi**)

Adapun rekapitulasi perencanaan desain kolom terangkum dalam Tabel 4.2 berikut.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Perencanaan Desain Kolom

No.	Tipe Kolom	Dimensi		Persyaratan Sisi Pendek	Persyaratan Rasio Dimensi Penampang
		b	h		
		mm	mm		
1.	Kolom K0	550	550	Memenuhi	Memenuhi
2.	Kolom K1	500	500	Memenuhi	Memenuhi
3.	Kolom K2	450	450	Memenuhi	Memenuhi
4.	Kolom K2A	400	400	Memenuhi	Memenuhi
5.	Kolom K3	300	300	Memenuhi	Memenuhi

4.1.3. Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat pada bangunan ini terbagi ke dalam 2 tipe, yakni *half slab* pada pelat lantai 1 sampai dengan lantai 4, serta plat konvensional untuk lantai *basement* dan lantai atap. Adapun analisis perencanaan pelat lantai ini, sebagai berikut.

1. Pelat *Basement*

a. Data perencanaan

Bentang panjang pelat (Ly) = 6 meter

Bentang pendek pelat (Lx) = 6 meter

Tebal pelat = 250 mm

b. Penentuan tipe pelat

$$\begin{aligned} L_n &= \frac{L_y}{L_x} \\ &= \frac{6}{6} \\ &= 1 < 2 \end{aligned}$$

Karena nilai $L_n < 2$, maka sebagaimana SNI 2847 tahun 2019 jenis tipe pelat pada lantai basement ini merupakan tipe pelat dua arah.

c. Cek persyaratan tebal minimum

Perencanaan tebal minimum pada pelat lantai basement diasumsikan sebagai pelat dua arah kondisi nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya.

$$\begin{aligned} \alpha f_m &= \frac{I_b}{I_s} \\ &= \frac{\frac{1}{12} \times 300 \times 500^3}{\frac{1}{12} \times 1000 \times 250^3} \\ &= 2,4 > 2,00 \end{aligned}$$

Karena nilai dari $\alpha f_m > 2,00$ maka h minimum pelat dapat dicari dari nilai berikut.

$$h \text{ minimum} = \text{terbesar dari } \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ atau } 90 \text{ mm}$$

$$h \text{ minimum} = \frac{6000\left(0,8 + \frac{280}{1400}\right)}{36 + 9(1)} \text{ atau } 90 \text{ mm}$$

$$h \text{ minimum} = 133,33 \text{ mm}$$

$$h \text{ digunakan} = 250 \text{ mm} > 133,33 \text{ mm} \text{ (**memenuhi**)}$$

d. Cek persyaratan lendutan

1. Parameter lendutan (*deflection*)

$$\text{Modulus elastis beton (Ec)} = 4700\sqrt{f'c}$$

$$= 23453 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastis baja tulangan} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Momen inersia brutto penampang pelat (Ig)} = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= 1302083333 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus keruntuhan lentur beton (fr)} = 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f'c}; \lambda = 1$$

$$= 3,094 \text{ MPa}$$

$$\text{Rasio modulus elastis baja – beton (n)} = \frac{E_s}{E_c}$$

$$= 8,528$$

Jarak garis netral terhadap sisi luar beton (c) = 6,7 mm

2. Perhitungan beban dan batas lendutan

$$\text{Faktor reduksi beban hidup (r)} = 0,9$$

$$\text{Beban merata pada pelat (Q)} = 8,548 \text{ N/mm}$$

$$\text{Panjang pelat arah x (Lx)} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Batas lendutan maksimum yang diizinkan} = \frac{Lx}{240}$$

$$= 25 \text{ mm}$$

3. Perhitungan momen inersia penampang pelat

$$\text{Momen retak (Mcr)} = \frac{f_r \times I_g}{(h/2)}$$

$$= 32227018,62 \text{ Nmm}$$

$$\text{Momen maksimum beban (Ma)} = \frac{1}{24} \times Q \times Lx^2$$

$$= 12822000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Inersia penampang retak (Icr)} = \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2$$

$$= 304944109,3 \text{ mm}^4$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan (Ie)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) \times I_{cr}$$

$$= 16137421359 \text{ mm}^4$$

4. Lendutan seketika (*immediate deflection*)

$$\delta_e = \frac{1}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{E_c \times I_e}$$

$$= 0,076 \text{ mm}$$

5. Lendutan jangka panjang (*Long – term deflection*)

$$\text{Rasio tulangan pelat beton bertulang (\rho)} = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$= 0,004 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien rangkai/Creep Coef (\zeta)} = 2,00$$

$$\text{Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (\lambda)} = \frac{\zeta}{1 + 50 \times \rho}$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut (δg)

$$\begin{aligned}\delta g &= \lambda \times \frac{1}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{Ec \times Ie} \\ &= 0,129 \text{ mm}\end{aligned}$$

6. Lendutan total (δ_{tot}) = $\delta e + \delta g = 0,206 \text{ mm}$

7. Cek syarat $\delta_{tot} < Lx/240 : 0,206 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$ (**memenuhi**)

2. Pelat *half slab* lantai 1 sampai 4

a. Data perencanaan

Bentang panjang pelat = 2,75 m

Bentang pendek pelat = 2,75 m

Total tebal pelat = 120 mm

b. Penentuan tipe pelat

$$\begin{aligned}Ln &= \frac{Ly}{Lx} \\ &= \frac{2,75}{2,75} \\ &= 1 < 2\end{aligned}$$

Karena nilai $Ln < 2$, maka sebagaimana SNI 2847 tahun 2019 jenis tipe pelat pada lantai 1 sampai 4 ini merupakan tipe pelat dua arah.

c. Cek persyaratan tebal minimum

Perencanaan tebal minimum pada pelat lantai 1 sampai dengan 4 diasumsikan sebagai pelat dua arah kondisi nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya.

$$\begin{aligned}\alpha fm &= \frac{Ib}{Is} \\ &= \frac{\frac{1}{12} \times 300 \times 500^3}{\frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3} \\ &= 21,7 > 2,00\end{aligned}$$

Karena nilai dari $\alpha fm > 2,00$ maka h minimum pelat dapat dicari dari nilai berikut.

h minimum = terbesar dari $\frac{ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$ atau 90 mm

h minimum = $\frac{2750(0,8 + \frac{280}{1400})}{36 + 9(1)}$ atau 90 mm

$h_{\text{minimum}} = 61,11 \text{ mm}$ atau 90 mm

$h_{\text{minimum}} = 90 \text{ mm}$

$h_{\text{digunakan}} = 120 \text{ mm} > 90 \text{ mm}$ (**memenuhi**)

d. Tebal pelat *precast* dan beton *topping*

Dengan tebal total pelat lantai 12 cm , pelat *precast* direncanakan memiliki ketebalan 7 cm dan ketebalan beton *topping* adalah 5 cm . Menurut Staszak, dkk (2021), ketebalan pelat *precast* umumnya berada pada rentang $4,5 \text{ cm}$ sampai dengan 7 cm . Panel *precast* tersebut sebagai bekisting permanen pelat yang menopang beban sementara sebelum beton *topping* mengeras dan bekerja secara komposit (Abdullah & Mosheer, 2022). Oleh karena itu, dipilih tebal pelat 7 cm pada perencanaan ini sebagai batas atas yang lebih aman guna menjamin kekuatan serta kekakuan, utamanya pada saat proses ereksi. Pada sistem *half slab*, panel *precast* berfungsi sebagai bekisting permanen dan memikul beban sementara sebelum beton *topping* mengeras dan bekerja secara komposit. Sementara itu, PCI (*Precast/Prestressed Concrete Institute*) (2017) mensyaratkan tebal *beton topping* pada struktur pelat *precast* minimal adalah 50 mm atau 5 cm . Selain memenuhi persyaratan tersebut, beton *topping* tersebut berfungsi membentuk aksi komposit antara panel *precast* dan beton cor di tempat sehingga pelat dapat bekerja sebagai satu kesatuan struktur. Beton *topping* juga sebagai diafragma yang menghubungkan antar panel *precast* dengan mendistribusikan beban yang bekerja secara merata (Romi et al., 2016). Dengan ketebalan total pelat 12 cm dan panel *precast* setebal 7 cm , serta tebal pelat *topping* 5 cm dinilai telah cukup untuk memenuhi fungsi tersebut. Dengan demikian, pemilihan tebal beton *topping* pada perencanaan ini masih memenuhi persyaratan tersebut.

e. Cek persyaratan lendutan

1. Parameter lendutan (*deflection*)

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton (Ec)} &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 24585 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis baja tulangan} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia brutto penampang pelat (I}_g) &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= 144000000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus keruntuhan lentur beton (f}_r) &= 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} ; \lambda = 1 \\ &= 3,243 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio modulus elastis baja – beton (n)} &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= 8,135 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak garis netral terhadap sisi luar beton (c)} = 3,196 \text{ mm}$$

2. Perhitungan beban dan batas lendutan

$$\text{Faktor reduksi beban hidup (r)} = 0,9$$

$$\text{Beban merata pada pelat (Q)} = 8,781 \text{ N/mm}$$

$$\text{Panjang pelat arah x (L}_x) = 2750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas lendutan maksimum yang diizinkan} &= \frac{L_x}{240} \\ &= 11,458 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan momen inersia penampang pelat

$$\begin{aligned} \text{Momen retak (M}_{cr}) &= \frac{f_r \times I_g}{(h/2)} \\ &= 7783605,54 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maksimum beban (M}_a) &= \frac{1}{24} \times Q \times L_x^2 \\ &= 2766929,69 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang retak (I}_{cr}) &= \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2 \\ &= 24091613,08 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan (I_e)

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) \times I_{cr} \\ &= 2693393213 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

4. Lendutan seketika (*immediate deflection*)

$$\begin{aligned} \delta_e &= \frac{1}{384} \times Q \times \frac{L_x^4}{E_c \times I_e} \\ &= 0,020 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Lendutan jangka panjang (*Long – term deflection*)

$$\text{Rasio tulangan pelat beton bertulang (\rho)} = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$= 0,004 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien rangkai/Creep Coef } (\zeta) = 2,00$$

$$\text{Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati } (\lambda) = \frac{\zeta}{1+50 \times \rho}$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut (δg)

$$\begin{aligned} \delta g &= \lambda \times \frac{1}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{Ec \times Ie} \\ &= 0,032 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$6. \text{ Lendutan total } (\delta_{tot}) = \delta e + \delta g = 0,052 \text{ mm}$$

$$7. \text{ Cek syarat } \delta_{tot} < Lx/240 : 0,052 \text{ mm} < 11,458 \text{ mm} \text{ (**memenuhi**)}$$

3. Pelat atap

a. Data perencanaan

$$\text{Bentang panjang pelat } (Ly) = 3 \text{ meter}$$

$$\text{Bentang pendek pelat } (Lx) = 3 \text{ meter}$$

$$\text{Tebal pelat} = 120 \text{ mm}$$

b. Penentuan tipe pelat

$$\begin{aligned} Ln &= \frac{Ly}{Lx} \\ &= \frac{3}{3} \\ &= 1 < 2 \end{aligned}$$

Karena nilai $Ln < 2$, maka sebagaimana SNI 2847 tahun 2019 jenis tipe pelat atap ini merupakan tipe pelat dua arah.

c. Cek persyaratan tebal minimum

Perencanaan tebal minimum pada pelat atap diasumsikan sebagai pelat dua arah kondisi nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya.

$$\begin{aligned} \alpha fm &= \frac{Ib}{Is} \\ &= \frac{\frac{1}{12} \times 300 \times 500^3}{\frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3} \\ &= 21,7 > 2,00 \end{aligned}$$

Karena nilai dari $\alpha fm > 2,00$ maka h minimum pelat dapat dicari dari nilai berikut.

$$h \text{ minimum} = \text{terbesar dari } \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ atau } 90 \text{ mm}$$

$$h \text{ minimum} = \frac{3000\left(0,8 + \frac{280}{1400}\right)}{36 + 9(1)} \text{ atau } 90 \text{ mm}$$

$$h \text{ minimum} = 66,67 \text{ mm atau } 90 \text{ mm}$$

$$h \text{ minimum} = 90 \text{ mm}$$

$$h \text{ digunakan} = 120 \text{ mm} > 90 \text{ mm} \text{ (**memenuhi**)}$$

d. Cek persyaratan lendutan

1. Parameter lendutan (*deflection*)

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton (Ec)} &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 23453 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis baja tulangan} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia brutto penampang pelat (Ig)} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= 144000000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus keruntuhan lentur beton (fr)} &= 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f'c} ; \lambda = 1 \\ &= 3,094 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio modulus elastis baja – beton (n)} &= \frac{Es}{Ec} \\ &= 8,528 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak garis netral terhadap sisi luar beton (c)} = 3,35 \text{ mm}$$

2. Perhitungan beban dan batas lendutan

$$\text{Faktor reduksi beban hidup (r)} = 0,9$$

$$\text{Beban merata pada pelat (Q)} = 5,094 \text{ N/mm}$$

$$\text{Panjang pelat arah x (Lx)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas lendutan maksimum yang diizinkan} &= \frac{Lx}{240} \\ &= 12,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan momen inersia penampang pelat

$$\begin{aligned} \text{Momen retak (Mcr)} &= \frac{fr \times Ig}{(h/2)} \\ &= 7425105,09 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen maksimum beban (Ma)} = \frac{1}{24} \times Q \times Lx^2$$

$$= 1910250 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang retak (Icr)} &= \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c^2) \\ &= 25166271,37 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan (Ie)

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) \times I_{cr} \\ &= 7003904581 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

4. Lendutan seketika (*immediate deflection*)

$$\begin{aligned} \delta_e &= \frac{1}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{E_c \times I_e} \\ &= 0,007 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Lendutan jangka panjang (*Long – term deflection*)

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan pelat beton bertulang } (\rho) &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= 0,004 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien rangkai/Creep Coef } (\zeta) = 2,00$$

$$\text{Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati } (\lambda) = \frac{\zeta}{1+50 \times \rho}$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut (δ_g)

$$\begin{aligned} \delta_g &= \lambda \times \frac{1}{384} \times Q \times \frac{Lx^4}{E_c \times I_e} \\ &= 0,011 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$6. \text{ Lendutan total } (\delta_{tot}) = \delta_e + \delta_g = 0,017 \text{ mm}$$

$$7. \text{ Cek syarat } \delta_{tot} < Lx/240 : 0,017 \text{ mm} < 12,5 \text{ mm (memenuhi)}$$

Adapun spesifikasi dimensi ketebalan dari masing – masing pelat terangkum sebagaimana Tabel 4.3 berikut.

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Perencanaan Pelat

No.	Tipe Pelat	Ketebalan
1.	Pelat <i>Basement</i>	25 cm
2.	Pelat <i>Half slab</i>	12 cm
3.	Pelat Atap	12 cm

4.1.4. Perencanaan Dinding Geser

Pada redesain Gedung PCNU Kota Semarang, digunakan dinding geser setebal 20 cm pada daerah dinding basement dan *core lift* di lantai *basement* hingga lantai 4. Menurut SNI 2847 tahun 2019 pasal 14.5.3 tebal minimum *shear wall* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}t_{min} &= \max\left(\frac{h}{25}, 100 \text{ mm}\right) \\ &= \max\left(\frac{4500}{25}, 100 \text{ mm}\right) \\ &= \max(180 \text{ mm}, 100 \text{ mm}) \\ &= 180 \text{ mm}\end{aligned}$$

t digunakan = 200 mm > 180 mm (**memenuhi**)

4.2. Analisis Pembebanan

Pembebanan struktur pada perencanaan Gedung PCNU Kota Semarang, meliputi beban mati (D), beban mati tambahan (SIDL), beban hidup (L), serta beban gempa. Hasil perhitungan beban ini ditambahkan pada elemen struktur yang telah dimodelkan di *ETABS 22.0* dan dilakukan analisis sesuai kombinasi pembebanan yang telah disyaratkan oleh SNI 2847 – 2019 dan SNI 1726 – 2019.

4.2.1. Beban Mati

Beban mati bangunan meliputi beban akibat pengaruh berat sendiri dari komponen struktur dan beban mati tambahan yang ditumpu oleh struktur. Berat sendiri struktur terkomputasi secara otomatis oleh *software ETABS 22.0* pada saat pemodelan telah di *run analysis*. Pada penelitian ini, nilai beban dinding bata ringan sebesar 1,5 kN/m². Nilai tersebut ditetapkan berdasarkan pendekatan berat volume bata ringan *Autoclaved Aerated Concrete* (AAC) dan lapisan *finishing* dinding seperti plester dan acian pada bangunan gedung (Ibrahim, 2022). Sementara beban mati tambahan yang ditumpu oleh struktur balok maupun pelat dihitung sebagaimana berikut.

a. Beban mati tambahan pada pelat lantai 1

Pasir (tebal 3 cm)	=	0,03	x	1800	=	54	Kg/m ²
Spesi (tebal 3 cm)	=	0,03	x	2100	=	63	Kg/m ²

Penutup lantai	=	21		=	21	Kg/m ²
Ducting & ME	=			=	21	Kg/m ²
Total	=	159		=	159	Kg/m ²
	=			=	1,59	kN/m ²

b. Beban mati tambahan pada pelat lantai 2 sampai 4

Pasir (tebal 3 cm)	=	0,03	x	1800	=	54	Kg/m ²
Spesi (tebal 3 cm)	=	0,03	x	2100	=	63	Kg/m ²
Penutup lantai	=			=	21	Kg/m ²	
Ducting & ME	=			=	21	Kg/m ²	
Plafond	=			=	18	Kg/m ²	
Total	=			=	177	Kg/m ²	
	=			=	1,77	kN/m ²	

c. Beban mati tambahan pada pelat lantai atap

Spesi (tebal 4 cm)	=	0,04	x	2100	=	84	Kg/m ²
Waterprofing	=			=	3	Kg/m ²	
Ducting & ME	=			=	32	Kg/m ²	
Plafond	=			=	18	Kg/m ²	
Total	=			=	137	Kg/m ²	
	=			=	1,37	kN/m ²	

d. Beban mati tambahan pada balok lantai 1,3, dan 4

Dinding bata ringan	=	3,5	x	1,5	=	5,25	kN/m
---------------------	---	-----	---	-----	---	------	------

e. Beban mati tambahan pada balok lantai 2

Dinding bata ringan	=	4,5	x	1,5	=	6,75	kN/m
---------------------	---	-----	---	-----	---	------	------

4.2.2. Beban Hidup

Penentuan beban hidup pada setiap lantai bangunan ditentukan berdasarkan fungsi bangunan ataupun ruangan pada Gedung PCNU Kota Semarang. Berdasarkan pada

SNI 1727:2020 beban hidup yang ditumpu pada setiap lantai bangunan ini terangkum dalam Tabel 4.4 sebagai berikut.

Tabel 4. 4 Perencanaan Beban Hidup

Lantai	Fungsi	Beban Hidup
Lantai 1 dan 3	Perkantoran	4,79 kN/m ²
Lantai 2	Aula / Ruang perkantoran dengan kursi dapat dipindahkan	4,79 kN/m ²
Lantai 4	Ruang pertemuan lainnya	4,79 kN/m ²
Lantai atap		0,96 kN/m ²

4.2.3. Beban Gempa

Data gempa daerah pembangunan Gedung PCNU Kota Semarang yang diperoleh dari Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR dan data bangunan memiliki spesifikasi sebagaimana berikut.

- a. Spektral Percepatan Periode Pendek (S_s) = 0,8876 g
- b. Spektral Percepatan Periode 1 Detik (S_1) = 0,3831 g
- c. Klasifikasi situs = Tanah Sedang (SD)
- d. Kategori resiko bangunan = II

Penggolongan klasifikasi situs pada lokasi pembangunan ini didasarkan pada hasil pengujian tanah N-SPT dari proyek Gedung PCNU Kota Semarang. Berdasarkan hasil analisa perhitungan sebagaimana dijelaskan pada sub bab 4.4.5.1 diperoleh nilai N-SPT rata – rata sebesar 24. Nilai ini berada pada rentang 15 sampai 50, yang mana sesuai dengan SNI 1726 Tahun 2019 termasuk kedalam klasifikasi situs tanah sedang (SD).

Dari data yang diperoleh tersebut dilakukan analisis untuk selanjutnya diinputkan ke desain pemodelan pada *software ETABS 22.0*. Adapun hasil analisis perhitungan beban gempa terangkum dalam Tabel 4.5 di bawah ini.

Tabel 4. 5 Hasil Analisis Beban Gempa

Keterangan		Nilai
Koefisien situs periode pendek (F_a)	Tabel 6 SNI 1726:2019	1,145
Koefisien situs periode 1 detik (F_v)	Tabel 7 SNI 1726:2019	1,9169

Keterangan		Nilai
Percepatan desain periode pendek (SDs)	$2/3 \times Fa \times Ss$	0,6775 g
Percepatan desain periode 1 detik (SD ₁)	$2/3 \times Fv \times Sl$	0,4896 g
T ₀	$0,2 \times SD_1 / SDs$	0,1445 detik
T _s	SD_1 / SD_s	0,7226 detik
Faktor keutamaan gempa (I _e)	Tabel 3 dan 4 SNI 1726:2019	1,00
Koefisien modifikasi respons (R)	Tabel 12 SNI 1726:2019	7
Faktor kuat lebih sistem (Ω ₀)	Tabel 12 SNI 1726:2019	2,5
Faktor pembesaran defleksi (C _d)	Tabel 12 SNI 1726:2019	5,5
Koefisien untuk batas periode (C _u)	Tabel 17 SNI 1726:2019	1,4
Parameter periode pendekatan (C _t)	Tabel 18 SNI 1726:2019	0,0488
Parameter periode pendekatan (x)	Tabel 18 SNI 1726:2019	0,75
Tinggi bangunan (seismik) (h)		20,3 m
Periode fundamental pendekatan (T _a)	$C_t \times h^x$	0,4667 detik
Periode maksimum (T _{max})	$C_u \times T_a$	0,653 detik
Periode hasil analisis arah x	ETABS 22.0	1,088 detik
Periode hasil analisis arah y	ETABS 22.0	0,711 detik
Periode pakai arah x (T _x)		0,653 detik
Periode pakai arah y (T _y)		0,653 detik

4.3. Kombinasi Pembebanan

Sesuai dengan SNI 2847:2019 dan SNI 1726:2019, perencanaan struktur Gedung PCNU Kota Semarang dianalisis dengan kombinasi pembebanan sebagaimana Tabel 4.6 berikut.

- SDs = 0,6775 g
- ρ = 1,3

Tabel 4. 6 Kombinasi Pembebanan

Nomor		DL	SIDL	LL	Lr	Ex	Ey
1	1.1	1,4	1,4				
2	2.1	1,2	1,2	1,6	0,5		
3	3.1	1,2	1,2	1	1,6		
4	4.1	1,335	1,335	1		1,3	0,39
	4.2	1,335	1,335	1		1,3	-0,39

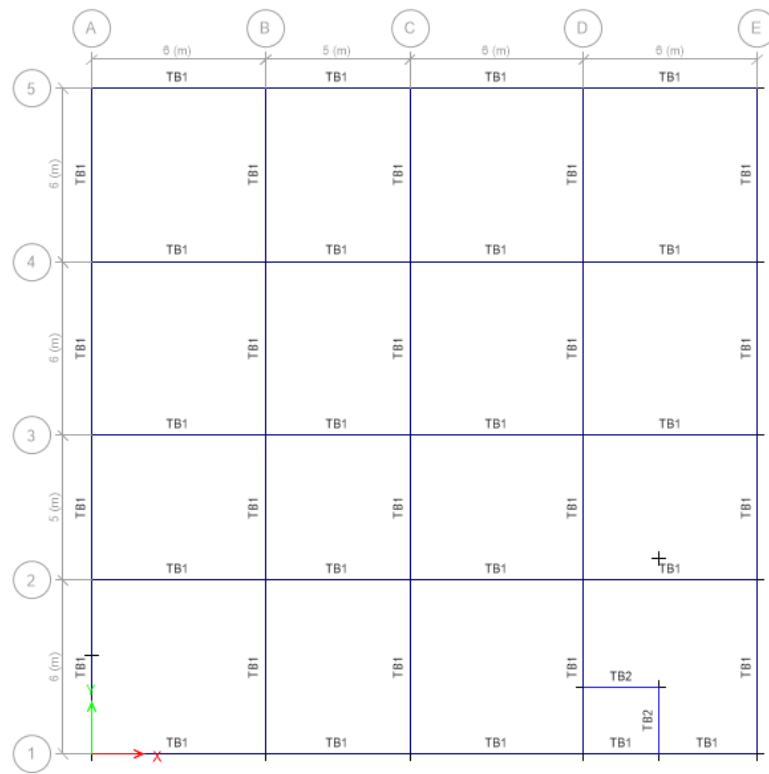
Nomor	DL	SIDL	LL	Lr	Ex	Ey	
	4.3	1,335	1,335	1		-1,3	0,39
	4.4	1,335	1,335	1		-1,3	-0,39
	4.5	1,335	1,335	1		0,39	1,3
	4.6	1,335	1,335	1		-0,39	1,3
	4.7	1,335	1,335	1		0,39	-1,3
	4.8	1,335	1,335	1		-0,39	-1,3
5	5.1	0,764	0,764			1,3	0,39
	5.2	0,764	0,764			1,3	-0,39
	5.3	0,764	0,764			-1,3	0,39
	5.4	0,764	0,764			-1,3	-0,39
	5.5	0,764	0,764			0,39	1,3
	5.6	0,764	0,764			-0,39	1,3
	5.7	0,764	0,764			0,39	-1,3
	5.8	0,764	0,764			-0,39	-1,3

4.4. Analisis Struktur

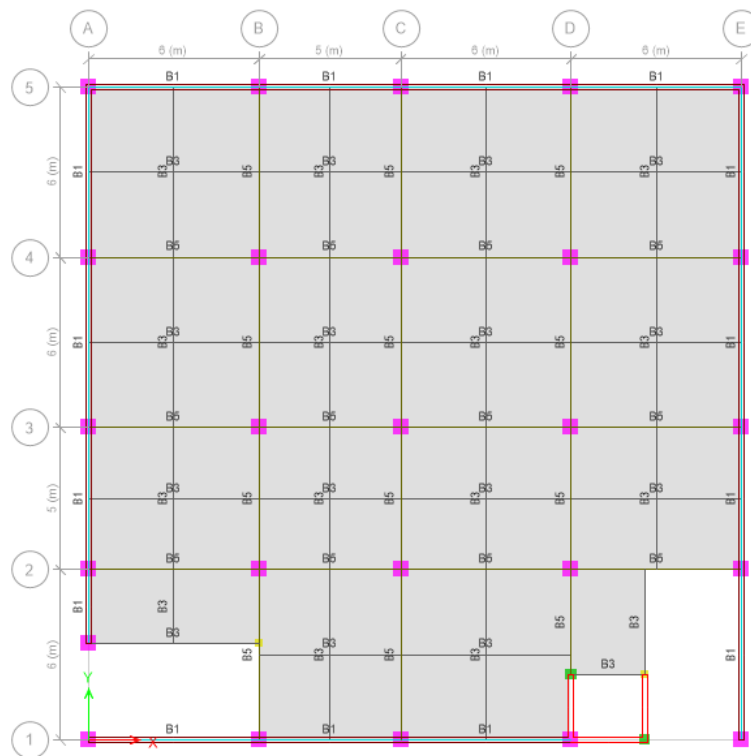
Analisis struktur pada perencanaan Gedung PCNU Kota Semarang, dilakukan dengan menggunakan *software ETABS 22.0*.

4.4.1. Pemodelan Struktur

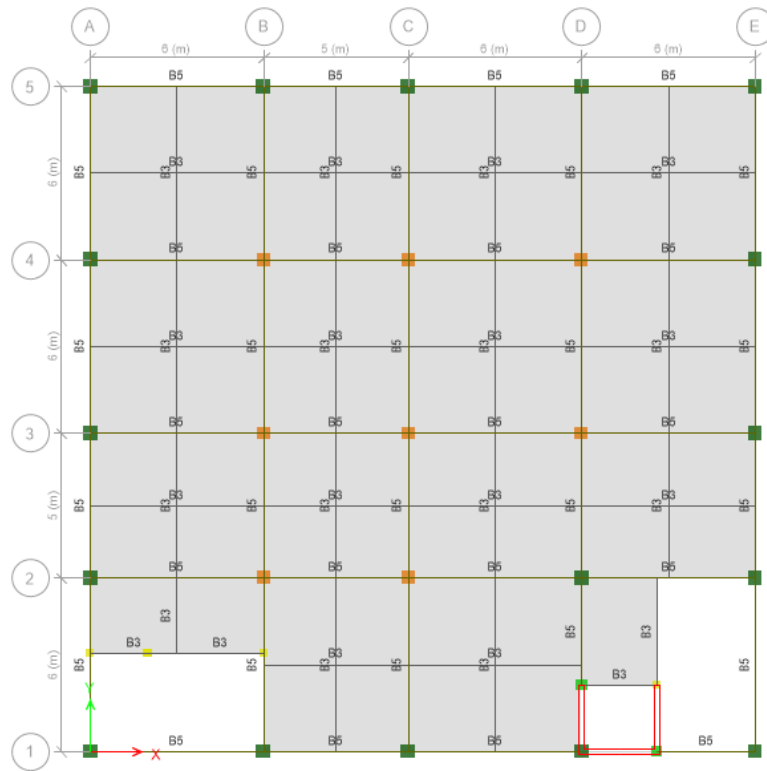
Pemodelan struktur pada *software ETABS 22.0* dibuat sesuai dengan *preliminary design* yang telah direncanakan sebelumnya. Adapun pemodelan struktur ini adalah sebagai berikut.



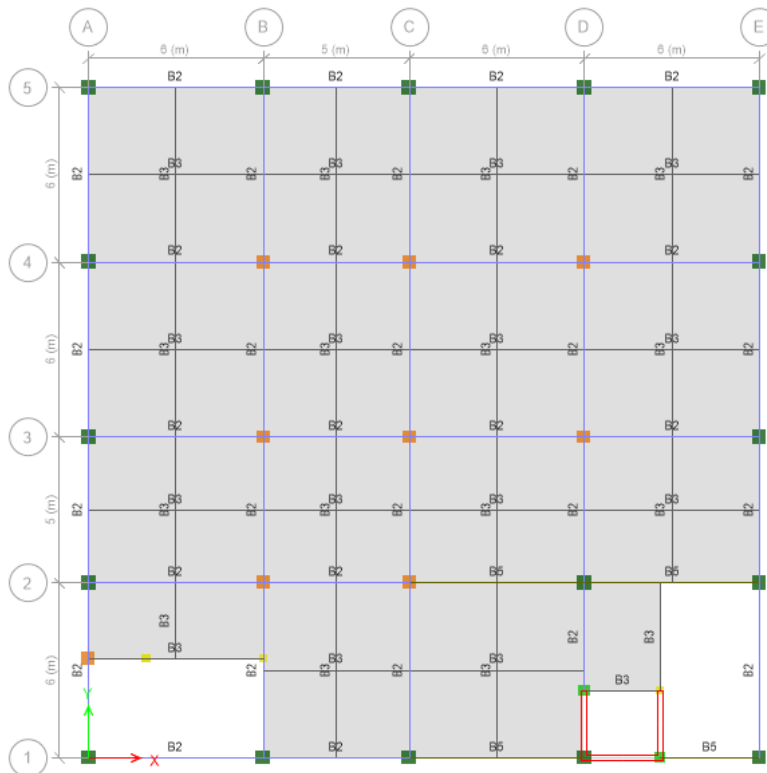
Gambar 4. 1 Pemodelan Struktur Lantai Dasar



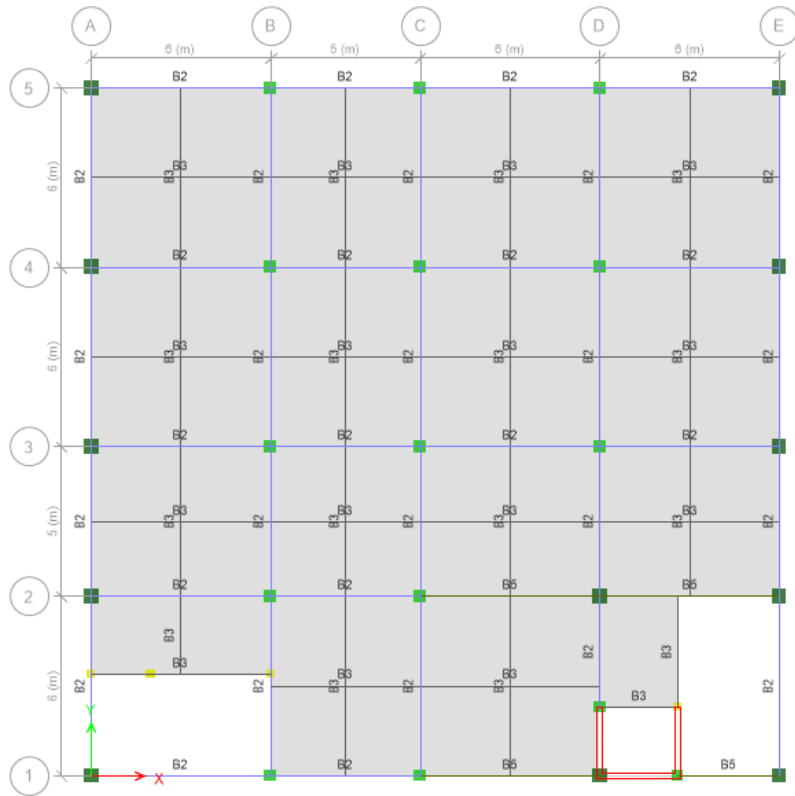
Gambar 4. 2 Pemodelan Struktur Lantai 1



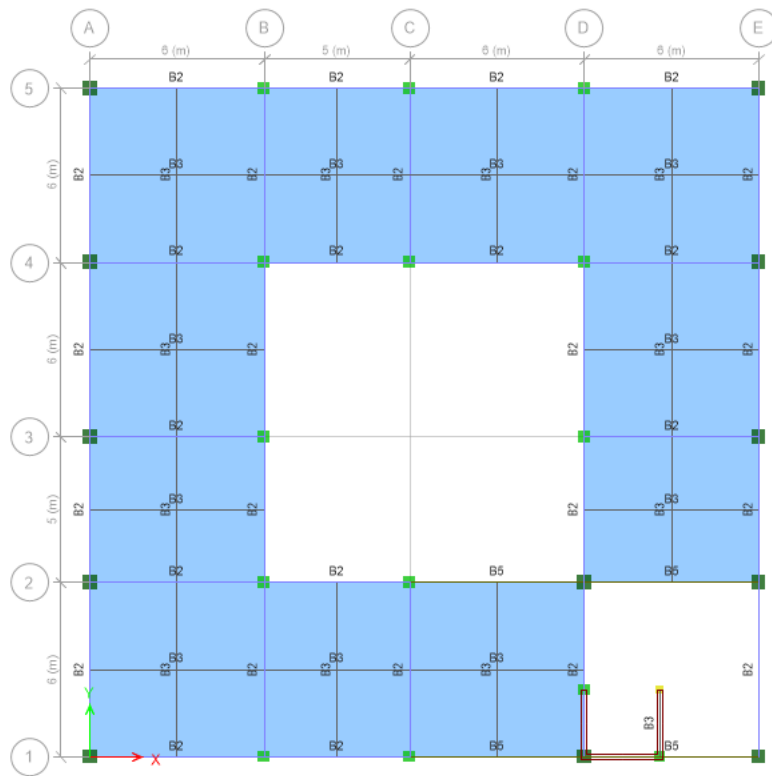
Gambar 4. 3 Pemodelan Struktur Lantai 2



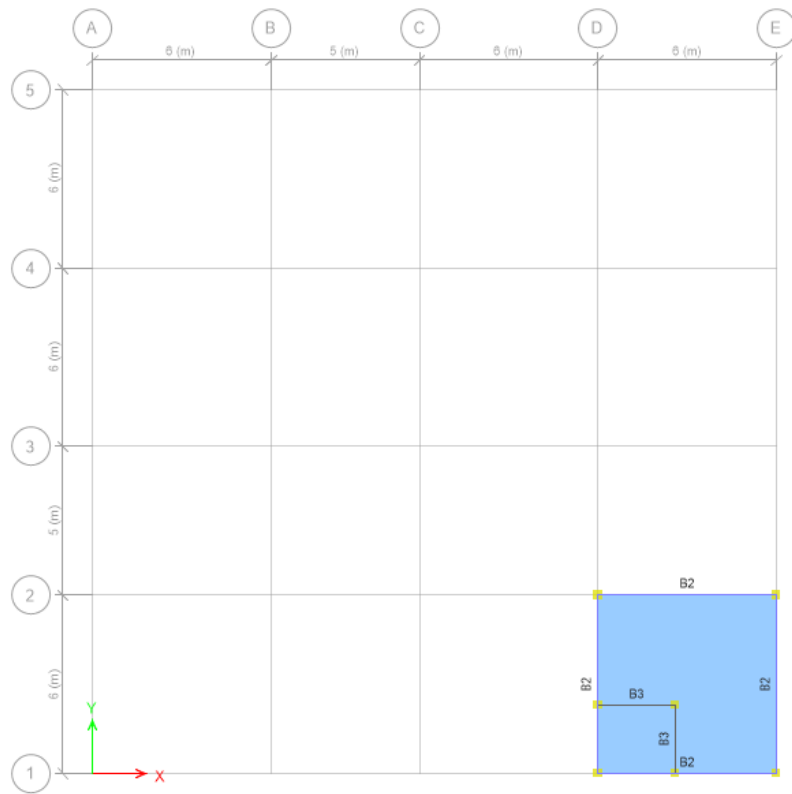
Gambar 4. 4 Pemodelan Struktur Lantai 3



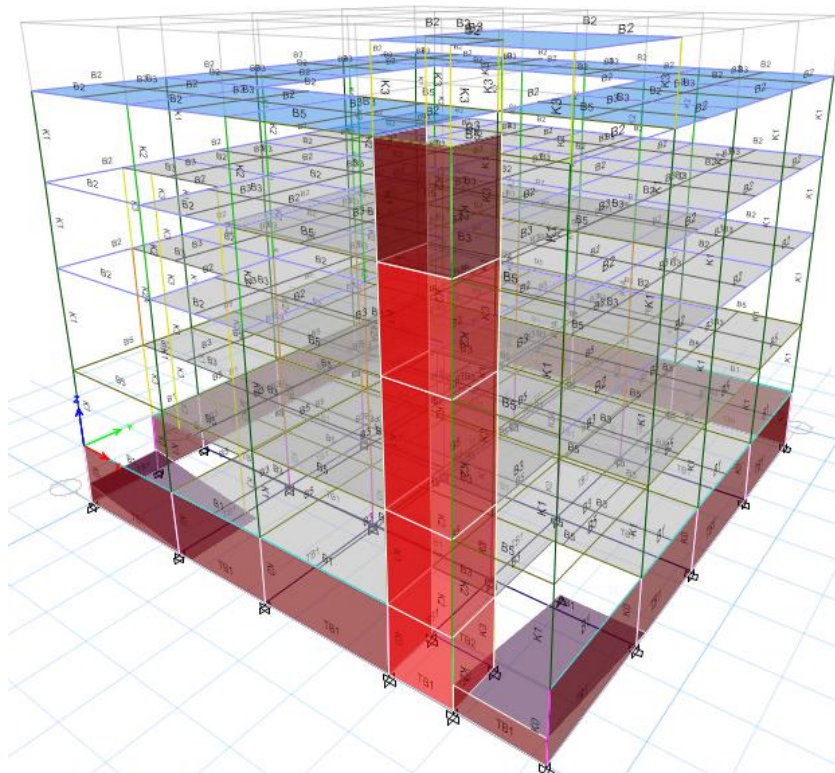
Gambar 4. 4 Pemodelan Struktur Lantai 4



Gambar 4. 5 Pemodelan Struktur Lantai Atap



















Gambar 4. 6 Pemodelan Struktur Lantai Dak



Gambar 4. 7 Pemodelan Struktur 3D

Pemodelan setiap bagian rangka struktur dengan menggunakan *software ETABS* ini, digambarkan dengan warna objek yang berbeda yang dijelaskan dalam Tabel 4.7 di bawah ini.

Tabel 4. 7 Warna Objek pada Pemodelan Struktur *ETABS*

No.	Warna	Objek
1.		Tie Beam tipe TB 1
2.		Tie Beam tipe TB 2
3.		Balok tipe B1
4.		Balok tipe B2
5.		Balok tipe B3
6.		Balok tipe B5
7.		Kolom tipe K0
8.		Kolom tipe K1
9.		Kolom tipe K2
10.		Kolom tipe K2A
11.		Kolom tipe K3
12.		Pelat basement
13.		Pelat <i>half slab</i>
14.		Pelat lantai atap
15.		Dinding geser (<i>uncracked</i>)
16.		Dinding geser (<i>cracked</i>)

Pemodelan struktur pada redesain Gedung PCNU Kota Semarang ini memiliki beberapa perbedaan dengan eksisting proyek. Adapun perbedaan tersebut tercantum dalam Tabel 4.8 di bawah ini.

Tabel 4. 8 Perbedaan Desain Eksisting dan Redesain

No.	Keterangan	Data Eksisting	Hasil Redesain
1.	Lantai basement	Dimensi kolom struktur secara keseluruhan menggunakan dimensi 500 x 500 mm	Dimensi kolom struktur secara keseluruhan menggunakan dimensi 550 x 550 mm
2.	Lantai 1	1. Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 250 x 500 mm	1. Dimensi balok induk ada dua jenis, yaitu balok B1 (400 x 800 mm) terletak pada as A, as E, As 1, dan

No.	Keterangan	Data Eksisting	Hasil Redesain
		<ol style="list-style-type: none"> 2. Dimensi kolom struktur secara keseluruhan menggunakan dimensi 500 x 500 mm 3. Pelat lantai memiliki tebal 12 cm dengan tipe pelat konvensional 	<ol style="list-style-type: none"> As 5, sementara sisanya digunakan balok B5 dengan dimensi 300 x 500 mm 2. Dimensi kolom terbagi dalam 2 jenis yaitu kolom K1 dengan dimensi 500 x 500 mm yang terletak di bagian tepi bangunan dan di as 2D, sementara itu untuk sisanya menggunakan tipe kolom K2A dengan dimensi 450 x 450 mm 3. Pelat lantai direncanakan memiliki ketebalan 12 cm dengan metode <i>half slab</i>
3.	Lantai 2	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 250 x 500 mm 2. Dimensi kolom struktur secara keseluruhan menggunakan dimensi 500 x 500 mm 3. Pelat lantai memiliki tebal 12 cm dengan tipe pelat konvensional 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 300 x 500 mm 2. Dimensi kolom terbagi dalam 2 tipe yaitu kolom K1 dengan dimensi 500 x 500 mm yang terletak di bagian tepi bangunan dan di as 2D, sementara itu untuk sisanya menggunakan tipe kolom K2A dengan dimensi 450 x 450 mm 3. Pelat lantai direncanakan memiliki ketebalan 12 cm dengan metode <i>half slab</i>

No.	Keterangan	Data Eksisting	Hasil Redesain
4.	Lantai 3	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 250 x 500 mm 2. Dimensi kolom struktur secara keseluruhan menggunakan dimensi 400 x 400 mm 3. Pelat lantai memiliki tebal 12 cm dengan tipe pelat konvensional 4. Tidak terdapat void tangga pada sebelah kiri gedung 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi balok induk keseluruhan menggunakan dimensi 300 x 500 mm 2. Dimensi kolom struktur terbagi dalam 2 jenis, yaitu kolom K1 dengan dimensi 500 x 500 yang terletak pada as A, as E, serta as 1D dan 2D. Sementara itu, untuk sisanya digunakan kolom K2 dengan dimensi 400 x 400 3. Pelat lantai direncanakan memiliki tebal 12 cm dengan metode <i>half slab</i> 4. Terdapat tambahan void untuk akses tangga darurat pada sebelah kiri gedung
5.	Lantai 4	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 250 x 500 mm 2. Dimensi kolom struktur secara keseluruhan menggunakan dimensi 400 x 400 mm 3. Pelat lantai memiliki tebal 12 cm dengan tipe pelat konvensional 4. Tidak terdapat void tangga pada sebelah kiri gedung 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 300 x 500 mm 2. Dimensi kolom struktur terbagi dalam 2 jenis, yaitu kolom K1 dengan dimensi 500 x 500 yang terletak pada as A, as E, serta as 1D dan 2D. Sementara itu, untuk sisanya digunakan kolom K2 dengan dimensi 400 x 400 3. Pelat lantai direncanakan memiliki tebal 12 cm dengan metode <i>half slab</i>

No.	Keterangan	Data Eksisting	Hasil Redesain
			4. Terdapat tambahan void untuk akses tangga darurat pada sebelah kiri gedung
6.	Lantai atap	Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 250 x 500 mm	Dimensi balok induk secara keseluruhan menggunakan dimensi 300 x 500 mm
7.	Core lift	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi ketebalan <i>core wall</i> yang digunakan yaitu 150 mm dan 200 mm 2. Kolom yang digunakan memiliki dimensi 300 x 300 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dimensi ketebalan <i>core wall</i> direncanakan sebesar 200 mm 2. Kolom direncanakan memiliki dimensi 400 x 400 mm dan 300 x 300 mm

Perbedaan desain ini dilatar belakangi karena asumsi analisis struktur yang diterapkan oleh Penulis sebagaimana standar yang berlaku, yaitu diantaranya sebagai berikut.

1. Penerapan sistem ganda pada bangunan, dengan beban gempa ditumpu oleh dinding geser dan sistem rangka, yang pada gedung ini digunakan jenis Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pada penerapan sistem ganda, SNI 1726 tahun 2019 mensyaratkan sistem rangka sedikitnya menopang 25% beban gempa dan sisanya ditumpu oleh dinding geser. Apabila sistem rangka masih memikul kurang dari yang telah disyaratkan, maka sistem rangka harus diperkuat lagi dengan memperbesar dimensi penampangnya dan/atau memperkuat penulangan yang digunakan. Untuk itu, pada redesain ini dilakukan peningkatan dimensi pada rangka struktur untuk memenuhi persyaratan tersebut.
2. Untuk menjaga desain tetap efektif dan efisien, pembesaran dimensi rangka struktur tidak serta merta dilakukan secara keseluruhan. Dengan menggunakan bantuan analisis struktur dengan *software ETABS*, penampang desain yang masih aman dengan dimensi terkecil dari yang direncanakan maka penampang rangka struktur diambil dari nilai tersebut.

3. Selain pertimbangan hasil analisis *ETABS*, desain penampang ini juga direncanakan dengan memperhatikan apakah desain telah memenuhi persyaratan perencanaan struktur gedung SNI 2847 tahun 2019.
4. Gedung PCNU Kota Semarang memiliki tinggi bangunan lebih dari 3 lantai dan berfungsi sebagai perkantoran dengan tingkat okupansi dan risiko evakuasi yang tinggi. Untuk itu, sesuai dengan ketentuan pada SNI 03-1726 dan Permen PU No. 45/PRT/M/2007 kategori bangunan ini seminimalnya memiliki dua tangga darurat. Pada desain eksisting proyek, Gedung PCNU Kota Semarang hanya memiliki satu tangga yang terletak di dekat area lift. Untuk itu, pada redesain ini ditambahkan satu void tangga yang berfungsi sebagai tangga darurat yang terletak pada sisi sebelah kiri bangunan.

4.4.2. Kontrol Analisis Gempa

Kontrol analisis gempa ini meninjau mengenai perilaku struktur terhadap beban gempa sesuai ketentuan pada SNI 1726:2019. Adapun kontrol analisis ini adalah sebagai berikut.

a. Bentuk dan Jumlah Ragam

SNI 1726:2019 mensyaratkan analisis massa ragam terkombinasi adalah minimal 90%. Apabila belum memenuhi ketentuan tersebut, maka pada pemodelan analisis struktur perlu ditambahkan jumlah mode hingga mencapai seminimalnya 90%. Berdasarkan hasil analisis struktur pada *ETABS* menunjukkan bahwa pada mode ke-21 massa ragam terkombinasi telah mencapai 98,67% pada arah X dan 98,56% pada arah Y (>90%), yang mana menandakan pemodelan struktur yang dibuat telah memenuhi persyaratan.

b. Gaya Geser Dasar Seismik dan Penskalaan Gaya

Dalam SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1 disyaratkan jika hasil analisis gaya geser ragam (V_t) pada pemodelan kombinasi respons masih berada di bawah 100% gaya geser (V) hasil perhitungan dengan metode statik ekuivalen, maka gaya harus diskalakan dengan faktor skala sebesar V/V_t . Untuk melakukan analisis penskalaan gaya, diperlukan analisis mengenai gaya dasar seismik terlebih dahulu, yang dihitung sebagaimana Tabel 4.9 berikut.

Tabel 4. 9 Analisis Gaya Geser Dasar Seismik

Keterangan		Nilai
Koefisien respons seismik (C_s)	$SD_s / (R/I_e)$	0,0968
Batas atas ($C_{s_{max}}$) x	$SD_1 / (T x (R/I_e))$	0,1070
Batas atas ($C_{s_{max}}$) y	$SD_1 / (T x (R/I_e))$	0,1070
Batas bawah ($C_{s_{min}}$)	$0,044 SD_s I_e \geq 0,01$	0,0298
Koefisien respons seismik pakai ($C_{s_{pakai}}$) x		0,0968
Koefisien respons seismik pakai ($C_{s_{pakai}}$) y		0,0968
Berat seismik efektif (W)	<i>ETABS</i>	23608 kN
Gaya geser statik (V_x)	$C_s x W$	2284,9 kN
Gaya geser statik (V_y)	$C_s x W$	2284,9 kN
Gaya geser statik (V_x)	<i>ETABS</i>	-2284,9 kN
Gaya geser statik (V_y)	<i>ETABS</i>	-2284,9 kN
Faktor skala awal (SF)	$g / (R/I)$	1400,95 mm/s ²
Gaya geser respon spektra unscaled (V_{ix})	<i>ETABS</i>	767,333 kN
Gaya geser respon spektra unscaled (V_{iy})	<i>ETABS</i>	1213,864 kN
Persentase gaya geser respon spektra unscaled (V_{ix}) dengan gaya geser statik (V_x)	$V_{ix} / V_x * 100\%$	34%
Persentase gaya geser respon spektra unscaled (V_{iy}) dengan gaya geser statik (V_y)	$V_{iy} / V_y * 100\%$	53%

Hasil analisis menunjukkan bahwa persentase gaya geser respon spektra masih kurang dari 100% dari gaya geser statik, baik pada arah x ataupun arah y. Untuk itu, perlu dibuat faktor skala baru dengan penskalaan gaya sesuai yang disyaratkan pada pasal 7.9.1.4.1.

a. Penskalaan gaya gempa arah x (f_x) = $\frac{2284,9}{767,333} = 2,978$

b. Penskalaan gaya gempa arah y (f_y) = $\frac{2284,9}{1213,864} = 1,882$

c. Faktor skala baru (SF_x) = $1400,95 \times 2,978 = 4171,71 \text{ mm/s}^2$

d. Faktor skala baru (SF_y) = $1400,95 \times 1,882 = 2637,11 \text{ mm/s}^2$

c. Simpangan antar tingkat

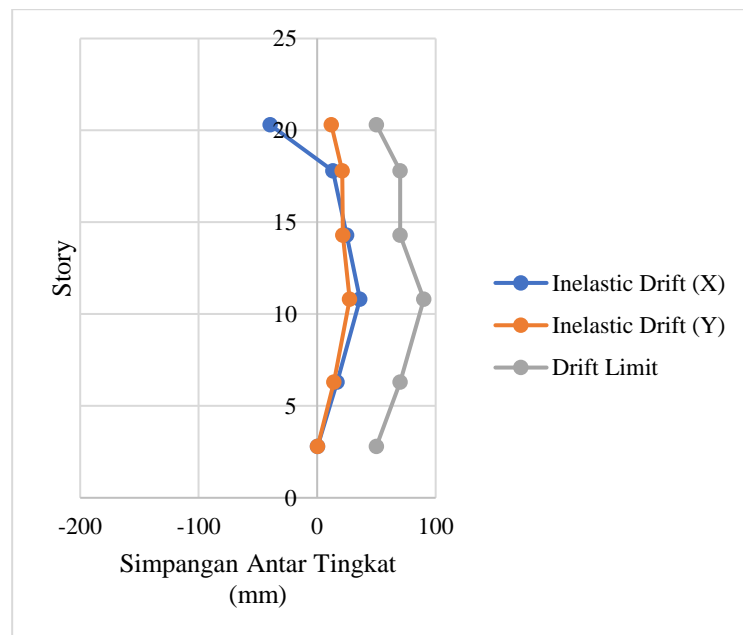
SNI 1726:2019 pasal 7.12.1 mensyaratkan bahwa nilai simpangan antar lantai harus lebih kecil dari simpangan antar tingkat yang diizinkan. Adapun analisis perhitungan simpangan adalah sebagai berikut.

- a. Simpangan antar tingkat izin (Δa) = 0,02 h
- b. Faktor redudansi (ρ) = 1,3
- c. *Story drift inelastik* izin (Δa_{max}) = Δa (*untuk KDS D) = 0,02h
- d. Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5
- e. Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,00
- f. *Story drift inelatik* (Δ) = $\delta \times C_d/I_e$

Tabel 4. 10 Analisis Simpangan Antar Lantai

Story	Elv.	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
		δ_{ex}	δ_{ey}	δ_{ex}	δ_{ey}		Δx	Δy		
		mm	mm	mm	mm		mm	mm		
Atap	20,3	9,407	17,60	-7,2	2,17	2500	-40	11,9	50	Ok
Dak	17,8	16,62	15,43	2,42	3,84	3500	13,3	21,1	70	Ok
Lt.4	14,3	14,20	11,58	4,52	3,93	3500	24,8	21,6	70	Ok
Lt.3	10,8	9,680	7,649	6,57	4,99	4500	36,1	27,4	90	Ok
Lt.2	6,3	3,113	2,662	3,07	2,58	3500	16,9	14,2	70	Ok
Lt. 1	2,8	0,042	0,086	0,04	0,09	2500	0,23	0,47	50	Ok

Adapun grafik dari analisis simpangan antar tingkat adalah sebagaimana Gambar 4.8 berikut.



Gambar 4. 8 Grafik Simpangan Antar Tingkat

Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai simpangan antar lantai memiliki nilai yang lebih kecil dibandingkan dengan simpangan antar tingkat yang diizinkan, dengan demikian struktur bangunan Gedung PCNU Kota Semarang ini telah aman.

d. Pengaruh P-Delta

Dalam pasal 7.8.7 SNI 1726:2019 mengenai analisis pengaruh P-Delta disyaratkan bahwa nilai koefisien stabilitas (Θ) harus kurang dari nilai Θ_{max} yang ditentukan dari rumus berikut.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

Adapun analisis pengaruh P-Delta dihitung sebagai berikut.

Rasio kebutuhan geser (β) : 1

Batas koefisien stabilitas (Θ_{max}) : $0,5 / (\beta \times C_d) \leq 0,25 = 0,0909$

Data *story forces* dari analisis *ETABS* :

Tabel 4. 11 Data *Story Forces* dari Analisis *ETABS*

Story	Elv.	Inelastic Drift		h	Story Forces		
		Δx	Δy		P	V _x	V _y
		mm	mm		kN	kN	kN
Atap	20,3	-39,650	11,935	2500	276,916	104,29	96,57
Dak	17,8	13,316	21,137	3500	3410,15	685,67	731,62
Lt. 4	14,3	24,833	21,632	3500	10656,9	1365,50	1463,83
Lt. 3	10,8	36,119	27,429	4500	17243,4	1892,50	2010,27
Lt. 2	6,3	16,891	14,168	3500	24621,2	2148,36	2229,58
Lt. 1	2,8	0,231	0,473	2500	33494,7	2284,89	2284,99

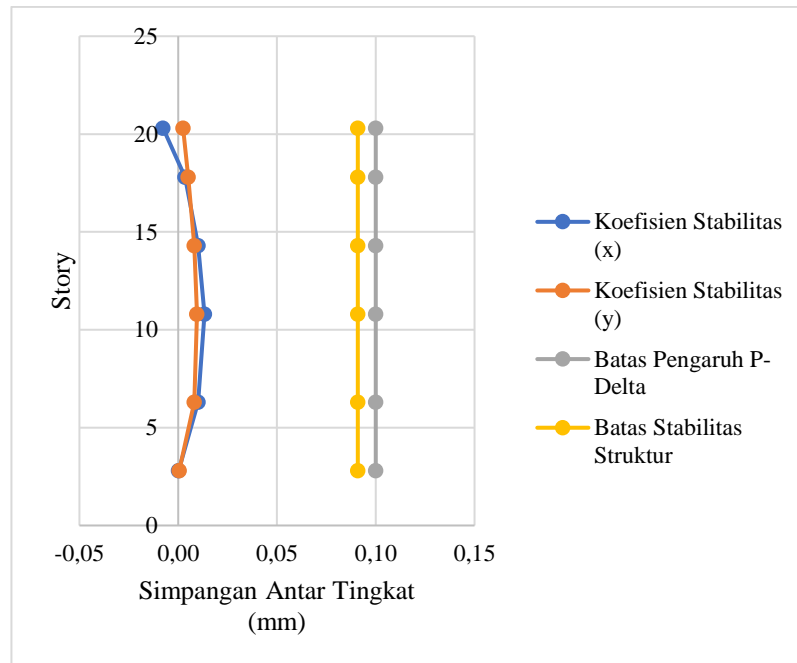
Hasil analisis pengaruh P-Delta :

Tabel 4. 12 Hasil Analisis Pengaruh P-Delta

Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, Θ_{max}	Cek
Θ_x	Θ_y			
-0,0077	0,0025	0,1	0,0909	OK
0,0034	0,0051	0,1	0,0909	OK
0,0101	0,0082	0,1	0,0909	OK
0,0133	0,0095	0,1	0,0909	OK
0,0101	0,0081	0,1	0,0909	OK

Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, Θ_{max}	Cek
Θ_x	Θ_y			
0,0002	0,0005	0,1	0,0909	OK

Adapun grafik hasil analisis adalah sebagaimana Gambar 4.9 berikut.

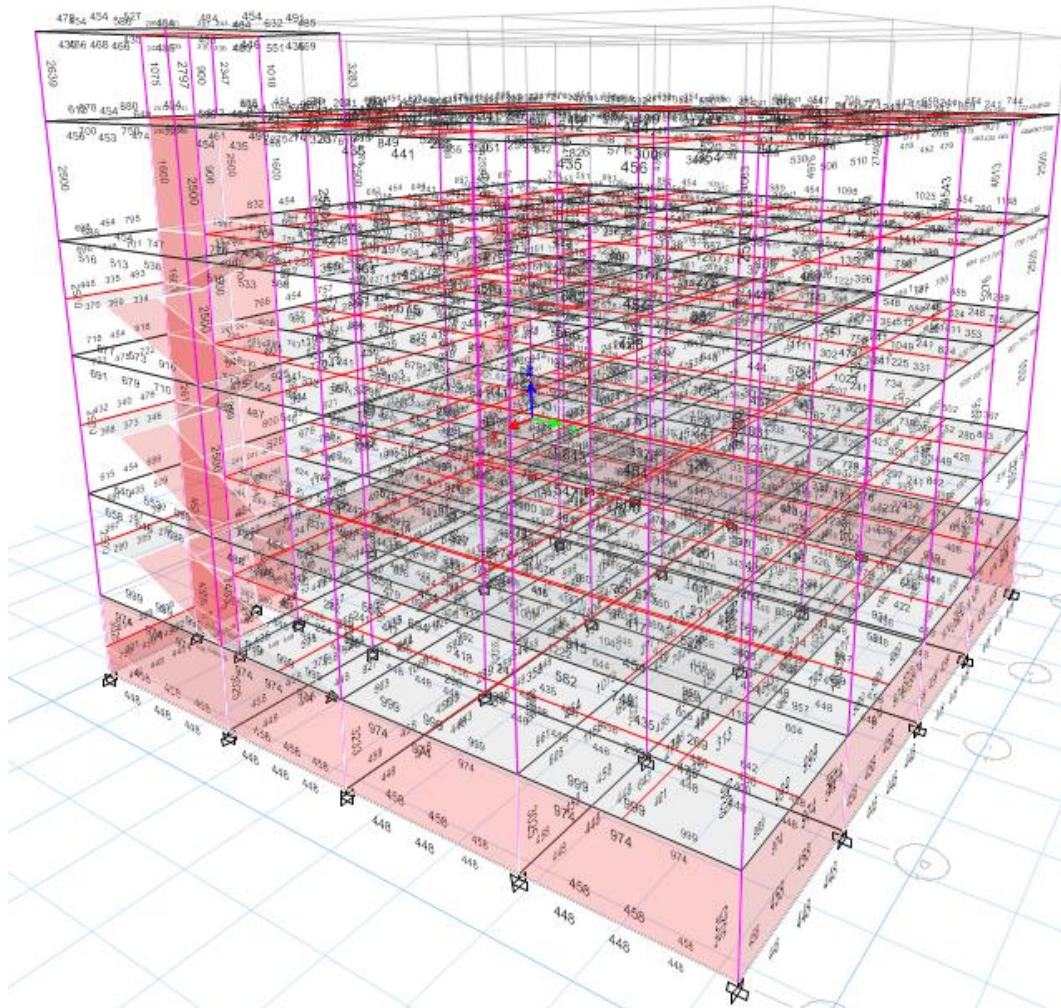


Gambar 4.9 Hasil Analisis Pengaruh P-Delta

Hasil analisis perhitungan pengaruh P-Delta menunjukkan bahwa desain struktur Gedung PCNU Kota Semarang aman dan telah memenuhi persyaratan, yang mana nilai dari koefisien stabilitas (Θ) pada sumbu x dan y di lantai 1 hingga lantai atap kurang dari batas pengaruh P-Delta dan batas stabilitas struktur (Θ_{max}).

4.4.3. Hasil Analisis Struktur Atas

Melalui analisis struktur dengan *software ETABS* versi 22.0 didapatkan hasil sebagaimana tertera pada Gambar 4.10.



Gambar 4. 10 Hasil Analisis Struktur *ETABS*

Dengan menggunakan fitur *Concrete Design Check* pada *ETABS* dapat diketahui penyebaran gaya maupun rasio kapasitas dari struktur tersebut. Pada Gambar 4.10 ditunjukkan hasil cek desain struktur pada Gedung PCNU Kota Semarang dengan penjelasan sebagai berikut.

1. Warna merah menunjukkan nilai maksimum atau konsentrasi tegangan tertinggi pada penyebaran gaya dalam area tersebut. Warna ini juga merepresentasikan nilai rasio kapasitas lebih besar dari 1,0 yang melebihi kapasitas desain yang direncanakan.
2. Warna pink menunjukkan bahwa pada penyebaran gaya dalam, elemen tersebut memikul beban secara signifikan, namun belum mencapai nilai maksimum. Warna ini juga merepresentasikan nilai rasio kapasitas berada pada

rentang 0,7 – 0,9 yang menandakan bahwa elemen tersebut masih berada dalam batas aman.

3. Warna hitam menunjukkan area dengan intensitas gaya yang lebih rendah atau batas dari elemen struktur.

Meskipun hasil analisis menunjukkan warna merah, struktur perlu dilakukan analisis lebih lanjut dengan menggunakan data hasil analisis gaya dalam pada *ETABS* tersebut. Hal ini dilakukan agar struktur dapat direncanakan secara lebih efektif dan efisien. Namun, apabila setelah dilakukan analisis dengan gaya dalam struktur masih tidak aman, maka struktur perlu diubah, salah satunya dengan memperbesar dimensi penampangnya.

Pada analisis Gedung PCNU Kota Semarang, hasil *design check* yang menunjukkan elemen berwarna merah yaitu balok B3 atau balok anak. Meskipun begitu, setelah dilakukan analisis lebih lanjut dengan gaya dalam, balok ini masih aman dan dapat dipergunakan. Selain balok anak, struktur lainnya menunjukkan warna pink yang menandakan struktur telah aman.

4.4.4. Analisis Penulangan Struktur Atas

Berdasarkan gaya dalam yang diperoleh dari analisis struktur melalui *software ETABS 22.0* dilakukan analisis lebih lanjut untuk menentukan kebutuhan tulangan sebagaimana berikut.

4.4.4.1. Penulangan Struktur Balok

Adapun analisis perhitungan penulangan struktur balok B1 sebagai berikut.

1. Data Perencanaan :

- a. Panjang balok (L) : 6000 mm
- b. Lebar balok (b) : 400 mm
- c. Tinggi balok (h) : 800 mm
- d. Panjang tumpuan : 2 x h
: 2 x 800 = 1600 mm
- e. Diameter tulangan longitudinal (db) : 19 mm
- f. Diameter tulangan pinggang (dbt) : 13 mm
- g. Diameter tulangan sengkang (ds) : 10 mm

- h. Selimut bersih (cc) : 30 mm
- i. Tinggi efektif balok (d) : $h - cc - ds - db/2$
: $800 - 30 - 10 - 19/2 = 750,5$ mm
- g. Kuat tekan beton, $f'c$: 25 MPa
- h. Kuat leleh tul. Longitudinal (f_y) : 420 MPa
- i. Kuat leleh tul. Transversal (f_{yv}) : 280 MPa
- j. β_1 : 0,85
- k. Panjang kolom (c_1) : 550 mm
- l. Lebar kolom (c_2) : 550 mm
- m. L_n : $L - c_1$
: $6000 - 550 = 5450$ mm

2. Hasil analisis gaya dalam pada *ETABS*

- a. M_u , tumpuan (-) : - 47,9151 kNm
- b. M_u , tumpuan (+) : 41,595 kNm
- c. M_u , lapangan (-) : - 24,8488 kNm
- d. M_u , lapangan (+) : 27,3688 kNm
- e. P_u : 204,797 kN

3. Penulangan Lentur

a. Tumpuan negatif

Direncanakan jumlah tulangan (n) = 4

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\ &= \frac{(400-2(30)-2(10)-4 \times 19)}{(4-1)} \end{aligned}$$

$$= 81,333 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih = Jarak bersih \geq Max (db dan 25 mm)

$$= 81,333 \geq 25 \text{ mm,}$$

tulangan dibuat 1 lapis

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 1134,115 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s \min,1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
&= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \\
&= 893,452 \text{ mm}^2 \\
A_{s \min,2} &= \frac{1,4}{4 \times f_y} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \\
&= 1000,667 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek } A_s \text{ min} &= A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min} \\
&= 1134,115 \geq (893,452; 1000,667) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)} \\
\rho &= \frac{A_s}{(b \times d)} \\
&= \frac{1134,115}{(400 \times 750,5)} \\
&= 0,38\% \\
\rho_{\max} &= 2,5\% \\
\text{Cek } A_s \text{ max} &= \rho \leq \rho_{\max} \\
&= 0,38\% \leq 2,5\% \quad \textbf{(memenuhi)} \\
a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} \\
&= \frac{1134,115 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)} \\
&= 56,039 \text{ mm} \\
M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1134,115 \times 420 \times \\
&\quad \left(750,5 - \frac{56,039}{2}\right) \\
&= 344,138 \text{ kNm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{344,138}{0,85} \\
&= 65,928 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c \times 0,003} \\ &= \frac{(750,5-65,928)}{65,928 \times 0,003} \\ &= 0,031 \\ \phi &= 0,9 \\ \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times 344,138 \\ &= 309,724 \text{ kNm} \\ \text{Mu, tumpuan (-)} &= 47,915 \text{ kNm} \\ \text{Cek kapasitas} &= \phi M_n > \text{Mu} \\ &= 309,724 > 47,915 \text{ (memenuhi)} \\ \text{As perlu} &= \frac{M_u}{(f_y \times (d - \frac{a}{2}))} \\ &= \frac{47,915 \times 10^6}{(420 \times (750,5 - \frac{56,039}{2}))} \\ &= 157,905 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Tumpuan positif

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan jumlah tulangan (n)} &= 4 \\ \text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\ &= \frac{(400-2(30)-2(10)-4 \times 19)}{(4-1)} \\ &= 81,333 \text{ mm} \\ \text{Cek jarak bersih} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{Max (db dan 25 mm)} \\ &= 81,333 \geq 25 \text{ mm,} \\ &\quad \text{tulangan dibuat 1 lapis} \\ \text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 1134,115 \text{ mm}^2 \\ A_{S \text{ min},1} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 893,452 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min, 2}} &= \frac{1,4}{4 \times f_y} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \\
&= 1000,667 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min 4}} &= 0,5 \times A_s \text{ Tumpuan Negatif} \\
&= 0,5 \times 1134,115 \\
&= 567,057 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek } A_s \text{ min} &= A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min} \\
&= 1134,115 \geq (1000,667) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)} \\
\rho &= \frac{A_s}{(b \times d)} \\
&= \frac{1134,115}{(400 \times 750,5)} \\
&= 0,38\% \\
\rho_{\text{max}} &= 2,5\% \\
\text{Cek } A_s \text{ max} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\
&= 0,38\% \leq 2,5\% \textbf{(memenuhi)} \\
a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} \\
&= \frac{1134,115 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)} \\
&= 56,039 \text{ mm} \\
M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1134,115 \times 420 \times \\
&\quad \left(750,5 - \frac{56,039}{2}\right) \\
&= 344,138 \text{ kNm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{344,138}{0,85} \\
&= 65,928 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c \times 0,003} \\ &= \frac{(750,5-65,928)}{65,928 \times 0,003} \\ &= 0,031 \\ \phi &= 0,9 \\ \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times 344,138 \\ &= 309,724 \text{ kNm} \\ \text{Mu, tumpuan (-)} &= 41,595 \text{ kNm} \\ \text{Cek kapasitas} &= \phi M_n > \text{Mu} \\ &= 309,724 > 41,595 \text{ (memenuhi)} \\ \text{As perlu} &= \frac{M_u}{(f_y \times (d - \frac{a}{2}))} \\ &= \frac{41,595 \times 10^6}{(420 \times (750,5 - \frac{56,039}{2}))} \\ &= 137,077 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Lapangan Negatif

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan jumlah tulangan (n)} &= 4 \\ \text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\ &= \frac{(400-2(30)-2(10)-4 \times 19)}{(4-1)} \\ &= 81,333 \text{ mm} \\ \text{Cek jarak bersih} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{Max (db dan 25mm)} \\ &= 81,333 \geq 25 \text{ mm,} \\ &\quad \text{tulangan dibuat 1 lapis} \\ \text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 1134,115 \text{ mm}^2 \\ A_{S \text{ min},1} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 893,452 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min, 2}} &= \frac{1,4}{4 \times f_y} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \\
&= 1000,667 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min 4}} &= 0,25 \times \text{As Tumpuan Negatif} \\
&= 0,25 \times 1134,115 \\
&= 283,529 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek As min} &= \text{As Pasang} \geq \text{As min} \\
&= 1134,115 \geq (1000,667) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)} \\
\rho &= \frac{A_s}{(b \times d)} \\
&= \frac{1134,115}{(400 \times 750,5)} \\
&= 0,38\% \\
\rho_{\text{max}} &= 2,5\% \\
\text{Cek As max} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\
&= 0,38\% \leq 2,5\% \textbf{(memenuhi)} \\
a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} \\
&= \frac{1134,115 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)} \\
&= 56,039 \text{ mm} \\
M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1134,115 \times 420 \times \\
&\quad \left(750,5 - \frac{56,039}{2}\right) \\
&= 344,138 \text{ kNm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{344,138}{0,85} \\
&= 65,928 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c \times 0,003} \\ &= \frac{(750,5-65,928)}{65,928 \times 0,003} \\ &= 0,031 \\ \phi &= 0,9 \\ \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times 344,138 \\ &= 309,724 \text{ kNm} \\ \text{Mu, tumpuan (-)} &= 24,849 \text{ kNm} \\ \text{Cek kapasitas} &= \phi M_n > \text{Mu} \\ &= 309,724 > 24,849 \text{ (memenuhi)} \\ \text{As perlu} &= \frac{M_u}{(f_y \times (d - \frac{a}{2}))} \\ &= \frac{24,849 \times 10^6}{(420 \times (750,5 - \frac{56,039}{2}))} \\ &= 81,890 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Lapangan Positif

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan jumlah tulangan (n)} &= 4 \\ \text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\ &= \frac{(400-2(30)-2(10)-4 \times 19)}{(4-1)} \\ &= 81,333 \text{ mm} \\ \text{Cek jarak bersih} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{Max (db dan 25mm)} \\ &= 81,333 \geq 25 \text{ mm,} \\ &\quad \text{tulangan dibuat 1 lapis} \\ \text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 1134,115 \text{ mm}^2 \\ A_{S \text{ min},1} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 893,452 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min, 2}} &= \frac{1,4}{4 \times f_y} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 400 \times 750,5 \\
&= 1000,667 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ min 4}} &= 0,25 \times \text{As Tumpuan Negatif} \\
&= 0,25 \times 1134,115 \\
&= 283,529 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek As min} &= \text{As Pasang} \geq \text{As min} \\
&= 1134,115 \geq (1000,667) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)} \\
\rho &= \frac{A_s}{(b \times d)} \\
&= \frac{1134,115}{(400 \times 750,5)} \\
&= 0,38\% \\
\rho_{\text{max}} &= 2,5\% \\
\text{Cek As max} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\
&= 0,38\% \leq 2,5\% \textbf{(memenuhi)} \\
a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} \\
&= \frac{1134,115 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)} \\
&= 56,039 \text{ mm} \\
M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 1134,115 \times 420 \times \\
&\quad \left(750,5 - \frac{56,039}{2}\right) \\
&= 344,138 \text{ kNm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{344,138}{0,85} \\
&= 65,928 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c \times 0,003} \\ &= \frac{(750,5-65,928)}{65,928 \times 0,003} \\ &= 0,031 \\ \phi &= 0,9 \\ \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times 344,138 \\ &= 309,724 \text{ kNm} \\ \text{Mu, tumpuan (-)} &= 27,369 \text{ kNm} \\ \text{Cek kapasitas} &= \phi M_n > \text{Mu} \\ &= 309,724 > 27,369 \text{ (memenuhi)} \\ \text{As perlu} &= \frac{Mu}{(fy \times (d - \frac{a}{2}))} \\ &= \frac{27,369 \times 10^6}{(420 \times (750,5 - \frac{56,039}{2}))} \\ &= 90,195 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4. Penulangan Geser

a. Hasil Gaya Dalam pada *ETABS*

$$\text{Vu tumpuan} : 50,2556 \text{ kN}$$

$$\text{Vu lapangan} : 21,3484 \text{ kN}$$

b. Gaya Desain

$$\text{Vg tumpuan} = 41,9278 \text{ kN}$$

$$\text{As}^+ \text{ tumpuan} = 1134,115 \text{ mm}^2$$

$$\text{As}^- \text{ tumpuan} = 1134,115 \text{ mm}^2$$

$$a_{pr}^+ = 1,25 a \text{ (tumpuan positif)}$$

$$= 1,25 (56,039)$$

$$= 70,048 \text{ mm}$$

$$a_{pr}^- = 1,25 a \text{ (tumpuan negatif)}$$

$$= 1,25 (56,039)$$

$$= 70,048 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = \text{As}^+ \times (1,25 fy) \times (d - a_{pr}^+/2)$$

$$= 1134,115 \times (1,25(420)) \times$$

$$\begin{aligned}
& (750,5 - 70,048/2) \\
& = 426001732 \text{ Nmm} \\
M_{pr}^- & = A_s^- \times (1,25f_y) \times (d - a_{pr}^-/2) \\
& = 1134,115 \times (1,25(420)) \times \\
& (750,5 - 70,048/2) \\
& = 426001732 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{\text{sway}} \text{ atau } V_{pr} & = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{Ln} \\
& = \frac{426001732 + 426001732}{5450}
\end{aligned}$$

$$= 156331 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
V_e & = V_g + V_{pr} \\
& = 41,9278 \times 1000 + 156331 \\
& = 198259 \text{ N}
\end{aligned}$$

c. Tahanan Geser Beton (V_c)

$$V_{pr} = 156331 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_e = 99129 \text{ N}$$

$$P_u = 204796,5 \text{ N}$$

$$\frac{A_g \times f'c}{20} = \frac{400 \times 800 \times 25}{20}$$

$$= 400000 \text{ N}$$

$$\text{Cek persyaratan} = V_c = 0, \text{ jika } V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \text{ dan}$$

$$P_u < \frac{A_g \times f'c}{20}$$

$$= V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e$$

$$= 156331 \text{ N} > 99129 \text{ N}$$

$$= P_u < \frac{A_g \times f'c}{20}$$

$$= 204796,5 \text{ N} < 400000 \text{ N}$$

Karena nilai $V_{pr} > \frac{1}{2} V_e$ dan nilai $P_u < \frac{A_g \times f'c}{20}$ maka tahanan geser beton

(V_c) tidak diperhitungkan atau $V_c = 0$.

d. Penulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki} &= 2 \\ A_v &= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\ &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \\ &= 157,080 \text{ mm}^2 \\ \text{Spasi} &= 100 \text{ mm} \\ \text{Spasi Max 1} &= \frac{d}{4} \\ &= \frac{750,5}{4} \\ &= 187,63 \text{ mm} \\ \text{Spasi Max 2} &= 6db \\ &= 6 (19) \\ &= 114 \text{ mm} \\ \text{Spasi Max 3} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Cek Spasi} &= 100 \text{ mm} < 114 \text{ mm} \\ &\quad \text{(memenuhi)} \\ V_s &= A_v \times f_{yv} \times \frac{d}{s} \\ &= 157,080 \times 280 \times \frac{750,5}{100} \\ &= 330087 \text{ N} \\ \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 750,5 \\ &= 990660 \text{ N} \\ \phi &= 0,75 \\ V_n &= V_c + V_s \\ &= 0 + 330087 \text{ N} \\ &= 330087 \text{ N} \\ V_u &= 198259 \text{ N} \\ \phi V_n / V_u &= 1,249 \\ \text{Cek Kapasitas} &= \phi V_n / V_u \geq 1 \\ &= 1,249 \geq 1 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

e. Penulangan Geser Lapangan

Jumlah kaki	$= 2$
A_v	$= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2$ $= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2$ $= 157,080 \text{ mm}^2$
Spasi	$= 200 \text{ mm}$
Spasi Max	$= \frac{d}{2}$ $= \frac{750,5}{2}$ $= 375,25 \text{ mm}$
Cek Spasi	$= 200 \text{ mm} < 375,25 \text{ mm}$ (memenuhi)
V_s	$= A_v \times f_{yv} \times \frac{d}{s}$ $= 157,080 \times 280 \times \frac{750,5}{200}$ $= 165044 \text{ N}$
Batas V_s	$= 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$ $= 0,66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 750,5$ $= 990660 \text{ N}$
V_c	$= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$ $= 0,17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 750,5$ $= 255170 \text{ N}$
ϕ	$= 0,75$
V_n	$= V_c + V_s$ $= 255170 + 165044 \text{ N}$ $= 420214 \text{ N}$
V_u	$= 21348,4 \text{ N}$
$\phi V_n / V_u$	$= 14,763$
Cek Kapasitas	$= \phi V_n / V_u \geq 1$ $= 14,763 \geq 1$ (memenuhi)

5. Kesimpulan

Mengacu pada analisis perhitungan penulangan yang telah dilakukan, dinyatakan bahwa pada balok B1 dengan penampang 400 x 800 mm digunakan tulangan sebagai berikut.

a. Tulangan Longitudinal

1. Tumpuan atas = 4D19
2. Tumpuan bawah = 4D19
3. Lapangan atas = 4D19
4. Lapangan bawah = 4D19

b. Tulangan Transversal/Sengkang

1. Sengkang tumpuan = 2 Ø 10 – 100
2. Sengkang lapangan = 2 Ø 10 – 200

Adapun hasil rekapitulasi perhitungan penulangan balok terangkum dalam Tabel 4.13 sebagai berikut.

Tabel 4. 13 Rekapitulasi Penulangan Balok

No.	Jenis Balok	Tulangan Longitudinal				Tulangan Transversal	
		Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
		Atas	Bawah	Atas	Bawah		
1.	B1 (<i>bentang 6 m</i>)	4D19	4D19	4D19	4D19	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200
2.	B1 (<i>bentang 5 m</i>)	4D19	4D19	4D19	4D19	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200
3.	B2 (<i>bentang 6 m</i>)	7D19	6D19	6D19	7D19	3Ø10 - 100	3Ø10 - 150
4.	B2 (<i>bentang 5 m</i>)	7D19	5D19	5D19	5D19	4Ø10 - 100	4Ø10 - 200
5.	B5 (<i>bentang 6 m</i>)	7D19	6D19	6D19	6D19	3Ø10 - 100	3Ø10 - 150

No.	Jenis Balok	Tulangan Longitudinal				Tulangan Transversal	
		Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
		Atas	Bawah	Atas	Bawah		
6.	B5 (bentang 5 m)	7D19	5D19	5D19	5D19	4Ø10 - 100	4Ø10 - 200
7.	B3	6D22	3D22	3D22	6D22	2Ø10 - 150	2Ø10 - 150

Sementara itu, analisis perhitungan pada penulangan balok tie beam TB 1 dihitung sebagaimana berikut.

1. Data Perencanaan

- a. Panjang bersih tie beam (L_n) : 5450 mm
- b. Lebar tie beam (b) : 300 mm
- c. Tinggi tie beam (h) : 500 mm
- d. Diameter tulangan longitudinal (d_b) : 19 mm
- e. Diameter tulangan sengkang, (d_s) : 10 mm
- f. Selimut bersih (C_c) : 30 mm
- g. Tinggi efektif tie beam (d) : $h - C_c - d_s - \frac{1}{2} d_b$
: 450,5 mm
- h. Kuat tekan beton (f'_c) : 25 MPa
- i. Kuat leleh tulangan longitudinal (f_y): 420 MPa
- j. Kuat leleh tulangan transversal (f_{yv}): 280 MPa
- k. β_1 : 0,85
- l. λ : 1

2. Perhitungan Gaya Aksial

- a. Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi terfaktor (P_g) = 2591,909 kN
- b. Parameter percepatan respon spektral periode pendek (SD_s)= 0,677511 g
- c. Gaya aksial tie beam (P_u) = $10\% \times SD_s \times P_g$
= $10\% \times 0,677511 \times 2591,909$
= 175,605 kN

d. Cek persyaratan

Apabila nilai $P_u > 0,1A_gf'_c$ maka gaya aksial tidak diperhitungkan. Dalam analisis perhitungan penulangan tie beam ini, P_u yaitu 175605 N memiliki nilai yang lebih besar dari $0,1A_gf'_c$ (373500 N) sehingga gaya aksial tidak perlu diperhitungkan.

3. Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beda Penurunan/*Differential Settlement*

a. Modulus elastisitas beton (E_c)

$$= 4700\sqrt{f'_c}$$
$$= 4700\sqrt{25}$$
$$= 23453 \text{ MPa}$$

b. Inersia penampang (I_g)

$$= 1/12bh^3$$
$$= \frac{1}{12} \times 300 \times 500^3$$
$$= 3125000000 \text{ mm}^4$$

c. Beda penurunan Δ

$$= 10 \text{ mm}$$

d. Momen tumpuan akibat *differential settlement*, M_{diff}

$$M_{diff} = 6 \times E_c \times I_g \times \frac{\Delta}{Ln^2}$$
$$= 6 \times 23453 \times 3125000000 \times \frac{10}{(5450)^2} \times 10^{-6}$$
$$= 148,049 \text{ kNm}$$

e. Gaya geser tumpuan akibat *differential settlement*, V_{diff}

$$V_{diff} = 12 \times E_c \times I_g \times \frac{\Delta}{Ln^3}$$
$$= 12 \times 23453 \times 3125000000 \times \frac{10}{5450^3} \times 10^{-3}$$
$$= 54,330 \text{ kN}$$

4. Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beban Gravitasi

a. Berat jenis beton bertulang (B_jc)

$$= 24 \text{ kN/m}^3$$

b. Beban merata akibat berat sendiri (q_{DL})

$$= B_jc \times b \times h$$
$$= 24 \times 0,3 \times 0,5$$
$$= 3,530 \text{ kN/m}$$

c. Tinggi tingkat (h_n)

$$= 2,8 \text{ m}$$

d. Beban dinding per m^2 ($q_{Adinding}$)

$$= \text{berat jenis beton} \times \text{tebal dinding}$$

$$= 24 \times 0,2$$

$$= 4,70719 \text{ kN/m}^2$$

e. Berat merata akibat beban dinding (q_{SIDL}) = $q_{Adinding} \times h_n$

$$= 4,70719 \times 2,8$$

$$= 13,180 \text{ kN/m}$$

f. Berat merata ultimit akibat beban gravitasi (q_D)

$$q_D = 1,4 (q_{DL} + q_{SIDL})$$

$$= 1,4 (3,530 + 13,180)$$

$$= 23,395 \text{ kN/m}$$

g. Momen ultimit tumpuan akibat beban gravitasi ($M_{D,tump}$)

$$M_{Dtump} = -\frac{1}{12} \times q_D \times Ln^2$$

$$= -\frac{1}{12} \times 23,395 \times (5,45)^2$$

$$= -57,907 \text{ kNm}$$

h. Momen ultimit lapangan akibat beban gravitasi ($M_{D,lap}$)

$$M_{Dlap} = \frac{1}{24} \times q_D \times Ln^2$$

$$= \frac{1}{24} \times 23,395 \times (5,45)^2$$

$$= 28,953 \text{ kNm}$$

i. Gaya geser ultimit tumpuan akibat beban gravitasi ($V_{D,tump}$)

$$V_{Dtump} = q_D \times \frac{Ln}{2}$$

$$= 23,395 \times \frac{5,450}{2}$$

$$= 63,751 \text{ kN}$$

j. Gaya geser ultimit lapangan akibat beban gravitasi ($V_{D,lap}$)

$$V_{Dlap} = q_D \times \frac{Ln}{4}$$

$$= 23,395 \times \frac{5,450}{4}$$

$$= 31,875 \text{ kN}$$

5. Penulangan Lentur

a. Tumpuan Negatif

Jumlah tulangan negatif tumpuan (n) = 5

$$\begin{aligned}
\text{Diameter tulangan (db)} &= 19 \text{ mm} \\
\text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\
&= \frac{(300-2(30)-2(10)-5 \times 19)}{(5-1)} \\
&= 31,250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Cek jarak bersih

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.2.1 disyaratkan jarak bersih antar tulangan harus lebih besar sama dengan diameter tulangan longitudinal (db) dan 25 mm.

$$\begin{aligned}
\text{Jarak bersih antar tulangan} &= 31,250 \text{ mm} > (19 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) \\
&\textbf{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah lapis tulangan} &= 1 \text{ lapis} \\
\text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
&= 5 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\
&= 1417,644 \text{ mm}^2 \\
A_{Smin 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{(4 \times fy)} \times b \times d \\
&= \frac{\sqrt{25}}{(4 \times 420)} \times 300 \times 450,5 \\
&= 401,427 \text{ mm}^2 \\
A_{Smin 2} &= \frac{1,4}{4 \times fy} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 300 \times 450,5 \\
&= 450,500 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek As} &= \text{As pasang} \geq A_{Smin} \\
&= 1417,644 > (401,427; 450,5)
\end{aligned}$$

(memenuhi)

$$\begin{aligned}
a &= \frac{As \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} \\
&= \frac{1417,644 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 300)} \\
&= 93,773 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\begin{aligned}
&= 1417,644 \times 420 \times \\
&\quad \left(450,5 - \frac{93,773}{2}\right) \\
&= 240,316 \text{ kNm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{93,773}{0,85} \\
&= 110,321 \text{ mm} \\
\epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
&= \frac{(450,5-110,321)}{110,321} \times 0,003 \\
&= 0,009 \\
\phi &= 0,9 \\
\phi Mn &= \phi \times Mn \\
&= 0,9 \times 240,316 \\
&= 216,284 \text{ kNm} \\
M_{u_{\text{tumpuan}} (-)} &= M_{D_{\text{tump}}} + M_{\text{diff}} \\
&= 57,907 + 148,049 \\
&= 205,956 \text{ kNm} \\
\text{Cek kapasitas} &= \phi Mn > M_u \\
&= 216,284 > 205,956 \\
&\quad \textbf{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

b. Tumpuan Positif

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah tulangan negatif tumpuan (n)} &= 4 \\
\text{Diameter tulangan (db)} &= 19 \text{ mm} \\
\text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\
&= \frac{(300-2(30)-2(10)-4 \times 19)}{(4-1)} \\
&= 48 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Cek jarak bersih

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.2.1 disyaratkan jarak bersih antar tulangan harus lebih besar sama dengan diameter tulangan longitudinal (d_b) dan 25 mm.

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = 48 \text{ mm} > (19 \text{ mm}; 25 \text{ mm})$$

(memenuhi)

$$\text{Jumlah lapis tulangan} = 1 \text{ lapis}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 1134,115 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\min 1}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{(4 \times f_y)} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{(4 \times 420)} \times 300 \times 450,5 \\ &= 401,427 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 300 \times 450,5 \\ &= 450,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek As} &= \text{As pasang} \geq A_{S_{\min}} \\ &= 1134,115 > (401,427; 450,5) \end{aligned}$$

(memenuhi)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} \\ &= \frac{1134,115 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 300)} \\ &= 75,018 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1134,115 \times 420 \times \\ &\quad \left(450,5 - \frac{75,018}{2}\right) \\ &= 196,719 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{75,018}{0,85} \\
&= 88,257 \text{ mm} \\
\varepsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
&= \frac{(450,5-88,257)}{88,257} \times 0,003 \\
&= 0,012 \\
\phi &= 0,9 \\
\phi M_n &= \phi \times M_n \\
&= 0,9 \times 196,719 \\
&= 177,047 \text{ kNm} \\
M_{u_{tumpuan (+)}} &= M_{diff} \\
&= 148,049 \text{ kNm} \\
\text{Cek kapasitas} &= \phi M_n > M_u \\
&= 177,047 > 148,049 \\
&\quad \textbf{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

c. Lapangan Negatif

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah tulangan (n)} &= 3 \\
\text{Diameter tulangan (db)} &= 19 \text{ mm} \\
\text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-n \times db)}{(n-1)} \\
&= \frac{(300-2(30)-2(10)-3 \times 19)}{(3-1)} \\
&= 81,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Cek jarak bersih

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.2.1 disyaratkan jarak bersih antar tulangan harus lebih besar sama dengan diameter tulangan longitudinal (db) dan 25 mm.

$$\begin{aligned}
\text{Jarak bersih antar tulangan} &= 81,5 \text{ mm} > (19 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah lapis} &= 1 \text{ lapis}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
&= 3 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\
&= 850,586 \text{ mm}^2 \\
A_{S_{\min 1}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{(4 \times fy)} \times b \times d \\
&= \frac{\sqrt{25}}{(4 \times 420)} \times 300 \times 450,5 \\
&= 401,427 \text{ mm}^2 \\
A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{4 \times fy} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 300 \times 450,5 \\
&= 450,500 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek As} &= \text{As pasang} \geq A_{S_{\min}} \\
&= 850,586 > (401,427; 450,5) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

d. Lapangan Positif

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah tulangan negatif tumpuan (n)} &= 3 \\
\text{Diameter tulangan (db)} &= 19 \text{ mm} \\
\text{Jarak bersih antar tulangan} &= \frac{(b - 2Cc - 2ds - n \times db)}{(n - 1)} \\
&= \frac{(300 - 2(30) - 2(10) - 3 \times 19)}{(3 - 1)} \\
&= 81,50 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Cek jarak bersih

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.2.1 disyaratkan jarak bersih antar tulangan harus lebih besar sama dengan diameter tulangan longitudinal (db) dan 25 mm.

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = 81,50 \text{ mm} > (19 \text{ mm}; 25 \text{ mm})$$

(memenuhi)

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah lapis tulangan} &= 1 \text{ lapis} \\
\text{As pasang} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
&= 3 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 850,586 \text{ mm}^2 \\
A_{S_{\min 1}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{(4 \times fy)} \times b \times d \\
&= \frac{\sqrt{25}}{(4 \times 420)} \times 300 \times 450,5 \\
&= 401,427 \text{ mm}^2 \\
A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{4 \times fy} \times b \times d \\
&= \frac{1,4}{4 \times 420} \times 300 \times 450,5 \\
&= 450,500 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek As} &= A_s \text{ pasang} \geq A_{S_{\min}} \\
&= 850,586 > (401,427; 450,5) \\
&\quad \textbf{(memenuhi)} \\
a &= \frac{A_s \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} \\
&= \frac{850,586 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 300)} \\
&= 56,264 \text{ mm} \\
Mn &= A_s \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 850,586 \times 420 \times \\
&\quad \left(450,5 - \frac{56,264}{2}\right) \\
&= 150,889 \text{ kNm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{56,264}{0,85} \\
&= 66,193 \text{ mm} \\
\epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
&= \frac{(450,5 - 66,264)}{66,264} \times 0,003 \\
&= 0,017 \\
\phi &= 0,9 \\
\phi Mn &= \phi \times Mn \\
&= 0,9 \times 150,889
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 135,800 \text{ kNm} \\
M_{u\text{lapangan (+)}} &= M_{D\text{lap}} \\
&= 28,953 \text{ kNm} \\
\text{Cek kapasitas} &= \phi M_n > M_u \\
&= 135,800 > 28,953 \\
&\quad \text{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

6. Penulangan Geser

a. Tumpuan

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah kaki (n)} &= 2 \\
A_v &= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\
&= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \\
&= 157,080 \text{ mm}^2 \\
\text{Spasi} &= 100 \text{ mm} \\
V_u &= V_{\text{diff}} + V_{D\text{tump}} \\
&= 54,330 + 63,751 \\
&= 118,081 \text{ kN} \\
\phi &= 0,75 \\
V_u/\phi &= \frac{V_u}{\phi} \\
&= \frac{118,081}{0,75} \\
&= 157,441 \text{ kN} \\
\text{Batas penentu spasi maksimum} &= 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
&= 0,33 \times \sqrt{25} \times 300 \times 450,5 \\
&= 222,551 \text{ mm} \\
\text{Spasi max 1} &= \frac{d}{2} \\
&= \frac{450,5}{2} \\
&= 225,3 \text{ mm} \\
\text{Spasi max 2} &= 600 \text{ mm} \\
\text{Cek spasi} &= 150 \text{ mm} < 225,3 \text{ mm} \\
&\quad \text{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= A_v \times f_y \times \frac{d}{s} \\
&= 157,080 \times 420 \times \frac{450,5}{100} \\
&= 198,140 \text{ kN} \\
\text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
&= 0,66 \times \sqrt{25} \times 300 \times 450,5 \\
&= 445,102 \text{ kN} \\
V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
&= 0,17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 450,5 \\
&= 114,648 \text{ kN} \\
V_n &= V_c + V_s \\
&= 114,648 + 198,140 \\
&= 312,788 \text{ kN} \\
\phi V_n &= \phi \times V_n \\
&= 0,75 \times 312,788 \\
&= 234,594 \text{ kN} \\
\text{Cek kapasitas} &= \phi V_n \geq V_u \\
&= 234,591 \text{ kN} > 118,081 \text{ kN} \\
&\quad \text{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

b. Lapangan

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah kaki (n)} &= 2 \\
A_v &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\
&= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \\
&= 157,080 \text{ mm}^2 \\
\text{Spasi} &= 200 \text{ mm} \\
V_u &= V_{D\text{lap}} \\
&= 31,875 \text{ kN} \\
\phi &= 0,75 \\
V_u/\phi &= \frac{V_u}{\phi}
\end{aligned}$$

$$= \frac{31,875}{0,75}$$

$$= 42,5 \text{ kN}$$

Batas penentu spasi maksimum

$$= 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,33 \times \sqrt{25} \times 300 \times 450,5$$

$$= 222,551 \text{ mm}$$

Spasi max 1

$$= \frac{d}{2}$$

$$= \frac{450,5}{2}$$

$$= 225,3 \text{ mm}$$

Spasi max 2

$$= 600 \text{ mm}$$

Cek spasi

$$= 200 \text{ mm} < 225,3 \text{ mm}$$

(memenuhi)

V_s

$$= A_v \times f_y \times \frac{d}{s}$$

$$= 157,080 \times 420 \times \frac{450,5}{200}$$

$$= 99,070 \text{ kN}$$

Batas V_s

$$= 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{25} \times 300 \times 450,5$$

$$= 445,102 \text{ kN}$$

V_c

$$= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 450,5$$

$$= 114,648 \text{ kN}$$

V_n

$$= V_c + V_s$$

$$= 114,648 + 99,070$$

$$= 213,718 \text{ kN}$$

ϕV_n

$$= \phi \times V_n$$

$$= 0,75 \times 213,718$$

$$= 160,288 \text{ kN}$$

Cek kapasitas

$$= \phi V_n \geq V_u$$

$$= 160,288 \text{ kN} > 31,875 \text{ kN}$$

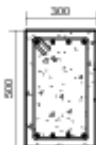



(memenuhi)

Adapun rekapitulasi hasil analisis kebutuhan tulangan pada struktur tie beam seperti yang disajikan Tabel 4.14 berikut.

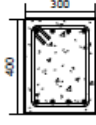


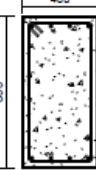
Tabel 4. 14 Rekapitulasi Penulangan Tie Beam

No.	Jenis Tie Beam	Tulangan Longitudinal				Tulangan Transversal	
		Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
		Atas	Bawah	Atas	Bawah		
1.	TB1 (dengan beban dinding geser)	4D19	4D19	3D19	3D19	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200
2.	TB1 (dinding bata ringan)	4D19	4D19	2D19	2D19	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200
3.	TB2	4D19	4D19	3D19	3D19	2Ø10 - 100	2Ø10 - 150

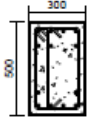
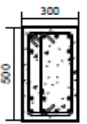
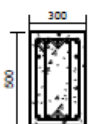

Adapun detail penulangan balok dan tie beam adalah sebagaimana gambar berikut.

PENULANGAN BALOK				
KETERANGAN	TB 1 (Beban dinding geser)		TB 1 (Beban dinding bata ringan)	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK INDUK				
DIMENSI	300 × 500 mm	300 × 500 mm	300 × 500 mm	300 × 500 mm
SELIMUT BETON	30 mm	30 mm	30 mm	30 mm
TUL. GESER	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200
TUL. UTAMA ATAS	4D19	3D19	4D19	2D19
TUL. UTAMA BAWAH	4D19	3D19	4D19	2D19

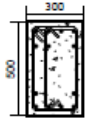

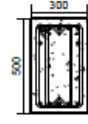

Gambar 4. 11 Penulangan Balok TB1

KETERANGAN	TB 2		B1	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK INDUK				
DIMENSI	300 × 400 mm	300 × 400 mm	400 × 800 mm	400 × 800 mm
SELIMUT BETON	30 mm	30 mm	30 mm	30 mm
TUL. GESER	2Ø10 - 100	2Ø10 - 150	2Ø10 - 100	2Ø10 - 200
TUL. UTAMA ATAS	4D19	3D19	4D19	4D19
TUL. UTAMA BAWAH	4D19	3D19	4D19	4D19



Gambar 4. 12 Penulangan Balok TB2 dan B1

PENULANGAN BALOK				
KETERANGAN	B2 (Bentang 6 meter)		B2 (Bentang 5 meter)	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK ANAK				
DIMENSI	300 × 500 mm	300 × 500 mm	300 × 500 mm	300 × 500 mm
SELIMUT BETON	30 mm	30 mm	30 mm	30 mm
TUL. GESER	3Ø10 - 100	3Ø10 - 150	4Ø10 - 100	4Ø10 - 200
TUL. UTAMA ATAS	7D19	6D19	7D19	5D19
TUL. UTAMA BAWAH	6D19	7D19	5D19	5D19

Gambar 4. 13 Penulangan Balok B2

KETERANGAN	B5 (Bentang 6 meter)		B5 (Bentang 5 meter)	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK INDUK				
DIMENSI	300 × 500 mm	300 × 500 mm	300 × 500 mm	300 × 500 mm
SELIMUT BETON	30 mm	30 mm	30 mm	30 mm
TUL. GESER	3Ø10 - 100	3Ø10 - 150	4Ø10 - 100	4Ø10 - 200
TUL. UTAMA ATAS	7D19	6D19	7D19	5D19
TUL. UTAMA BAWAH	6D19	6D19	5D19	5D19

Gambar 4. 14 Penulangan Balok B5

PENULANGAN BALOK		
KETERANGAN	B3	
	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK ANAK		
DIMENSI	200 × 400 mm	200 × 400 mm
SELIMUT BETON	30 mm	30 mm
TUL. GESER	2Ø10 - 150	2Ø10 - 150
TUL. UTAMA ATAS	6D22	3D22
TUL. UTAMA BAWAH	3D22	6D22

Gambar 4. 15 Penulangan Balok B3

4.4.4.2. Penulangan Struktur Kolom

Adapun analisis perhitungan kebutuhan penulangan untuk kolom K0 yakni sebagai berikut.

1. Desain Perencanaan
 - a. Panjang/tinggi kolom (L) = 2800 mm
 - b. Sisi pendek kolom (b) = 550 mm
 - c. Sisi panjang kolom (h) = 550 mm
 - d. Diameter tulangan longitudinal (d_b) = 22 mm
 - e. Diameter tulangan sengkang (d_s) = 13 mm
 - f. Selimut bersih (C_c) = 40 mm
 - g. Kuat tekan beton (f'_c) = 25 MPa
 - h. Kuat leleh tulangan longitudinal (f_y) = 420 MPa
 - i. Kuat leleh tulangan transversal (f_{yv}) = $1,25 \times f_y = 525$ MPa
 - j. Tinggi balok (h_b) = 800 mm
 - k. L_n = $L - h_b = 2000$ mm
2. Gaya Dalam Hasil Analisis *ETABS*
 - a. Gaya aksial lentur

Berdasarkan analisis struktur yang telah dibuat pada *software ETABS* didapatkan hasil analisis gaya aksial lentur yang terjadi pada kolom K0 sebagaimana Tabel 4.15 berikut.

Tabel 4. 15 Gaya Aksial Lentur Kolom

No.	Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
1.	Pmax	1304,759	66,539	26,455
2.	Pmin	-1950,534	-46,231	-10,245
3.	M2 max	-205,955	243,179	2,112
4.	M2 min	-845,953	-189,697	-9,930
5.	M3 max	-352,664	5,377	195,713
6.	M3 min	-476,723	-2,221	-199,643

b. Gaya Geser

Berdasarkan analisis struktur pada pemodelan dengan *software ETABS* didapatkan hasil analisis gaya geser pada kolom K0 sebagaimana Tabel 4.16 berikut.

Tabel 4. 16 Gaya Geser Kolom

Gaya Geser			
Tumpuan		Lapangan	
V2 (kN)	V3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)
175,877	135,482	175,877	135,482

c. Gaya tekan terkecil

Berdasarkan hasil analisis struktur dengan *software ETABS* didapatkan nilai gaya tekan terkecil pada struktur kolom K0 (Nu) sebesar 0,002 kN.

3. Pengecekan terhadap gaya dalam aksial – lentur

Pengecekan gaya dalam aksial – lentur ini dilakukan dengan bantuan *software SPColumn*. Hasil analisis yang diperoleh dijabarkan sebagai berikut.

- a. Jumlah tulangan (n) = 24 buah
- b. Luas tulangan longitudinal (A_s) = $n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$
= $24 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2$
= 9123,2 mm²
- c. Rasio tulangan (ρ) = $\frac{A_s}{(b \times h)} \times 100\%$
= $\frac{9123,2}{(550 \times 550)} \times 100\%$
= 3,02%

$$\begin{aligned} \text{d. Cek } \rho_{\min} \text{ dan } \rho_{\max} &= 1\% \leq \rho \leq 6\% \\ &= 1\% < 3,02\% < 6\% \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

4. Pengecekan *Strong Column – Weak Beam* (SCWB)

$$\begin{aligned} \text{a. Momen nominal kolom (Mnc)} &= \text{input dari analisis } SP\text{Column} \\ &= 793,378 \text{ kNm} \\ \text{b. } Mn^- \text{ tumpuan balok} &= \text{input dari analisis struktur balok} \\ &= 344,138 \text{ kNm} \\ \text{c. } Mn^+ \text{ tumpuan balok} &= \text{input dari analisis struktur balok} \\ &= 344,138 \text{ kNm} \\ \text{d. Cek SCWB} &= 2 \times Mnc \geq 1,2 \times (Mn^- + Mn^+) \\ &= 2 \times 793,378 \geq 1,2 \times (344,138 \\ &\quad + 344,138) \\ &= 1586,756 > 825,9312 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

5. Penulangan transversal

a. Tulangan transversal zona sendi plastis/tumpuan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek (n1)} = 4$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang (n2)} = 4$$

$$\text{Spasi (s)} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi kaki terbesar, } X_{\max} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sh \ 1} &= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh \ 2} &= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\ &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} / s, 1 &= \frac{A_{sh}}{s} \\ &= \frac{530,929}{100} \\ &= 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$A_{sh} / s, 2 = \frac{A_{sh}}{s}$$

$$= \frac{530,929}{100}$$

$$= 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

b. *Confinement*/kekangan zona sendi plastis

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang inti beton (bc)} &= b - 2Cc \\ &= 550 - 2(40) \\ &= 470 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang penampang inti beton (hc)} &= h - 2Cc \\ &= 550 - 2(40) \\ &= 470 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang kolom (Ag)} &= b \times h \\ &= 550 \times 550 \\ &= 302500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang inti beton (Ach)} &= bc \times hc \\ &= 470 \times 470 \\ &= 2209000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sisi pendek/sumbu lemah

$$\begin{aligned} 1. A_{sh}/s \text{ min 1} &= 0,3(bc \times \frac{f'c}{f_{yv}}) \times (\frac{Ag}{Ach} - 1) \\ &= 0,3(470 \times \frac{25}{525}) \times (\frac{302500}{2209000} - 1) \\ &= 2,470 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. A_{sh}/s \text{ min 2} &= 0,09 \times bc \times \frac{f'c}{f_{yv}} \\ &= 0,09 \times 470 \times \frac{25}{525} \\ &= 2,006 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \text{Cek } A_{sh}/s1 &= A_{sh}/s1 \geq A_{sh}/s \text{ min} \\ &= 5,309 > 2,470 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

Sisi panjang/sumbu kuat

$$\begin{aligned} 1. A_{sh}/s \text{ min 1} &= 0,3(hc \times \frac{f'c}{f_{yv}}) \times (\frac{Ag}{Ach} - 1) \\ &= 0,3(470 \times \frac{25}{525}) \times (\frac{302500}{2209000} - 1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 2,470 \text{ mm}^2 \\
2. \quad A_{sh}/s \text{ min } 2 &= 0,09 \times hc \times \frac{f'c}{f_{yv}} \\
&= 0,09 \times 470 \times \frac{25}{525} \\
&= 2,006 \text{ mm}^2 \\
3. \quad \text{Cek } A_{sh}/s2 &= A_{sh}/s2 \geq A_{sh}/s \text{ min} \\
&= 5,309 > 2,470 \text{ (**memenuhi**)}
\end{aligned}$$

Cek spasi

$$\begin{aligned}
1. \quad S_{\max, 1} &= \frac{b}{4} \\
&= \frac{550}{4} \\
&= 137,5 \text{ mm} \\
2. \quad S_{\max, 2} &= 6 \times db \\
&= 6 \times 22 \\
&= 132 \text{ mm} \\
3. \quad hx &= xi \text{ max} \\
&= 200 \text{ mm} \\
4. \quad S_{\max, 3} = S_o &= 100 \leq 100 + \frac{(350 - hx)}{3} \leq 150 \\
&= 100 \leq 100 + \frac{(350 - 200)}{3} \leq 150 \\
&= 150 \text{ mm} \\
5. \quad S_{\max} &= \min (S_{\max 1}, S_{\max 2}, S_{\max 3}) \\
&= 132 \text{ mm} \\
6. \quad \text{Cek spasi} &= 100 < 132 \text{ mm (**memenuhi**)}
\end{aligned}$$

c. Kuat geser zona sendi plastis

1. Gaya geser desain

M_{pr} kolom

$$\begin{aligned}
&= \text{input dari analisis } SPColumn \\
&= 1007,227 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

V_{u1}

$$\begin{aligned}
&= \frac{2 \times M_{pr} \text{ kolom}}{L_n} \\
&= \frac{2 \times 1007,227 \times 10^6}{1700} \\
&= 1007227 \text{ N}
\end{aligned}$$

2. Gaya geser hasil analisis struktur

$$V_{u2} \text{ sumbu lemah} = 175877 \text{ N}$$

$$V_{u2} \text{ sumbu kuat} = 135482 \text{ N}$$

3. Tahanan geser beton sumbu lemah

$$V_u = \text{Max}(V_{u1}, V_{u2})$$

$$= 1007227 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 0,17 \left(\frac{1+N_u}{14 \times A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\text{dengan, } d = b - C_c - d_s - \frac{db}{2}$$

$$= 0,17 \left(\frac{1+0,002 \times 10^3}{14 \times 550 \times 550} \right) \times \sqrt{25} \times 550 \times$$

$$\left(550 - 40 - 13 - \frac{22}{2} \right)$$

$$= 226750 \text{ N}$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{1007227}{0,75} - 226750$$

$$= 1116219 \text{ N}$$

$$A_s/s \text{ perlu} = \frac{V_s}{f_{yv} \times d}$$

$$= \frac{1116219}{525 \times 486}$$

$$= 4,3748 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s/s \text{ min 1} = \frac{0,062 \times \sqrt{f'_c} \times h}{f_{yv}}$$

$$= \frac{0,062 \times \sqrt{25} \times 550}{525}$$

$$= 0,3241 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s/s \text{ min 2} = \frac{0,35 \times h}{f_{yv}}$$

$$= \frac{0,35 \times 550}{525}$$

$$= 0,3667 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Cek } A_s/s = A_s/s_1 \geq \max(A_s/s \text{ Perlu, } A_s/s \text{ min})$$

$$= 5,309 > 4,3748 \text{ (memenuhi)}$$

4. Tahanan geser beton sumbu kuat

$$\begin{aligned} V_u &= \text{Max}(V_{u1}, V_{u2}) \\ &= 1007227 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(\frac{1+N_u}{14 \times A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &\text{dengan, } d = h - C_c - d_s - \frac{db}{2} \\ &= 0,17 \left(\frac{1+0,002 \times 10^3}{14 \times 550 \times 550} \right) \times \sqrt{25} \times 550 \times \\ &\quad (550 - 40 - 13 - \frac{22}{2}) \\ &= 226750 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ perlu} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1007227}{0,75} - 226750 \\ &= 1116219 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As/s perlu} &= \frac{V_s}{f_{yv} \times d} \\ &= \frac{1116219}{525 \times 486} \\ &= 4,3748 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As/s min 1} &= \frac{0,062 \times \sqrt{f'_c} \times b}{f_{yv}} \\ &= \frac{0,062 \times \sqrt{25} \times 550}{525} \\ &= 0,3241 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As/s min 2} &= \frac{0,35 \times b}{f_{yv}} \\ &= \frac{0,35 \times 550}{525} \\ &= 0,3667 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek As/s} &= A_{s_h}/s_2 \geq \max(\text{As/s Perlu,} \\ &\quad \text{As/s min)} \\ &= 5,309 > 4,3748 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

d. Tulangan transversal luar zona sendi plastis/tumpuan

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kaki sisi pendek (n1)} &= 4 \\
 \text{Jumlah kaki sisi panjang (n2)} &= 4 \\
 \text{Spasi (s)} &= 100 \text{ mm} \\
 \text{Av sumbu lemah} &= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\
 &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2 \\
 \text{Av sumbu kuat} &= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\
 &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

e. *Confinement*/kekangan luar zona sendi plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Spasi max 1} &= 6db \\
 &= 6(22) \\
 &= 132 \text{ mm} \\
 \text{Spasi max 2} &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Cek spasi} &= \text{Spasi} \leq \text{Spasi max} \\
 &= 100 < 132 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

f. Kuat geser luar zona sendi plastis

1. Tahanan geser beton sumbu lemah

$$\begin{aligned}
 V_u &= \text{Gaya dalam analisis ETABS} \\
 &= 175877 \text{ N} \\
 \phi &= 0,75 \\
 V_c &= 0,17 \left(\frac{1+N_u}{14 \times A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times h \times d \\
 &\quad \text{dengan, } d = b - Cc - ds - \frac{db}{2} \\
 &= 0,17 \left(\frac{1+0,002 \times 10^3}{14 \times 550 \times 550} \right) \times \sqrt{25} \times 550 \times \\
 &\quad \left(550 - 40 - 13 - \frac{22}{2} \right) \\
 &= 226750 \text{ N} \\
 V_s \text{ perlu} &= \text{Max} \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c; 0 \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 7753 \text{ N} \\
\text{Av/s perlu} &= \frac{V_s}{f_{yv} \times d} \\
&= \frac{7753}{525 \times 486} \\
&= 0,0304 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\text{As/s min 1} &= \frac{0,062 \times \sqrt{f'c} \times b}{f_{yv}} \\
&= \frac{0,062 \times \sqrt{25} \times 550}{525} \\
&= 0,3241 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\text{As/s min 2} &= \frac{0,35 \times b}{f_{yv}} \\
&= \frac{0,35 \times 550}{525} \\
&= 0,3667 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\text{Cek As/s} &= Av/s \geq \max(Av/s \text{ Perlu}, \\
&\quad As/s \text{ min}) \\
&= 5,309 > 0,3667 \text{ (**memenuhi**)}
\end{aligned}$$

2. Tahanan geser beton sumbu kuat

$$\begin{aligned}
V_u &= \text{Gaya dalam analisis ETABS} \\
&= 135482 \text{ N} \\
\phi &= 0,75 \\
V_c &= 0,17 \left(\frac{1+N_u}{14 \times A_g} \right) \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
&\quad \text{dengan, } d = b - Cc - ds - \frac{db}{2} \\
&= 0,17 \left(\frac{1+0,002 \times 10^3}{14 \times 550 \times 550} \right) \times \sqrt{25} \times 550 \times \\
&\quad (550 - 40 - 13 - \frac{22}{2}) \\
&= 226750 \text{ N} \\
V_s \text{ perlu} &= \text{Max} \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c; 0 \right) \\
&= 0 \text{ N} \\
\text{Av/s perlu} &= \frac{V_s}{f_{yv} \times d} \\
&= \frac{0}{525 \times 486}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,00 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\text{As/s min 1} &= \frac{0,062 \times \sqrt{f'c} \times b}{f_{yv}} \\
&= \frac{0,062 \times \sqrt{25} \times 550}{525} \\
&= 0,3241 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\text{As/s min 2} &= \frac{0,35 \times b}{f_{yv}} \\
&= \frac{0,35 \times 550}{525} \\
&= 0,3667 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\text{Cek As/s} &= A_v/s \geq \max(A_v/s \text{ Perlu}, \\
&\quad A_s/s \text{ min}) \\
&= 5,309 > 0,3667 \text{ (memenuhi)}
\end{aligned}$$

6. Kesimpulan

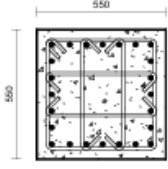
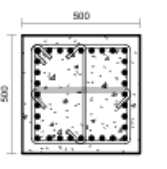
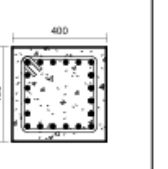
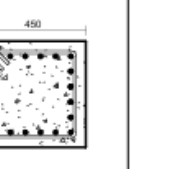
Tulangan longitudinal	: 24 D22
Tulangan transversal tumpuan	: 4D13 – 100
Tulangan transversal lapangan	: 4D13 – 100

Adapun rekapitulasi hasil analisis kebutuhan kolom terangkum pada Tabel 4.17 sebagai berikut.

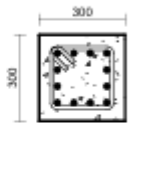
Tabel 4. 17 Rekapitulasi Penulangan Kolom

No.	Jenis Kolom	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	
			Tumpuan	Lapangan
1.	K0	24D22	4D13 – 100	4D13 – 100
2.	K1	32D22	3D13 – 100	3D13 – 100
3.	K2	20D22	2D13 – 100	2D13 – 100
4.	K2A	20D22	2D13 – 100	2D13 – 100
5.	K3	12D22	2D13 – 70	2D13 – 100

Adapun detail penulangan pada struktur kolom adalah sebagaimana gambar berikut.

PENULANGAN KOLOM				
KETERANGAN	JENIS KOLOM			
	K0	K1	K2	K2A
KOLOM STRUKTUR				
DIMENSI	550 × 550 mm	500 × 500 mm	400 × 400 mm	450 × 450 mm
SELIMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
TUL. LONGITUDINAL	24D22	32D22	20D22	20D22
TUL. GESER TUMPUAN	4D13 - 100	3D13 - 100	2D13 - 100	2D13 - 100
TUL. GESER LAPANGAN	4D13 - 100	3D13 - 100	2D13 - 100	2D13 - 100

Gambar 4. 16 Penulangan Kolom K0,K1,K2,dan K2A

KETERANGAN	JENIS KOLOM
	K3
KOLOM STRUKTUR	
DIMENSI	300 × 300 mm
SELIMUT BETON	40 mm
TUL. LONGITUDINAL	12D22
TUL. GESER TUMPUAN	2D13 - 70
TUL. GESER LAPANGAN	2D13 - 100

Gambar 4. 17 Penulangan Kolom K3

4.4.4.3. Penulangan Struktur Pelat

Adapun analisis perhitungan perencanaan pelat lantai *precast* dan *topping* beton sebagai berikut.

1. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat *precast* : 7 cm
- b. Tebal *overlapping* : 5 cm
- c. Tulangan lentur pelat (rencana)
 - Arah x : D10 – 200
 - Arah y : D10 – 200

- d. Tulangan susut pelat (rencana) : D10 – 200
 e. Kuat leleh mutu baja tulangan : 420 MPa
 f. Mutu pelat ($f'c$)
 Pelat *precast* : K-350 = 29,05 MPa
 Beton *topping* : K-300 = 25 MPa
 Mutu pelat kombinasi

$$f'c = \frac{(f'c_{precast} \times t_{precast}) + (f'c_{topping} \times t_{topping})}{t_{total}}$$

$$f'c = \frac{(29,05 \times 7) + (25 \times 5)}{12}$$

$$f'c = 27,3625 \text{ MPa}$$

- g. $f'c$ pada saat pengangkatan : 46% $f'c$ = 12,587 MPa
 h. $f'c$ sebelum komposit : 65% $f'c$ = 17,786 MPa
 i. $f'c$ komposit : 88% $f'c$ = 24,079 MPa

2. Perhitungan pembebanan

a. Kondisi saat pengangkatan

Beban mati (DL)

1. Berat sendiri plat *precast* = $0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$

2. Beban kejut saat pengangkatan = $1,5 \times 168 = 252 \text{ kg/m}^2$

3. Beban untuk per meter lebar pelat = $252 \times 1 \text{ m} = 252 \text{ kg/m}$

qu = 252 kg/m

b. Kondisi saat sebelum komposit

Beban mati (DL)

1. Berat sendiri plat *precast* = $0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$

2. Berat plat *cast in situ* = $0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$

Total DL = $168 + 120 = 288 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (LL) = 100 kg/m^2

Beban total (1,2DL + 1,6LL) = $1,2(288) + 1,6(100)$

= $505,6 \text{ kg/m}^2$

Beban untuk per meter lebar pelat = $505,6 \times 1 \text{ m} = 505,6 \text{ kg/m}$

$$q_u = 505,6 \text{ kg/m}$$

c. Kondisi saat komposit

Beban mati (DL)

1. Berat sendiri plat penuh $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

2. Beban mati tambahan (SDL) $= 159 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Total DL} = 288 + 159 = 447 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup (LL) $= 479 \text{ kg/m}^2$

Beban total (1,2DL + 1,6LL) $= 1,2(447) + 1,6(479)$

$$= 1302,8 \text{ kg/m}^2$$

Beban untuk per meter lebar pelat $= 1302,8 \times 1 \text{ m} = 1302,8 \text{ kg/m}$

$$q_u = 1302,8 \text{ kg/m}$$

3. Perencanaan pelat kondisi pengangkatan

a. Data perencanaan

Dimensi pelat $= 2,75 \text{ m} \times 2,75 \text{ m}$

Tebal pelat $= 7 \text{ cm}$

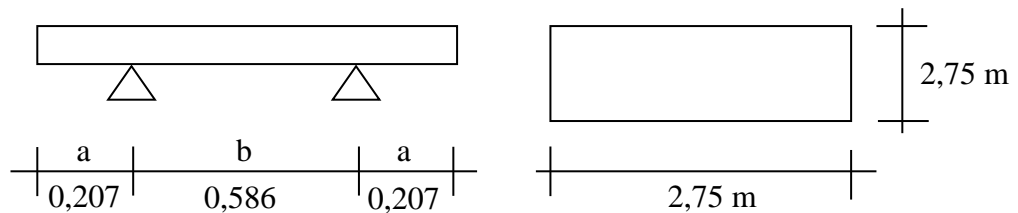
Mutu beton, $f'_c = 12,6 \text{ MPa}$ (*umur 3 hari*)

Mutu baja, $f_y = 420 \text{ MPa}$

Diameter tulangan $= D10$

Selimut beton $= 2 \text{ cm}$

b. Pembebanan



Perletakan sendi – sendi diasumsikan sebagai letak titik angkat pelat *precast*.

c. Penulangan plat

1. Tulangan arah x

$$Q = q_u \text{ saat angkat} \times 0,5L$$

$$= 252 \times 0,5(2,75)$$

$$= 346,5 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0,5 \times Q \times l^2 \\ &= 0,5 \times 346,5 \times 0,586^2 \\ &= 41,1 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{bal} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{420} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 12,59 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_{bal} \\ &= 0,75 \times 0,013 \\ &= 0,00955 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,003$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 12,59} \\ &= 39,257 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 70 - 20 - 10 - 0,5(10) \\ &= 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ &= \frac{59,49 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 35^2} \\ &= 0,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{1}{39,257} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,54}{0,85 \times 12,59}} \right) \\ &= 0,0009 < \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,003 \times 1000 \times 35 \\ &= 116,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

As susut = $A_s \text{ min} = 116,667 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan $5\text{Ø}10$ dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka $\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$.

2. Tulangan arah y

$$\begin{aligned} Q &= qu \text{ saat angkat} \times 0,5L \\ &= 252 \times 0,5(2,75) \\ &= 346,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0,5 \times Q \times l^2 \\ &= 0,5 \times 346,5 \times 0,586^2 \\ &= 61,6568 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{bal} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{420} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 12,59 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_{bal} \\ &= 0,75 \times 0,013 \\ &= 0,00955 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,003$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 12,59} \\ &= 39,257 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 70 - 20 - 10 - 0,5(10) \\ &= 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ &= \frac{59,49 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 35^2} \\ &= 0,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{1}{39,257} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,54}{0,85 \times 12,59}} \right) \\ &= 0,00132 < \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,003 \times 1000 \times 35 \\
 &= 116,667 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

As susut = $A_s \text{ min} = 116,667 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

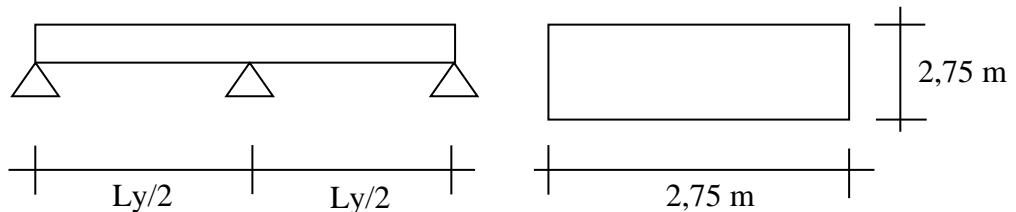
Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm**

4. Perencanaan pelat kondisi sebelum komposit

a. Data perencanaan

Dimensi pelat	= 2,75 m x 2,75 m
Tebal pelat	= 7 cm
Mutu beton, $f'c$	= 17,79 MPa (<i>umur 7 hari</i>)
Mutu baja, f_y	= 420 MPa
Diameter tulangan	= D10
Selimut beton	= 2 cm

b. Pembebanan



Perletakan sendi tengah diasumsikan sebagai letak shoring pelat *precast*.

c. Penulangan plat

1. Tulangan arah x

$$\begin{aligned}
 Q &= q_u \text{ sebelum komposit} \\
 &= 505,6 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times Q \times \frac{L_y^2}{2} \\
 &= \frac{1}{8} \times 505,6 \times 1,38^2 \\
 &= 119,488 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{420} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 17,79 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,018$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{bal}$$

$$= 0,75 \times 0,018$$

$$= 0,013$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

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

$$= \frac{420}{0,85 \times 17,79}$$

$$= 27,8$$

$$d = 70 - 20 - 10 - 0,5(10)$$

$$= 35 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{119,5 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 35^2}$$

$$= 1,084$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{1}{27,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,084}{0,85 \times 17,79}} \right)$$

$$= 0,00268 < \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,0033 \times 1000 \times 35$$

$$= 116,667 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

$A_s \text{ susut} = A_s \text{ min} = 116,667 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

2. Tulangan arah y

$$Q = qu \text{ sebelum komposit} \\ = 505,6 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{1}{8} \times Q \times \frac{Ly^2}{2} \\ = \frac{1}{8} \times 505,6 \times 1,38^2 \\ = 119,488 \text{ kgm}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{420} \times \frac{600}{600 + fy} \\ = \frac{0,85 \times 17,79 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ = 0,018$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{bal} \\ = 0,75 \times 0,018 \\ = 0,013$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ = \frac{420}{0,85 \times 17,79} \\ = 27,8$$

$$d = 70 - 20 - 10 - 0,5(10) \\ = 35 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ = \frac{119,5 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 35^2} \\ = 1,084$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\ = \frac{1}{27,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,084}{0,85 \times 17,79}} \right) \\ = 0,00268 < \rho_{min}$$

$$As = \rho_{min} \times b \times d \\ = 0,0033 \times 1000 \times 35$$

$$= 116,667 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $5\text{Ø}10$ dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka $\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$.

As susut = $A_s \text{ min} = 116,667 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan $5\text{Ø}10$ dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka $\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$.

5. Perencanaan pelat saat komposit

a. Data perencanaan

Dimensi pelat = $2,75 \times 2,75 \text{ m}$

Tebal pelat = 12 cm

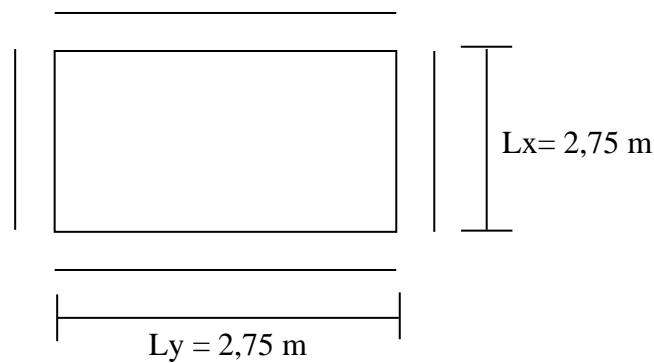
Mutu beton, f'_c = 24,08 MPa (*umur 14 hari*)

Mutu baja, f_y = 420 MPa

Diameter tulangan = D10

Selimut beton = 2 cm

b. Pembebanan



$$L_y/L_x = 1$$

$$C_{tx} = 52$$

$$C_{ty} = 52$$

$$C_{lx} = 21$$

$$C_{ly} = 21$$

$$Q_u = 1303 \text{ kg/m}$$

$$M_{tx} = C_{tx} \times 0,001 \times Q_u \times L_x^2$$

$$= 52 \times 0,001 \times 1303 \times 2,75^2$$

$$\begin{aligned}
&= 512,3 \text{ kg m per meter panjang} \\
M_{ty} &= C_{ty} \times 0,001 \times Q_u \times Lx^2 \\
&= 52 \times 0,001 \times 1303 \times 2,75^2 \\
&= 512,3 \text{ kg m per meter panjang} \\
M_{lx} &= C_{lx} \times 0,001 \times Q_u \times Lx^2 \\
&= 21 \times 0,001 \times 1303 \times 2,75^2 \\
&= 206,9 \text{ kg m per meter panjang} \\
M_{ly} &= C_{ly} \times 0,001 \times Q_u \times Lx^2 \\
&= 21 \times 0,001 \times 1303 \times 2,75^2 \\
&= 206,9 \text{ kg m per meter panjang}
\end{aligned}$$

c. Penulangan plat

1. Tulangan tumpuan arah x

$$\begin{aligned}
\rho_{bal} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 24,08 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
&= 0,024 \\
\rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_{bal} \\
&= 0,75 \times 0,024 \\
&= 0,0183 \\
\rho_{min} &= 0,0033 \\
m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\
&= \frac{420}{0,85 \times 24,08} \\
&= 20,521 \\
d &= 120 - 20 - 10 - 0,5(10) \\
&= 85 \text{ mm} \\
R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
&= \frac{512,33 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 85^2} \\
&= 0,7879
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}}\right) \\ &= \frac{1}{20,521} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,7879}{0,85 \times 24,08}}\right) \\ &= 0,0019 < \rho_{min}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 85 \\ &= 283,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

As susut = $A_s \text{ min} = 283,33 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

2. Tulangan tumpuan arah y

$$\begin{aligned}\rho_{bal} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 24,08 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,024\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_{bal} \\ &= 0,75 \times 0,024 \\ &= 0,0183\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 24,08} \\ &= 20,521\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 120 - 20 - 10 - 0,5(10) \\ &= 85 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{512,33 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 85^2} \\ &= 0,7879\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}}\right) \\ &= \frac{1}{20,521} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,7879}{0,85 \times 24,08}}\right) \\ &= 0,002 < \rho_{min}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 85 \\ &= 283,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

$A_s \text{ susut} = A_s \text{ min} = 283,33 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

3. Tulangan lapangan arah x

$$\begin{aligned}\rho_{bal} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 24,08 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,024\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_{bal} \\ &= 0,75 \times 0,024 \\ &= 0,0183\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 24,08} \\ &= 20,521\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 120 - 20 - 10 - 0,5(10) \\ &= 85 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{206,9 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 85^2} \\ &= 0,3182\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}}\right) \\ &= \frac{1}{20,521} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,3182}{0,85 \times 24,08}}\right) \\ &= 0,001 < \rho_{min}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 85 \\ &= 283,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

$A_s \text{ susut} = A_s \text{ min} = 283,33 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

4. Tulangan lapangan arah y

$$\begin{aligned}\rho_{bal} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 24,08 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,024\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_{bal} \\ &= 0,75 \times 0,024 \\ &= 0,0183\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 24,08} \\ &= 20,521\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 120 - 20 - 10 - 0,5(10) \\ &= 85 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{206,9 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 85^2} \\ &= 0,123\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,521} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,123}{0,85 \times 24,08}} \right)$$

$$= 0,0008 < \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,0033 \times 1000 \times 85$$

$$= 283,33 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

As susut = $A_s \text{ min} = 283,33 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 5Ø10 dengan $A_s = 392,9 \text{ mm}^2$

Jarak spasi 200 mm, maka **Ø10 – 200 mm.**

6. Perhitungan *shear connector* (stud)

a. Data perencanaan

Dimensi pelat = 2,75 x 2,75 m

Tebal *precast* = 70 mm

Tebal *topping* = 50 mm

Total tebal pelat = 120 mm

Mutu beton ($f'c$) = 27,363 MPa

Diameter stud (d) = 13 mm

Mutu baja stud (f_y) = 400 MPa

Berat jenis beton = 24 kN/m³

b. Pembebanan

Beban per meter lebar (q) = 1302,8 kg/m

Gaya geser maksimum (V_u) = $\frac{w \times L_n}{2}$, diasumsikan balok sederhana

$$= \frac{1302,8 \times 2,75}{2}$$

$$= 1791,4 \text{ kg}$$

Gaya geser horizontal (V_h) = $\beta \times V_u$

$$= 0,3 \times 1791,4$$

$$= 537,41 \text{ kg}$$

c. Kapasitas *shear connector*

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang stud (As)} &= \frac{\pi d^2}{4} \\ &= \frac{\pi(13)^2}{4} \\ &= 132,79 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 4700\sqrt{27,363} \\ &= 24585 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kapasitas nominal stud (Qn)} &= 0,5 \times As \times \sqrt{f'c \times Ec} \\ &= 0,5 \times 132,79 \times \sqrt{27,363 \times 24585} \\ &= 54455 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kapasitas desain } (\phi Qn) &= \phi = 0,75 \\ &= 0,75 \times 54455 \\ &= 40841 \text{ kg}\end{aligned}$$

d. Kebutuhan jumlah stud (n)

$$\begin{aligned}&= \frac{Vh}{\phi Qn} \\ &= \frac{556,95}{40841} \\ &= 0,0136 \approx 1 \text{ stud}\end{aligned}$$

e. Kebutuhan aktual stud (distribusi)

Spacing maksimum ≤ 300 mm, diambil $s = 250$ mm

Jumlah kebutuhan =

1. Arah panjang

$$\begin{aligned}n_1 &= \frac{2,75}{0,25} + 1 \\ &= 12 \text{ buah}\end{aligned}$$

2. Arah lebar

$$\begin{aligned}n_2 &= \frac{2,75}{0,25} + 1 \\ &= 12 \text{ buah}\end{aligned}$$

3. Total grid

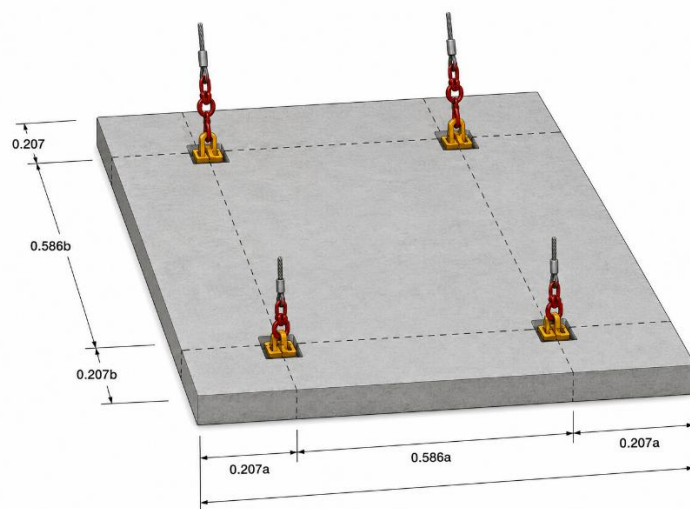
$$\begin{aligned}n &= 12 \times 12 \\ &= 144 \text{ buah}\end{aligned}$$

f. Koreksi pola *staggered*

$$\begin{aligned}n \text{ aktual} &= 0,9 \times n \\ &= 0,9 \times 144 \\ &= 130 \text{ stud}\end{aligned}$$

7. Perhitungan titik angkat

Perletakan pada saat pelat *precast* diangkat diasumsikan sebagai terletak di atas sendi – sendi. Posisi titik angkat direncanakan sebagaimana Gambar 4.18 berikut.



Gambar 4. 18 Letak Titik Angkat Pelat *Precast*

Diketahui :

a = 2,75 m

b = 2,75 m

h = 7 cm

Mutu beton ($f'c$) = 27,363 MPa (*pada umur 28 hari*)

Mutu beton pada umur 3 hari = 12,587 MPa

$$\begin{aligned}\text{Modulus keruntuhan (fr)} &= 0,7 \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,7 \times \sqrt{12,587} \\ &= 2,483 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Kuat leleh baja tulangan (f_y) = 420 MPa

a. Perhitungan beban angkat

$$\begin{aligned}qu &= \text{beban pada kondisi pengangkatan} \\ &= 252 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

b. Penentuan posisi titik angkat

$$\begin{aligned}x &= 0,207 \times L \\ &= 0,207 \times 2,75 \\ &= 0,569 \text{ m}\end{aligned}$$

c. Penentuan momen maksimum

$$\begin{aligned}M \text{ max} &= \frac{1}{2} \times qu \times x^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 252 \times 0,569^2 \\ &= 40,8297 \text{ kgm} \\ &= 408297 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

d. Kontrol retak

$$\begin{aligned}\text{Modulus penampang (s)} &= \frac{1}{6} \times b \times h^2 \\ &= \frac{1}{6} \times 1000 \times 70^2 \\ &= 816667 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tegangan tarik yang terjadi } (\sigma) &= \frac{M_{max}}{s} \\ &= \frac{408297}{816667} \\ &= 0,49996 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek persyaratan} &= \text{tegangan tarik } (\sigma) < \text{kekuatan tarik beton (fr)} \\ &= 0,49996 \text{ MPa} < 2,483 \text{ MPa (memenuhi)}\end{aligned}$$

e. Kontrol kapasitas tulangan (jika beton retak)

$$\text{As terpasang} = 392,857 \text{ mm}^2$$

$$d = 35 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Kedalaman blok tekan (a)} &= \frac{As \times fy}{0,85 \times fc \times b} \\ &= \frac{392,857 \times 420}{0,85 \times 12,587 \times 1000}\end{aligned}$$

$$= 15,422 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal} = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\begin{aligned}
&= 392,857 \times 420 \times \left(35 - \frac{15,422}{2}\right) \\
&= 4502654 \text{ Nmm} \\
&= 450,265 \text{ kgm} \\
\phi Mn &= 0,9 \times Mn \\
&= 0,9 \times 450,265 \\
&= 405,239 \text{ kgm} \\
\text{Cek persyaratan} &= \phi Mn \geq Mu \\
&= 405,239 \text{ kgm} > 43,853 \text{ kgm} \\
&\quad \textbf{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

Adapun analisis perhitungan pelat lantai pada basement dengan metode konvensional adalah sebagai berikut.

1. Geometri pelat beton bertulang

$$\begin{aligned}
\text{Lebar pelat arah y} &= 6 \text{ m} \\
\text{Lebar pelat arah x} &= 6 \text{ m} \\
\text{Tebal pelat lantai (h)} &= 0,25 \text{ m} \\
\text{Lebar balok (tb)} &= 0,3 \text{ m}
\end{aligned}$$

2. Geometri tulangan

$$\begin{aligned}
\text{Diameter tulangan (D)} &= 10 \text{ mm} \\
\text{Tebal selimut beton (s)} &= 25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

3. Spesifikasi material beton dan tulangan

$$\begin{aligned}
\text{Kuat tekan beton (f'c)} &= 25 \text{ MPa} \\
\text{Kuat leleh baja tulangan polos} &= 280 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

4. Spesifikasi beban rencana

$$\text{Beban rencana terfaktor (Qu)} = 11,256 \text{ kN/m}^2$$

Momen rencana akibat beban rencana terfaktor

$$\begin{aligned}
\text{a. Rasio panjang – lebar pelat} &= \frac{Ly}{Lx} \\
&= 1 \\
\text{b. Koefisien momen lapangan x (Clx)} &= 21 \\
\text{c. Koefisien momen lapangan y (Cly)} &= 21 \\
\text{d. Koefisien momen tumpuan x (Ctx)} &= 52
\end{aligned}$$

e. Koefisien momen tumpuan y (Cty) = 52

Momen rencana maksimum

a. Momen maksimum lapangan x (Mulx) = 8,51 kNm/m

b. Momen maksimum lapangan y (Muly) = 8,307 kNm/m

c. Momen maksimum tumpuan x (Mutx) = 21,071 kNm/m

d. Momen maksimum tumpuan y (Muty) = 21,071 kNm/m

5. Perhitungan tulangan momen

a. Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

b. Rasio tulangan pada kondisi *balance*

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \frac{600}{(600+f_y)}$$

$$= 0,0438$$

c. Faktor tahanan momen maksimum

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{(0,85 \times f'c)}\right)$$

$$= 7,2$$

Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (ds) = $ts + \frac{\phi}{2}$

$$= 30 \text{ mm}$$

Tebal efektif pelat lantai (d) = $h - ds$

$$= 220 \text{ mm}$$

Lebar pelat lantai tinjauan (b) = 1000 mm

Momen nominal = $\frac{Mu}{\phi}$

$$= 26,339 \text{ kNm}$$

Rn = $\frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2}$

$$= 0,544$$

Cek syarat $R_n \leq R_{max}$: $0,544 < 7,2$ (**memenuhi**)

d. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}}\right)$$

$$= 0,0020$$

$$\text{Rasio tulangan minimum } (\rho_{\min}) = 0,0025$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan } (\rho) = 0,0025$$

e. Tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan per 1 m } (A_s) &= \rho \times b \times d \\ &= 550 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan yang diperlukan } (s) &= \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= 142,86 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum antar tulangan 1 } (S_{\max}) &= 2 \times h \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak maksimum antar tulangan 2 } (S_{\max}) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar tulangan yang digunakan} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pelat yang digunakan} = \phi 10 - 100$$

$$\text{Luas tulangan terpakai } (A_s \text{ pakai}) = 785,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek syarat } A_s \text{ pakai} > A_s : 785,71 \text{ mm}^2 > 550 \text{ mm}^2 \text{ (**memenuhi**)}$$

Adapun rekapitulasi spesifikasi perencanaan pelat *half slab* dan kebutuhan tulangan pada struktur ini adalah sebagaimana Tabel 4.18 berikut.

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Penulangan Struktur Pelat

No.	Jenis Pelat	Spesifikasi
1.	Pelat lantai basement	Metode : pelat konvensional Mutu beton : f'c 25 MPa Tebal pelat : 25 cm Tulangan yang digunakan : $\phi 10 - 100$
2.	Pelat lantai 1 sampai 4	Metode : pelat <i>half slab</i> a. Pelat <i>precast</i> Dimensi : 2,75 x 2,75 m ; 2,25 x 2,75 m; dan 2,25 x 2,25 m Tebal pelat : 7 cm Mutu beton : K-350 atau f'c 29,05 MPa b. Beton <i>topping</i> Tebal : 5 cm Mutu beton : f'c 25 MPa Tulangan yang digunakan : $\phi 10 - 200$

No.	Jenis Pelat	Spesifikasi
3.	Pelat atap	Metode : pelat konvensional Mutu beton : $f'c$ 25 MPa Tebal pelat : 12 cm Tulangan yang digunakan : $\emptyset 10 - 200$

4.4.4.4. Penulangan Struktur Dinding Geser

Perencanaan kebutuhan penulangan pada struktur dinding geser ini dilakukan dengan menggunakan *software ETABS* dengan metode *trial and error* hingga nilai “*Pier D/R ratios*” menunjukkan nilai kurang dari 1, yang menunjukkan bahwa desain penulangan yang diterapkan pada dinding geser telah aman. Adapun rekapitulasi kebutuhan tulangan pada struktur dinding geser ini terangkum pada Tabel 4.19 berikut.

Tabel 4. 19 Rekapitulasi Penulangan Struktur Dinding Geser

No.	Jenis Dinding Geser	Tulangan yang Digunakan
1.	Dinding geser area basement	D19 – 200
2.	Corewall / dinding geser pada area lift	D19 – 200

4.4.5. Hasil Analisis Struktur Bawah

Struktur bawah pada Gedung PCNU Kota Semarang direncanakan menggunakan jenis pondasi tiang pancang yang dianalisis sebagaimana perhitungan berikut.

4.4.5.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi

Perhitungan daya dukung pondasi ini digunakan dalam mengetahui kapasitas dari tahanan aksial yang mampu ditahan oleh setiap tiang pondasi. Adapun analisis perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut.

1. Daya dukung berdasarkan kekuatan pile

$$\begin{aligned}
 \text{Bentuk penampang pile} &= \textit{square} \\
 \text{Dimensi pile (D)} &= 0,3 \text{ m} \\
 \text{Mutu beton} &= K - 500 \\
 \text{Kuat tekan beton (f'c)} &= K \times 100 \times 0,83 \\
 &= 500 \times 100 \times 0,83
 \end{aligned}$$

$$= 41665 \text{ kPa}$$

Panjang pile (L) = 6 m

Luas penampang pile (Ab) = D^2
= $0,09 \text{ m}^2$

Berat beton bertulang (wc) = 2,16 kN/m

Berat tiang (wp) = $L \times wc$
= $6 \times 2,16$
= 12,96 kN

Daya dukung nominal pile (Pn) = $Ab \times 0,85 \times f'c - 1,2 \times wp$
= $0,09 \times 0,85 \times 41665 - 1,2 \times 12,96$
= 3171,821 kN

Faktor reduksi kekuatan pile (ϕ) = 0,8

Kapasitas dukung pile = $\phi \times Pn$
= 2537,456 kN

2. Perhitungan nilai N-SPT menurut Luciano Decourt

Analisis perhitungan nilai N-SPT menurut Luciano Decourt adalah sebagaimana tercantum pada Tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Perhitungan nilai N-SPT

No.	Kedalaman		Jenis tanah	Data SPT	L ₁	L ₁ x N
	z ₁ (m)	z ₂ (m)		N	m	
1.	0,00	2,00	Lanau kelepungan kepasiran	7	2,00	14,00
2.	2,00	4,00	Pasir halus kelanauan	4	2,00	8,00
3.	4,00	6,00	Lanau kepasiran	18	2,00	36,00
4.	6,00	8,00	Lanau kepasiran	50	2,00	100,00
5.	8,00	10,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
6.	10,00	12,00	Lanau kepasiran	42	2,00	84,00
7.	12,00	14,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
8.	14,00	16,00	Lanau kepasiran	57	2,00	114,00
9.	16,00	18,00	Lanau kepasiran	43	2,00	86,00
10.	18,00	20,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
11.	20,00	22,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
12.	22,00	24,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00

No.	Kedalaman		Jenis tanah	Data SPT	L ₁	L ₁ x N
	z ₁ (m)	z ₂ (m)		N	m	
13.	24,00	26,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
14.	26,00	28,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
15.	28,00	30,00	Lanau kepasiran	60	2,00	120,00
					6,00	144,00

a. Nilai SPT rata – rata di sepanjang tiang (N) = $\frac{\sum L_1 \times N}{\sum L_1}$
 $= \frac{144,00}{6,00}$
 $= 24$

b. Nilai Nb diperhitungkan pada rentang 4D di atas tanah keras dan 4D di bawah tanah keras.

$$\begin{aligned} Nb &= 4D - 4D \\ &= 4(0,3) - 4(0,3) \\ &= 1,2 \text{ m di atas tanah keras} - 1,2 \text{ m di bawah tanah keras} \\ &= (8\text{m} + 1,2\text{m}) - (8\text{m} - 1,2\text{m}) \\ &= 9 \text{ m} - 7 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Nilai Np = $\frac{\sum N \text{ (dalam zona pengaruh)}}{\text{jumlah data}}$
 $= \frac{100+120}{2}$
 $= 110$

d. Perhitungan kapasitas nominal tiang pancang

$$\begin{aligned} \text{Luas selimut tiang pancang (As)} &= 4 \times D \times L \\ &= 4 \times 0,3 \times 6 \\ &= 7,2 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien } (\beta) = 1$$

$$\text{Nilai SPT di sekitar dasar tiang (Np)} = 110$$

$$\text{Koefisien } (\alpha) = 1$$

$$\text{Nilai SPT rata – rata di sepanjang tiang (N)} = 24$$

$$\text{Koefisien karakteristik tanah (K)} = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Resistance ultimit di ujung tiang (Qn)} = \alpha(Np \times K) \times Ab$$

$$\begin{aligned}
&= 1(110 \times 400) \times 0,09 \\
&= 3960 \text{ kN} \\
&= 396 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Resistance ultimit akibat lekatan lateral (*friction*)

$$\begin{aligned}
Q_r &= \beta \times \left(\left(\frac{N_f}{3} \right) + 1 \right) \times A_s \\
&= 1 \times \left(\left(\frac{24}{3} \right) + 1 \right) \times 7,2 \\
&= 64,8 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kapasitas nominal tiang pancang (Qult)} &= Q_n + Q_r \\
&= 396 + 64,8 \\
&= 460,8 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 2,5$$

$$\begin{aligned}
\text{Tahanan aksial tiang pancang (Qall)} &= \frac{Q_{ult}}{SF} - w_p \\
&= \frac{460,8}{2,5} - 12,96 \times 10^{-2} \\
&= 184,190 \text{ ton}
\end{aligned}$$

4.4.5.2. Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang

Dalam satu titik pondasi terdiri dari beberapa jumlah pile yang menyatu dalam sebuah kelompok tiang. Adapun perhitungan dari efisiensi kelompok tiang ini adalah sebagai berikut.

1. Persyaratan jarak (S)
 - a. Jarak antar tiang
$$\begin{aligned}
&= 2,5D \leq S \leq 3D \\
&= 2,5(0,3) \leq S \leq 3(0,3) \\
&= 0,75 \text{ m} \leq S \leq 0,9 \text{ m}
\end{aligned}$$
 - b. Jarak titik ke sisi *pilecap* (S_1)
$$\begin{aligned}
&= 1D \leq S_1 \leq 1,5D \\
&= 1(0,3) \leq S_1 \leq 1,5(0,3) \\
&= 0,3 \text{ m} \leq S_1 \leq 0,45 \text{ m}
\end{aligned}$$

2. Perhitungan efisiensi tiang kelompok

Direncanakan

- a. Jarak antar tiang (S) = 0,9 m
- b. Jarak tiang ke sisi *pilecap* (S_1) = 0,45 m
- c. Jumlah tiang dalam satu *pilecap* (n total) = 4 buah
- d. Jumlah kolom (m) = 2 buah
- e. Jumlah baris (n) = 2 buah

$$\begin{aligned}\text{Efisiensi tiang kelompok } (\eta) &= 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right) \\ &= 1 - \left(\frac{\arctan(0,3/0,9)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right) \right) \\ &= 0,9964 \\ &= 99,64\%\end{aligned}$$

$$\text{Kapasitas izin tiang pancang tunggal } (Q_{all}) = 184,190 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\text{Kapasitas izin kelompok tiang pancang } (Q_{ak}) &= Q_{all} \times \eta \\ &= 184,190 \times 0,9964 \\ &= 183,532 \text{ ton}\end{aligned}$$

4.4.5.3. Perhitungan Kekuatan Pondasi

Adapun untuk mengetahui kekuatan pondasi yang direncanakan dilakukan analisis perhitungan sebagaimana berikut.

1. Data bahan *pilecap*

- Kuat tekan beton (f'_c) = 25 MPa
- Kuat leleh baja tulangan deform ($\emptyset > 12 \text{ mm}$) = 420 MPa
- Kuat leleh baja tulangan polos ($\emptyset \leq 12 \text{ mm}$) = 280 MPa
- Berat beton bertulang (w_c) = 24 kN/m³

2. Data dimensi pondasi

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,55 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,55 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,3 m
- Tebal *pilecap* (h) = 0,8 m
- Tebal tanah di atas *pilecap* (z) = 1 m
- Berat volume tanah di atas *pilecap* (w_s) = 18 kN/m³

Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, sudut = 20) (α_s) = 40

3. Data beban pondasi

Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 2642,805 kN

Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 18,441 kNm

Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 13,932 kNm

Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 1835,32 kN

4. Data susunan tiang pancang

Dalam merencanakan pondasi ini, tiang pancang direncanakan disusun sebagaimana Tabel 4.21 berikut.

Tabel 4. 21 Data Susunan Tiang Pancang

Susunan tiang pancang arah x				Susunan tiang pancang arah y			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1.	2	0,9	1,62	1.	2	0,45	0,405
2.	2	-0,9	1,62	2.	2	-0,45	0,405
n =	4	$\Sigma x^2 =$	3,24	n =	4	$\Sigma y^2 =$	0,81

Lebar *pilecap* arah x (L_x) = 1,8 m

Lebar *pilecap* arah y (L_y) = 1,8 m

5. Gaya aksial pada tiang pancang

Berat tanah di atas *pilecap* (W_s) = $L_x \times L_y \times z \times w_s$
 = $1,8 \times 1,8 \times 1 \times 18$
 = 58,32 kN

Berat *pilecap* (W_c) = $L_x \times L_y \times h \times w_c$
 = $1,8 \times 1,8 \times 0,8 \times 24$
 = 62,208 kN

Total gaya aksial terfaktor (P_u) = $P_{uk} + 1,2W_s + 1,2W_c$
 = $2642,805 + 1,2(58,32) +$
 $1,2(62,208)$
 = 2787,439 kN

Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat (x_{max}) = 0,9 m

Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat (y_{max}) = 0,45 m

Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat (x min) = -0,45 m

Gaya aksial maksimum dan minimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} Pu \max &= \frac{Pu}{n} + \frac{Mux \times xmax}{\Sigma x^2} + \frac{Muy \times ymax}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{2787,439}{4} + \frac{18,441 \times 0,9}{(3,24)^2} + \frac{13,932 \times 0,45}{(0,81)^2} \\ &= 708,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pu \min &= \frac{Pu}{n} + \frac{Mux \times xmin}{\Sigma x^2} + \frac{Muy \times ymin}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{2787,439}{4} + \frac{18,441 \times (-0,9)}{(3,24)^2} + \frac{13,932 \times (-0,45)}{(0,81)^2} \\ &= 685,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat = $Pu \max \leq \phi Pn = 707,996 < 1835,319$ (**memenuhi**)

6. Tinjauan geser arah x

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 0,1 m

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } pilecap \text{ (d)} &= h - d' \\ &= 0,8 - 0,1 \\ &= 0,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak bidang kritis terhadap sisi luar (cx)} &= \frac{(Lx - bx - d)}{2} \\ &= \frac{(1,8 - 0,55 - 0,7)}{2} \\ &= 0,275 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat beton (W}_1\text{)} &= cx \times Ly \times h \times wc \\ &= 0,275 \times 1,8 \times 0,8 \times 24 \\ &= 9,504 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah (W}_2\text{)} &= cx \times Ly \times z \times ws \\ &= 0,275 \times 1,8 \times 1 \times 18 \\ &= 8,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser arah x (Vu}_x\text{)} &= 2 \times Pu_{max} - W_1 - W_2 \\ &= 2 \times 708 - 9,504 - 8,91 \\ &= 1397,578 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x (b)} = Ly = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif } pilecap \text{ (d)} = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom } (\beta c) &= \frac{bx}{by} \\ &= \frac{550}{550} \\ &= 1 \end{aligned}$$

Kuat geser *pilecap* arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang didapat dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1+2}{\beta c}\right) \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= \left(\frac{1+2}{1}\right) \times \sqrt{25} \times 1800 \times \frac{700}{6} \times 10^{-3} \\ &= 3143,694 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\alpha s \times \frac{d}{b} + 2\right) \times \sqrt{f'c} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= \left(40 \times \frac{700}{1800} + 2\right) \times \sqrt{25} \times 1800 \times \frac{700}{12} \times 10^{-3} \\ &= 9198,215 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 1800 \times \frac{700}{6} \times 10^{-3} \\ &= 2095,796 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil, kuat geser } \textit{pilecap} (V_c) = 2095,796 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekakuan geser } (\phi) = 0,75$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser } \textit{pilecap} (\phi V_c) &= \phi \times V_c \\ &= 0,75 \times 2095,796 \\ &= 1571,847 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat yang harus dipenuhi} &= \phi V_c \geq V_{ux} \\ &= 1571,847 > 1397,578 \end{aligned}$$

(memenuhi)

7. Tinjauan geser arah y

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton } (d') = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } \textit{pilecap} (d) &= h - d' \\ &= 0,8 - 0,1 \\ &= 0,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak bidang kritis terhadap sisi luar } (c_y) = \frac{(Ly - by - d)}{2}$$

$$= \frac{(1,8-0,55-0,7)}{2}$$

$$= 0,275 \text{ m}$$

Berat beton (W_1)

$$= c_y \times L_x \times h \times w_c$$

$$= 0,275 \times 1,8 \times 0,8 \times 24$$

$$= 9,504 \text{ kN}$$

Berat tanah (W_2)

$$= c_y \times L_x \times z \times w_s$$

$$= 0,275 \times 1,8 \times 1 \times 18$$

$$= 8,91 \text{ kN}$$

Gaya geser arah y (V_{u_y})

$$= 2 \times P_{u_{max}} - W_1 - W_2$$

$$= 2 \times 708 - 9,504 - 8,91$$

$$= 1397,578 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y (b) = $L_y = 1800 \text{ mm}$

Tebal efektif *pilecap* (d) = 700 mm

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (β_c) = $\frac{b_x}{b_y}$

$$= \frac{550}{550}$$

$$= 1$$

Kuat geser *pilecap* arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang didapat dari persamaan berikut.

$$V_c = \left(\frac{1+2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= \left(\frac{1+2}{1}\right) \times \sqrt{25} \times 1800 \times \frac{700}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 3143,694 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(\alpha_s \times \frac{d}{b} + 2\right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= \left(40 \times \frac{700}{1800} + 2\right) \times \sqrt{25} \times 1800 \times \frac{700}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 9198,215 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 1800 \times \frac{700}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 2095,796 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser *pilecap* (V_c) = $2095,796 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
\text{Faktor reduksi kekakuan geser } (\phi) &= 0,75 \\
\text{Kuat geser } pilecap (\phi V_c) &= \phi \times V_c \\
&= 0,75 \times 2095,796 \\
&= 1571,847 \text{ kN} \\
\text{Syarat yang harus dipenuhi} &= \phi V_c \geq V_{ux} \\
&= 1571,847 > 1397,578 \\
&\quad \text{(memenuhi)}
\end{aligned}$$

8. Tinjauan geser dua arah (pons)

$$\begin{aligned}
\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton } (d') &= 0,1 \text{ m} \\
\text{Tebal efektif } pilecap (d) &= h - d' \\
&= 0,8 - 0,1 \\
&= 0,7 \text{ m} \\
\text{Lebar bidang geser pons arah x } (B_x) &= b_x + d \\
&= 0,55 + 0,7 \\
&= 1,25 \text{ m} \\
\text{Lebar bidang geser pons arah y } (B_y) &= b_y + d \\
&= 0,55 + 0,7 \\
&= 1,25 \text{ m} \\
\text{Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom } (P_{uk}) &= 2642,805 \text{ kN} \\
\text{Luas bidang geser pons } (A_p) &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\
&= 2 \times (1,25 + 1,25) \times 0,7 \\
&= 3,5 \text{ m}^2 \\
\text{Lebar bidang geser pons } (b_p) &= 2 \times (B_x + B_y) \\
&= 2 \times (1,25 + 1,25) \\
&= 5 \text{ m} \\
\text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom } (\beta_c) &= \frac{b_x}{b_y} \\
&= \frac{550}{550} \\
&= 1
\end{aligned}$$

Tegangan geser pons, diambil dari nilai terkecil dari fp yang didapat dari persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_p &= \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{25}}{6} \\ &= 2,495 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \left(\alpha_s \times \frac{d}{b_p} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f'c}}{12} \\ &= \left(40 \times \frac{700}{5000} + 2\right) \times \frac{\sqrt{25}}{12} \\ &= 3,160 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \\ &= 1,663 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan geser pons yang disyaratkan (fp)	= 1,663 MPa
Faktor reduksi kekuatan geser pons (φ)	= 0,75
Kuat geser pons (φVnp)	= φ × Ap × fp × 10 ³
	= 0,75 × 3,5 × 1,663 × 10 ³
	= 4366,241 kN
Syarat	= φVnp ≥ Puk
	= 4366,241 > 2642,805
	(memenuhi)

4.4.5.4. Perhitungan Pembesian *Pilecap*

Adapun analisis perhitungan pada perencanaan pembesian *pilecap* adalah sebagai berikut.

1. Tulangan lentur arah x

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi kolom terhadap sisi luar } \textit{pilecap} \text{ (cx)} &= \frac{(Lx - bx)}{2} \\ &= \frac{(1,8 - 0,55)}{2} \\ &= 0,625 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Jarak tiang terhadap sisi kolom (ex)} &= cx - a \\
&= 0,625 - 0,3 \\
&= 0,325 \text{ m} \\
\text{Berat beton (W}_1\text{)} &= cx \times Ly \times h \times wc \\
&= 0,625 \times 1,8 \times 0,8 \times 24 \\
&= 21,6 \text{ kN} \\
\text{Berat tanah (W}_2\text{)} &= cx \times Ly \times z \times ws \\
&= 0,625 \times 1,8 \times 1 \times 18 \\
&= 20,25 \text{ kN} \\
\text{Momen yang terjadi pada } \textit{pilecap} \text{ (Mux)} &= 2 \times P_{umax} \times ex - \\
&\quad W_1 \times \frac{cx}{2} - W_2 \times \frac{cx}{2} \\
&= 2 \times 708 \times 0,325 - \\
&\quad 21,6 \times \frac{0,625}{2} - 20,25 \times \frac{0,625}{2} \\
&= 447,119 \text{ kNm} \\
\text{Lebar } \textit{pilecap} \text{ yang ditinjau (b)} &= Ly = 1800 \text{ mm} \\
\text{Tebal } \textit{pilecap} \text{ (h)} &= 800 \text{ mm} \\
\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tebal efektif plat (d)} &= h - d' \\
&= 800 - 100 \\
&= 700 \text{ mm} \\
\text{Kuat tekan beton (f'c)} &= 25 \text{ MPa} \\
\text{Kuat leleh baja tulangan (fy)} &= 420 \text{ MPa} \\
\text{Modulus elastisitas baja (Es)} &= 200000 \text{ MPa} \\
\text{Faktor distribusi tegangan beton (\beta}_1\text{)} &= 0,85 \\
\rho b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \frac{600}{(600+fy)} \\
&= 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \frac{600}{(600+420)} \\
&= 0,025 \\
\text{Faktor reduksi kekuatan lentur (\phi)} &= 0,8 \\
R_{max} &= 0,75 \times \rho b \times fy \times \left(\frac{1-0,5 \times 0,75 \times \rho b \times fy}{0,85 \times f'c} \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,75 \times 0,025 \times 420 \times \left(\frac{1 - 0,5 \times 0,75 \times 0,025 \times 420}{0,85 \times 25} \right) \\
&= 6,449 \\
Mn &= \frac{Mux}{\phi} \\
&= \frac{18,441}{0,8} \\
&= 23,051 \text{ kNm} \\
Rn &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\
&= \frac{23,051 \times 10^6}{1800 \times 700^2} \\
&= 0,026
\end{aligned}$$

Syarat = $Rn < R \text{ max} = 0,026 < 6,449$ (**memenuhi**)

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
\rho &= 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\
&= 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,026}{0,85 \times 25}} \right) \\
&= 0,0000623
\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum (ρ_{min})	= 0,0025
Rasio tulangan yang digunakan (ρ)	= 0,0025
Luas tulangan yang diperlukan (A_s)	= $\rho \times b \times d$ = $0,0025 \times 1800 \times 700$ = 3150 mm^2
Diameter tulangan yang digunakan (D)	= 22 mm
Jarak tulangan yang diperlukan (s)	= $\frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$ = $\frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1800}{3150}$ = 217,306 mm
Jarak tulangan maksimum (s_{max})	= 200 mm
Jarak tulangan yang digunakan (s)	= 150 mm
Digunakan tulangan	= D22 – 150
Luas tulangan terpakai (A_s pakai)	= $\frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$

$$= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1800}{150}$$

$$= 4563,429 \text{ mm}^2$$

2. Tulangan lentur arah y

$$\text{Jarak tepi kolom terhadap sisi luar } \textit{pilecap} \text{ (cy)} = \frac{(Ly-by)}{2}$$

$$= \frac{(1,8-0,55)}{2}$$

$$= 0,625 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tiang terhadap sisi kolom (ey)} = cy - a$$

$$= 0,625 - 0,3$$

$$= 0,325 \text{ m}$$

$$\text{Berat beton (W}_1\text{)} = cy \times Lx \times h \times wc$$

$$= 0,625 \times 1,8 \times 0,8 \times 24$$

$$= 21,6 \text{ kN}$$

$$\text{Berat tanah (W}_2\text{)} = cy \times Lx \times z \times ws$$

$$= 0,625 \times 1,8 \times 1 \times 18$$

$$= 20,25 \text{ kN}$$

$$\text{Momen yang terjadi pada } \textit{pilecap} \text{ (Mux)} = 3 \times P_{umax} \times ey -$$

$$W_1 \times \frac{cy}{2} - W_2 \times \frac{cy}{2}$$

$$= 3 \times 708 \times 0,325 -$$

$$21,6 \times \frac{0,625}{2} - 20,25 \times \frac{0,625}{2}$$

$$= 677,218 \text{ kNm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pilecap} \text{ yang ditinjau (b)} = Lx = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } \textit{pilecap} \text{ (h)} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif plat (d)} = h - d'$$

$$= 800 - 100$$

$$= 700 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f'c)} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (Es)} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } (\beta_1) = 0,85$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \frac{600}{(600+f_y)} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \frac{600}{(600+420)} \\ &= 0,025\end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\phi) = 0,8$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left(\frac{1-0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right) \\ &= 0,75 \times 0,025 \times 420 \times \left(\frac{1-0,5 \times 0,75 \times 0,025 \times 420}{0,85 \times 25} \right) \\ &= 6,449\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{13,932}{0,8} \\ &= 17,415 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{17,415 \times 10^6}{1800 \times 700^2} \\ &= 0,012\end{aligned}$$

$$\text{Syarat } = R_n < R_{max} = 0,012 < 6,449 \text{ (memenuhi)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,012}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,000047\end{aligned}$$

$$\text{Rasio tulangan minimum } (\rho_{min}) = 0,0025$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan } (\rho) = 0,0025$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan yang diperlukan } (A_s) &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 1800 \times 700 \\ &= 3150 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan } (D) = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan } (s) = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1800}{3150}$$

$$= 217,306 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (s_{max}) = 200 mm

Jarak tulangan yang digunakan (s) = 150 mm

Digunakan tulangan = D22 – 150

Luas tulangan terpakai (A_s pakai)

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1800}{150}$$

$$= 4563,429 \text{ mm}^2$$

3. Tulangan susut

Rasio tulangan susut minimum (ρ_{smin}) = 0,0014

Luas tulangan susut arah x (A_{sx})

$$= \rho_{smin} \times b \times d$$

$$= 0,0014 \times 1800 \times 700$$

$$= 1764 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut arah y (A_{sy})

$$= \rho_{smin} \times b \times d$$

$$= 0,0014 \times 1800 \times 700$$

$$= 1764 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan (D) = 19 mm

Jarak tulangan susut arah x (S_x perlu)

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{1800}{1764}$$

$$= 289,431 \text{ mm}$$

Jarak tulangan susut maksimum arah x ($S_x \text{ max}$) = 200 mm

Jarak tulangan susut arah x yang digunakan (S_x) = 200 mm

Jarak tulangan susut arah y (S_y perlu)

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{1800}{1764}$$

$$= 289,431 \text{ mm}$$

Jarak tulangan susut maksimum arah y ($S_y \text{ max}$) = 200 mm

Jarak tulangan susut arah y yang digunakan (S_y) = 200 mm

Digunakan tulangan susut arah x = D19 – 200

Digunakan tulangan susut arah y = D19 – 200

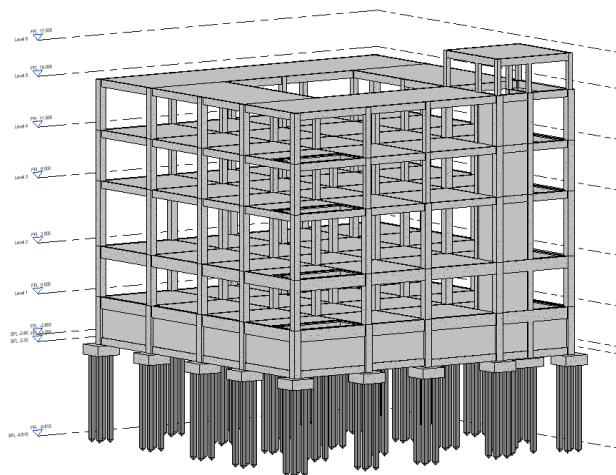
Adapun rekapitulasi perencanaan *pile cap* dan jumlah tiang pancang pada 1 *pile cap* tercantum dalam Tabel 4.22 berikut.

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Perencanaan *Pile Cap*

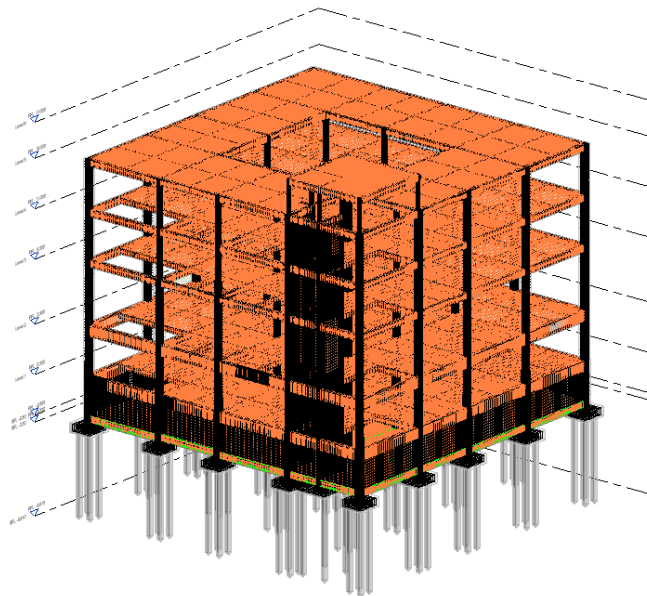
No.	Type	Dimensi <i>Pile Cap</i>	Tebal <i>Pile Cap</i>	Tulangan <i>Pile Cap</i>	Jumlah Tiang Pancang
1.	P4	1,8 x 1,8 m	0,7 m	D22 – 200	4 buah
2.	P5	1,8 x 1,8 m	0,7 m	D22 – 200	4 buah
3.	P6	1,8 x 1,8 m	0,8 m	D22 – 200	4 buah
4.	P4L	2,8 x 3,2 m	0,6 m	D22 – 200	4 buah

4.5. Hasil Pemodelan 3D

Didapatkan hasil pemodelan struktur 3D dari Gedung PCNU Kota Semarang dengan *Autodesk Revit* sebagai berikut.



Gambar 4. 19 Pemodelan 3D Struktur Gedung PCNU Kota Semarang



Gambar 4. 20 Pemodelan 3D Penulangan Struktur

4.6. *Quantity Take Off*

Adapun *quantity take off* atau volume item pekerjaan dari *Autodesk Revit* berupa volume pekerjaan *pile cap*, kolom, balok, *tie beam*, pelat lantai, *shear wall*, serta pembesian dari Gedung PCNU Kota Semarang sebagai berikut.

<Volume Pile Cap>										
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Area	Elevation at Top	Family	Family and Type	Foundation Thickne	Length	Level	Structural Material	Type	Volume	Width
Footings-Rectangular: P4										
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
3240000 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/700		1800	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4	2.27 m ³	1800
35640000 mm ²										
Footings-Rectangular: P4L										
8680047 mm ²	-3300	Footings-Rectangular	Footings-Rectangular/600		3200	SFL -3.30	Concrete - Cast-i	P4L	5.21 m ³	2800
8680047 mm ²										

Gambar 4. 21 *Quantity Take Off* Beton Pile Cap

<Volume Kolom>						
A	B	C	D	E	F	G
Base Level	Count	Family	Family and Type	Top Level	Structural Material	Volume
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.67 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.55 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.67 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.64 m³
SFL -3.30	1	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	Level 1	Concrete - Cast-i	0.89 m³

Gambar 4. 22 *Quantity Take Off* Beton Kolom

<Luas Bekisting Kolom>				
A	B	C	D	E
Base Level	Family	Family and Type	Keliling Kolom	Length
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300
SFL -3.30	Concrete Rectangul	Concrete Rectangular: K0	2200	3300

Gambar 4. 23 *Quantity Take Off* Bekisting Kolom

<Volume Balok>								
A	B	C	D	E	F	G	H	I
Cost	Count	Elevation at Bottom	Elevation at Top	Family	Family and Type	Length	Type	Volume
-2800	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.61 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.61 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.61 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.57 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.61 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.38 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.33 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.50 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.33 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.33 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.33 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.50 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.61 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.61 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	6000	TB 1	0.41 m³
	1	-3300	-2800	Concrete - Rectang	Concrete - Rectang	5000	TB 1	0.33 m³

Gambar 4. 24 *Quantity Take Off Beton Tie Beam dan Balok*

<Luas Bekisting Balok>						
A	B	C	D	E	F	G
Type	Family	Length	Cut Length	Volume	Keliling Bersih	Luas Bekisting Balok
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.61 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.41 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.61 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.61 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.57 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.61 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.38 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.33 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.50 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.33 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.33 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.33 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	5000	4450	0.50 m³	1300	6500000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.61 m³	1300	7800000 mm²
TB 1	Concrete - Rectangular Beam	6000	5450	0.41 m³	1300	7800000 mm²

Gambar 4. 25 *Quantity Take Off Bekisting Balok*

<Volume Pelat Lantai>							
A	B	C	D	E	F	G	H
Area	Core Thickness	Elevation at Bottom	Elevation at Top	Structural Material	Type	Volume	Family
20760000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	1.45 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
12575000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	0.88 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
25000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	1.75 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
29500000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.07 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	-120	-50	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
20760000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	1.45 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
12575000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	0.88 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
25000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	1.75 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor
29500000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.07 m ³	Floor
36000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.52 m ³	Floor
30000000 mm ²	70	3380	3450	Concrete, Precast	Half Slab	2.10 m ³	Floor

Gambar 4. 26 *Quantity Take Off Pelat Lantai*

<Volume Shear Wall>						
A	B	C	D	E	F	G
Area	Family	Length	Structural Material	Type	Volume	Width
5880000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.18 m ³	200
5880000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.18 m ³	200
9800000 mm ²	Basic Wall	2600	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.96 m ³	200
7700000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.54 m ³	200
7700000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.54 m ³	200
10800000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	2.16 m ³	200
11700000 mm ²	Basic Wall	2600	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	2.34 m ³	200
9900000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.98 m ³	200
8400000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.68 m ³	200
9100000 mm ²	Basic Wall	2600	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.82 m ³	200
7700000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.54 m ³	200
8400000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.68 m ³	200
9100000 mm ²	Basic Wall	2600	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.82 m ³	200
64960000 mm ²	Basic Wall	23000	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	12.99 m ³	200
64400000 mm ²	Basic Wall	23000	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	12.88 m ³	200
64400000 mm ²	Basic Wall	23000	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	12.88 m ³	200
63840000 mm ²	Basic Wall	23000	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	12.77 m ³	200
7700000 mm ²	Basic Wall	2300	Concrete, Cast-in-Pl	shear wall 20	1.54 m ³	200

Gambar 4. 27 *Quantity Take Off Beton Shear Wall*

<Volume Tulangan>						
A	B	C	D	E	F	G
Bar Diameter	Bar Length	Bend Diameter	Family	Quantity	Type	Total Bar Length
10 mm	1475 mm	19 mm	Rebar Bar	16	D10 (TB 1)	23600 mm
10 mm	1475 mm	19 mm	Rebar Bar	16	D10 (TB 1)	23600 mm
10 mm	1475 mm	19 mm	Rebar Bar	16	D10 (TB 1)	23600 mm
19 mm	2300 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	9200 mm
19 mm	1950 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7800 mm
19 mm	1900 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7600 mm
19 mm	2300 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	9200 mm
19 mm	1950 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7800 mm
19 mm	1875 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7500 mm
19 mm	3800 mm	80 mm	Rebar Bar	3	D19 (TB 1)	11400 mm
19 mm	3075 mm	80 mm	Rebar Bar	3	D19 (TB 1)	9225 mm
19 mm	3800 mm	80 mm	Rebar Bar	3	D19 (TB 1)	11400 mm
10 mm	1475 mm	19 mm	Rebar Bar	16	D10 (TB 1)	23600 mm
10 mm	1475 mm	19 mm	Rebar Bar	16	D10 (TB 1)	23600 mm
10 mm	1475 mm	19 mm	Rebar Bar	16	D10 (TB 1)	23600 mm
19 mm	2350 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	9400 mm
19 mm	1950 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7800 mm
19 mm	1925 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7700 mm
19 mm	2350 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	9400 mm
19 mm	1950 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7800 mm
19 mm	1900 mm	80 mm	Rebar Bar	4	D19 (TB 1)	7600 mm
19 mm	3800 mm	80 mm	Rebar Bar	3	D19 (TB 1)	11400 mm
19 mm	3075 mm	80 mm	Rebar Bar	3	D19 (TB 1)	9225 mm

Gambar 4. 28 *Quantity Take Off* Besi

Perhitungan *Quantity Take Off* secara otomatis dengan bantuan *software Autodesk Revit* ini menghasilkan data perhitungan yang lebih akurat jika dibandingkan dengan perhitungan secara manual. Kemampuan *Autodesk Revit* dalam menganalisis *clash detection* dapat menghindari terjadinya *double* perhitungan pada elemen struktur yang dapat menyebabkan nilai QTO lebih besar dari yang seharusnya (Khosakitchalert, dkk, 2019).

4.7. Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Pada penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB) digunakan pendekatan Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) dengan menyesuaikan wilayah berdirinya bangunan gedung PCNU ini, yaitu di Kota Semarang. Selain itu, penyusunan AHSP juga disesuaikan dengan harga yang digunakan pada data existing anggaran biaya proyek. Tujuannya agar memudahkan dalam perbandingan hasil akhir dari perencanaan dengan data proyek, terutama pada pekerjaan pelat lantai.

Perencanaan harga pelat *precast* pada metode *half slab* dibuat dengan analisis per satu buah panel. Adapun analisis pelat *precast* dengan dimensi 2,75 x 2,75 m dijelaskan dalam Tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Analisis Harga Pelat *Precast*

Kode	Uraian	Satuan	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1.	Pembuatan bekisting	m ²	7,56	Rp 238.695,53	Rp 1.805.134,95
2.	Penulangan	kg	61	Rp 15.022,00	Rp 920.139,04
3.	Beton K-350	m ³	0,53	Rp 1.255.694,00	Rp 664.733,01
4.	Pekerjaan Penulangan Beton	m ³	0,53	Rp 84.464,80	Rp 44.713,55
5.	Pekerjaan Pemasangan dan Pembongkaran Cetakan	buah	1	Rp 19.174,60	Rp 19.174,60
Total Harga					Rp 3.453.895,15

Adapun rekapitulasi harga untuk pekerjaan struktur pelat lantai dengan menerapkan metode *half slab* disebutkan dalam Tabel 4.24 berikut.

Tabel 4. 24 Rekapitulasi Harga Pelat *Precast*

No.	Uraian	Jumlah	Satuan	Harga Satuan	Jumlah Harga
1.	Pelat tipe 2,75 x 2,75 m	120	bh	Rp 3.453.895,15	Rp 414.467.417
2.	Pelat tipe 2,25 x 2,75 m	100	bh	Rp 2.875.432,70	Rp 287.543.270
3.	Pelat tipe 2,25 x 2,25 m	4	bh	Rp 2.380.096,91	Rp 9.520.388
4.	Beton <i>topping</i>	79,85	m ³	Rp 1.138.980,00	Rp 90.943.567
5.	Pembesian beton <i>topping</i>	12064,2	kg	Rp 15.022,00	Rp 181.228.974
6.	Ereksi	224	bh	Rp 357.659,40	Rp 80.115.706
7.	Langsiran	224	bh	Rp 123.385,20	Rp 27.638.285
TOTAL HARGA					Rp 1.091.457.606

Redesain Gedung PCNU Kota Semarang ini memerlukan anggaran biaya sebesar Rp 1.091.457.606 pada pelaksanaan pekerjaan pelat lantai dengan metode *half slab* serta Rp 7.061.457.706,68 untuk keseluruhan pekerjaan struktur. Sementara akumulasi harga total setelah dikalikan dengan PPN 11% adalah sebesar Rp 7.842.314.282,08. Adapun rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya hasil redesign adalah sebagaimana Tabel 4.25 di bawah ini.

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Hasil Redesain

No.	Uraian Pekerjaan	Jumlah Harga (Rp)
1.	Pekerjaan Persiapan	Rp 151.161.383,77
2.	Pekerjaan Pondasi	Rp 828.857.196,69
3.	Pekerjaan Struktur Basement	Rp 1.304.341.738,70
4.	Pekerjaan Struktur Lantai 1	Rp 1.070.469.365,95
5.	Pekerjaan Struktur Lantai 2	Rp 1.010.433.033,69
6.	Pekerjaan Struktur Lantai 3	Rp 1.066.958.506,03
7.	Pekerjaan Struktur Lantai 4	Rp 964.451.418,85
8.	Pekerjaan Struktur Lantai Atap	Rp 611.723.769,22
9.	Pekerjaan Top Atap	Rp 56.751.588,97
TOTAL		Rp 7.065.148.001,88
PPN 11%		Rp 777.166.280,21
JUMLAH AKHIR		Rp 7.842.314.282,08

Total biaya hasil redesain ini memiliki nilai yang berbeda dengan data existing proyek, dimana rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya (RAB) existing proyek disebutkan sebagaimana Tabel 4.26 berikut.

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Existing Proyek

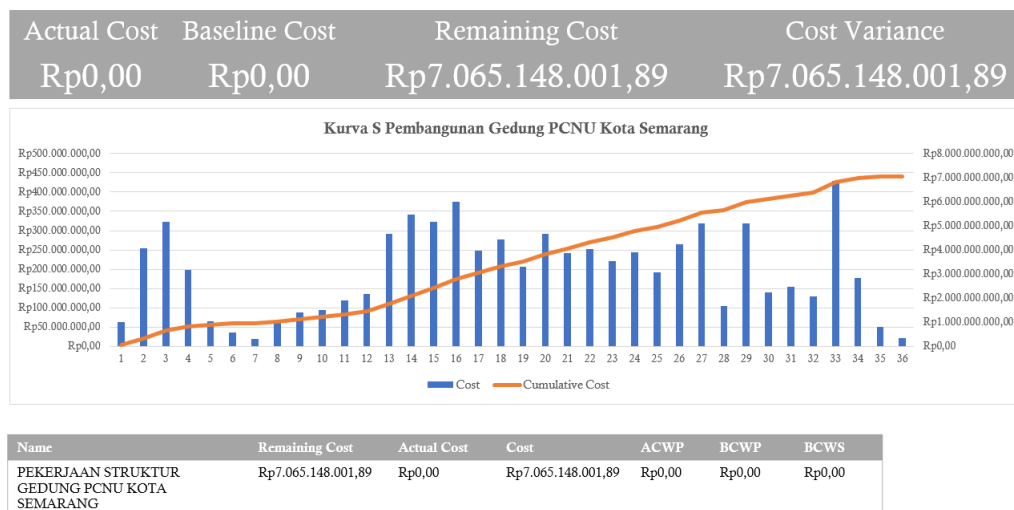
No.	Uraian Pekerjaan	Jumlah Harga (Rp)
1.	Pekerjaan Persiapan	Rp 151.161.383,77
2.	Pekerjaan Pondasi	Rp 932.602.885,45
3.	Pekerjaan Struktur Basement	Rp 891.396.802,88
4.	Pekerjaan Struktur Lantai 1	Rp 709.823.579,46
5.	Pekerjaan Struktur Lantai 2	Rp 729.789.059,63
6.	Pekerjaan Struktur Lantai 3	Rp 718.937.133,71
7.	Pekerjaan Struktur Lantai 4	Rp 690.988.707,67
8.	Pekerjaan Struktur Lantai Atap	Rp 428.886.254,81
9.	Pekerjaan Top Atap	Rp 29.490.161,43
TOTAL		Rp 5.346.075.968,80

$$\begin{aligned}
 \text{Selisih biaya} &= \text{Total biaya hasil redesain} - \text{Total biaya eksisting} \\
 &= \text{Rp } 7.065.148.001,88 - \text{Rp } 5.346.075.968,80 \\
 &= \text{Rp } 1.719.072.033,08
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan selisih total biaya tanpa dikenakan PPN 11% didapatkan nilai sebesar Rp 1.719.072.033,08, dengan total biaya hasil redesain lebih besar dibandingkan existing proyek. Hal tersebut disebabkan karena perbedaan metode analisis beban gempa yang diterapkan oleh Penulis. Pada redesain gedung, diterapkan sistem ganda yang mengakibatkan terjadinya peningkatan dimensi dan jumlah penulangan pada beberapa bagian struktur guna memenuhi standar persyaratan pada SNI 1726:2019 tentang perencanaan struktur tahan gempa pada bangunan gedung.

4.8. Perencanaan Penjadwalan

Penjadwalan pembangunan struktur Gedung PCNU Kota Semarang hasil redesain ini direncanakan dikerjakan selama 200 hari, dimulai pada 06 Juli 2026 sampai dengan 09 Maret 2027 dengan terpotong hari libur diantaranya Hari Kemerdekaan RI, Hari Maulid Nabi Muhammad SAW, dan Hari Natal. Jam kerja diasumsikan selama 8 jam per hari (08.00 – 16.00 WIB) dengan istirahat selama 1 jam untuk hari Senin sampai dengan Jumat. Sementara untuk hari Sabtu, jam kerja diasumsikan selama 6 jam dimulai dari 07.00 sampai 13.00 WIB. Perencanaan penjadwalan ini dikerjakan dengan *software Microsoft Project* dengan hasil kurva S biaya sebagaimana Gambar 4.29 berikut.

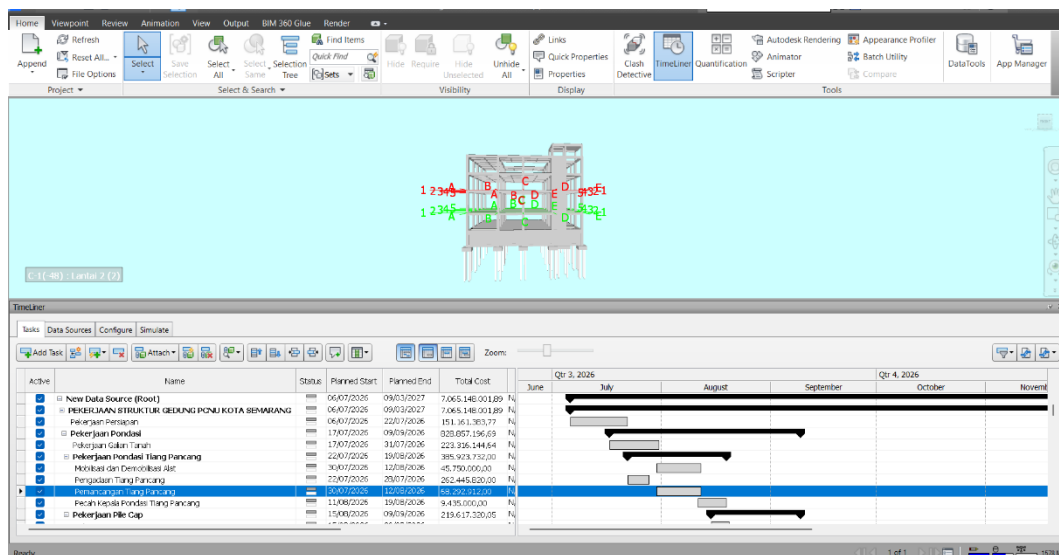


Gambar 4. 29 Kurva S Penjadwalan Gedung PCNU Kota Semarang

Dari hasil kurva S biaya pada penjadwalan Gedung PCNU Kota Semarang, dapat diketahui besarnya biaya rencana yang dikeluarkan pada setiap minggunya sesuai dengan pelaksanaan pekerjaan yang direncanakan pada minggu tersebut.

4.9. Integrasi *Building Information Modelling (BIM) 5D*

Hasil dari pemodelan 3D, RAB, dan penjadwalan proyek diintegrasikan dengan *Autodesk Naviswork* untuk menghasilkan simulasi pelaksanaan proyek yang terkoordinasi. Simulasi dengan *Naviswork* ini memberikan gambar detail terkait pelaksanaan proyek terhadap durasi dan biaya pelaksanaan proyek.



Gambar 4. 30 Hasil Simulasi 5D pada *Naviswork*

Adapun untuk memperjelas visualisasi integrasi BIM 5D dengan *Autodesk Naviswork* ditampilkan video simulasi sebagaimana yang tertera pada *barcode* Gambar 4.31 berikut.



Gambar 4. 31 Integrasi BIM 5D

4.10. Analisis Efisiensi Biaya Pelat *Half Slab*

Dikarenakan redesain ini menambahkan desain void untuk tangga darurat pada lantai 3 dan 4 yang berbeda dengan desain eksisting, maka perbandingan anggaran biaya dilakukan dengan membandingkan total anggaran biaya pekerjaan pelat pada lantai 1 dan lantai 2, yang mana pada lantai tersebut memiliki desain yang sama dengan eksisting. Adapun total biaya pekerjaan pelat konvensional pada desain existing lantai 1 dan 2 adalah sebagaimana Tabel 4.27 berikut.

Tabel 4. 27 Total Biaya Pekerjaan Pelat Konvensional

No.	Uraian	Biaya
1.	Pelat lantai 1	Rp 287.390.639
2.	Pelat lantai 2	Rp 322.113.973
Total Biaya		Rp 609.504.612

Adapun total biaya untuk pekerjaan pelat lantai dengan metode *half slab* pada redesain gedung lantai 1 dan 2 adalah sebagaimana Tabel 4.28 berikut.

Tabel 4. 28 Total Biaya Pekerjaan Pelat *Half Slab*

No.	Uraian	Biaya
1.	Pelat lantai 1	Rp 272.138.607
2.	Pelat lantai 2	Rp 272.173.751
Total Biaya		Rp 544.312.357

$$\begin{aligned}
\text{Selisih biaya} &= \text{Total biaya metode konvensional} - \text{total biaya metode } \textit{half slab} \\
&= \text{Rp } 609.504.612 - \text{Rp } 544.312.357 \\
&= \text{Rp } 65.192.255
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Nilai efisiensi} &= \frac{\text{Rp } 65.192.255}{\text{Rp } 609.504.612,22} \times 100\% \\
&= 11\%
\end{aligned}$$

Berdasarkan analisis perhitungan yang telah dilakukan, diketahui bahwa implementasi metode *half slab* mampu menghemat anggaran biaya mencapai Rp65.192.255 dengan efisiensi mencapai 11% dari penggunaan metode konvensional. Hasil penerapan metode *half slab* pada redesain ini selaras dengan penelitian yang dilakukan oleh Pangemanan D.D.G., dkk (2025) yang menunjukkan bahwa penerapan *half slab* secara signifikan mampu menekan biaya dari penggunaan metode *cast in place*. Begitu juga dengan penelitian oleh Arumsari P. dan Palagian B. (2023) yang menunjukkan efisiensi biaya mencapai 20% dari penerapan *half slab*. Hasil nilai efisiensi pada redesain Gedung PCNU Kota Semarang ini memiliki nilai yang lebih rendah dibandingkan penelitian sebelumnya, yaitu sebesar 11% (<20%) disebabkan karena beberapa faktor yang membedakan diantaranya:

- a. Objek yang ditinjau, dimana penelitian sebelumnya dilakukan pada gedung setinggi 8 lantai dengan 1 lantai atap dan 1 lantai helipad.
- b. Lokasi pembangunan, dimana penelitian sebelumnya proyek dikerjakan di daerah DKI Jakarta, Indonesia.
- c. Tahun pelaksanaan proyek, dimana pada penelitian sebelumnya proyek yang ditinjau dibangun pada tahun 2021.

Meski hasil nilai efisiensi pelat *half slab* lebih rendah dari penelitian sebelumnya, hasil analisis menunjukkan satu kesimpulan yang sama, yakni penerapan *half slab* dapat mengefisiensi kebutuhan anggaran biaya struktur pelat lantai dibandingkan dengan penerapan pelat konvensional.