

BAB IV PERHITUNGAN DESAIN STRUKTUR

IV.1 Perhitungan Struktur Pelat

Perhitungan struktur pelat dibagi menjadi tiga bagian, yaitu perhitungan struktur pelat bangunan A, perhitungan struktur pelat bangunan B, dan perhitungan struktur pelat bangunan C.

IV.1.1 Perhitungan Struktur Pelat Bangunan A

Ketebalan pelat bangunan A adalah 140 mm dengan selimut beton 20 mm. Terdapat tiga tipe pelat di bangunan A.

Berikut adalah gambar yang menunjukkan pembagian tipe untuk pelat bangunan A dan pelat yang akan ditinjau untuk melakukan desain dengan dilingkar merah pada gambar IV.1.



Gambar IV.1 Pembagian Tipe Pelat Desain Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

IV.1.1.1 Data Teknis Pelat

1. Material Beton

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat per unit volume} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas} = 23500 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

2. Material Tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat per unit volume} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas} = 200.000 \text{ MPa}$$

IV.1.1.2 Perencanaan Sistem Pelat di Bangunan A

Pelat tipe I memiliki ukuran dimensi 5,184 m x 3,166 m. Pelat tipe II memiliki ukuran dimensi 3,602 m x 3,166 m. Pelat tipe III memiliki dimensi 5,194 m x 1,265 m.

Berikut adalah perhitungan untuk menentukan masing – masing perencanaan pelat I – III di bangunan A:

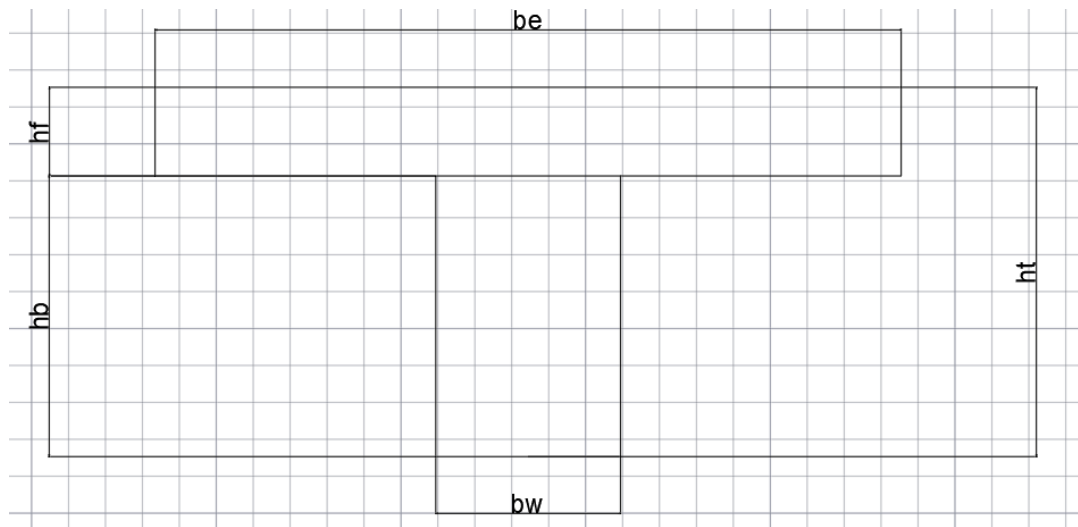
$$\text{Pelat tipe I} = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5,184}{3,166} = 1,63 < 2 \text{ (Dua Arah)}$$

$$\text{Pelat tipe II} = \frac{L_y}{L_x} = \frac{3,602}{3,166} = 1,13 < 2 \text{ (Dua Arah)}$$

$$\text{Pelat tipe III} = \frac{L_y}{L_x} = \frac{5,194}{1,265} = 2,399 > 2 \text{ (Satu Arah)}$$

IV.1.1.3 Pengecekan Ketebalan Pelat di Bangunan A

Berikut adalah ilustrasi untuk menghitung inersia balok dan pelat pada gambar IV.2.



Gambar IV.2 Ilustrasi Balok dan Pelat di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

$$B_w = 250 \text{ mm}$$

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

$$H_f = 140 \text{ mm}$$

$$H_b = 500 \text{ mm} - 140 \text{ mm} = 360 \text{ mm}$$

$$B_{e1} = b_w + 2h_b = 250 + 2 \times 360 = 970 \text{ mm}$$

$$B_{e2} = b_w + 8h_f = 250 + 8 \times 140 = 1370 \text{ mm}$$

$$Y_1 = h_b/2 = 360/2 = 180 \text{ mm}$$

$$Y_2 = h_b + h_f/2 = 360 + 140/2 = 430 \text{ mm}$$

$$Y = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2}{A_1 + A_2} = \frac{24.444.000 + 38.700.000}{135.800 + 90.000} = \frac{63.144.000}{225.800} = 279,645 \text{ mm.}$$

Inersia Balok

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{1}{12} \times b_w \times h_b^3 + A_1 (y-y_1)^2 + \frac{1}{12} \times b_e \times h_f^3 + A_2 (y_2 - y)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 250 \times 360^3 + 135800 \times (9929,12) + \frac{1}{12} \times 1170 \times 2744000 + 90000 \times 22606 \\ &= 972.000.000 + 112.364.541 + 267.540.000 + 2.034.540.000 \\ &= 3.386.444.541 \end{aligned}$$

Inersia Pelat

Bentang Panjang

$$I_s = \frac{1}{12} \times 3166 \times 140^3 = 723.958.666$$

Bentang Pendek

$$I_s = \frac{1}{12} \times 5184 \times 140^3 = 1.185.408.000$$

$$\text{Bentang Panjang} = \frac{3.386.444.541}{723.958.666} = 4,677$$

$$\text{Bentang Pendek} = \frac{3.386.444.541}{1.185.408.000} = 2,856$$

$$\alpha_{fm} = \frac{4,677+2,856}{2} = 3,76 \rightarrow 3,76 > 2$$

$$h \text{ min} = \frac{\ln \times (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36+9\beta} = \frac{5184 \times (0,8 + \frac{420}{1400})}{36+9 \times (\frac{5184}{3166})} = \frac{5702}{50,736} = 112,3 \text{ mm.}$$

Maka ketebalan pelat 140 mm sudah memenuhi minimum ketebalan pelat, yaitu 112,3 mm.

IV.1.1.4 Beban Rencana yang Diterima Pelat di Bangunan A

Beban yang diperhitungkan adalah beban mati dan beban hidup. Setelah menghitung masing – masing beban mati dan beban hidup, dilanjutkan dengan menghitung total beban terfaktor dengan rumus:

$$\text{Beban terfaktor} = 1,2 \times qD + 1,6 \times qL \dots\dots\dots (4-1)$$

Berikut adalah beban rencana yang diterima pelat di bangunan A:

Beban Mati:

Beban pelat	= 0,14 m x 24 kN/m ³	= 3,36 kN/m ²
Beban spesi	= 0,02 m x 22 kN/m ³	= 0,44 kN/m ²
Beban keramik	= 0,01 m X 22 kN/m ³	= 0,22 kN/m ²
Beban pasir	= 0,01 m x 16 kN/m ³	= 0,16 kN/m ²
Beban plafond	=	= 0,2 kN/m ²
Beban ME	=	= 0,3 kN/m ²
Beban total	=	= 4,68 kN/m ²

Beban Hidup:

$$\text{Beban hidup gedung perkantoran} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total pembebanan} &= 1,2 \times qD + 1,6 \times qL = 1,2 \times 4,68 \text{ kN/m}^2 + 1,6 \times 2,5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 9,616 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Pelat tipe I – III di bangunan A memiliki total pembebanan sebesar 9,616 kN/m².

IV.1.1.5 Momen *Ultimate* Pelat Bangunan A

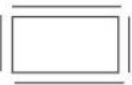
Perhitungan Momen *ultimate* untuk pelat di bangunan A memiliki dua macam perhitungan, yaitu perhitungan momen *ultimate* untuk pelat tipe I – II dengan system dua arah dan perhitungan momen *ultimate* untuk pelat tipe III dengan system satu arah. Perhitungan momen *ultimate* untuk pelat tipe I – II: (Pelat Dua Arah)

$$M_{ultimate} = 0,001 \cdot q \cdot Lx^2 \cdot x \dots\dots\dots (4-2)$$

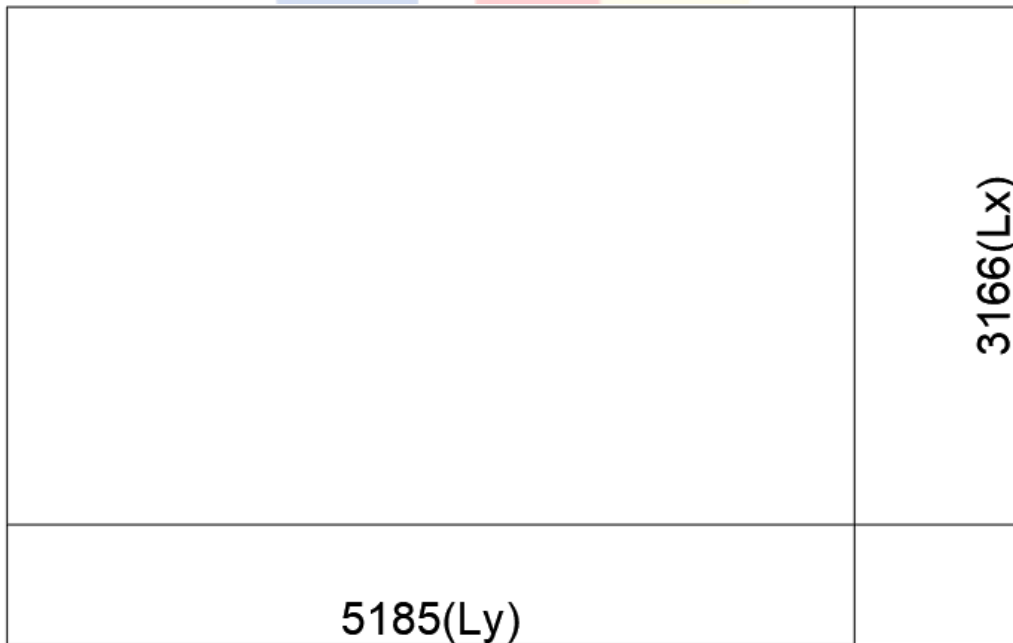
Nilai koefisien momen didapatkan dari Tabel PBI 1971 pada tabel IV.2. Koefisien momen pada pelat pada tabel IV.1 dengan kondisi pelat terjepit elastis.

Tabel IV.1 Tabel PBI 1971

Sumber: Data Pribadi

Kondisi Pelat	Nilai Momen Pelat	Perbandingan Ly/Lx																
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	> 2,5
	Mtx = -0.001 q Lx ² x	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63
	Mlx = 0.001 q Lx ² x	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63
	Mly = 0.001 q Lx ² x	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	34	34	34	13
	Mty = -0.001 q Lx ² x	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35	34	34	34	34	34	38

Berikut adalah tipe pelat I di bangunan A pada gambar IV.3.



Gambar IV.3 Tipe Pelat I di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Nilai q, yaitu 9,616 kN/m². Nilai koefisien momen didapatkan dari tabel IV.2 dengan perbandingan Ly/Lx = 5,185/3,166 = 1,63. Lalu dilakukan perhitungan interpolasi untuk mendapatkan koefisien momen:

$$\frac{1,7-1,6}{59-58} = \frac{1,7-1,63}{59-x} = 58,3 \text{ (x untuk Tumpuan X dan Lapangan X)}$$

$$\frac{1,7-1,6}{36-36} = \frac{1,7-1,63}{36-x} = 36 \text{ (x untuk Tumpuan Y dan Lapangan Y)}$$

Tipe I:

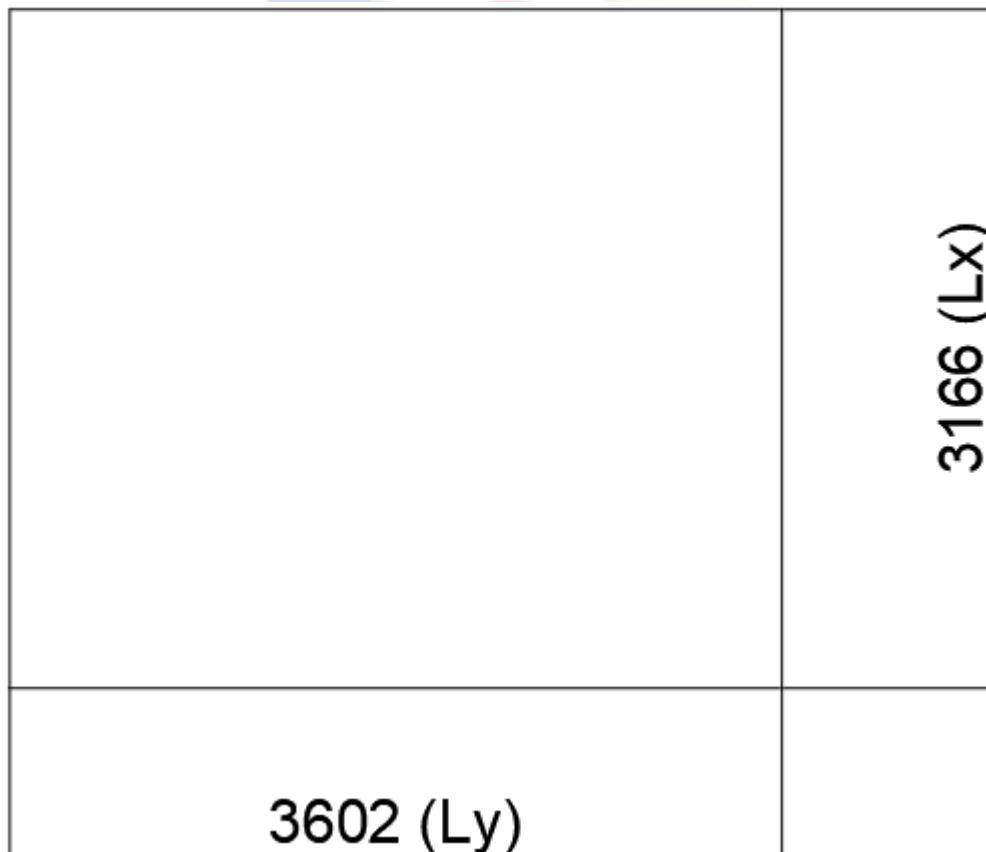
$$M_{tx} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.58,3 = 5,619 \text{ kN m.}$$

$$M_{lx} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.58,3 = 5,619 \text{ kN m.}$$

$$M_{ly} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.36 = 3,469 \text{ kN m.}$$

$$M_{ty} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.36 = 3,469 \text{ kN m.}$$

Berikut adalah tipe pelat II di bangunan A pada gambar IV.4.



Gambar IV.4 Tipe Pelat II di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Nilai q, yaitu 9,616 kN/m². Nilai koefisien momen didapatkan dari tabel IV.2 dengan perbandingan Ly/Lx = 3,602/3,166 = 1,13. Lalu dilakukan perhitungan interpolasi untuk mendapatkan koefisien momen:

$$\frac{1,2-1,1}{46-42} = \frac{1,2-1,13}{46-x} = 43,2 \text{ (x untuk Tumpuan X dan Lapangan X)}$$

$$\frac{1,2-1,1}{38-37} = \frac{1,2-1,13}{38-x} = 37,3 \text{ (x untuk Tumpuan Y dan Lapangan Y)}$$

Tipe II:

$$M_{tx} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.43,2 = 4,163 \text{ kN m.}$$

$$M_{lx} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.43,2 = 4,163 \text{ kN m.}$$

$$M_{ly} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.37,3 = 3,595 \text{ kN m.}$$

$$M_{ty} = 0,001.9,616 \text{ kN/m}^2.(3,166 \text{ m})^2.37,3 = 3,595 \text{ kN m.}$$

Perhitungan momen *ultimate* untuk pelat tipe III: (Pelat Satu Arah)

$$M_{ultimate} = \text{Koefisien Momen} \times q_u \times (Lx)^2 \dots\dots\dots (4-3)$$

Koefisien momen digunakan dari SNI 2847: 2019 Pasal 6.5.2 pada tabel IV.2.

Tabel IV.2 Momen Pendekatan untuk Analisis Balok dan Pelat Satu Arah

Sumber: SNI 2847: 2019

Momen	Lokasi	Kondisi	M _u
Positif	Bentang ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	w _u l _a ² /14
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	w _u l _a ² /11
	Bentang tengah	Semua	w _u l _a ² /16
Negatif ⁽¹⁾	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	w _u l _a ² /24
		Balok monolit dengan kolom pendukung	w _u l _a ² /16
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	w _u l _a ² /9
		Lebih dari dua bentang	w _u l _a ² /10
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	w _u l _a ² /11
	Muka semua pendukung memenuhi (a) atau (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3 m (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	w _u l _a ² /12

Berikut adalah pelat tipe III di bangunan A pada gambar IV.5.

	1265 (Lx)
5194 (Ly)	

Gambar IV.5 Tipe Pelat III di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Nilai q_u didapatkan dari beban rencana pelat yang sudah dihitung, yaitu $9,616 \text{ kN/m}^2$ dan nilai L_x , yaitu $1,265 \text{ m}$. Lokasi tumpuan adalah muka eksterior dari pendukung interior pertama dengan kondisi lebih dari dua bentang, maka M_u untuk tumpuan adalah $w_u l_n^2/10$. Lokasi lapangan adalah bentang ujung dengan kondisi ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan, maka M_u untuk lapangan adalah $w_u l_n^2/14$.

$$M_t = 0,1 \times 9,616 \text{ kN/m}^2 \times (1,265 \text{ m})^2 = 1,53 \text{ kN m.}$$

$$M_l = 0,07142 \times 9,616 \text{ kN/m}^2 \times (1,265 \text{ m})^2 = 1,098 \text{ kN m.}$$

IV.1.1.6 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat di Bangunan A

1. Pelat Tipe I

Tumpuan Arah X

$$M_{uTx} = 5,619 \text{ kNm}$$

$$M_{nTx} = M_{uTx} / \phi = 5,619 / 0,9 = 6,243 \text{ kNm}$$

Diameter tulangan = 10 mm

$$d = \text{Tebal pelat} - \text{Selimut beton} - d/2 = 140 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} = 115 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_{nTx}}{b \times d^2} = \frac{6,243 \times 10^6}{1000 \times 115^2} = 0,472 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,472}{420}} \right)$$

$$= 0,00113$$

Nilai ρ harus lebih besar dari nilai ρ_{\min} .

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = 0,0018$$

Karena nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka rasio tulangan yang dipakai adalah ρ_{\min} .

Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan:

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 8.7.2.2, nilai maksimum spasi pelat adalah kurang dari $3h$ atau 450 mm .

$$3h = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}.$$

Sehingga akan dipakai spasi tulangan lentur, yaitu 300 mm . Sehingga luasan yang terpasang adalah:

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 261,66 \text{ mm}^2.$$

Pengecekan kontrol tarik dari tulangan tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{261,66 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 5,171 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,171}{0,85} = 6,084 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(115-6,084)}{6,084} \times 0,003 = 0,053$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong kontrol tarik.

Nilai $A_{s\text{pakai}}$ lebih besar dari A_s yang dibutuhkan ($261,66 > 252$), sehingga tulangan yang akan digunakan pada pelat tipe I tulangan tumpuan arah X di bangunan A adalah D10 - 300 mm .

Lapangan Arah X

$$M_uLx = 5,619 \text{ kNm}$$

$$M_nLx = M_uLx / \phi = 5,619 / 0,9 = 6,243 \text{ kNm}$$

Diameter tulangan = 10 mm

$$d = \text{Tebal pelat} - \text{Selimut beton} - d/2 = 140 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} = 115 \text{ mm}.$$

$$R_n = \frac{M_nLx}{b \times d^2} = \frac{6,243 \times 10^6}{1000 \times 115^2} = 0,472 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,472}{420}} \right)$$

$$= 0,00113$$

Nilai ρ harus lebih besar dari nilai ρ_{\min} .

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = 0,0018$$

Karena nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka rasio tulangan yang dipakai adalah ρ_{\min} .

Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan:

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 8.7.2.2, nilai maksimum spasi pelat adalah kurang dari $3h$ atau 450 mm.

$$3h = 3 \times 140 = 420 \text{ mm.}$$

Sehingga akan dipakai spasi tulangan lentur, yaitu 300 mm. Sehingga luasan yang terpasang adalah:

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 261,66 \text{ mm}^2.$$

Pengecekan kontrol tarik dari tulangan tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{261,66 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 5,171$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,171}{0,85} = 6,084$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(115-6,084)}{6,084} \times 0,003 = 0,053$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong kontrol tarik.

Nilai $A_{s\text{pakai}}$ lebih besar dari A_s yang dibutuhkan ($261,66 > 252$), sehingga tulangan yang akan digunakan pada pelat tipe I tulangan lapangan arah X di bangunan A adalah D10 - 300 mm.

Tumpuan Arah Y

$$M_u\text{Ty} = 3,469 \text{ kNm}$$

$$M_n\text{Ty} = M_u\text{Ty} / \phi = 3,469 / 0,9 = 3,855 \text{ kNm}$$

Diameter tulangan = 10 mm

$d = \text{Tebal pelat - Selimut beton} - d/2 = 140 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} = 115 \text{ mm}.$

$$R_n = \frac{MnLx}{b \times d^2} = \frac{3,855 \times 10^6}{1000 \times 115^2} = 0,291 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,291}{420}} \right) \\ &= 0,000697 \end{aligned}$$

Nilai ρ harus lebih besar dari nilai ρ_{\min} .

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = 0,0018$$

Karena nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka rasio tulangan yang dipakai adalah ρ_{\min} .

Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan:

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 8.7.2.2, nilai maksimum spasi pelat adalah kurang dari $3h$ atau 450 mm .

$$3h = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}.$$

Sehingga akan dipakai spasi tulangan lentur, yaitu 300 mm . Sehingga luasan yang terpasang adalah:

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 261,66 \text{ mm}^2.$$

Pengecekan kontrol tarik dari tulangan tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{261,66 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 5,171$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,171}{0,85} = 6,084$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(115-6,084)}{6,084} \times 0,003 = 0,053$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong kontrol tarik.

Nilai $A_{s_{\text{pakai}}}$ lebih besar dari A_s yang dibutuhkan ($261,66 > 252$), sehingga tulangan yang akan digunakan pada pelat tipe I tulangan tumpuan arah Y di bangunan A adalah D10 - 300 mm .

Lapangan Arah Y

$$M_uLy = 3,469 \text{ kNm}$$

$$M_nLy = M_uLy / \phi = 3,469 / 0,9 = 3,855 \text{ kNm}$$

Diameter tulangan = 10 mm

$$d = \text{Tebal pelat} - \text{Selimut beton} - d/2 = 140 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} = 115 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_n Lx}{b \times d^2} = \frac{3,855 \times 10^6}{1000 \times 115^2} = 0,291 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,291}{420}} \right) \\ &= 0,000697 \end{aligned}$$

Nilai ρ harus lebih besar dari nilai ρ_{\min} .

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = 0,0018$$

Karena nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka rasio tulangan yang dipakai adalah ρ_{\min} .

Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan:

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 8.7.2.2, nilai maksimum spasi pelat adalah kurang dari 3h atau 450 mm.

$$3h = 3 \times 140 = 420 \text{ mm.}$$

Sehingga akan dipakai spasi tulangan lentur, yaitu 300 mm. Sehingga luasan yang terpasang adalah:

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 261,66 \text{ mm}^2.$$

Pengecekan kontrol tarik dari tulangan tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{261,66 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 5,171$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,171}{0,85} = 6,084$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(115-6,084)}{6,084} \times 0,003 = 0,053$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong kontrol tarik.

Nilai $A_{s\text{pakai}}$ lebih besar dari A_s yang dibutuhkan ($261,66 > 252$), sehingga tulangan

yang akan digunakan pada pelat tipe I tulangan lapangan arah Y di bangunan A adalah D10 - 300 mm.

2. Pelat Tipe II

Perhitungan kebutuhan tulangan pelat untuk pelat tipe II di bangunan A dihitung dengan bantuan program *Microsoft Excel*. Berikut adalah perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat tipe II pada tabel IV.3.

Tabel IV.3 Perhitungan Tulangan Pelat Tipe II di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	d (mm)	Rn (N/mm ²)	m	ρ	Cek kondisi	As min (mm ²)	Tulangan	Kontrol As	Kontrol Tarik	
						$\rho_{min} = 0,0018$	$\rho \times b \times h$		As aktual > As min	$\epsilon_t \geq 0,005$	
MuTx	4,2	4,62555556	115	0,349758	20	0,0008	$\rho < \rho_{min}$	252	D10 - 300	261,66 > 252	0,053 > 0,005
MuLx	4,2	4,62555556	115	0,349758	20	0,0008	$\rho < \rho_{min}$	252	D10 - 300	261,66 > 252	0,053 > 0,005
MuTy	3,6	3,99444444	115	0,302037	20	0,0007	$\rho < \rho_{min}$	252	D10 - 300	261,66 > 252	0,053 > 0,005
MuLy	3,6	3,99444444	115	0,302037	20	0,0007	$\rho < \rho_{min}$	252	D10 - 300	261,66 > 252	0,053 > 0,005

3. Pelat Tipe III

Tumpuan

Dimulai dengan menghitung jumlah luas tulangan yang akan digunakan. Diameter tulangan yang akan digunakan adalah 10 mm. Sehingga luas tulangan yang akan digunakan adalah:

$$\text{Luas tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 78,54 \text{ mm}^2.$$

Menghitung tinggi efektif (d):

$$d = \text{Tebal pelat} - \text{Selimut beton} - d/2 = 140 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} = 115 \text{ mm}.$$

Menghitung tebal blok tekan (a):

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$C_c \times z = M_u / \phi$$

$$(0,85 \times f'_c \times a \times b) \times (d - a/2) = 1,53 \times 10^6 / 0,9$$

$$(0,85 \times 25 \times a \times 1000) \times (115 - a/2) = 1,53 \times 10^6 / 0,9$$

$$a = 0,69 \text{ mm}$$

Menghitung luas tulangan yang diperlukan:

$$\text{As perlu} = \frac{0,85 \times f'_c \times a \times B}{f_y} = \frac{0,85 \times 25 \times 0,69 \times 1000}{420} = 34,91 \text{ mm}^2.$$

Menghitung luas tulangan minimum:

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \times B \times H = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2.$$

Karena nilai $A_s \text{ min} > A_s \text{ perlu}$, maka dipakai luas tulangan, yaitu $A_s \text{ min} = 252 \text{ mm}^2$.

Menghitung jarak antar tulangan:

$$S = \frac{B \times \text{Luas tulangan}}{A_s \text{ min}} = \frac{1000 \times 78,54}{252} = 311,66 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}.$$

$$A_s \text{ aktual} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 261,66 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ aktual} > A_s \text{ min}$ ($261,66 \text{ mm}^2 > 252 \text{ mm}^2$) (Memenuhi)

Pengecekan kontrol tarik dari tulangan tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{261,66 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 5,171$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,171}{0,85} = 6,084$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(115-6,084)}{6,084} \times 0,003 = 0,053$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong kontrol tarik.

Hasil desain pelat tipe 1 bagian tumpuan di bangunan A = D10-300 mm.

Lapangan

Dimulai dengan menghitung jumlah luas tulangan yang akan digunakan. Diameter tulangan yang akan digunakan adalah 10 mm. Sehingga luas tulangan yang akan digunakan adalah:

$$\text{Luas tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 78,54 \text{ mm}^2.$$

Menghitung tinggi efektif (d):

$$d = \text{Tebal pelat} - \text{Selimut beton} - d/2 = 115 \text{ mm}.$$

Menghitung tebal blok tekan (a):

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$C_c \times z = M_u / \phi$$

$$(0,85 \times f'_c \times a \times b) \times (d - a/2) = 1,098 \times 10^6 / 0,9$$

$$(0,85 \times 25 \times a \times 1000) \times (115 - a/2) = 1,098 \times 10^6 / 0,9$$

$$a = 0,5 \text{ mm}$$

Menghitung luas tulangan yang diperlukan:

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times B}{f_y} = \frac{0,85 \times 25 \times 0,5 \times 1000}{420} = 25,29 \text{ mm}^2.$$

Menghitung luas tulangan minimum:

$$As \text{ min} = 0,0018 \times B \times H = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2.$$

Karena nilai $As \text{ min} > As \text{ perlu}$, maka dipakai luas tulangan, yaitu $As \text{ min} = 252 \text{ mm}^2$.

Menghitung jarak antar tulangan:

$$S = \frac{B \times \text{Luas tulangan}}{As \text{ min}} = \frac{1000 \times 78,54}{252} = 311,66 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}.$$

$$As \text{ aktual} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 261,66 \text{ mm}^2$$

$As \text{ aktual} > As \text{ min}$ ($261,66 \text{ mm}^2 > 252 \text{ mm}^2$) (Memenuhi)

Pengecekan kontrol tarik dari tulangan tarik:

$$a = \frac{As \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{261,66 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 5,171$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,171}{0,85} = 6,084$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(115-6,084)}{6,084} \times 0,003 = 0,053$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong kontrol tarik.

Hasil desain pelat tipe 1 untuk bagian lapangan di bangunan A = D10-300.

4. Tulangan Susut untuk Pelat Tipe III (Pelat Satu Arah)

Nilai mutu baja $f_y \geq 420 \text{ MPa}$, maka menghitung nilai ρ_{min} dengan cara:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} = 0,0018. \rho_{\text{min}} \text{ digunakan dalam mendesain tulangan susut. Luas}$$

tulangan yang dibutuhkan:

$$As = \rho_{\text{min}} \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 420 = 252 \text{ mm}^2.$$

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 24.4.3.3, nilai maksimal tulangan susut pelat adalah kurang dari 5h atau 450 mm. Maka digunakan spasi tulangan susut, yaitu 300 mm. Luasan yang terpasang adalah:

$$As_{\text{pakai}} = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 261,66 \text{ mm}^2.$$

Nilai As yang digunakan sudah melebihi nilai As yang diperlukan ($261,66 > 252$), maka hasil desain tulangan susut yang digunakan di bangunan A untuk pelat satu arah adalah D10 – 300 mm.

IV.1.1.7 Hasil Desain Struktur Pelat di Bangunan A

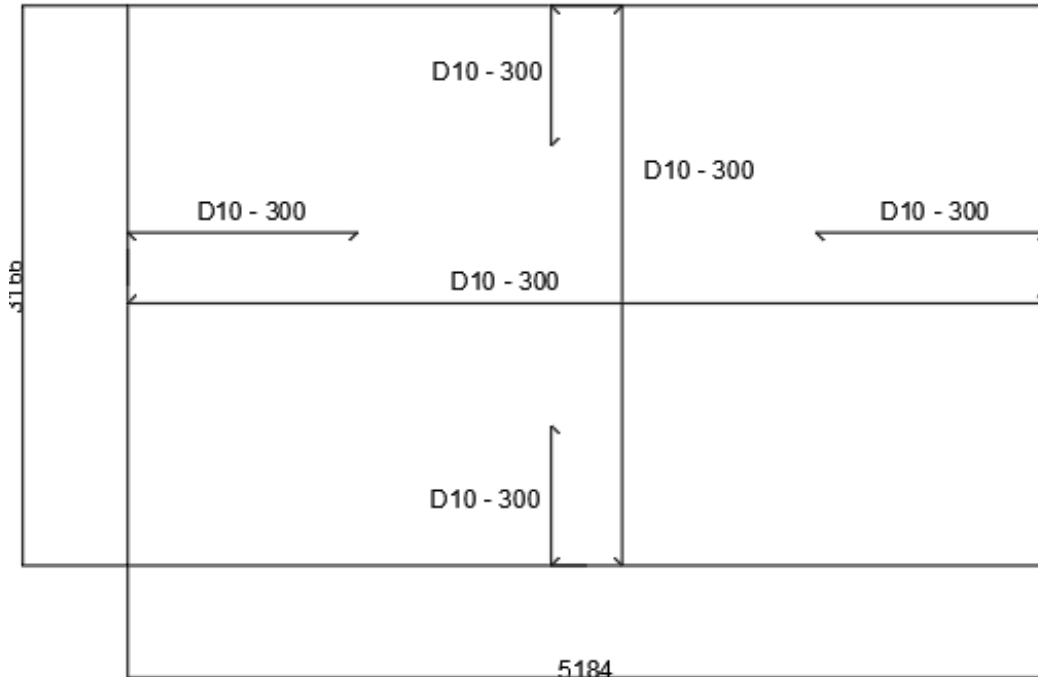
Berikut adalah hasil dari desain tulangan pelat di bangunan A pada tabel IV.4.

Tabel IV.4 Hasil Desain Tulangan Pelat di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

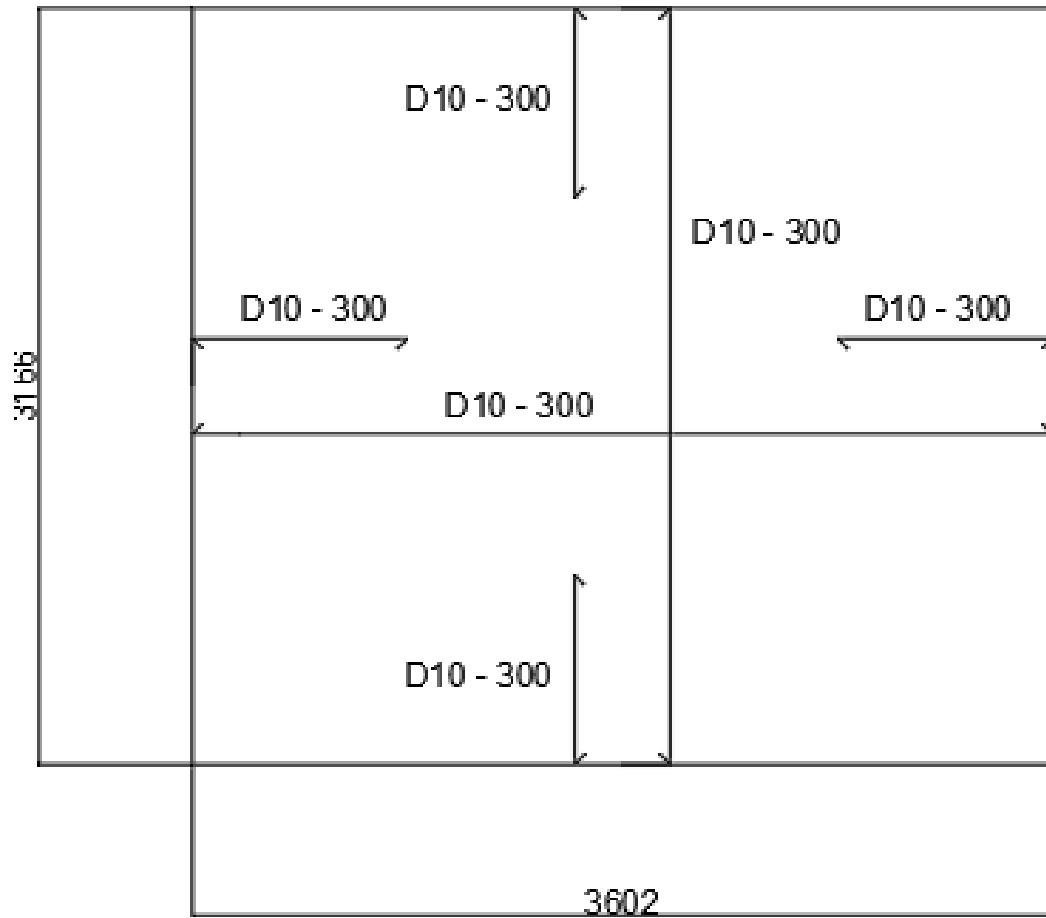
Pelat	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
Tipe I	D10 - 300	D10 - 300	D10 - 300	D10 - 300
Tipe II	D10 - 300	D10 - 300	D10 - 300	D10 - 300
Pelat	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	
Tipe III	D10 - 300		D10 - 300	

Berikut adalah gambar desain tulangan pelat pada pelat tipe I, pelat tipe II, dan pelat tipe III pada gambar IV.6, gambar IV.7, dan gambar IV.8 beserta gambar *final* denah pelat pada gambar IV.9.



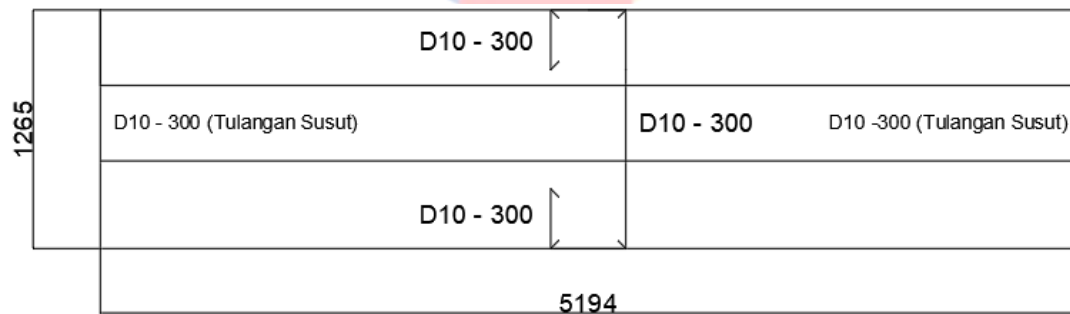
Gambar IV.6 Hasil Desain Pelat Tipe I di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.7 Hasil Desain Pelat Tipe II di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.8 Hasil Desain Pelat Tipe III di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.9 Final Denah Pelat Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

IV.1.2 Perhitungan Struktur Pelat di Bangunan B dan Bangunan C

Ketebalan pelat untuk bangunan B adalah 150 mm dengan selimut beton 20 mm.

Ketebalan pelat untuk bangunan C adalah 120 mm dengan selimut beton 20 mm.

Berikut adalah perhitungan struktur pelat tipe I dan pelat tipe II di bangunan B pada tabel IV.5 dan tabel IV.6.

Tabel IV.5 Perhitungan Pelat Tipe I di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	d (mm)	Rn (N/mm ²)	m	ρ	Cek kondisi	As min (mm ²)	Tulangan	Kontrol As	Kontrol Tarik
						$\rho_{min} = 0,0018$	$\rho \times b \times h$		As aktual > As min	$\epsilon_t \geq 0,005$
MuTx	9,172	10,191	125	0,652231	20	$\rho < \rho_{min}$	270	D10 - 275	285,45 > 270	0,072 > 0,005
MuLx	9,172	10,191	125	0,652231	20	$\rho < \rho_{min}$	270	D10 - 275	285,45 > 270	0,072 > 0,005
MuTy	5,94	6,6	125	0,4224	20	$\rho < \rho_{min}$	270	D10 - 275	285,45 > 270	0,072 > 0,005
MuLy	5,94	6,6	125	0,4224	20	$\rho < \rho_{min}$	270	D10 - 275	285,45 > 270	0,072 > 0,005

Tabel IV.6 Perhitungan Pelat Tipe II di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	As tul (mm ²)	a (mm)	As perlu (mm ²)	As min (mm ²)	Kontrol As	S (mm)	S (mm) pakai	As (mm ²) aktual	Tulangan	Kontrol As As aktual > As min	Kontrol Tarik $\epsilon_t \geq 0,005$	
Mt	2	78,5	0,84	42,5	270	perlu < As	291	275	285,4545	D10 -275	285,45 > 270	0,048 > 0,005
MI	1	78,5	0,586	29,6488	270	perlu < As	291	275	285,4545	D10 -275	285,45 > 270	0,048 > 0,005

Berikut adalah perhitungan struktur pelat tipe I dan pelat tipe II di bangunan C pada tabel IV.7 dan tabel IV.8.

Tabel IV.7 Perhitungan Pelat Tipe I di Bangunan C

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	d (mm)	Rn (N/mm ²)	m	ρ	Cek kondisi $\rho_{min} = 0,0018$	As min (mm ²) $\rho \times b \times h$	Tulangan	Kontrol As As aktual > As min	Kontrol Tarik $\epsilon_t \geq 0,005$	
MuTx	5,034	5,593	95	0,6198	20	0,0015	$\rho < \rho_{min}$	216	D10 -350	224,2 > 180	0,051 > 0,005
MuLx	5,034	5,593	95	0,6198	20	0,0015	$\rho < \rho_{min}$	216	D10 -350	224,2 > 180	0,051 > 0,005
MuTy	3,65	4,056	95	0,4494	20	0,0011	$\rho < \rho_{min}$	216	D10 -350	224,2 > 180	0,051 > 0,005
MuLy	3,65	4,056	95	0,4494	20	0,0011	$\rho < \rho_{min}$	216	D10 -350	224,2 > 180	0,051 > 0,005

Tabel IV.8 Perhitungan Pelat Tipe II di Bangunan C

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	As tul (mm ²)	a (mm)	As perlu (mm ²)	As (mm ²) (mm ²)	Kontrol As	S (mm)	S (mm) pakai	As (mm ²) aktual	Tulangan	Kontrol As As aktual > As perlu	Kontrol Tarik $\epsilon_t \geq 0,005$	
Mt	4	78,5	2,46	124,464	216	As perlu < As min	363	350	224,286	D10 - 350	224,2 > 216	0,051 > 0,005
MI	4	78,5	1,99	100,685	216	As perlu < As min	363	350	224,286	D10 - 350	224,2 > 216	0,051 > 0,005

IV.1.3 Hasil Desain Struktur Pelat di Bangunan B

Berikut adalah hasil desain tulangan pelat di bangunan B pada tabel IV.9.

Tabel IV.9 Hasil Desain Tulangan Pelat di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

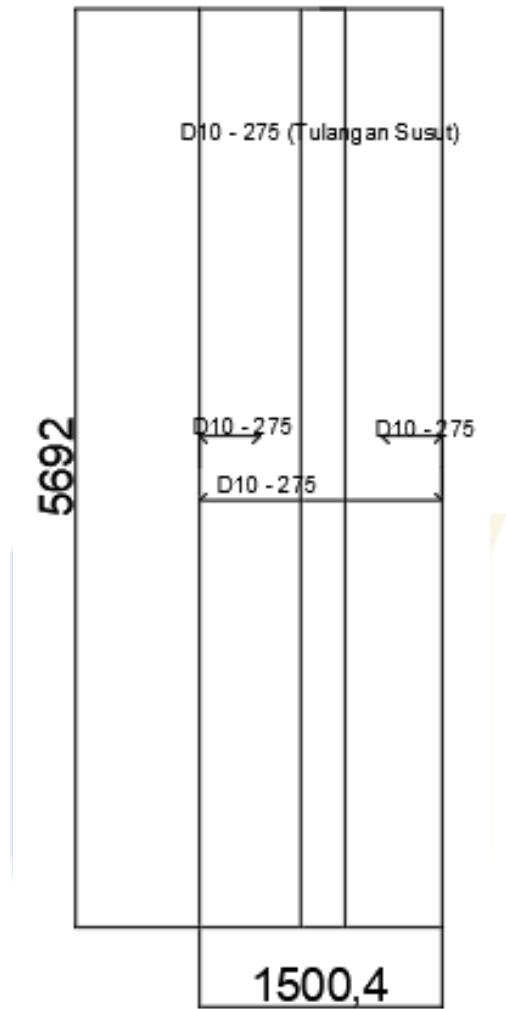
Pelat	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
Tipe I	D10 -275	D10 - 275	D10 - 275	D10 - 275
Pelat	Tumpuan		Lapangan	
Tipe II	D10 - 275		D10 - 275	

Berikut adalah gambar desain tulangan pelat pada pelat tipe I dan pelat tipe II pada gambar IV.10 dan gambar IV.11 beserta gambar *final* denah pelat pada gambar IV.12.



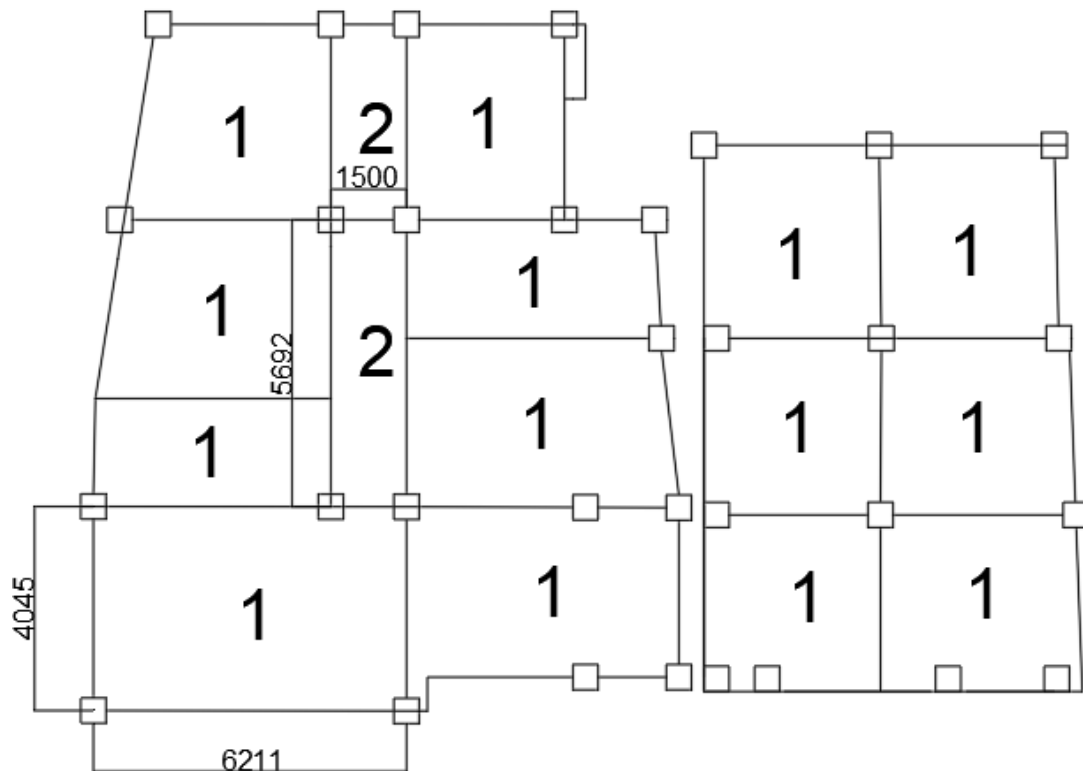
Gambar IV.10 Hasil Desain Pelat Tipe I di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.11 Hasil Desain Pelat Tipe II di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.12 *Final Denah Pelat* di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

IV.1.4 Hasil Desain Struktur Pelat di Bangunan C

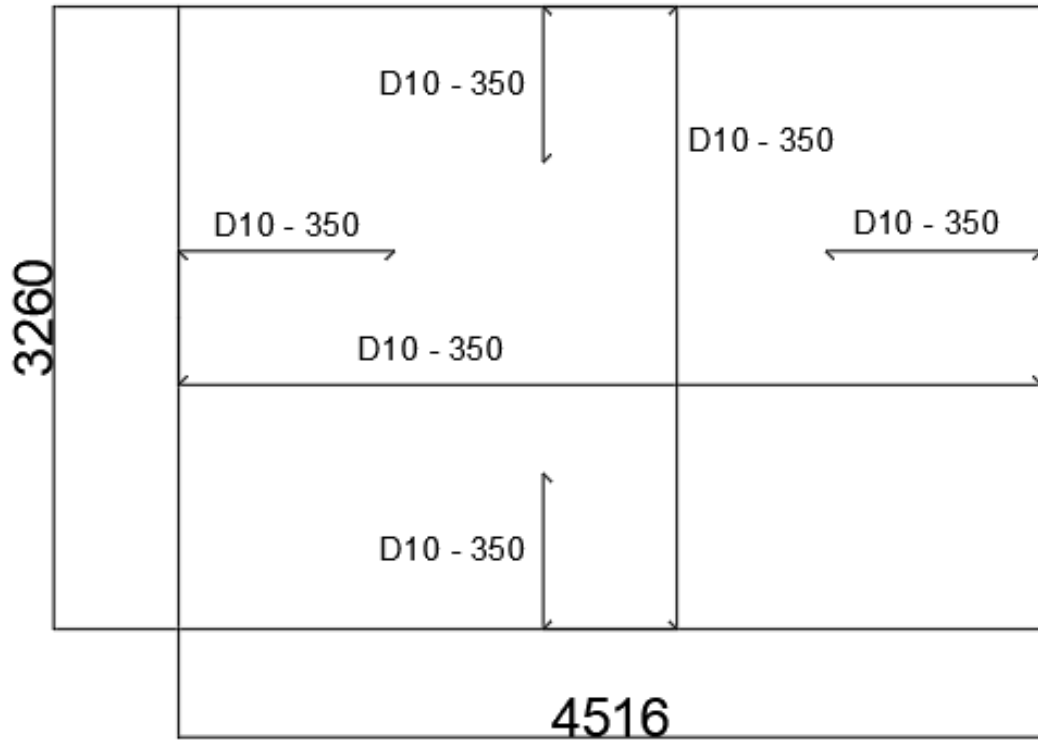
Berikut adalah hasil desain tulangan pelat di bangunan C pada tabel IV.10.

Tabel IV.10 Hasil Desain Tulangan Pelat di Bangunan C

Sumber: Data Pribadi

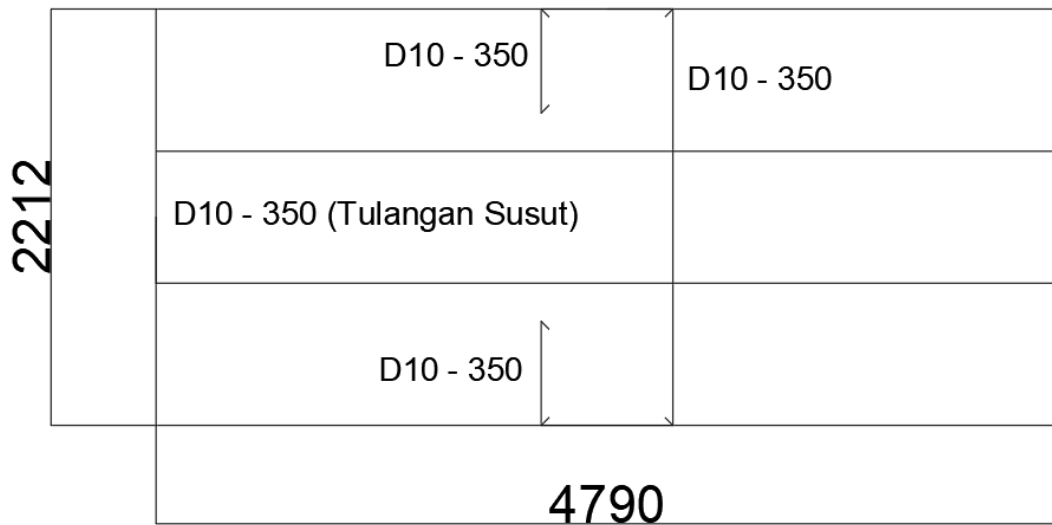
Pelat	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
Tipe I	D10 - 350	D10 - 350	D10 - 350	D10 - 350
Pelat	Tumpuan		Lapangan	
Tipe II	D10 - 350		D10 - 350	

Berikut adalah gambar desain tulangan pelat pada pelat tipe I dan pelat tipe II pada gambar IV.13 dan gambar IV.14 beserta gambar *final denah pelat* pada gambar IV.15.



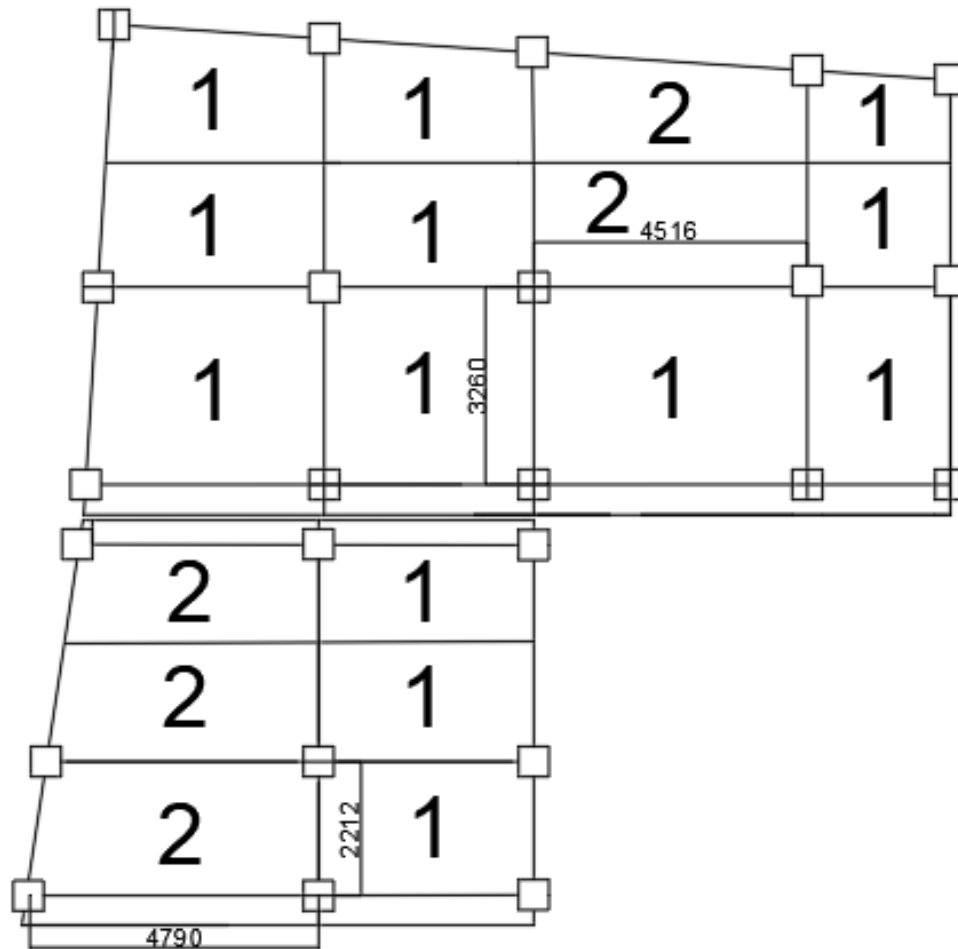
Gambar IV.13 Hasil Desain Pelat Tipe I di Bangunan C

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.14 Hasil Desain Pelat Tipe II di Bangunan C

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.15 *Final Denah Pelat* di Bangunan C

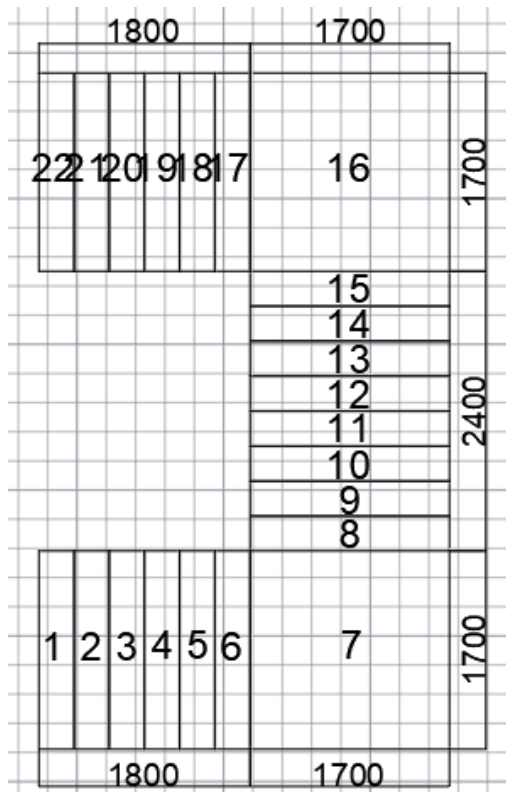
Sumber: Data Pribadi

IV.2 Perhitungan Struktur Tangga

Perhitungan struktur tangga dibagi menjadi dua bagian, yaitu perhitungan struktur tangga di bangunan B dan struktur tangga di bangunan C.

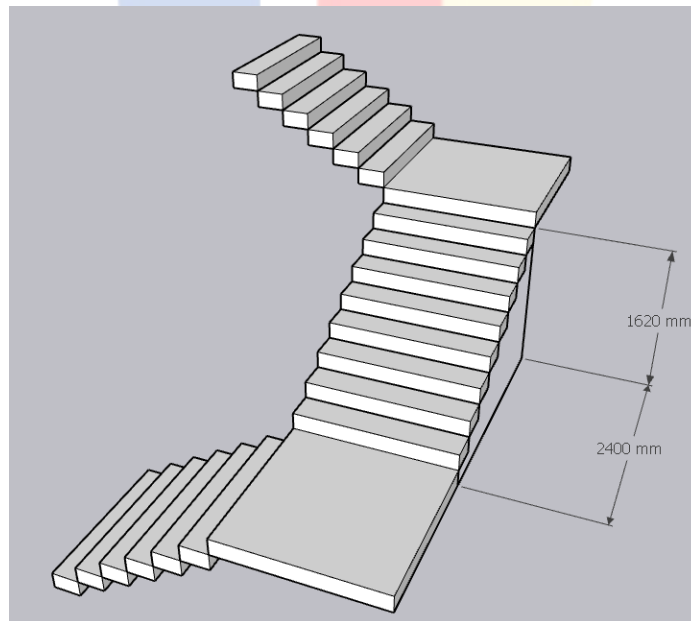
IV.2.1 Perhitungan Struktur Tangga di Bangunan B

Berikut adalah gambar denah dua dimensi dan tiga dimensi tangga di bangunan B pada gambar IV.16 dan gambar IV.17.



Gambar IV.16 Denah Dua Dimensi Tangga di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi



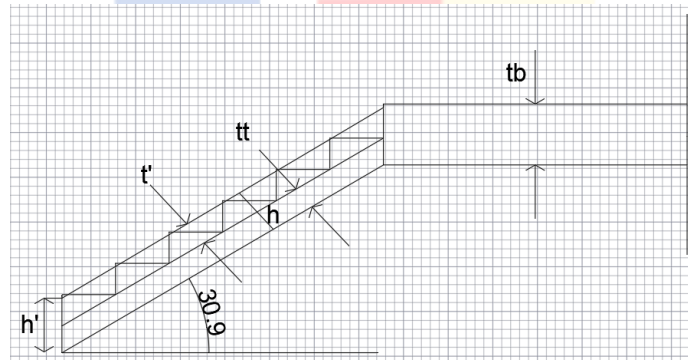
Gambar IV.17 Denah Tiga Dimensi di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah data yang direncanakan untuk struktur tangga di bangunan B:

1. Perbedaan Elevasi Lantai (h) = 393 cm
2. Lebar Tangga (Lt) = 170 cm (syarat: Lt > 80 cm)
3. Dimensi Bordes (p x l x t) = 170 cm x 170 cm x 18 cm
4. Lebar Antrede = 30 cm (syarat: A > 25 cm)
5. Lebar Optrede = 18 cm (syarat: O < 20 cm)
6. Jumlah Anak Tangga = $\frac{(393-2 \times 18)}{18} = 19,8 \sim 20$ anak tangga
7. Jumlah Antrede = 20 buah
8. Jumlah Optrede = 20 buah
9. Sudut Elevasi Tangga = $\tan^{-1} (18 \text{ cm}/30 \text{ cm}) = 30,9^\circ$
10. Syarat Kemiringan Tangga = $25^\circ < 30,9^\circ < 42^\circ$
11. Tebal Pelat Tangga = 15 cm
12. Tebal Pelat Bordes = 15 cm

Berikut adalah gambar dari penampang tangga untuk menjelaskan perhitungan tinggi beban merata tangga yang akan dihitung pada gambar IV.18.



Gambar IV.18 Penampang Tangga di Bangunan B

Sumber: Dokumen Pribadi

tt (tebal pelat tangga) = tb (tebal pelat bordes) = 15 cm.

$$t' = \frac{(0,5 \times O \times A)}{\sqrt{O^2 + A^2}} = \frac{(0,5 \times 18 \times 30)}{\sqrt{18^2 + 30^2}} = 7,718 \text{ cm}$$

$$h = tb + t' = 15 + 7,718 = 22,718 \text{ cm}$$

$$h' = \frac{tb}{\cos \alpha} + \frac{O}{2} = \frac{15}{\cos 30,9^\circ} + \frac{18}{2} = 26,482 \text{ cm} = 0,26482 \text{ m}$$

IV.2.1.1 Pembebanan Tangga & Bordes di Bangunan B

Perhitungan Beban Tangga:

1. Beban Mati

$$\text{Beban sendiri pelat + anak tangga} = 0,26482 \times 24 = 6,35568 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0,02 \times 0,21 = 0,042 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Keramik} = 0,01 \times 0,24 = 0,024 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total Beban Mati (qD)} = 6,42168 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban Hidup

$$\text{Total beban hidup (qL)} = 3 \text{ kN/m}^2$$

Perhitungan Beban Bordes:

1. Beban Mati

$$\text{Beban sendiri pelat} = 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0,02 \times 0,21 = 0,042 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Keramik} = 0,01 \times 0,24 = 0,024 \text{ kN/m}^2$$

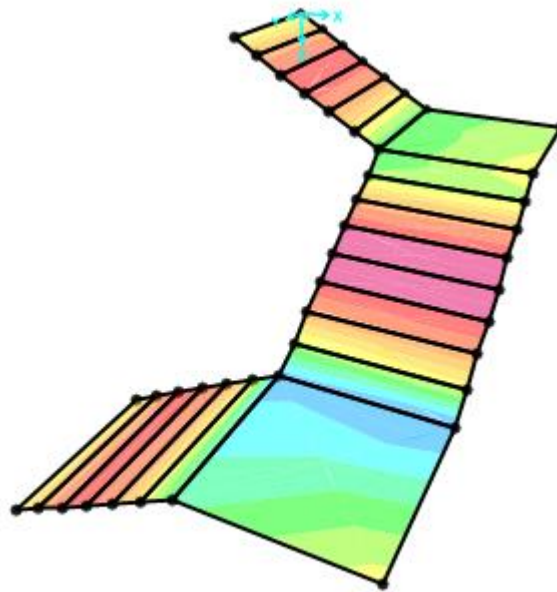
$$\text{Total beban mati (qD)} = 3,666 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban Hidup

$$\text{Total beban hidup (qL)} = 3 \text{ kN/m}^2$$

IV.2.1.2 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga di Bangunan B

Momen didapatkan dengan memodelkan tangga dengan bantuan program *SAP 2000* pada gambar IV.19. Didapatkan momen sebesar 7,7 kN m untuk daerah lapangan tangga dan momen sebesar 4,3 kN m untuk daerah tumpuan tangga. Didapatkan momen sebesar 5,5 kN m untuk daerah tumpuan bordes dan momen sebesar 2,2 kN m untuk daerah lapangan bordes.



Gambar IV.19 Pemodelan Tangga Bangunan B di Program SAP 2000

Sumber: Data Pribadi

Data yang direncanakan untuk pelat tangga dan bordes adalah:

1. Diameter tulangan = 10 mm
2. Selimut beton = 20 mm
3. Mutu baja beton (f_c') = 25 MPa
4. Mutu baja tulangan (F_y) = 420 MPa

Berikut adalah perhitungan tulangan utama tangga pada tabel IV.11 dan tulangan utama bordes pada tabel IV.12.

Tabel IV.11 Perhitungan Tulangan Struktur Tangga Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	As (mm^2)	a	As (mm^2)	As (mm^2)	Kontrol As	S	S (mm)	As (mm^2)	Tulangan	Kontrol As	Kontrol Tarik
	tul	mm	perlu	min		(mm)	pakai	aktual		As aktual > As perlu	$\epsilon_t \geq 0,005$
Mt 4	78,5	3	164,9405	270	As perlu < As min	291	275	285,455	D10 - 275	285,45 > 270	0,069 > 0,005
Ml 8	78,5	2	91,57738	270	As perlu < As min	291	275	285,455	D10 - 275	285,45 > 270	0,069 > 0,005

Tabel IV.12 Perhitungan Tulangan Struktur Bordes Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	As (mm^2)	a	As (mm^2)	As (mm^2)	Kontrol As	S	S (mm)	As (mm^2)	Tulangan	Kontrol As	Kontrol Tarik
	tul	(mm)	perlu	min		(mm)	pakai	aktual		As aktual > As perlu	$\epsilon_t \geq 0,005$
Mt 6	78,5	2,32	117,381	270	As perlu < As min	291	275	285,455	D10 - 275	285,45 > 270	0,069 > 0,005
Ml 2	78,5	0,9	45,53571	270	As perlu < As min	291	275	285,455	D10 - 275	285,45 > 270	0,069 > 0,005

Tulangan Susut:

Sesuai SNI 2847: 2019 pasal 24.4.3.2, untuk tulangan dalam arah tegak lurus tulangan utama biasanya akan dipasang tulangan susut yang besarnya sama dengan tulangan minimum. Maka akan dipasang tulangan susut, yaitu D10 – 275 mm.

IV.2.1.3 Hasil Desain Tulangan Tangga di Bangunan B

Berikut adalah hasil dari desain tulangan tangga dan bordes di bangunan B pada tabel IV.13.

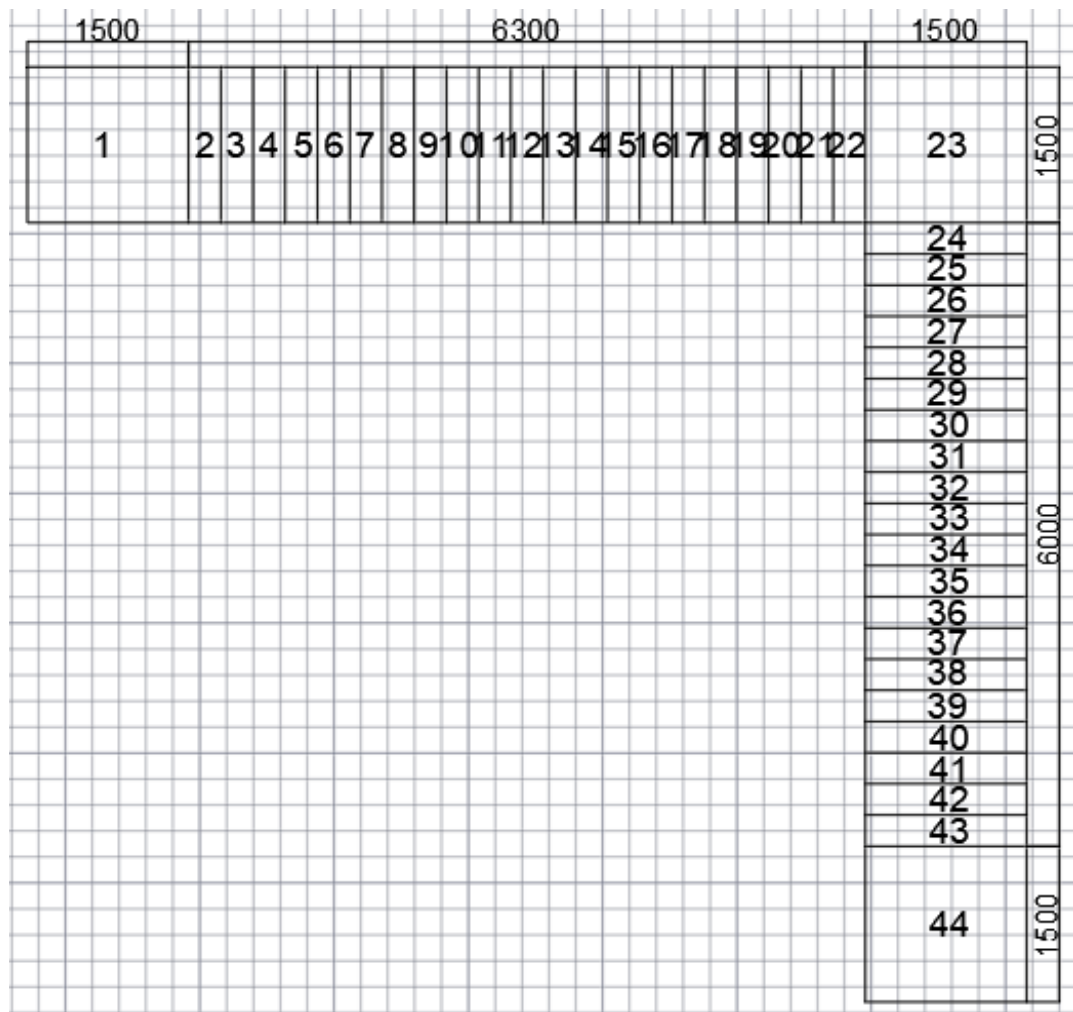
Tabel IV.13 Hasil Desain Tulangan Tangga dan Bordes di Bangunan B

Sumber: Data Pribadi

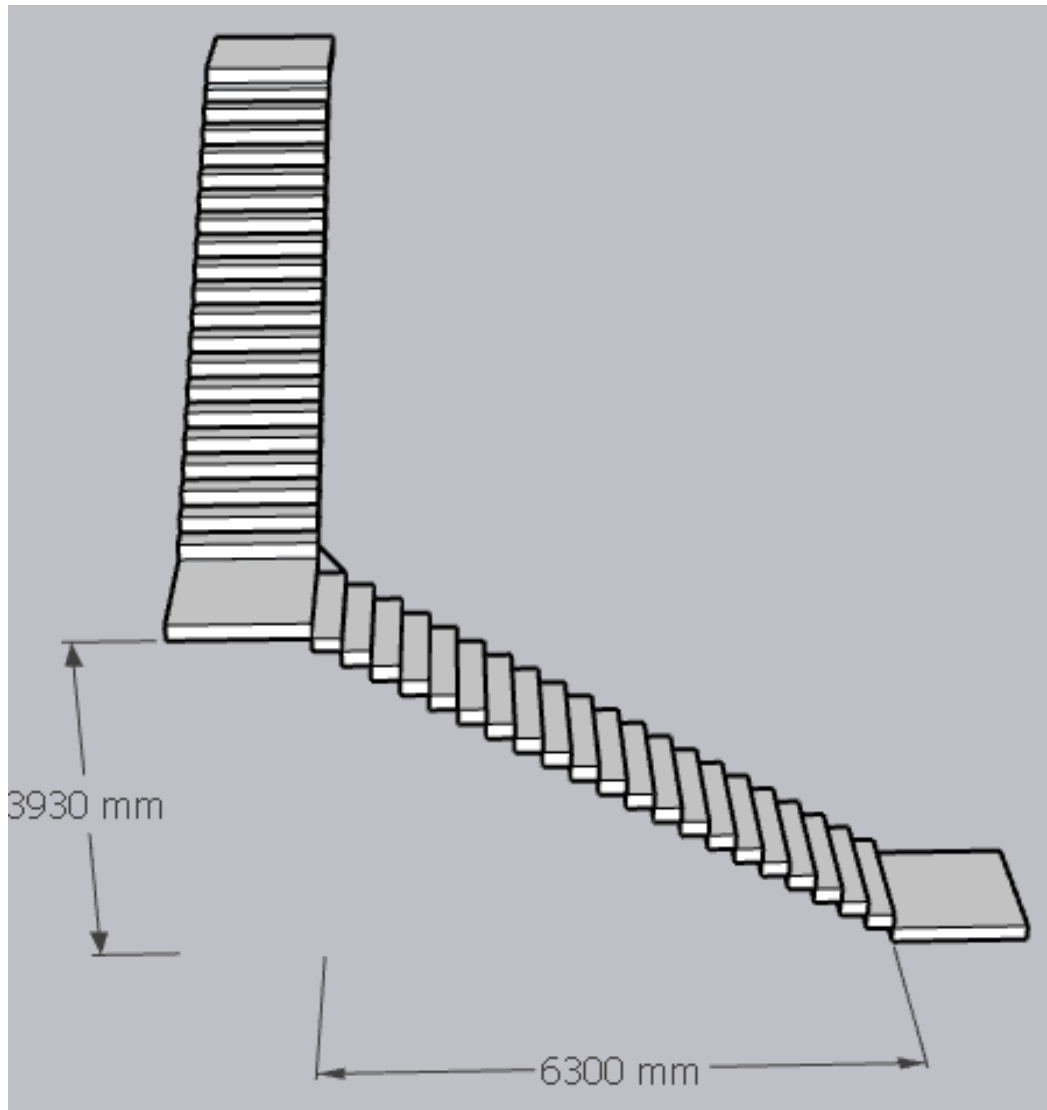
Tulangan	Tangga	Bordes	Susut
Tumpuan	D10 - 275	D10 - 275	D10 - 275
Lapangan	D10 - 275	D10 - 275	D10 - 275

IV.2.2 Perhitungan Struktur Tangga di Bangunan C

Berikut adalah denah dua dimensi dan denah tiga dimensi dari struktur tangga di bangunan C pada gambar IV.20 dan gambar IV.21.



Gambar IV.20 Denah Dua Dimensi Tangga di Bangunan C
 Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.21 Denah Tiga Dimensi Tangga di Bangunan C

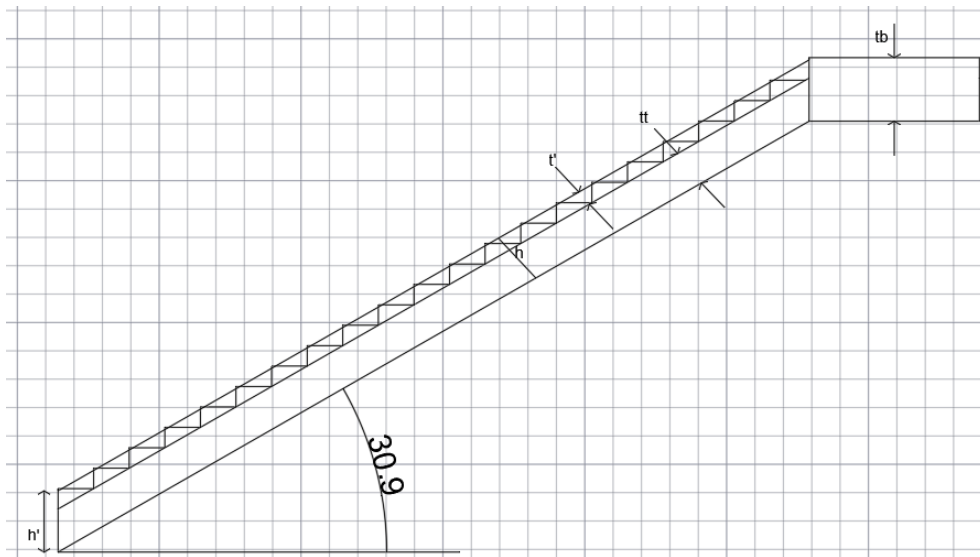
Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah data tangga yang direncanakan untuk struktur tangga di bangunan C:

1. Perbedaan Elevasi Lantai (h) = 786 cm
2. Lebar tangga (Lt) = 150 cm (syarat: $Lt > 80$ cm)
3. Dimensi bordes (p x l x t) = 150 cm x 150 cm x 18 cm
4. Lebar Antrede = 30 cm (syarat: $A > 25$ cm)
5. Lebar Optrede = 18 cm (syarat: $O < 20$ cm)
6. Jumlah anak tangga = $\frac{(786 - 3 \times 18)}{18} = 40,6 \sim 41$ anak tangga
7. Jumlah Antrede = 41 buah

- 8. Jumlah Optrede = 41 buah
- 9. Sudut elevasi tangga = $\tan^{-1} (18 \text{ cm}/30 \text{ cm}) = 30,9^\circ$
- 10. Syarat kemiringan tangga = $25^\circ < 30,9^\circ < 42^\circ$
- 11. Tebal pelat tangga = 38 cm
- 12. Tebal pelat bordes = 38 cm

Berikut adalah gambar dari penampang tangga untuk menjelaskan perhitungan tinggi beban merata tangga yang akan dihitung pada gambar IV.22.



Gambar IV.22 Penampang Tangga di Bangunan C

Sumber: Dokumen Pribadi

tt (tebal pelat tangga) = tb (tebal pelat bordes) = 38 cm.

$$t' = \frac{(0,5 \times 0 \times A)}{\sqrt{0^2 + A^2}} = \frac{(0,5 \times 18 \times 30)}{\sqrt{18^2 + 30^2}} = 7,718 \text{ cm}$$

$$h = tb + t' = 38 + 7,718 = 45,718 \text{ cm}$$

$$h' = \frac{tb}{\cos \alpha} + \frac{0}{2} = \frac{38}{\cos 30,9^\circ} + \frac{18}{2} = 53,2856 \text{ cm} = 0,532856 \text{ m}$$

IV.2.2.1 Pembebanan Tangga & Bordes di Bangunan C

Perhitungan Beban Tangga:

1. Beban Mati

$$\text{Beban sendiri pelat + anak tangga} = 0,532856 \times 24 = 12,78876 \text{ kN/m}^2$$

Spesi (2 cm)	= 0,02 x 0,21	= 0,042 kN/m ²
Keramik	= 0,01 x 0,24	= 0,024 kN/m ²
Total Beban Mati (qD)		= 12,85476 kN/m ²

2. Beban Hidup

Total beban hidup (qL)		= 3 kN/m ²
------------------------	--	-----------------------

Perhitungan Beban Bordes:

1. Beban Mati

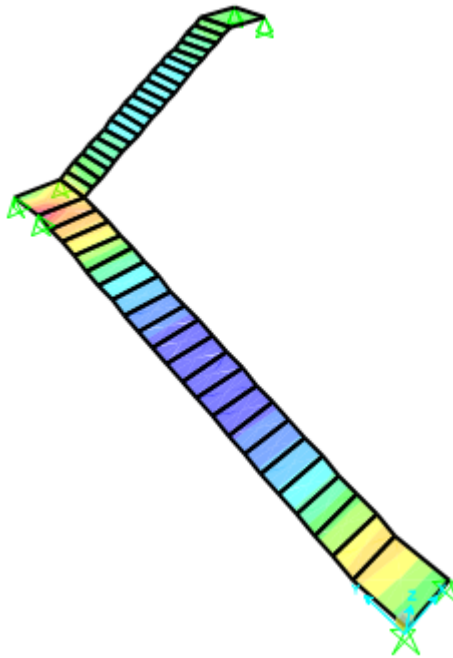
Beban sendiri pelat	= 0,38 x 24	= 9,12 kN/m ²
Spesi (2 cm)	= 0,02 x 0,21	= 0,042 kN/m ²
Keramik	= 0,01 x 0,24	= 0,024 kN/m ²
Total beban mati (qD)		= 9,186 kN/m ²

2. Beban Hidup

Total beban hidup (qL)		= 3 kN/m ²
------------------------	--	-----------------------

IV.2.2.2 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga di Bangunan C

Momen didapatkan dengan memodelkan tangga dengan bantuan program *SAP 2000* pada gambar IV.23. Didapatkan momen sebesar 380,6 kN m untuk daerah lapangan tangga dan momen sebesar 258,95 kN m untuk daerah tumpuan tangga. Didapatkan momen sebesar 389 kN m untuk daerah tumpuan bordes dan momen sebesar 170,8 kN m untuk daerah lapangan bordes.



Gambar IV.23 Pemodelan Tangga Bangunan C di Program SAP 2000

Sumber: Data Pribadi

Data yang direncanakan untuk pelat tangga dan bordes adalah:

1. Diameter tulangan = 19 mm
2. Selimut beton = 20 mm
3. Mutu baja beton (f_c') = 25 MPa
4. Mutu baja tulangan (F_y) = 420 MPa

Berikut adalah perhitungan tulangan utama tangga pada tabel IV.14 dan tulangan utama bordes pada tabel IV.15.

Tabel IV.14 Perhitungan Tulangan Struktur Tangga Bangunan C

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	As (m tul)	a (mm)	As (mm ² perlu)	As (mm ² min)	Kontrol As	S	S (mm)	As (mm ² aktual)	Tulangan	Kontrol As As aktual > As perlu	Kontrol Tarik $\epsilon_t \geq 0,005$	
						(mm)	pakai					
Mt	259	283,4	41	2074,4	684	As perlu > As min	137	125	2267,08	D19 - 125	2267 > 2074	0,016 > 0,005
MI	381	283,4	62,3	3152,08	684	As perlu > As min	89,9	75	3778,47	D19 - 75	3778 > 3152	0,009 > 0,005

Tabel IV.15 Perhitungan Tulangan Struktur Bordes Bangunan C

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	As (m tul)	a (mm)	As (mm ² perlu)	As (mm ² min)	Kontrol As	S	S (mm)	As (mm ² aktual)	Tulangan	Kontrol As As aktual > As perlu	Kontrol Tarik $\epsilon_t \geq 0,005$	
						(mm)	pakai					
Mt	384	283,4	62,9	3182,44	684	As perlu > As min	89	75	3778,47	D19 - 75	3778 > 3812	0,009 > 0,005
MI	171	283,4	26,5	1339,26	684	As perlu > As min	212	200	1416,93	D19 - 200	1416 > 1339	0,026 > 0,005

Tulangan Susut:

Sesuai SNI 2847: 2019 pasal 24.4.3.2, untuk tulangan dalam arah tegak lurus tulangan utama biasanya akan dipasang tulangan susut yang besarnya sama dengan tulangan minimum. Maka akan dipasang tulangan susut, yaitu D10 – 100 mm.

IV.2.2.3 Hasil Desain Tulangan Tangga di Bangunan C

Berikut adalah hasil dari desain tulangan tangga dan bordes di bangunan C pada tabel IV.16.

Tabel IV.16 Hasil Desain Tulangan Tangga dan Bordes di Bangunan C

Sumber: Data Pribadi

Tulangan	Tangga	Bordes	Susut
Tumpuan	D19 – 125	D19 - 75	D10 - 100
Lapangan	D19 - 75	D19 - 200	D10 - 100

IV.3 Perhitungan Struktur Balok

Perhitungan struktur balok dimulai dengan mencari momen yang bekerja pada bagian – bagian balok dengan analisis struktur dengan *software* SAP2000. Berikut adalah kombinasi pembebanan yang digunakan untuk mendapatkan momen:

1. $1,4 (D + SDL)$
2. $1,2 (D + SDL) + 1,6 LL + 0,5 Lr$
3. $1,2 D + 1,6 Lr + L$
4. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL + Ex + 0,3 Ey$
5. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL + Ex - 0,3 Ey$
6. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL - Ex + 0,3 Ey$
7. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL - Ex - 0,3 Ey$
8. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL + 0,3 Ex + Ey$
9. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL + 0,3 Ex - Ey$
10. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL - 0,3 Ex + Ey$
11. $(1,2 + 0,2 SDS) (D + SDL) + LL - 0,3 Ex - Ey$
12. $(1,2 - 0,2 SDS) (D + SDL) + LL + Ex + 0,3 Ey$
13. $(1,2 - 0,2 SDS) (D + SDL) + LL + Ex - 0,3 Ey$

14. $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} - E_x + 0,3 E_y$
15. $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} - E_x - 0,3 E_y$
16. $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} + 0,3 E_x + E_y$
17. $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} + 0,3 E_x - E_y$
18. $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} - 0,3 E_x + E_y$
19. $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} - 0,3 E_x - E_y$

Dari kombinasi – kombinasi pembebanan di atas, dipilih kombinasi yang akan menghasilkan momen terbesar. Untuk momen negatif akan digunakan kombinasi pembebanan ke 4, yaitu $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} + E_x + 0,3 E_y$ dan untuk momen positif akan digunakan kombinasi pembebanan ke 12, yaitu $(1,2 - 0,2 \text{ SDS}) (D + \text{SDL}) + \text{LL} + E_x + 0,3 E_y$. Berikut adalah jenis – jenis balok pada tabel IV.17 yang menunjukkan jenis – jenis balok dengan dimensi penampang.

Tabel IV.17 Jenis – Jenis Balok yang akan Didesain

Sumber: Data Pribadi

Nama Balok	Dimensi (cm/cm)
B1	25/50
B2	25/30
B3	25/25
B4	25/40

IV.3.1 Perhitungan Struktur Balok di Bangunan A

Langkah pertama adalah kita harus menghitung dan mengelompokkan beban – beban yang terjadi. Berikut adalah perhitungan beban – beban yang terjadi pada balok:

$$\text{Beban mati pelat} = 8,788 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup pelat} = 3 \text{ kN/m}^2$$

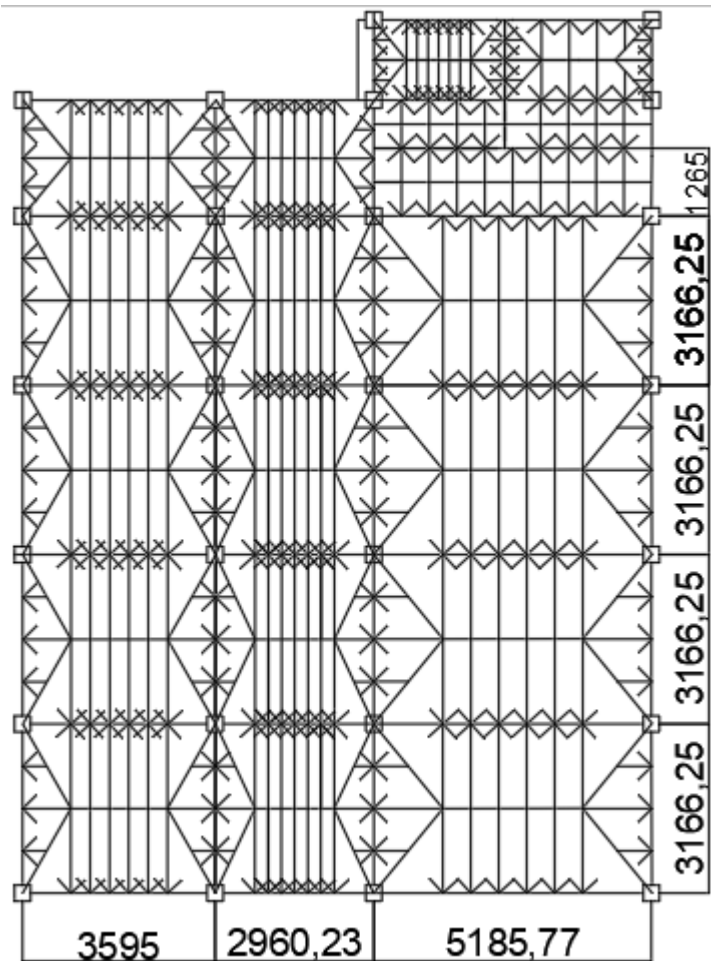
$$\text{Beban mati balok B1} = (0,25 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati balok B2} = (0,25 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}) \times 24 \text{ kN/m}^3 = 1,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati dinding} = 3,93 \text{ m} \times 2,5 \text{ kN/m}^2 = 9,825 \text{ kN/m}$$

Selanjutnya menghitung distribusi beban yang disalurkan oleh pelat ke balok. Berikut

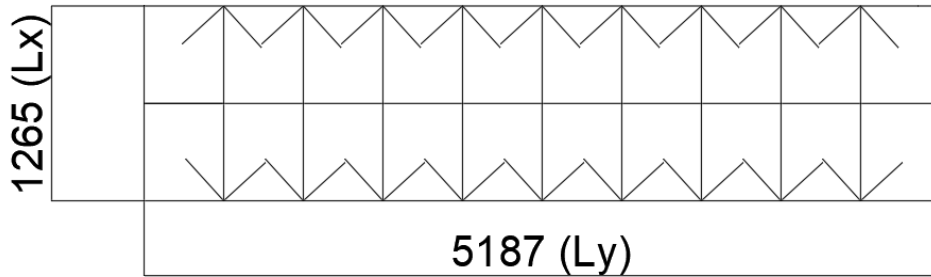
adalah skema pendistribusian beban di bangunan A dari pelat ke balok pada gambar IV.24.



Gambar IV.24 Pendistribusian Beban dari Pelat ke Balok di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Cara perhitungan pendistribusian memiliki dua cara di mana dibedakan berdasarkan pelat, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Berikut adalah pendistribusian pelat tipe III dengan system satu arah pada gambar IV.25:



Gambar IV.25 Pendistribusian Beban Pelat Tipe III di Bangunan A

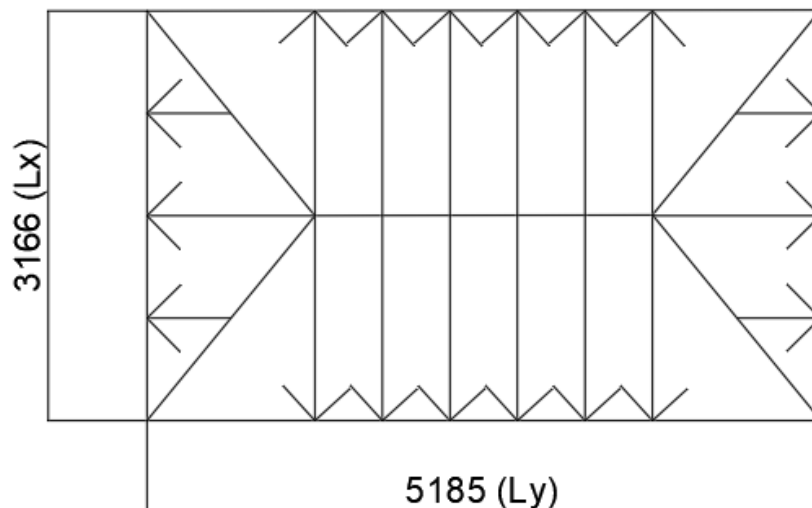
Sumber: Data Pribadi

$$q = \frac{w \cdot Lx}{2} = \frac{8,788 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,265 m}{2} = 5,55841 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{mati total}} &= q \text{ pelat} + \text{beban mati balok b2} + \text{beban mati dinding} \\ &= 5,55841 \text{ kN/m} + 1,8 \text{ kN/m} + 9,825 \text{ kN/m} \\ &= 17,18341 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$q_{\text{hidup}} = \frac{w \cdot Lx}{2} = \frac{3 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,265 m}{2} = 1,8975 \text{ kN/m}$$

Selanjutnya akan dilakukan perhitungan pendistribusian beban untuk pelat dua arah. Berikut adalah pendistribusian pelat tipe I dengan system dua arah pada gambar IV.26.



Gambar IV.26 Pendistribusian Beban Pelat Tipe I di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Perhitungan beban yang didistribusikan ke arah Ly adalah:

$$q = \frac{w.Lx}{2} \times \left(1 - \frac{1}{3 \cdot \left(\frac{Ly}{Lx}\right)^2}\right) = \frac{8,788 \cdot 3,166}{2} \times \left(1 - \frac{1}{3 \cdot \left(\frac{5,185}{3,166}\right)^2}\right) = 12,1811 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{mati total}} &= q \text{ pelat} + \text{beban mati balok B1} + \text{beban mati dinding} \\ &= 12,1811 \text{ kN/m} + 3 \text{ kN/m} + 9,825 \text{ kN/m} \\ &= 25,0061 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{hidup}} = \frac{w.Lx}{2} \times \left(1 - \frac{1}{3 \cdot \left(\frac{Ly}{Lx}\right)^2}\right) = \frac{3 \cdot 3,166}{2} \times \left(1 - \frac{1}{3 \cdot \left(\frac{5,185}{3,166}\right)^2}\right) = 4,15 \text{ kN/m}$$

Perhitungan beban yang didistribusikan ke arah Lx adalah:

$$q = \frac{w.Lx}{3} = \frac{8,788 \cdot 3,166}{3} = 9,274 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{mati total}} &= q \text{ pelat} + \text{beban mati balok B1} + \text{beban mati dinding} \\ &= 9,274 \text{ kN/m} + 3 \text{ kN/m} + 9,825 \text{ kN/m} \\ &= 22,099 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{hidup}} = \frac{w.Lx}{3} = \frac{3 \cdot 3,166}{3} = 3,166 \text{ kN/m}$$

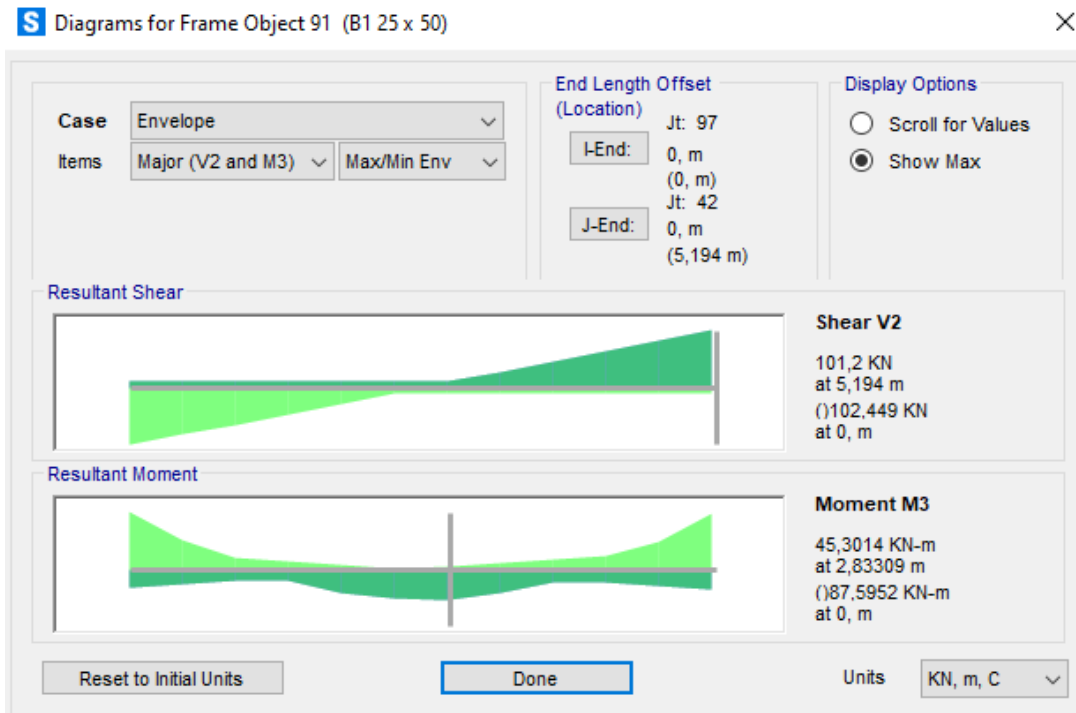
Setelah itu beban – beban akan diaplikasikan ke masing – masing balok dalam model di program *SAP 2000*. Momen – momen yang terjadi pada balok didapatkan dari program *SAP 2000*. Untuk perhitungan balok diambil pada balok B1 lantai Grid 4/D - F yang dilingkar merah pada gambar IV.27.



Gambar IV.27 Bagian Balok yang Akan Ditinjau

Sumber: Data Pribadi

Momen – momen yang bekerja pada balok didapatkan dari program *SAP 2000*. Berikut adalah tampilan momen yang bekerja pada balok dari program *SAP 2000* pada gambar IV.28.



Gambar IV.28 Momen yang Bekerja pada Balok yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah rincian momen yang bekerja pada balok B1 di bangunan A pada tabel IV.18.

Tabel IV.18 Momen – Momen yang Bekerja pada Balok B1 yang Ditinjau di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Bangunan A	Tumpuan Kiri		Lapangan		Tumpuan Kanan	
	Momen +	Momen -	Momen +	Momen -	Momen +	Momen -
Balok B1	28,4327	87,5952	45,1539	2,692	30,7917	84,3501

Data balok yang ditinjau:

- Kuat tekan beton f_c' = 25 MPa
- F_y = 420 MPa
- Modulus Elastisitas = 23500 MPa
- b = 250 mm
- h = 500 mm
- Tebal Selimut = 40 mm
- e = 0,9

$$\beta_1 = \text{Pasal 22.2.2.4.3, jika:} \\ 17 \leq f_c \leq 28, \text{ maka } \beta_1 = 0,85.$$

Tulangan Tumpuan Kiri Positif (Bawah) Balok B1:

1. Menghitung nilai M_n

$$M_u = 28,4327 \text{ kN.m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{28,4327}{0,9} = 31,591 \text{ kN.m.}$$

2. Menghitung nilai d

$$d = h - \left(\frac{\phi}{2}\right) - \text{tebal selimut beton} - \text{diameter Sengkang}$$

$$d = 500 - \left(\frac{16}{2}\right) - 40 - 10 = 442 \text{ mm.}$$

3. Menghitung rasio minimum

Nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{420} = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} = 0,0029762$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Diambil rasio minimum, yaitu 0,00333.

4. Menghitung nilai R_n dan m :

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{31,591 \times 10^6}{250 \times 442^2} = 0,646 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

5. Menghitung rasio tulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}}\right) \\ = \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,646}{420}}\right) \\ = 0,00156$$

Nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ , yaitu 0,00333.

6. Nilai rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai rasio tulangan maksimum sesuai Pasal 18.6.3.1.

$$\rho_{\max} = 0,025$$

7. Menghitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00333 \times 250 \times 442 = 367,965 \text{ mm}^2.$$

Diameter tulangan yang akan dipakai adalah 16 mm.

8. Menghitung jumlah tulangan dan nilai luasan yang terpasang.

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{367,965}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 1,83 \sim 2 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 2 = 401,92 \text{ mm}^2.$$

Dipakai tulangan 2D16

9. Kontrol A_s

$$A_s \text{ terpasang} > A_{s\text{perlu}} = 401,92 \text{ mm}^2 > 367,965 \text{ mm}^2.$$

Tulangan Tumpuan Kiri Negative (Atas) Balok B1:

1. Menghitung nilai M_n

$$M_u = 87,5952 \text{ kN.m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{87,5952}{0,9} = 97,328 \text{ kN.m.}$$

2. Menghitung nilai d

$d = h - \left(\frac{\phi}{2}\right)$ – tebal selimut beton – diameter Sengkang

$$d = 500 - \left(\frac{16}{2}\right) - 40 - 10 = 442 \text{ mm.}$$

3. Menghitung rasio minimum

Nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{420} = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} = 0,0029762$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Diambil rasio minimum, yaitu 0,00333.

4. Menghitung nilai R_n dan m :

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{97,328 \times 10^6}{250 \times 442^2} = 1,99 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

5. Menghitung rasio tulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 1,99}{420}}\right) \\ &= 0,00498\end{aligned}$$

Nilai $\rho > \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ_{\min} , yaitu 0,00498.

6. Nilai rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai rasio tulangan maksimum sesuai Pasal 18.6.3.1.

$$\rho_{\max} = 0,025$$

7. Menghitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00498 \times 250 \times 442 = 550,29 \text{ mm}^2.$$

Diameter tulangan yang akan dipakai adalah 16 mm.

8. Menghitung jumlah tulangan dan nilai luasan yang terpasang.

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{550,29}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 2,738 \sim 3 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 3 = 602,38 \text{ mm}^2.$$

Dipakai tulangan 3D16

9. Kontrol A_s

$$A_s \text{ terpasang} > A_{s\text{perlu}} = 602,38 \text{ mm}^2 > 550,29 \text{ mm}^2.$$

Cek kembali syarat SRPMK untuk kekuatan lentur terpasang pada balok

Kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari setengah kekuatan momen negative yang disediakan pada muka joint. Maka berdasarkan pengecekan ini dilakukan dengan tulangan terpasang:

$$A_s \text{ Pasang Tumpuan Kiri (+)} = 2D16 = 401,92 \text{ m}^2$$

$$A_s \text{ Pasang Tumpuan Kiri (-)} = 3D16 = 602,38 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{lentur tumpuan kiri (+)}} \geq \frac{1}{2} M_{\text{lentur tumpuan kiri (-)}}$$

$$401,92 \text{ mm}^2 \geq \frac{1}{2} \times 602,38 \text{ mm}^2$$

$$401,92 \text{ mm}^2 \geq 301,19 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

Maka, pada daerah tumpuan kiri dipasang:

Tulangan Tarik : 3D16

Tulangan Tekan : 2D16

Tulangan Tumpuan Kanan Positif (Bawah) Balok B1:

1. Menghitung nilai Mn

$$Mu = 30,7917 \text{ kN.m.}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{30,7917}{0,9} = 34,213 \text{ kN.m.}$$

2. Menghitung nilai d

$d = h - \left(\frac{\phi}{2}\right)$ – tebal selimut beton – diameter Sengkang

$$d = 500 - \left(\frac{16}{2}\right) - 40 - 10 = 442 \text{ mm.}$$

3. Menghitung rasio minimum

Nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c'}}{420} = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} = 0,0029762$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Diambil rasio minimum, yaitu 0,00333.

4. Menghitung nilai R_n dan m:

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{34,213 \times 10^6}{250 \times 442^2} = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

5. Menghitung rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{fy}}\right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,7}{420}}\right) \\ &= 0,001695 \end{aligned}$$

Nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ_{\min} , yaitu 0,00333.

6. Nilai rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai rasio tulangan maksimum sesuai Pasal 18.6.3.1.

$$\rho_{\max} = 0,025$$

7. Menghitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00333 \times 250 \times 442 = 367,965 \text{ mm}^2.$$

Diameter tulangan yang akan dipakai adalah 16 mm.

8. Menghitung jumlah tulangan dan nilai luasan yang terpasang.

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{367,965}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 1,83 \sim 2 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 2 = 401,92 \text{ mm}^2.$$

Dipakai tulangan 2D16

9. Kontrol A_s

$$A_s \text{ terpasang} > A_{s\text{perlu}} = 401,92 \text{ mm}^2 > 367,965 \text{ mm}^2.$$

Tulangan Tumpuan Kanan Negatif (Atas) Balok B1:

1. Menghitung nilai M_n

$$M_u = 84,3501 \text{ kN.m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{84,3501}{0,9} = 93,72 \text{ kN.m.}$$

2. Menghitung nilai d

$d = h - \left(\frac{\phi}{2}\right)$ – tebal selimut beton – diameter Sengkang

$$d = 500 - \left(\frac{16}{2}\right) - 40 - 10 = 442 \text{ mm.}$$

3. Menghitung rasio minimum

Nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{420} = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} = 0,0029762$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Diambil rasio minimum, yaitu 0,00333.

4. Menghitung nilai R_n dan m :

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{93,72 \times 10^6}{250 \times 442^2} = 1,91 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

5. Menghitung rasio tulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 1,91}{420}}\right) \\ &= 0,00477\end{aligned}$$

Nilai $\rho > \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ , yaitu 0,00477.

6. Nilai rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai rasio tulangan maksimum sesuai Pasal 18.6.3.1.

$$\rho_{\max} = 0,025$$

7. Menghitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00477 \times 250 \times 442 = 527,085 \text{ mm}^2.$$

Diameter tulangan yang akan dipakai adalah 16 mm.

8. Menghitung jumlah tulangan dan nilai luasan yang terpasang.

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{527,085}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 2,62 \sim 3 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 3 = 602,38 \text{ mm}^2.$$

Dipakai tulangan 3D16

9. Kontrol A_s

$$A_s \text{ terpasang} > A_{s\text{perlu}} = 602,38 \text{ mm}^2 > 527,085 \text{ mm}^2.$$

Cek kembali syarat SRPMK untuk kekuatan lentur terpasang pada balok

Kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari setengah kekuatan momen negative yang disediakan pada muka joint. Maka berdasarkan pengecekan ini dilakukan dengan tulangan terpasang:

$$A_s \text{ Pasang Tumpuan Kanan (+)} = 2D16 = 401,92 \text{ m}^2$$

$$A_s \text{ Pasang Tumpuan Kanan (-)} = 3D16 = 602,38 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{lentur tumpuan kanan (+)}} \geq \frac{1}{2} M_{\text{lentur tumpuan kanan (-)}}$$

$$401,92 \text{ mm}^2 \geq \frac{1}{2} \times 602,38 \text{ mm}^2$$

$$401,82 \text{ mm}^2 \geq 301,19 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi)}$$

Maka, pada daerah tumpuan kanan dipasang:

Tulangan Tarik : 3D16

Tulangan Tekan : 2D16

Tulangan Lapangan Positif (Bawah) Balok B1:

1. Menghitung nilai Mn

$$M_u = 45,1539 \text{ kN.m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{45,1539}{0,9} = 50,171 \text{ kN.m.}$$

2. Menghitung nilai d

$d = h - \left(\frac{\phi}{2}\right)$ – tebal selimut beton – diameter Sengkang

$$d = 500 - \left(\frac{16}{2}\right) - 40 - 10 = 442 \text{ mm.}$$

3. Menghitung rasio minimum

Nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{420} = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} = 0,0029762$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Diambil rasio minimum, yaitu 0,00333.

4. Menghitung nilai R_n dan m:

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{50,171 \times 10^6}{250 \times 442^2} = 1,02 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,7647$$

5. Menghitung rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 1,02}{420}}\right) \\ &= 0,00248 \end{aligned}$$

Nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ_{\min} , yaitu 0,00333.

6. Nilai rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai rasio tulangan maksimum sesuai

Pasal 18.6.3.1.

$$\rho_{\max} = 0,025$$

7. Menghitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00333 \times 250 \times 442 = 367,965 \text{ mm}^2.$$

Diameter tulangan yang akan dipakai adalah 16 mm.

8. Menghitung jumlah tulangan dan nilai luasan yang terpasang.

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{367,965}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 1,83 \sim 2 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 2 = 401,92.$$

Dipakai tulangan 2D16

9. Kontrol A_s

$$A_s \text{ terpasang} > A_{s\text{perlu}} = 401,92 \text{ mm}^2 > 367,965 \text{ mm}^2.$$

Tulangan Lapangan Negatif (Atas) Balok B1:

1. Menghitung nilai M_n

$$M_u = 2,692 \text{ kN.m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,692}{0,9} = 2,991 \text{ kN.m.}$$

2. Menghitung nilai d

$$d = h - \left(\frac{\phi}{2}\right) - \text{tebal selimut beton} - \text{diameter Sengkang}$$

$$d = 500 - \left(\frac{16}{2}\right) - 40 - 10 = 442 \text{ mm.}$$

3. Menghitung rasio minimum

Nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{420} = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} = 0,0029762$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Diambil rasio minimum, yaitu 0,00333.

4. Menghitung nilai R_n dan m :

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{2,9911 \times 10^6}{250 \times 442^2} = 0,061 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \cdot 25} = 19,7647$$

5. Menghitung rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19,7647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,7647 \times 0,061}{420}} \right) \\ &= 0,000145 \end{aligned}$$

Nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ_{\min} , yaitu 0,00333.

6. Nilai rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai rasio tulangan maksimum sesuai Pasal 18.6.3.1.

$$\rho_{\max} = 0,025$$

7. Menghitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00333 \times 250 \times 442 = 367,965 \text{ mm}^2.$$

Diameter tulangan yang akan dipakai adalah 16 mm.

8. Menghitung jumlah tulangan dan nilai luasan yang terpasang.

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{367,965}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 1,83 \sim 2 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 2 = 401,92 \text{ mm}^2.$$

Dipakai tulangan 2D16

9. Kontrol A_s

$$A_s \text{ terpasang} > A_{s\text{perlu}} = 401,92 \text{ mm}^2 > 367,965 \text{ mm}^2.$$

Cek syarat SRPMK untuk kekuatan lentur terpasang balok

Kekuatan momen pada area lapangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada area tumpuan.

$$A_s \text{ pasang lapangan} = 2D16 = 401,92 \text{ m}^2.$$

$$A_s \text{ pasang tumpuan} = 2D16 = 401,92 \text{ m}^2.$$

$$\text{Momen lapangan} \geq \frac{1}{4} \text{ Momen Tumpuan}$$

$$401,92 \geq \frac{1}{4} \times 602,38$$

$$401,92 \geq 150,595 \text{ mm (Memenuhi)}$$

Maka pada bagian lapangan dipasang:

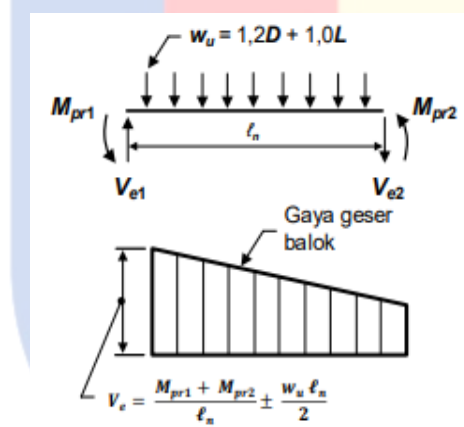
Tulangan Tarik : 2D16

Tulangan Tekan : 2D16

Tulangan Sengkok Balok B1 yang Ditinjau di Bangunan A

Menghitung besar gaya geser desain (V_e) yang diperlukan:

Gaya geser desain (V_e) dihitung berdasarkan tinjauan gaya – gaya yang ada pada bagian balok di antara kedua muka *joint*. Untuk mendapat nilai V_e , harus menentukan nilai momen (M_{pr}) di antara kedua *joint* balok tersebut, dan berat total (W_u) yang terjadi pada balok tersebut. Momen – momen ujung M_{pr} ditentukan dengan tegangan tarik baja sebesar ($1,25 F_y$). Penjelasan lebih detail terlihat pada gambar IV.29.



Gambar IV.29 Perhitungan Gaya Geser Desain Balok

Sumber: Data Pribadi

Tulangan Geser/Sengkok pada Daerah Tumpuan Balok:

1. Menghitung momen kapasitas M_{pr}

a. Kapasitas momen ujung – ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan.

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kanan negative, $A_s = 602,38 \text{ mm}^2$ (3D16).

$$a_1 = \frac{A_s \times 1,25 F_y}{0,85 \times f'_{cx} b} = \frac{602,38 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 59,529 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_1}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 602,38 \times 420 \left(442 - \frac{59,529}{2}\right) : 10^6 \end{aligned}$$

$$= 130,36 \text{ kN m}$$

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kanan positif, $A_s = 401,92 \text{ mm}^2$ (2D16).

$$a_2 = \frac{A_s \times 1,25 F_y}{0,85 \times f'_{cx} b} = \frac{401,92 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 39,7191 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 401,92 \times 420 \left(442 - \frac{39,7191}{2}\right) : 10^6 \\ &= 89,075 \text{ kN m} \end{aligned}$$

b. Kapasitas momen ujung – ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri.

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kiri negative, $A_s = 602,38 \text{ mm}^2$ (3D16).

$$A_3 = \frac{A_s \times 1,25 F_y}{0,85 \times f'_{cx} b} = \frac{602,38 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 59,529 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 602,38 \times 420 \left(442 - \frac{59,529}{2}\right) : 10^6 \\ &= 130,36 \text{ kN m} \end{aligned}$$

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kiri positif, $A_s = 401,92 \text{ mm}^2$ (2D16).

$$a_4 = \frac{A_s \times 1,25 F_y}{0,85 \times f'_{cx} b} = \frac{401,92 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 39,7191 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 401,92 \times 420 \left(442 - \frac{39,7191}{2}\right) : 10^6 \\ &= 89,075 \text{ kN m} \end{aligned}$$

2. Menghitung gaya geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gaya gravitasi yang bekerja pada struktur

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D + 1,0 L \\ &= 1,2 (25,0061) + 1,0 (4,15) \end{aligned}$$

$$= 34,15732 \text{ kN/m}$$

$$V \text{ akibat gravitasi} = \frac{W_u \times l_n}{2} = \frac{34,15732 \times 5,184}{2} = 88,535 \text{ kN}$$

a. Struktur bergoyang ke kanan

$$V_s \text{ gempa kanan} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{130,36 + 89,075}{5,184} = 42,32 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri balok:

$$\begin{aligned} V_e \text{ (ujung kiri balok)} &= 88,535 - 42,32 \\ &= 46,215 \text{ kN (arah gaya geser ke bawah)} \end{aligned}$$

Total reaksi geser di ujung kanan balok:

$$\begin{aligned} V_e \text{ (ujung kanan balok)} &= 88,535 + 42,32 \\ &= 132,855 \text{ kN (arah gaya geser ke atas)} \end{aligned}$$

b. Struktur bergoyang ke kiri

$$V_s \text{ gempa kiri} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_n} = \frac{130,36 + 89,075}{5,184} = 42,32 \text{ kN}$$

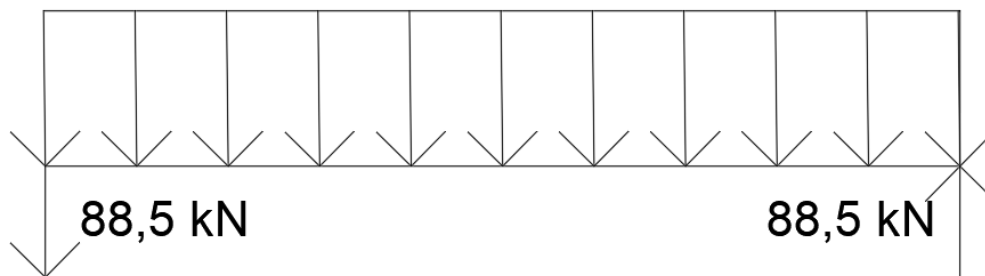
Total reaksi geser di ujung kiri balok:

$$\begin{aligned} V_e \text{ (ujung kiri balok)} &= 88,535 + 42,32 \\ &= 132,855 \text{ kN (arah gaya geser ke atas)} \end{aligned}$$

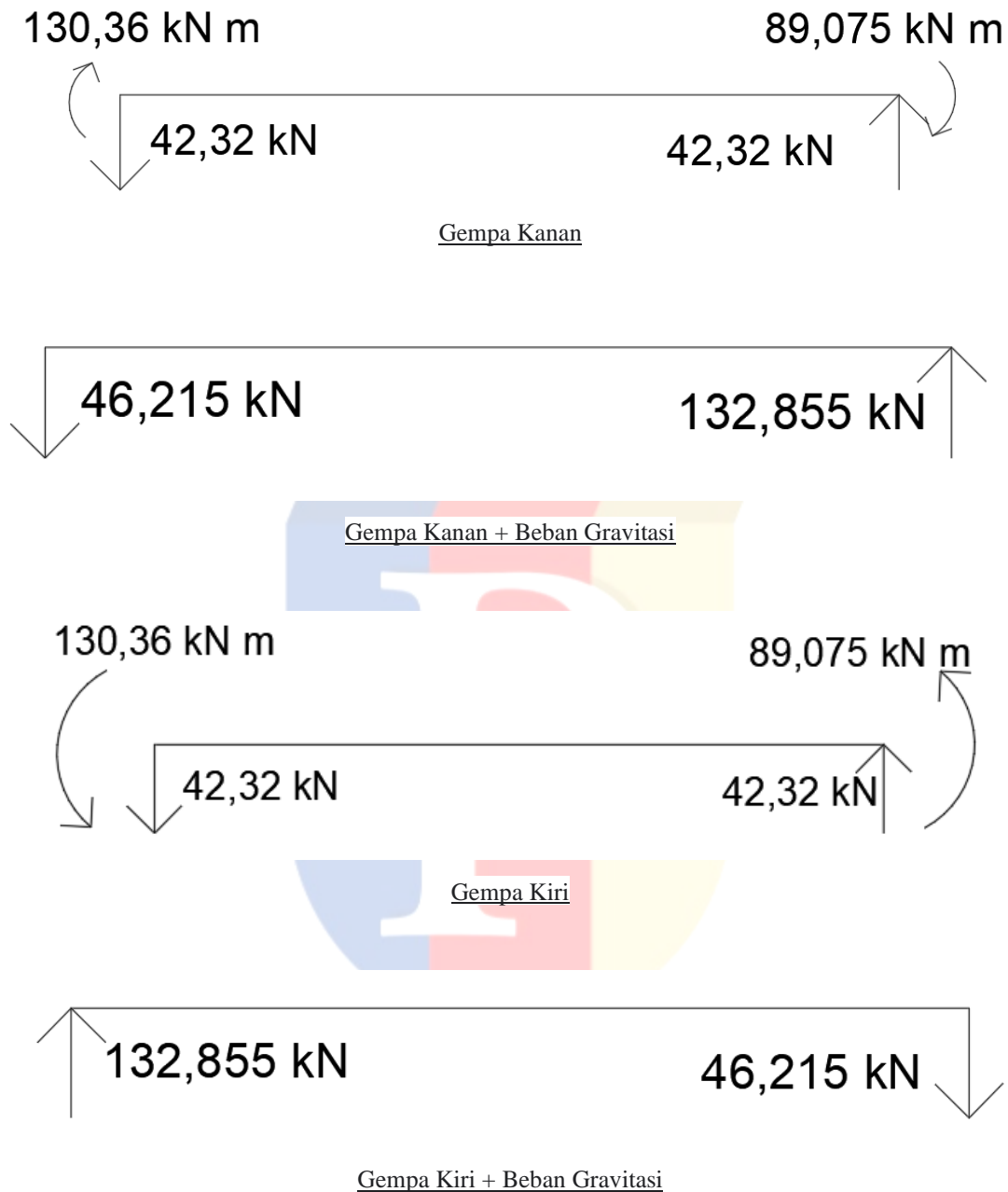
Total reaksi geser di ujung kanan balok:

$$\begin{aligned} V_e \text{ (ujung kanan balok)} &= 88,535 - 42,32 \\ &= 46,215 \text{ (arah gaya geser ke bawah)} \end{aligned}$$

Berikut adalah gambar dari desain gaya geser untuk balok B1 yang ditinjau akibat beban gravitasi dan beban gempa pada gambar IV.30.



Beban Gravitasi



Gambar IV.30 Desain Gaya Geser untuk Balok B1 Akibat Beban Gravitasi dan Beban Gempa
 Sumber: Data Pribadi

3. Menghitung tulangan sengkang untuk gaya geser tumpuan kanan dan kiri balok

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{132,855}{0,75} = 177,14 \text{ kN}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari V_s maksimal.

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ max} &= \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'c} \\
 &= \frac{2}{3} \times 250 \times 442 \times \sqrt{25} \\
 &= 368333 \text{ N} = 368,333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pengecekan V_s :

$$V_s \text{ max} > V_s = 368,333 > 177,14 \text{ kN (memenuhi)}$$

Penggunaan sengkang pada balok ini menggunakan dua kaki diameter 10 mm pada tumpuan kiri dan kanan balok, dipasang pada daerah sepanjang $2h = 1000$ dari muka kolom.

Diameter tulangan geser dua kaki diameter 10 mm ($A_v = 235,62 \text{ mm}^2$), diperoleh S sebesar:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} = \frac{157 \times 420 \times 442}{177,14 \times 10^3} = 164 \text{ mm} = \text{menggunakan spasi } 150 \text{ mm.}$$

Untuk persyaratan spasi sengkang pengekang tidak boleh lebih kecil dari:

- a. $\frac{d}{4} = \frac{442}{4} = 110,5 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$
- b. $6d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm} \sim 75 \text{ mm}$
- c. 150 mm

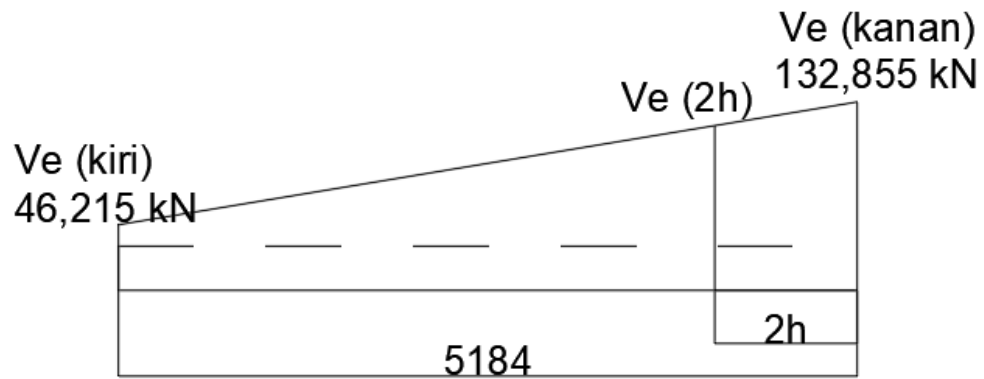
Maka untuk spasi tulangan sengkang pada daerah tumpuan, yaitu 75 mm (sudah memenuhi persyaratan).

4. Menghitung tulangan sengkang untuk gaya geser pada area lapangan balok

Total reaksi gaya geser pada area lapangan balok diambil terbesar pada bagian jarak $2h$ dari ujung balok kanan dan kiri. Berikut adalah perhitungan total reaksi gaya geser pada daerah lapangan balok:

Menghitung nilai V_c pada jarak $2h$ dari ujung balok:

- Struktur bergoyang ke kanan

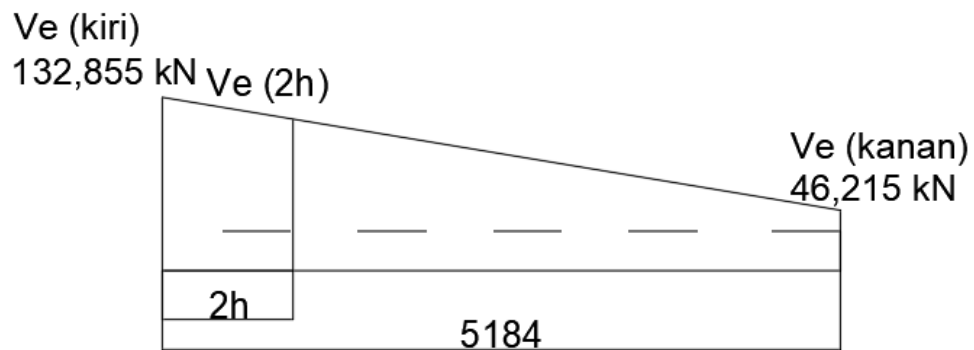


Gambar IV.31 Diagram Momen Struktur Bergoyang ke Kanan

Sumber: Data Pribadi

$$\begin{aligned} \frac{Ve(2h)}{Ve(kanan) - Ve(kiri)} &= \frac{(\ln - 2h)}{\ln} \\ Ve(2h) &= \frac{(\ln - 2h)(Ve(kanan) - Ve(kiri))}{\ln} + Ve(kiri) \\ &= \frac{(5,184 - 1)(132,855 - 46,215)}{5,184} + 46,215 \\ &= 116,142 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Struktur bergoyang ke kiri



Gambar IV.32 Diagram Momen Struktur Bergoyang ke Kiri

Sumber: Data Pribadi

$$\begin{aligned} \frac{Ve(2h)}{Ve(kanan) - Ve(kiri)} &= \frac{(\ln - 2h)}{\ln} \\ Ve(2h) &= \frac{(\ln - 2h)(Ve(kiri) - Ve(kanan))}{\ln} + Ve(kanan) \\ &= \frac{(5,184 - 1)(132,855 - 46,215)}{5,184} + 46,215 \\ &= 116,142 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Menghitung nilai kuat beton V_c :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{25} \times 250 \times 442 \\ &= 93925 \text{ N} = 93,925 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung V_s rencana:

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_e 2h}{\phi} \right) - V_c \\ &= \left(\frac{116,142}{0,75} \right) - 93,925 \\ &= 60,931 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung nilai A_v :

- Menggunakan tulangan geser dengan diameter 10 mm
- Menggunakan tulangan geser dengan jumlah kaki, yaitu 2 kaki

Luas tulangan geser pada daerah lapangan, yaitu:

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 157,1 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} = \frac{157,1 \times 420 \times 442}{60,931 \times 10^3} = 478 \text{ mm} \sim 475 \text{ mm.}$$

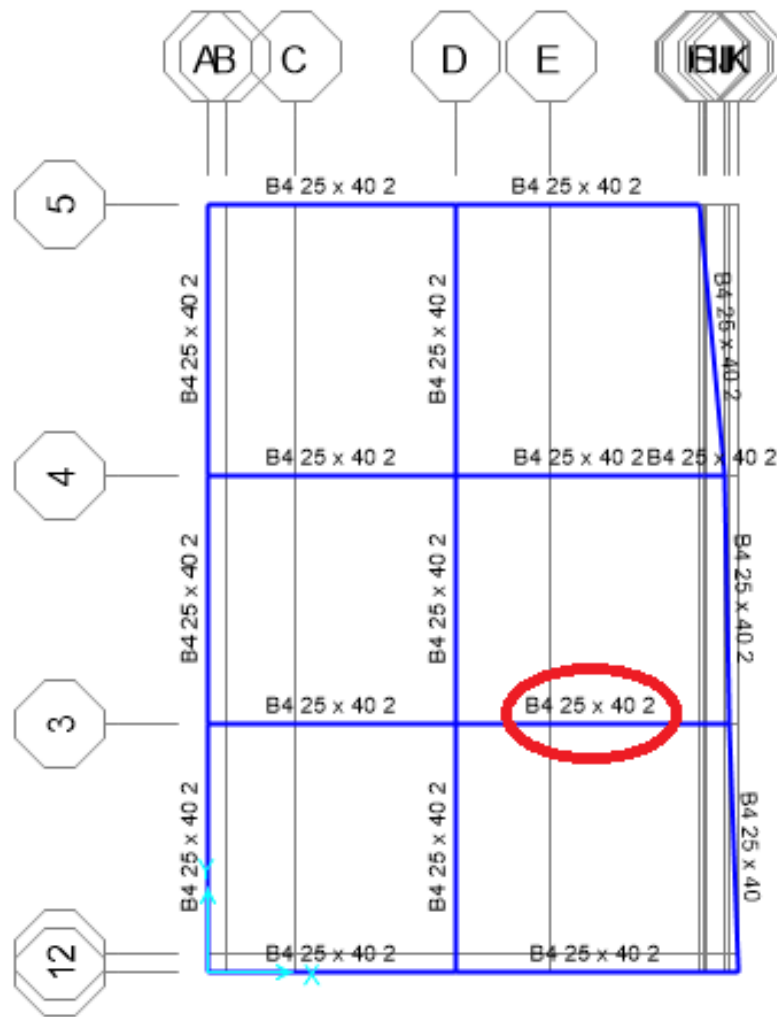
Untuk persyaratan spasi pengekang di daerah lapangan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari syarat di bawah ini:

$$d/2 = 442 / 2 = 221 \sim 200 \text{ mm.}$$

Maka spasi pada tulangan daerah lapangan, yaitu 200 mm (sudah memenuhi persyaratan).

IV.3.2 Perhitungan Struktur Balok di Bangunan B.1

Berikut adalah balok B4 yang ditinjau di bangunan B.1 pada lantai 2 Grid 3/D-K yang dilingkar merah pada gambar IV.33.



Gambar IV.33 Balok B4 yang Ditinjau di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah perhitungan tulangan utama dan sengkang balok B4 di bangunan B.1 pada tabel IV.19 dan tabel IV.20.

Tabel IV.19 Perhitungan Tulangan Utama Balok B4 di Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	Rn (N/mm ²)	ρ min	ρ	Kontrol ρ	As (mm ²) tul	n tul d = 16	Tul	Kontrol As As pakai > As perlu	Kontrol Syarat SRPMK	
											Kiri +
Kiri -	29	31,951	1,0927	0,003	0,003	ρ min > ρ	284,715	1,42	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Kanan +	25	28,296	0,9677	0,003	0,002	ρ min > ρ	284,715	1,42	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Kanan -	27	30,554	1,0449	0,003	0,003	ρ min > ρ	284,715	1,42	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Lap +	0,8	0,8677	0,0297	0,003	7E-05	ρ min > ρ	284,715	1,42	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 101 \text{ mm}^2$
Lap -	15	16,377	0,5601	0,003	0,001	ρ min > ρ	284,715	1,42	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 101 \text{ mm}^2$

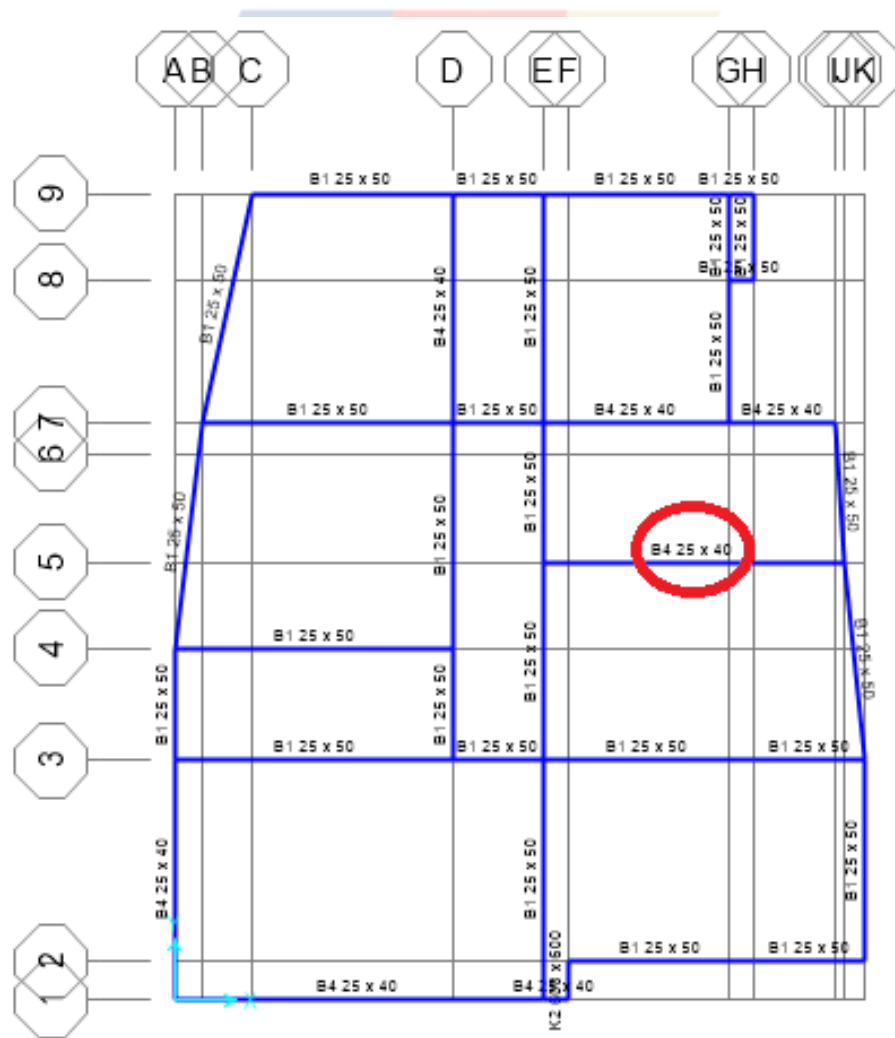
Tabel IV.20 Perhitungan Tulangan Senggang Balok B4 di Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi

Tumpuan	a (mm)	Mpr (kN m)	V gravitasi (kN)	Vs gempa (kN)	Ve (kN)	Vs (kN)	S (mm) tump	Minim S tump (mm)	S tump (mm)	Minim S lap (mm)	S lap (mm)
Kanan +	39,7	89,075	37,97	46,27273	84	112	200,77	85,5	75	171	150
Kanan -	39,7	89,075									
Kiri +	39,7	89,075									
Kiri -	39,7	89,075									

IV.3.3 Perhitungan Struktur Balok di Bangunan B.2

Berikut adalah balok B4 yang ditinjau di bangunan B.2 pada lantai 2 Grid 5/E-J yang dilingkar merah pada gambar IV.34.



Gambar IV.34 Balok B4 yang Ditinjau di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah perhitungan tulangan utama dan sengkang balok B4 di bangunan B.2 pada tabel IV.21 dan tabel IV.22.

Tabel IV.21 Perhitungan Tulangan Utama Balok B4 di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	Rn (N/mm ²)	ρ min	ρ	Kontrol	As (mm ²)	n tul	Tul	Kontrol As	Kontrol	
					ρ	tul	d = 19		As pakai > As perlu	Syarat SRPMK	
Kiri +	12	12,95	0,4468	0,003	0,0011	ρ min > ρ	283,466	1,0003	2D19	$567 \text{ mm}^2 > 284 \text{ mm}^2$	$567 \text{ mm}^2 \geq 283 \text{ mm}^2$
Kiri -	57	63,774	2,2002	0,003	0,0055	ρ min < ρ	470,891	1,6617	2D19	$567 \text{ mm}^2 > 471 \text{ mm}^2$	$567 \text{ mm}^2 \geq 283 \text{ mm}^2$
Kanan +	15	17,217	0,594	0,003	0,0014	ρ min > ρ	283,466	1,0003	2D19	$567 \text{ mm}^2 > 284 \text{ mm}^2$	$567 \text{ mm}^2 \geq 567 \text{ mm}^2$
Kanan -	114	126,42	4,3615	0,003	0,0117	ρ min < ρ	998,216	3,5225	4D19	$1134 \text{ mm}^2 > 998 \text{ mm}^2$	$567 \text{ mm}^2 \geq 567 \text{ mm}^2$
Lap +	52	57,635	1,9884	0,003	0,005	ρ min < ρ	423,075	1,4929	2D19	$567 \text{ mm}^2 > 423 \text{ mm}^2$	$567 \text{ mm}^2 \geq 283 \text{ mm}^2$
Lap -	1,9	2,1334	0,0736	0,003	0,0002	ρ min > ρ	283,466	1,0003	2D19	$567 \text{ mm}^2 > 284 \text{ mm}^2$	$567 \text{ mm}^2 \geq 283 \text{ mm}^2$

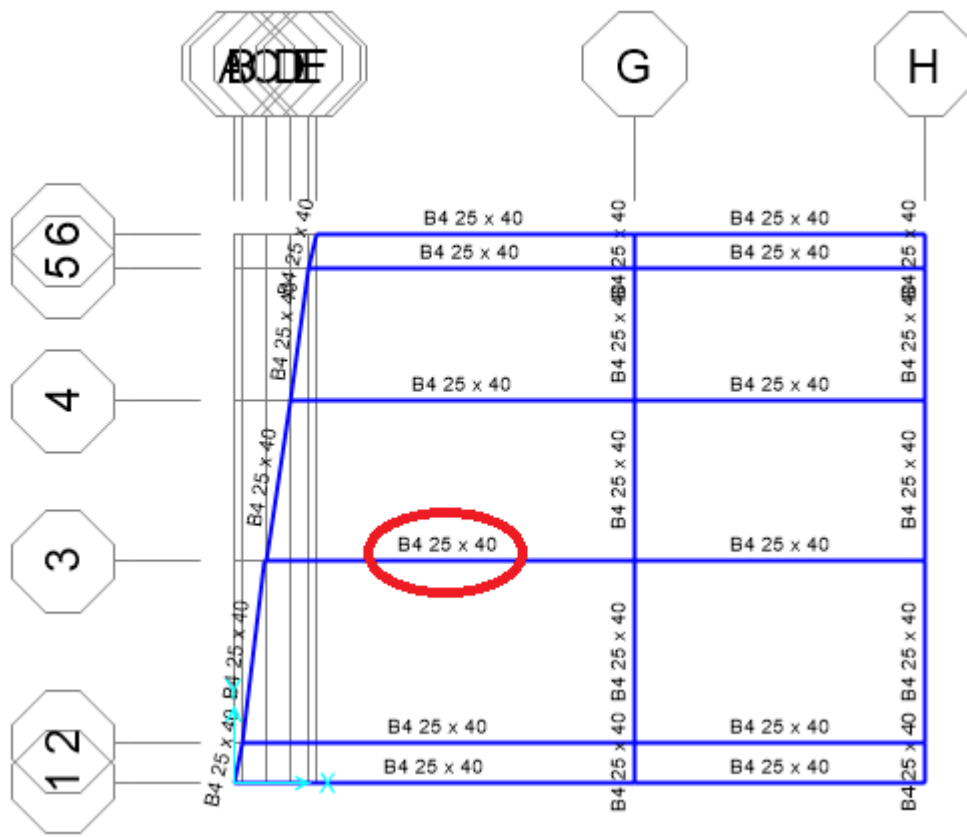
Tabel IV.22 Perhitungan Tulangan Sengkang Balok B4 di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi

Tumpuan	a	Mpr	V gravit	Vs gempa	Ve	Vs	S (mm)	Minim	S tump	Minim	S lap
	(mm)	(kN m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	tump	S tump (mm)	(mm)	S lap (mm)	(mm)
Kanan +	56	93,431	99,785	52,09408	152	203	111,36	85,5	75	171	150
Kanan -	112	170,17			137	182					
Kiri +	56	93,431									
Kiri -	56	93,431									

IV.3.4 Perhitungan Struktur Balok di Bangunan C.1

Berikut adalah balok B4 yang ditinjau di bangunan C.1 pada lantai 2 Grid 3/C-G yang dilingkar merah pada gambar IV.35.



Gambar IV.35 Balok B4 yang Ditinjau di Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah perhitungan tulangan utama dan sengkang balok B4 di bangunan C.1 pada tabel IV.23 dan tabel IV.24.

Tabel IV.23 Perhitungan Tulangan Utama Balok B4 di Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	Rn (N/mm ²)	ρ min	ρ	Kontrol	As (mm ²)	n tul	Tul	Kontrol As	Kontrol	
					ρ	tul	d = 16		As pakai > As perlu	Syarat SRPMK	
Kiri +	38	41,944	1,4344	0,003	0,0035	$\rho \text{ min} < \rho$	389,011	1,9358	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 389 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Kiri -	38	41,944	1,4344	0,003	0,0035	$\rho \text{ min} < \rho$	389,011	1,9358	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 389 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Kanan +	34	37,856	1,2946	0,003	0,0032	$\rho \text{ min} > \rho$	366,716	1,8248	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Kanan -	34	37,856	1,2946	0,003	0,0032	$\rho \text{ min} > \rho$	366,716	1,8248	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 201 \text{ mm}^2$
Lap +	17	19,189	0,6562	0,003	0,0016	$\rho \text{ min} > \rho$	366,716	1,8248	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 101 \text{ mm}^2$
Lap -	4,1	4,5444	0,1554	0,003	0,0004	$\rho \text{ min} > \rho$	366,716	1,8248	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 101 \text{ mm}^2$

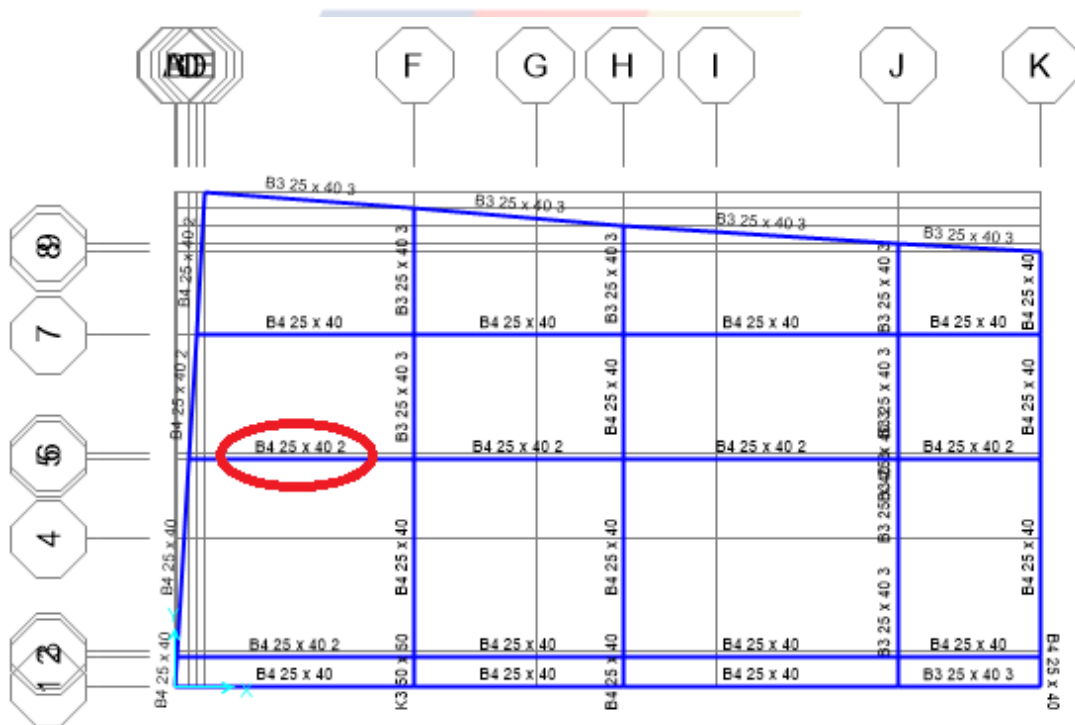
Tabel IV.24 Perhitungan Tulangan Senggang Balok B4 di Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi

Tumpuan	a (mm)	Mpr (kN m)	V gravit (kN)	Vs gempa (kN)	Ve (kN)	Vs (kN)	S (mm) tump	Minim S tump (mm)	S tump (mm)	Minim S lap (mm)	S lap (mm)
Kanan +	39,7	67,974	33,4	30,01731	63	84,6	266,7	85,5	75	171	175
Kanan -	39,7	67,974									
Kiri +	39,7	67,974									
Kiri -	39,7	67,974									

IV.3.5 Perhitungan Struktur Balok di Bangunan C.2

Berikut adalah balok B4 yang ditinjau di bangunan C.2 pada lantai 2 Grid 5/C-F pada gambar IV.36.



Gambar IV.36 Balok B4 yang Ditinjau di Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah perhitungan tulangan utama dan sengkang balok B4 di bangunan C.2 pada tabel IV.25 dan tabel IV.26.

Tabel IV.25 Perhitungan Tulangan Utama Balok B4 di Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi

Momen (kN m)	Mn (kN m)	Rn (N/mm ²)	ρ min	ρ	Kontrol ρ	As (mm ²) tul	n tul d = 16	Tul	Kontrol As As pakai > As perlu	Kontrol Syarat SRPMK	
Kiri +	24	27,156	0,9287	0,003	0,002	ρ min > ρ	366,716	1,825	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 301 \text{ mm}^2$
Kiri -	40	44,117	1,5087	0,003	0,004	ρ min < ρ	409,96	2,04	3D16	$602 \text{ mm}^2 > 410 \text{ mm}^2$	
Kanan +	25	28,222	0,9652	0,003	0,002	ρ min > ρ	366,716	1,825	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 301 \text{ mm}^2$
Kanan -	42	46,533	1,5914	0,003	0,004	ρ min < ρ	433,361	2,156	3D16	$602 \text{ mm}^2 > 433 \text{ mm}^2$	
Lap +	22	24,242	0,829	0,003	0,002	ρ min > ρ	366,716	1,825	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	$402 \text{ mm}^2 \geq 150,5 \text{ mm}^2$
Lap -	0,5	0,5939	0,0203	0,003	5E-05	ρ min > ρ	366,716	1,825	2D16	$402 \text{ mm}^2 > 367 \text{ mm}^2$	

Tabel IV.26 Perhitungan Tulangan Sengkang Balok B4 di Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi

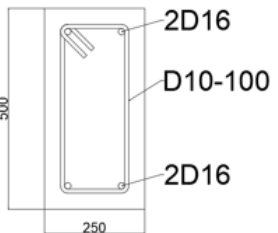
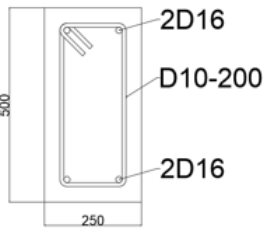
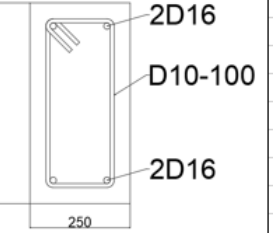
Tumpuan	a (mm)	Mpr (kN m)	V gravit (kN)	Vs gempa (kN)	Ve (kN)	Vs (kN)	S (mm) tump	Minim S tump (mm)	S tump (mm)	Minim S lap (mm)	S lap (mm)
Kanan +	39,7	67,974	59,64	44,59784	104	139	162,26	85,5	75	171	150
Kanan -	59,5	98,688									
Kiri +	39,7	67,974									
Kiri -	59,5	98,688									

IV.3.6 Gambar Hasil Desain Struktur Balok

Berikut adalah gambar hasil desain struktur balok di bawah ini pada tabel IV.27.

Tabel IV.27 Hasil Desain Masing – Masing Jenis Balok

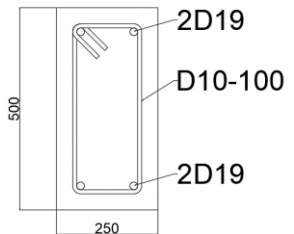
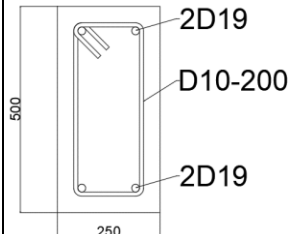
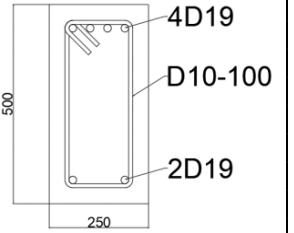
Sumber: Data Pribadi

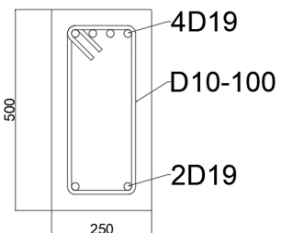
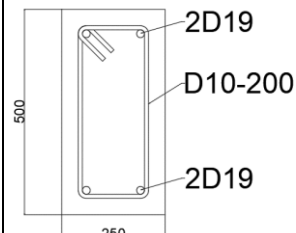
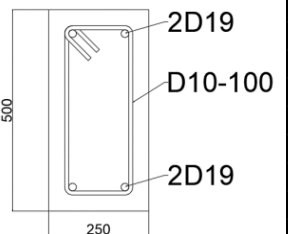
Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B1			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	2D16	2D16	2D16
Tulangan Bawah	2D16	2D16	2D16
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-200	D10-100

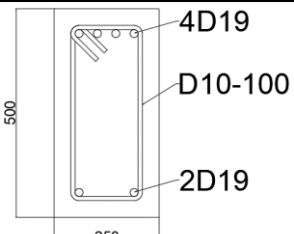
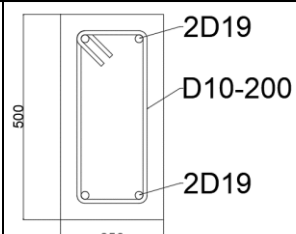
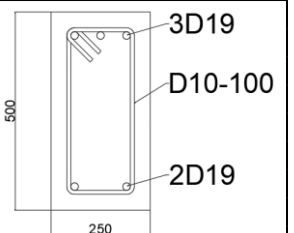
Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B2			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	3D16	2D16	3D16
Tulangan Bawah	2D16	2D16	2D16
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-200	D10-100

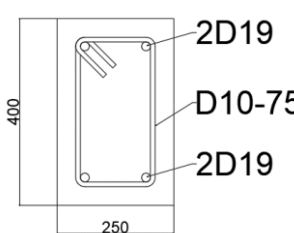
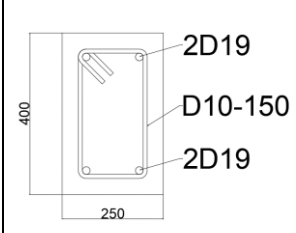
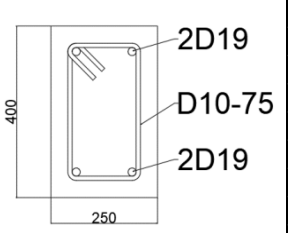
Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B3			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	2D16	2D16	3D16
Tulangan Bawah	2D16	2D16	2D16
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-200	D10-100

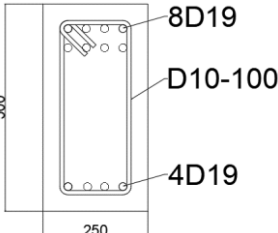
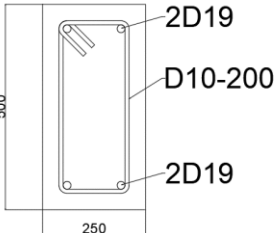
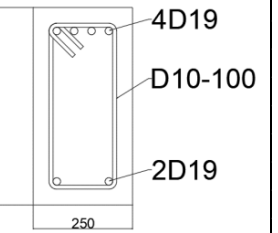
Jenis	250 mm x 400 mm		
Balok B4			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	3D16	2D16	3D16
Tulangan Bawah	3D16	2D16	3D16
Tulangan Sengkang	D10 - 75	D10 - 150	D10 - 75

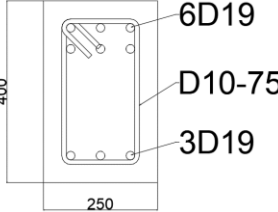
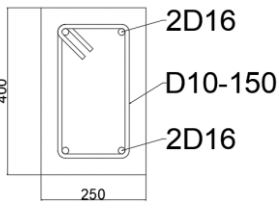
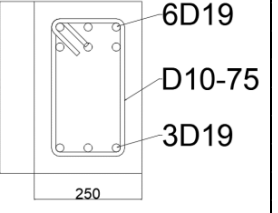
Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B5			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	2D19	2D19	4D19
Tulangan Bawah	2D19	2D19	2D19
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-200	D10-100

Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B6			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	4D19	2D19	2D19
Tulangan Bawah	2D19	2D19	2D19
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-200	D10-100

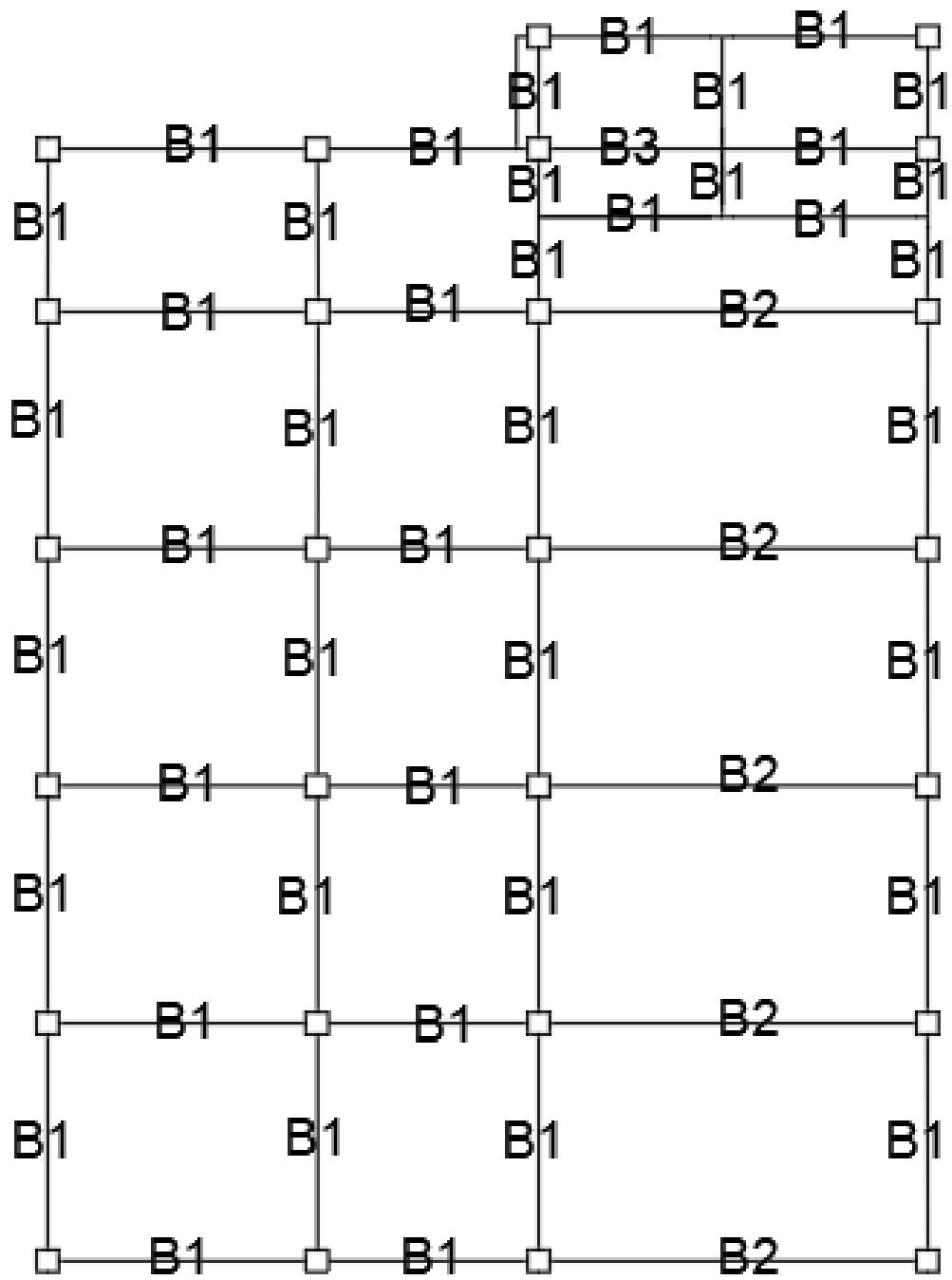
Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B7			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	4D19	2D19	3D19
Tulangan Bawah	2D19	2D19	2D19
Tulangan Sengkang	D10-100	D10-200	D10-100

Jenis	250 mm x 400 mm		
Balok B8			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	2D19	2D19	2D19
Tulangan Bawah	2D19	2D19	2D19
Tulangan Sengkang	D10 - 75	D10 - 150	D10 - 75

Jenis	250 mm x 500 mm		
Balok B9			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	8D19	2D19	4D19
Tulangan Bawah	4D19	2D19	2D19
Tulangan Sengkang	D10 - 100	D10 - 200	D10 - 100

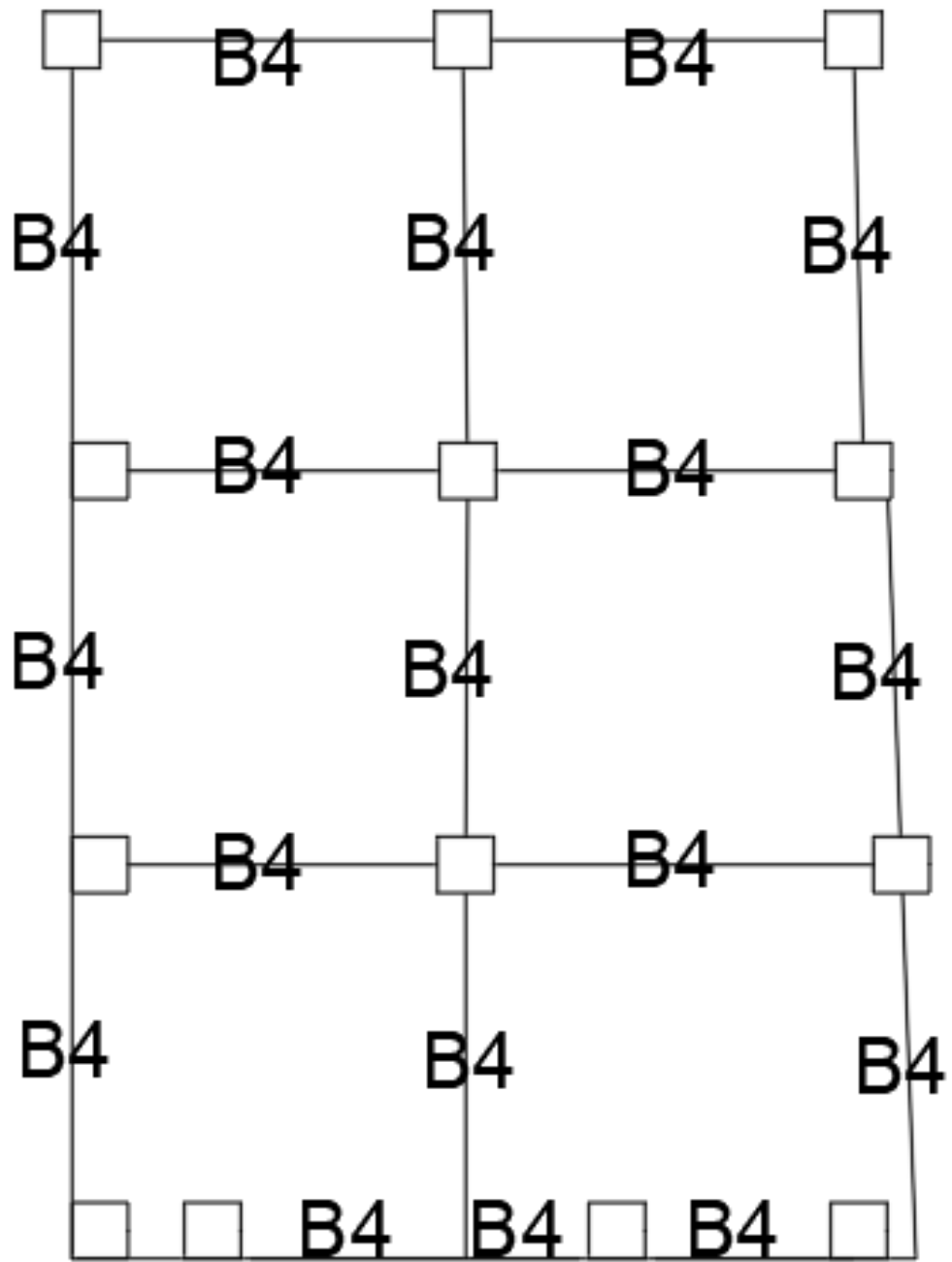
Jenis	250 mm x 400 mm		
Balok B10			
Daerah	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Tulangan Atas	6D16	2D16	6D16
Tulangan Bawah	3D16	2D16	3D16
Tulangan Sengkang	D10 - 75	D10 - 150	D10 - 75

Berikut adalah hasil desain denah *final* balok pada masing – masing bangunan pada gambar IV.37, gambar IV.38, gambar IV.39, gambar IV.40, dan gambar IV.41.



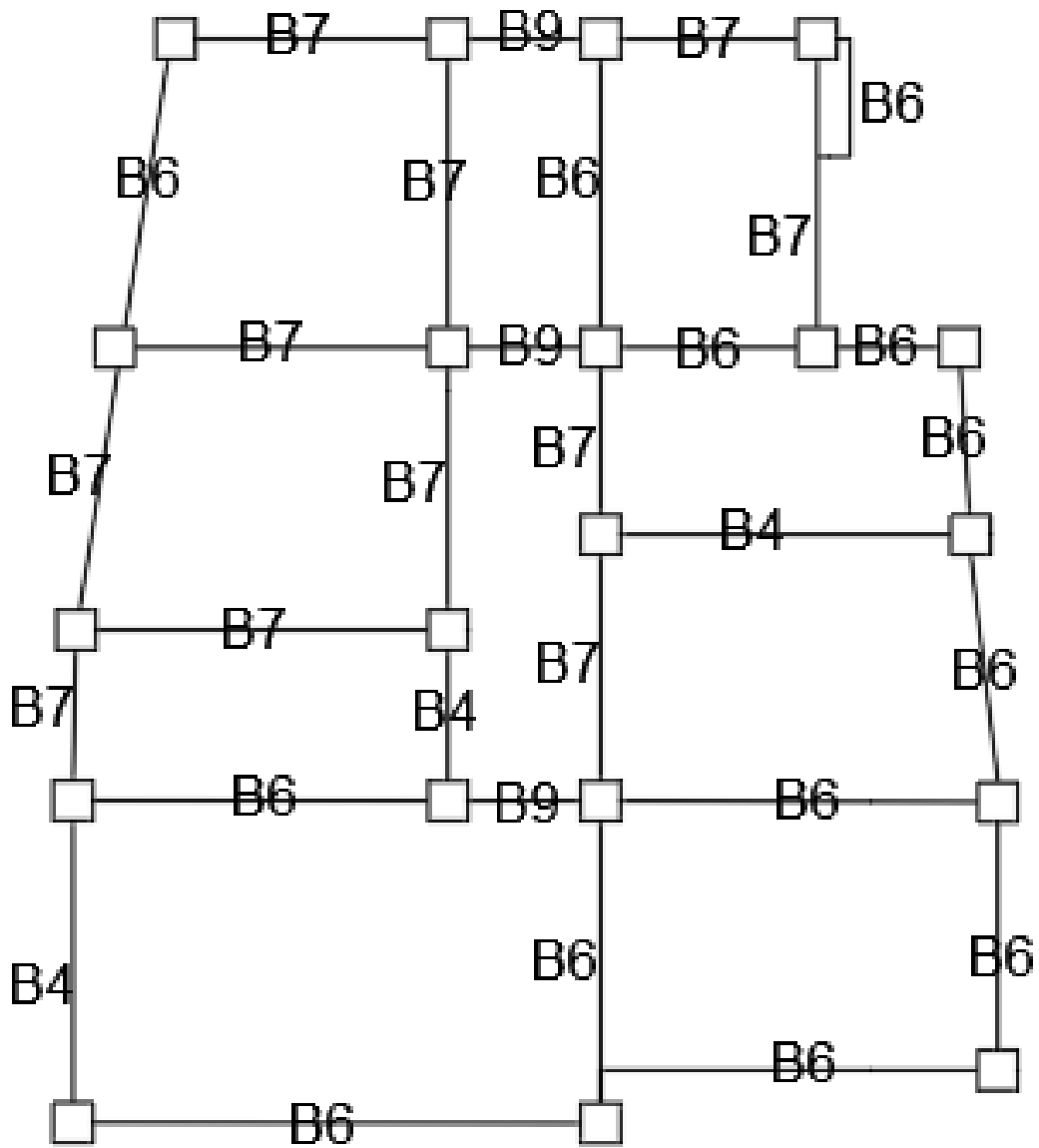
Gambar IV.37 Denah *Final* Balok Bangunan A

Sumber: Data Pribadi



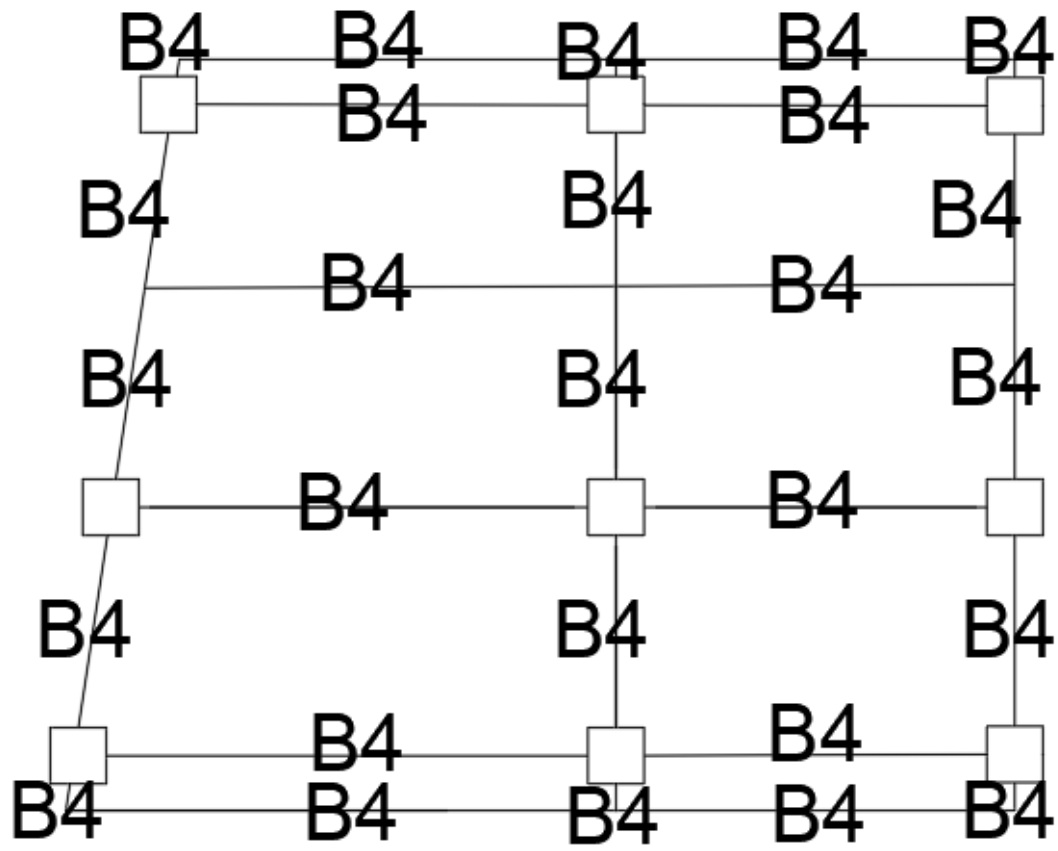
Gambar IV.38 Denah *Final* Balok Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi



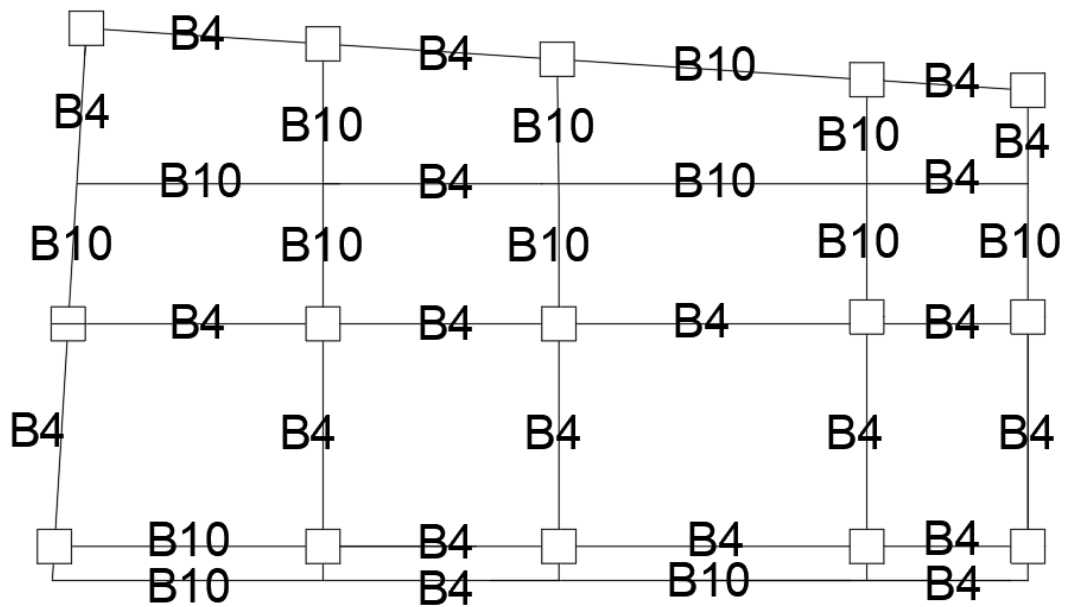
Gambar IV.39 Denah *Final* Balok Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.40 Denah *Final* Balok Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.41 Denah *Final* Balok Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi

IV.4 Perhitungan Struktur Kolom

Perhitungan struktur kolom dimulai dengan meninjau kolom yang memikul beban aksial terbesar pada daerah kolom dengan *software* SAP2000. Jenis – jenis kolom yang akan didesain ditampilkan pada tabel IV.28 yang menunjukkan jenis kolom dengan dimensi penampang.

Tabel IV.28 Jenis – Jenis Kolom yang akan Didesain

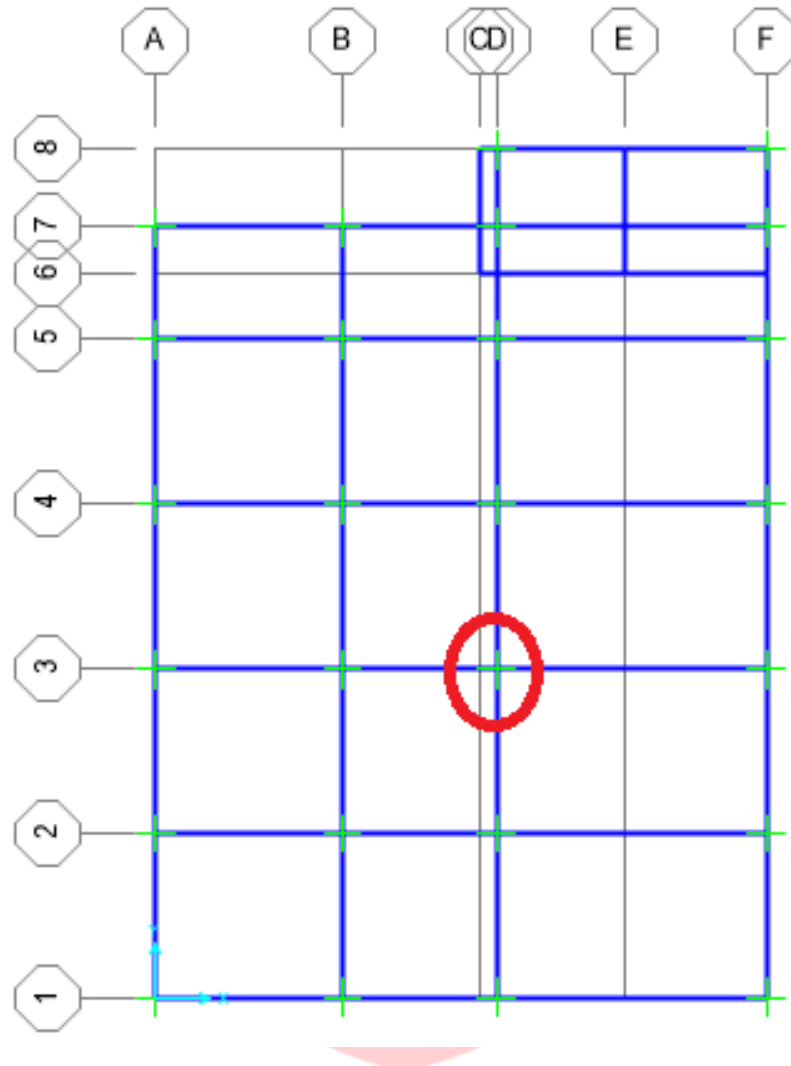
Sumber: Data Pribadi

Kolom	Dimensi (cm/cm)
K1	40 x 40
K2	60 x 60
K3	50 x 50

IV.4.1 Perhitungan Tulangan Kolom Bangunan A

Berikut adalah denah kolom di bangunan A pada gambar IV.42 yang menunjukkan

kolom K3 yang akan ditinjau di bangunan A yang terletak pada grid D-3.



Gambar IV.42 Kolom K3 yang akan Ditinjau di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Pemilihan Tulangan Utama Kolom:

Syarat luas tulangan longitudinal kolom adalah:

$$0,01 A_g \leq A_{st} \leq 0,06 A_g$$

Asumsi memakai 0,01 A_g , maka:

$$A_{S\text{perlu}} = 0,01 A_g = 0,01 \times 500 \times 500 = 2500 \text{ mm}^2.$$

Pemilihan tulangan kolom menggunakan 8D25, maka:

$$A_s \text{ terpasang} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2 \times 8 = 3925 \text{ mm}^2.$$

Kontrol $A_s = A_s \text{ terpasang} > A_s \text{ perlu} = 3925 \text{ mm}^2 > 2500 \text{ mm}^2$. (Memenuhi)

Rasio tulangan yang terpasang adalah:

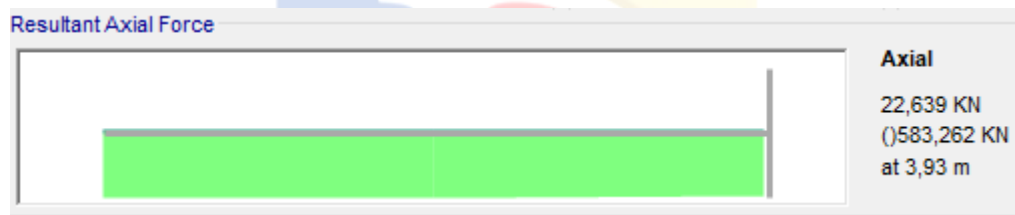
$$\rho_{\text{terpasang}} = \frac{3925}{500 \times 500} \times 100 = 1,57\%.$$

($1\% \leq \rho_{\text{terpasang}} \leq 6\%$) \Rightarrow Memenuhi.

Beban aksial (Pu) dan Mn pada Kolom:

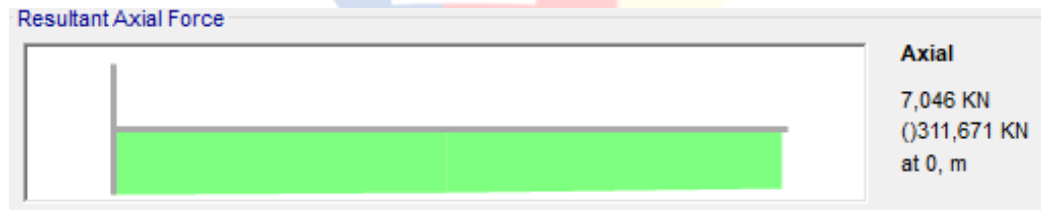
Beban aksial (Pu) diambil pada joint kolom atas dan bawah melalui kombinasi – kombinasi yang terjadi pada kolom. Dari beban aksial (Pu) yang didapat, lalu mengambil data Mn melalui diagram interaksi dengan *software pcaColumn* untuk mencari nilai Mn yang ada pada kolom dengan rasio tulangan 1,6 % atau 8D25 mm.

Berikut adalah beban aksial pada kolom lantai 1 joint atas pada gambar IV.43 dan beban aksial pada kolom lantai 2 joint bawah pada gambar IV.44.



Gambar IV.43 Beban Aksial pada Kolom Lantai 1 Joint Atas

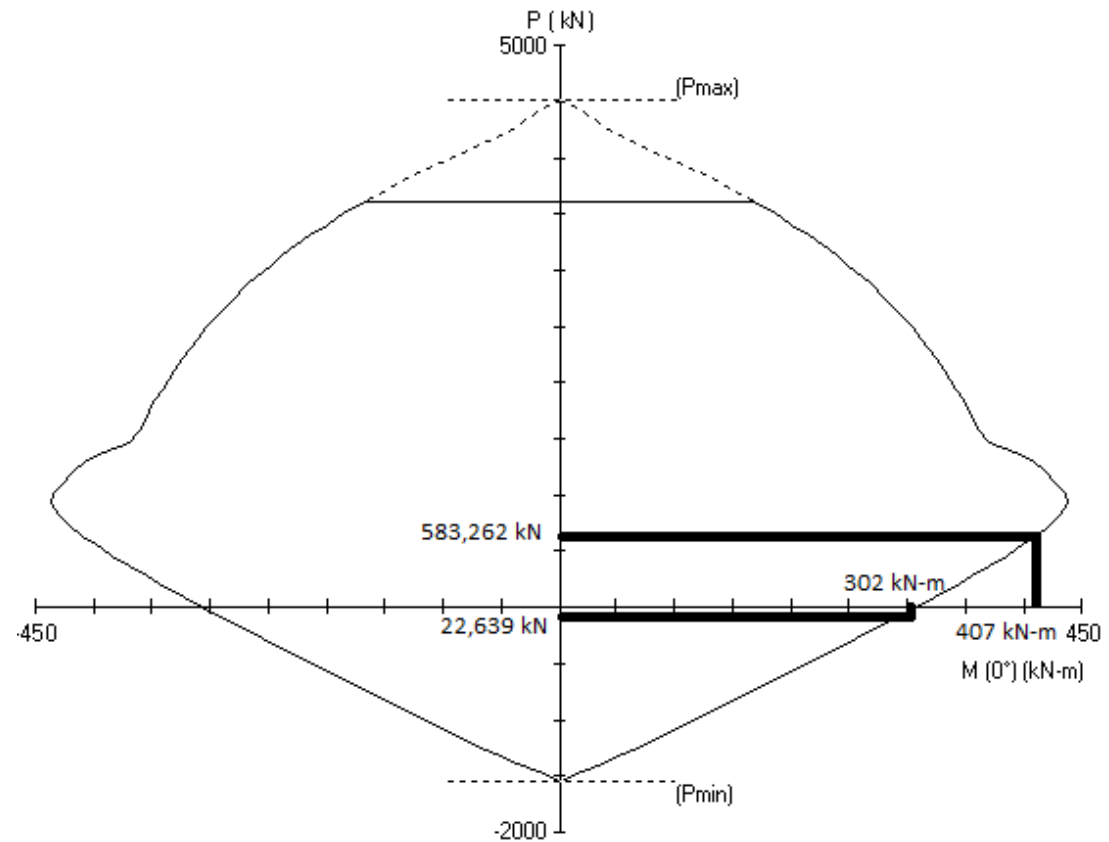
Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.44 Beban Aksial pada Kolom Lantai 2 Joint Bawah

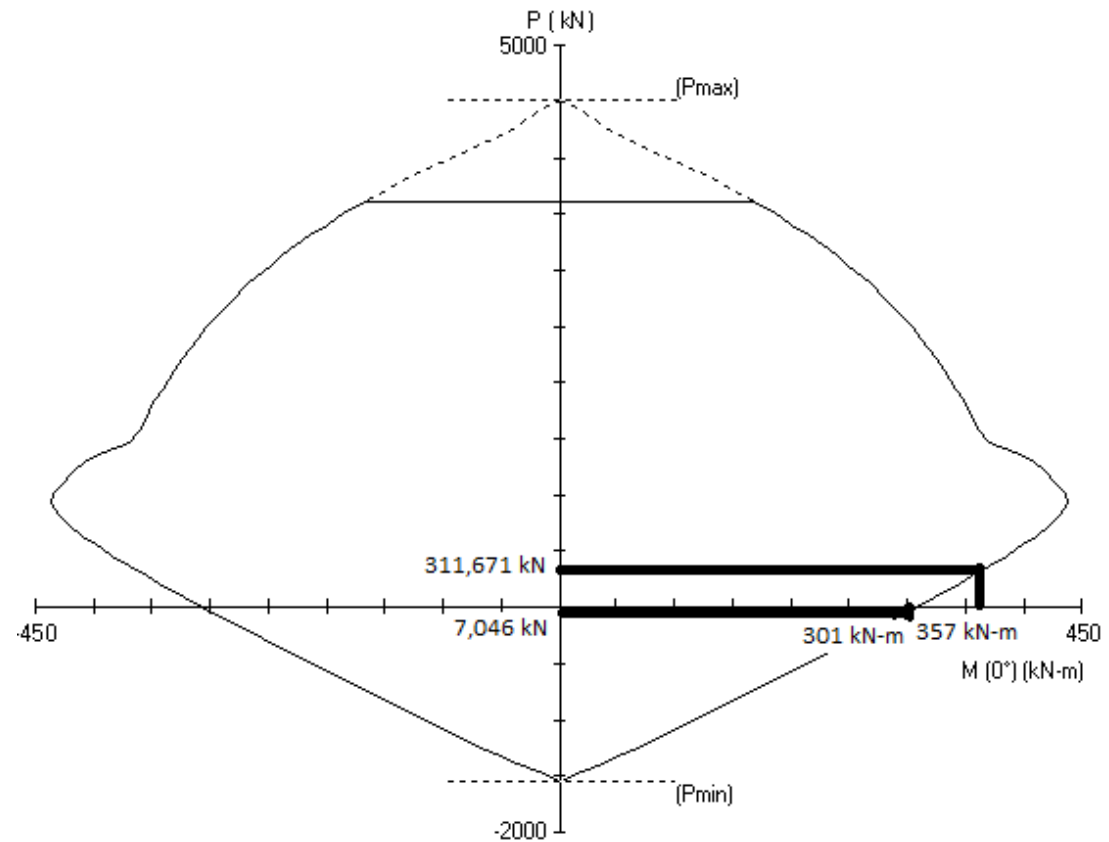
Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah gambar hubungan beban aksial dengan momen dalam diagram interaksi kolom untuk lantai 1 joint atas dari program *pcaColumn* pada gambar IV.45 dan gambar IV.46.



Gambar IV.45 Diagram Interaksi Kolom K3 Lantai 1 Joint Atas Bangunan A
 Sumber: Data Pribadi

Dari hasil yang didapatkan pada gambar IV.45, pada beban aksial P_u tekan 583,262 kN dan P_u tarik tekan 22,639 kN diambil momen yang terkecil, yaitu 302 kN-m. Maka untuk momen M_{pr} pada kolom K3 Lantai 1 Grid D-3 (Joint Atas) diambil nilai momen sebesar 302 kN-m.



Gambar IV.46 Diagram Interaksi Kolom K3 Lantai 2 Joint Bawah Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Dari hasil yang didapatkan pada gambar IV.46, pada beban aksial P_u tekan 311,671 kN dan P_u tarik 7,046 kN diambil momen yang terkecil, yaitu 301 kN-m. Maka untuk momen M_{pr} pada kolom K3 Lantai 2 Grid D-3 (Joint Bawah) diambil nilai momen sebesar 301 kN-m.

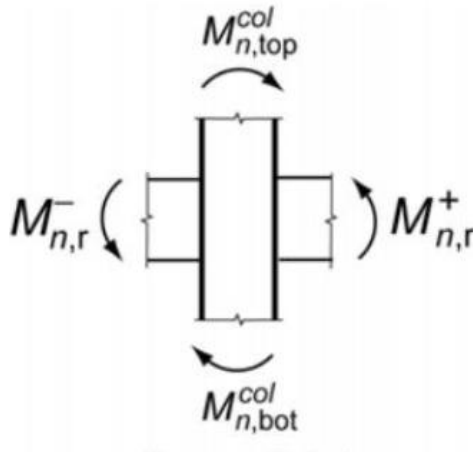
Pengecekan Kolom Kuat Balok Lemah: (SNI 2847: 2019 Pasal 18.7.3.2)

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

Dilakukan dalam dua kondisi, yaitu ketika struktur bergoyang ke kanan dan ketika struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur Bergoyang ke Kanan

Berikut adalah ilustrasi ketika struktur bergoyang ke kanan pada gambar IV.47.



Gambar IV.47 Ilustrasi Struktur Bergoyang ke Kanan

Sumber: Data Pribadi

Balok yang diperhitungkan saat struktur bergoyang ke kanan adalah balok tumpuan kanan negative dan balok tumpuan kiri positif yang menjepit kolom di tengah. Kolom ini dijepit oleh dua balok, yaitu balok B1 yang berada di bagian kiri dan balok B2 yang berada di bagian kanan.

Balok tumpuan kanan negative = 2D16 dengan $M_{pr} = 89 \text{ kN m}$.

Balok tumpuan kiri positif = 2D16 dengan $M_{pr} = 89 \text{ kN m}$.

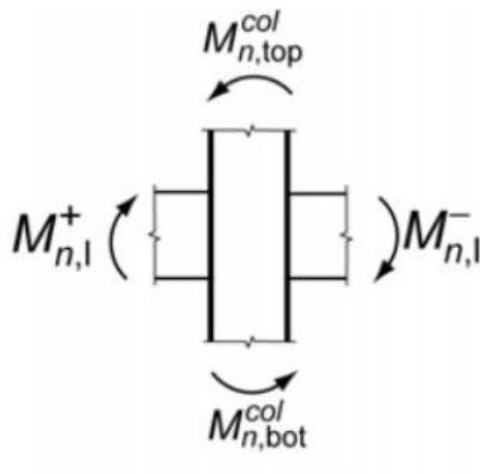
Kolom lantai 1 joint atas = 301 kN m .

Kolom lantai 2 joint bawah = 304 kN m .

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &\geq 1,2 \sum M_{nb} \\ (302 + 301) &\geq 1,2 \times (89 + 89) \\ 603 &\geq 213,6 \text{ (Memenuhi Strong Column Weak Beam)} \end{aligned}$$

- Struktur Bergoyang ke Kiri

Berikut adalah ilustrasi ketika struktur bergoyang ke kiri pada gambar IV.48.



Gambar IV.48 Ilustrasi Struktur Bergoyang ke Kiri

Sumber: Data Pribadi

Balok yang diperhitungkan saat struktur bergoyang ke kiri adalah balok tumpuan kanan positif dan balok tumpuan kiri negatif yang menjepit kolom di tengah.

Balok tumpuan kanan positif = 2D16 dengan $M_{pr} = 89 \text{ kN m}$.

Balok tumpuan kiri negative = 3D16 dengan $M_{pr} = 130 \text{ kN m}$.

Kolom lantai 1 joint atas = 301 kN m .

Kolom lantai 2 joint bawah = 304 kN m .

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &\geq 1,2 \sum M_{nb} \\ (302 + 301) &\geq 1,2 \times (89 + 130) \\ 603 &\geq 262,8 \text{ (Memenuhi Strong Column Weak Beam)} \end{aligned}$$

Maka, kolom K3 dengan tulangan 8D25 di bangunan A sudah memenuhi persyaratan *Strong Column Weak Beam*.

Tulangan Sengkang Kolom

Berdasarkan Pasal 18.7.5.1 SNI 2847: 2019, ujung – ujung kolom sepanjang l_o harus ditekang dengan spasi sesuai Pasal 18.7.5.3 oleh tulangan transversal (A_{sh}).

Persyaratan untuk panjang l_o adalah tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari:

- Terbesar antara h_1 dan $h_2 = 500 \text{ mm}$.
- $1/6$ bentang bersih = $1/6 \times 3930 \text{ m} = 655 \text{ mm}$.
- 450 mm .

Maka, l_o yang terbesar adalah $655 \text{ mm} \sim 700 \text{ mm}$.

Spasi maksimum antar tulangan transversal adalah yang terkecil dari:

- $\frac{1}{4} h_1$ dan $\frac{1}{4} h_2 = \frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $s_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-184,5}{3}\right) = 155,16 \text{ mm}$

Maka, diambil $S = 125 \text{ mm} \sim 125 \text{ mm}$.

A_{sh} min dihitung berdasarkan syarat Pasal 18.7.5.4 SNI 2847: 2019 berdasarkan dua rumus dengan asumsi $S = 125 \text{ mm}$. Diameter sengkang digunakan 13 mm dengan $f_c' = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, dan selimut beton = 40 mm.

a. $A_{sh} = S \times 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{bc \times f_c'}{f_y} = 125 \times 0,3 \left(\frac{500 \times 500}{420 \times 420} - 1\right) \times \frac{420 \times 25}{420} = 391,1 \text{ mm}^2$.

b. $A_{sh} = S \times 0,09 \frac{bc \times f_c'}{f_y} = 125 \times 0,09 \times \frac{420 \times 25}{420} = 281,25 \text{ mm}^2$.

Diambil nilai terbesar antara a dan b, yaitu $391,91 \text{ mm}^2$.

Tulangan yang akan dipasang sebesar 3D13.

$A_{sh} \text{ pakai} = n \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times d^2 = 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 397,995 \text{ mm}^2$.

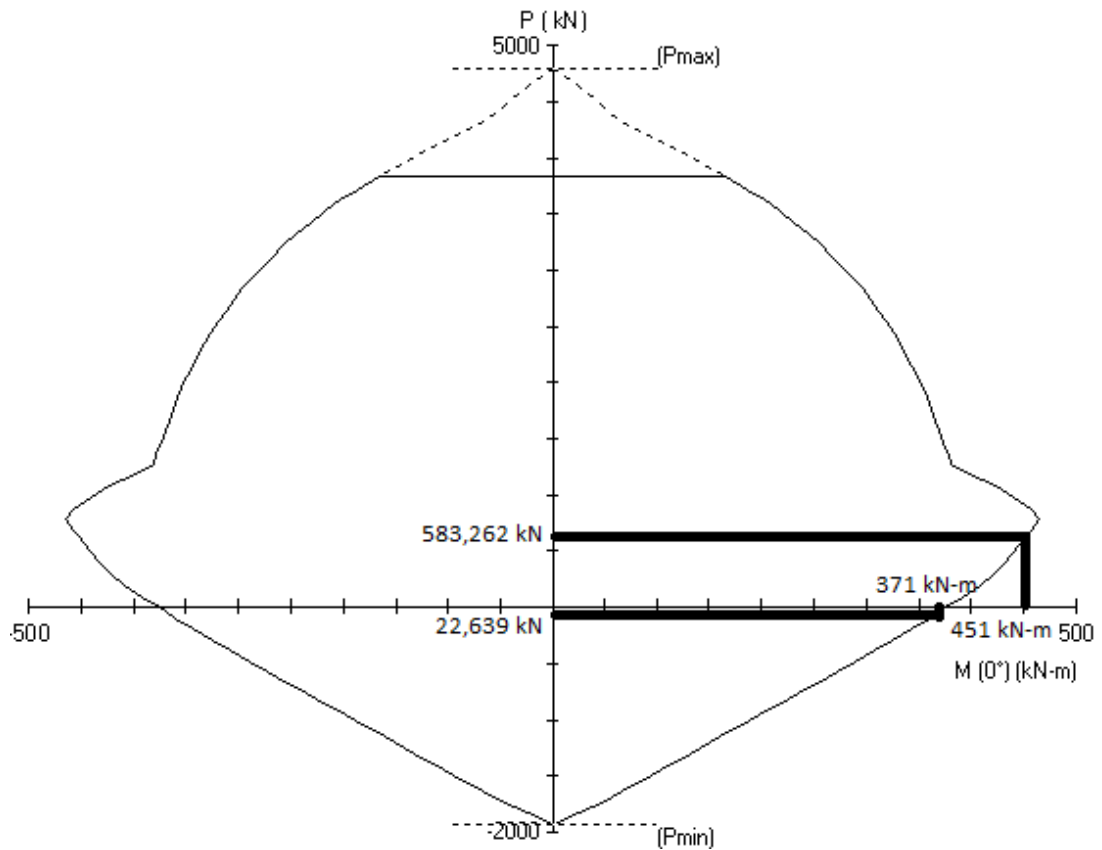
Kontrol A_{sh}

$A_{sh} \text{ pakai} \geq A_{sh} = 397,995 \text{ mm}^2 \geq 391,1 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Memenuhi}$

Pengecekan Persyaratan Luas Sengkang Cukup Untuk Menahan Geser

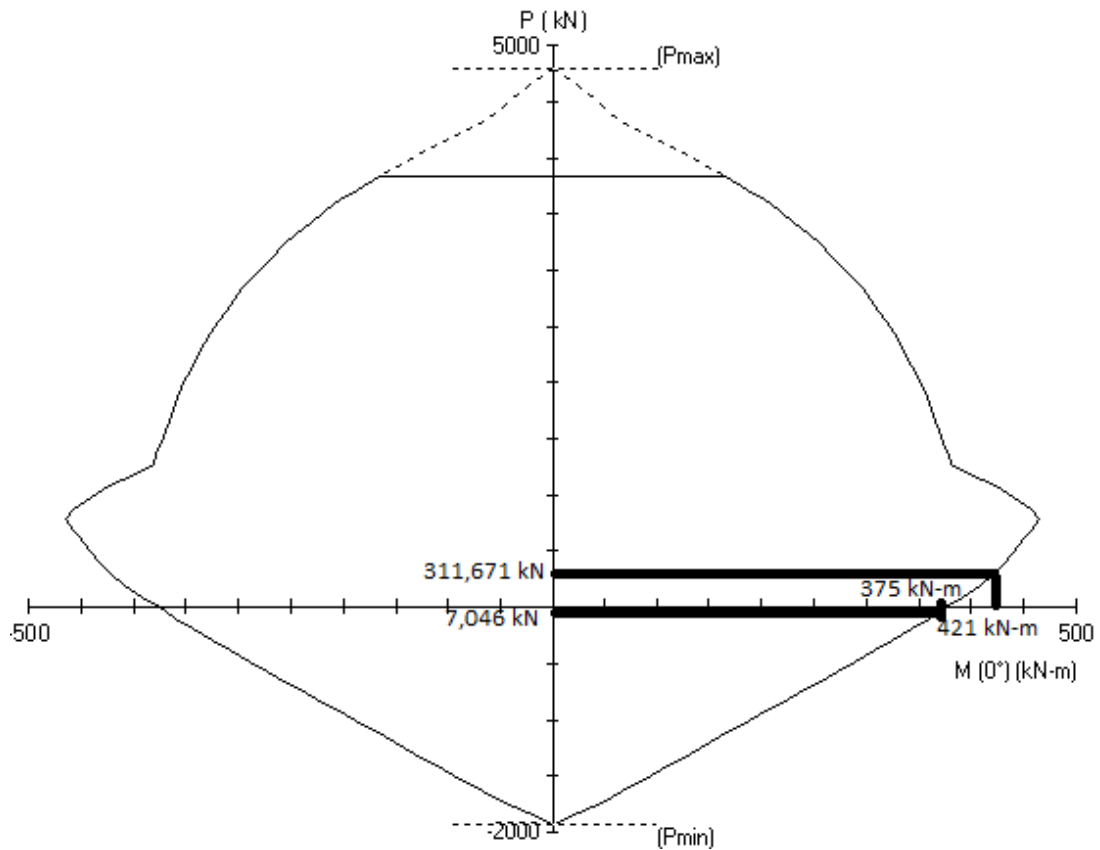
Berdasarkan SNI 2847: 2019 Pasal 18.7.6.1.1, gaya geser desain V_e harus ditentukan di muka – muka joint menggunakan kekuatan lentur maksimum M_{pr} di setiap ujung kolom yang terkait dengan beban aksial terfaktor P_u yang bekerja pada kolom. Kekuatan momen balok M_{pr} dihitung menggunakan faktor reduksi = 1 dan juga diambil sama dengan momen diagram interaksi dari kolom dengan nilai $f_y = 1,25 f_y$. Gaya geser kolom tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan M_{pr} dan nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan hasil analisis struktur.

Berikut adalah gambar dari diagram interaksi antar kolom dengan menggunakan $f_y = 1,25 f_y$ yang didapatkan dari *software pcaColumn* pada gambar IV.49 dan gambar IV.50.



Gambar IV.49 Diagram Interaksi 1,25 F_y Kolom K3 Lantai 1 Joint Atas Bangunan A
 Sumber: Data Pribadi

Dari hasil yang didapatkan pada gambar IV.49 terlihat pada beban aksial P_u tekan 583,262 dan beban aksial P_u tarik 22,639 kN dipilih momen maksimum, yaitu 451 kN-m. Maka untuk momen M_{pr} pada kolom K3 lantai 1 Grid D-3 (Joint Bawah) diambil nilai momen sebesar 451 kN-m.



Gambar IV.50 Diagram Interaksi 1,25 Fy Kolom K3 Lantai 2 Joint Bawah Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Dari hasil yang didapatkan pada gambar IV.50 terlihat pada beban aksial P_u tekan 311,671 kN dan beban aksial P_u tarik 7,046 kN dipilih momen maksimum, yaitu 421 kN-m. Maka untuk momen M_{pr} pada kolom K3 lantai 1 Grid D-3 (Joint Bawah) diambil nilai momen sebesar 421 kN-m.

Lalu menghitung nilai V_e (gaya geser) kolom:

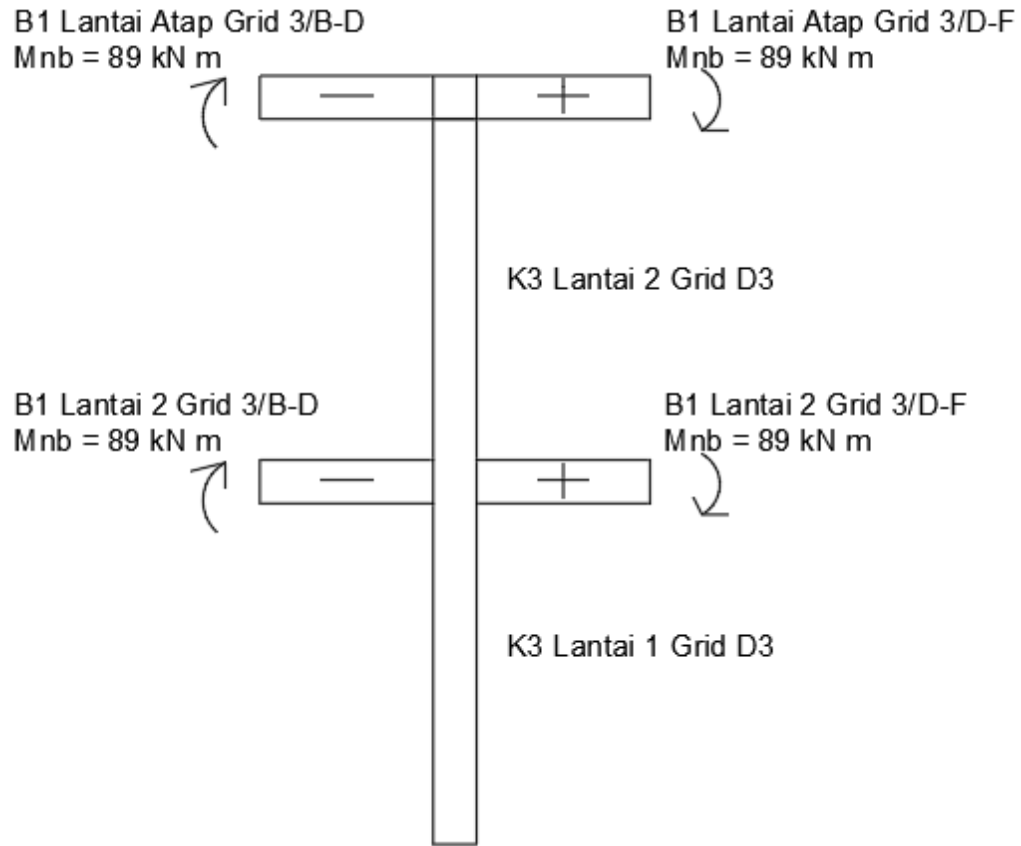
$$V_{e \text{ kolom}} = \frac{M_{pr \text{ Atas}} + M_{pr \text{ Bawah}}}{l_u} = \frac{451 + 421}{3,93} = 221,882 \text{ kN}$$

Lalu menghitung nilai gaya geser yang dihitung dari kekuatan *joint* berdasarkan M_{pr} balok dengan dua kondisi, yaitu struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

a. Struktur Bergoyang ke Kanan

Berikut adalah ilustrasi untuk pengambilan momen pada balok di mana struktur

bergoyang ke kanan pada gambar IV.51.



Gambar IV.51 Hubungan Balok Kolom yang Ditinjau dengan Goyang ke Kanan

Sumber: Data Pribadi

Lalu dihitung perbandingan kekakuan kolom:

$$k = \frac{\frac{6EI}{h^2}}{\frac{6EI}{h^2} + \frac{6EI}{h^2}} = \frac{\frac{1}{h^2}}{\frac{1}{h^2} + \frac{1}{h^2}} = \frac{h^2}{h^2 + h^2} = \frac{3,93^2}{3,93^2 + 3,93^2} = 0,5.$$

$$V_{e \text{ joint mpr balok}} = \frac{\sum Mpr \text{ b atas} \times DF \text{ atas} + \sum Mpr \text{ b bawah} \times DF \text{ bawah}}{lu}$$

$$= \frac{((89+89) \times 0,5) + ((89+89) \times 0,5)}{3,93} = 45,29 \text{ kN}$$

$$V_{e \text{ analisis SAP 2000}} = 24,533 \text{ kN}$$

Pasal 18.7.6.1.1 menyatakan bahwa:

1. Gaya geser kolom tidak perlu lebih besar dari gaya geser yang dihitung dari kekuatan *joint* berdasarkan Mpr balok.

$V_{e \text{ kolom}}$ tidak perlu lebih besar dari $V_{e \text{ mpr balok}}$

$V_{e \text{ kolom}} = 221,882 \text{ kN}$. $V_{e \text{ joint mpr balok}} = 45,29 \text{ kN}$.

Karena $V_{e \text{ kolom}}$ lebih besar, maka digunakan nilai $V_{e \text{ joint mpr balok}}$, yaitu $45,29 \text{ kN}$.

2. Nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan hasil analisis struktur.

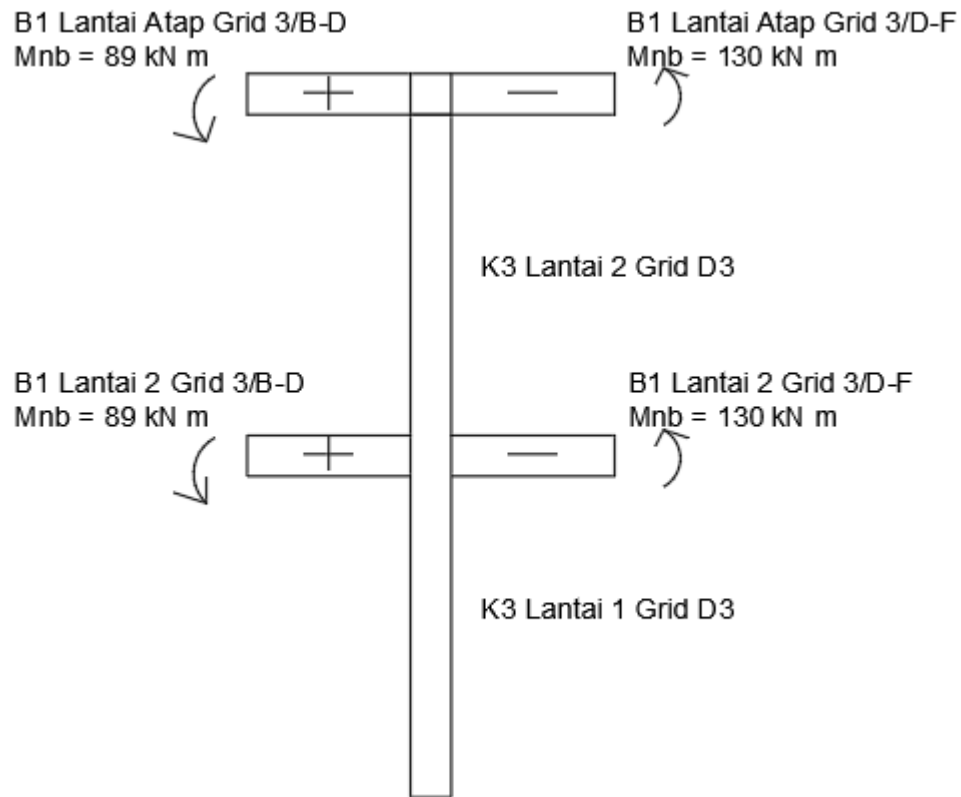
$$V_e \geq V_e \text{ analisis struktur}$$

$$45,29 \text{ kN} \geq 24,533 \text{ kN}$$

Maka telah memenuhi pasal 18.7.6.1.1.

b. Struktur Bergoyang ke Kiri

Berikut adalah ilustrasi untuk pengambilan momen pada balok di mana struktur bergoyang ke kanan pada gambar IV.52.



Gambar IV.52 Hubungan Balok Kolom yang Ditinjau dengan Goyang ke Kanan

Sumber: Data Pribadi

Lalu dihitung perbandingan kekakuan kolom:

$$k = \frac{\frac{6EI}{h^2}}{\frac{6EI}{h^2} + \frac{6EI}{h^2}} = \frac{\frac{1}{h^2}}{\frac{1}{h^2} + \frac{1}{h^2}} = \frac{h^2}{h^2 + h^2} = \frac{3,93^2}{3,93^2 + 3,93^2} = 0,5.$$

$$V_e \text{ joint mpr balok} = \frac{\sum Mpr \text{ b atas} \times DF \text{ atas} + \sum Mpr \text{ b bawah} \times DF \text{ bawah}}{l_u}$$

$$= \frac{((89+130) \times 0,5) + ((89+130) \times 0,5)}{3,93} = 55,729 \text{ kN}$$

$$V_e \text{ analisis SAP 2000} = 24,533 \text{ kN}$$

Pasal 18.7.6.1.1 menyatakan bahwa:

1. Gaya geser kolom tidak perlu lebih besar dari gaya geser yang dihitung dari kekuatan *joint* berdasarkan Mpr balok.

V_e kolom tidak perlu lebih besar dari V_e mpr balok

$$V_e \text{ kolom} = 221,8826 \text{ kN}. V_e \text{ joint mpr balok} = 55,729 \text{ kN}.$$

Karena V_e kolom lebih besar, maka digunakan nilai V_e joint mpr balok, yaitu 55,729 kN.

2. Nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan hasil analisis struktur.

$$V_e \geq V_e \text{ analisis struktur}$$

$$55,729 \text{ kN} \geq 24,533 \text{ kN}$$

Maka telah memenuhi pasal 18.7.6.1.1.

Diambil nilai V_e terbesar dari dua kondisi, yaitu 55,729 kN. Selanjutnya, mengasumsikan nilai kuat geser yang diberikan beton, $V_c = 0$, maka:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{55,729}{0,75} = 74,305 \text{ kN}.$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{74.305 \text{ N} \cdot 125 \text{ mm}}{420 \text{ Mpa} \cdot (0,8 \times 500 \text{ mm})} = 55,28 \text{ mm}^2.$$

Maka, sudah disediakan tulangan sengkang, yaitu 3D13 dengan jarak pemasangan 125 mm. ($A_{sh} = 397,995 \text{ mm}^2$) di mana sudah melebihi A_v yang dibutuhkan untuk memikul gaya geser yang terjadi.

Tulangan sengkang untuk daerah di luar lo:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{584,76}{14 \times 500 \times 500}\right) \times 1 \times \sqrt{25} \times 500 \times (0,8 \times 500)$$

$$= 170028 \text{ N} \sim 170,028 \text{ kN}$$

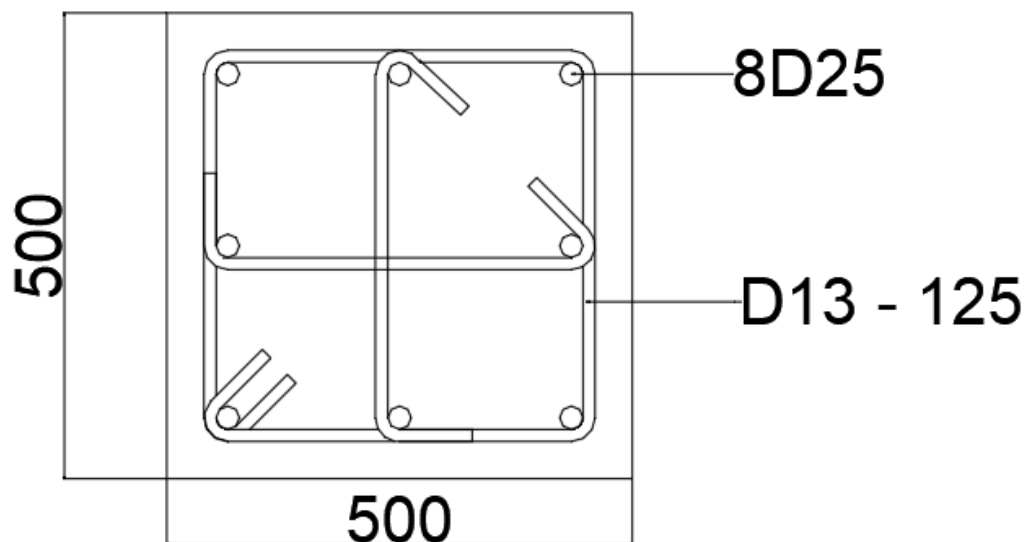
Karena V_c sudah melebihi V_u ($170.028 \text{ kN} > 24,533 \text{ kN}$), maka pada daerah di luar lo dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak $d/2 = 400 / 2 = 200 \text{ mm}$. Namun

untuk daerah panjang kolom di luar l_0 harus dipasang tulangan transversal dengan syarat sesuai pasal 18.7.6.6 bahwa tidak boleh lebih kecil dari:

- a. $6 db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- b. 150 mm.

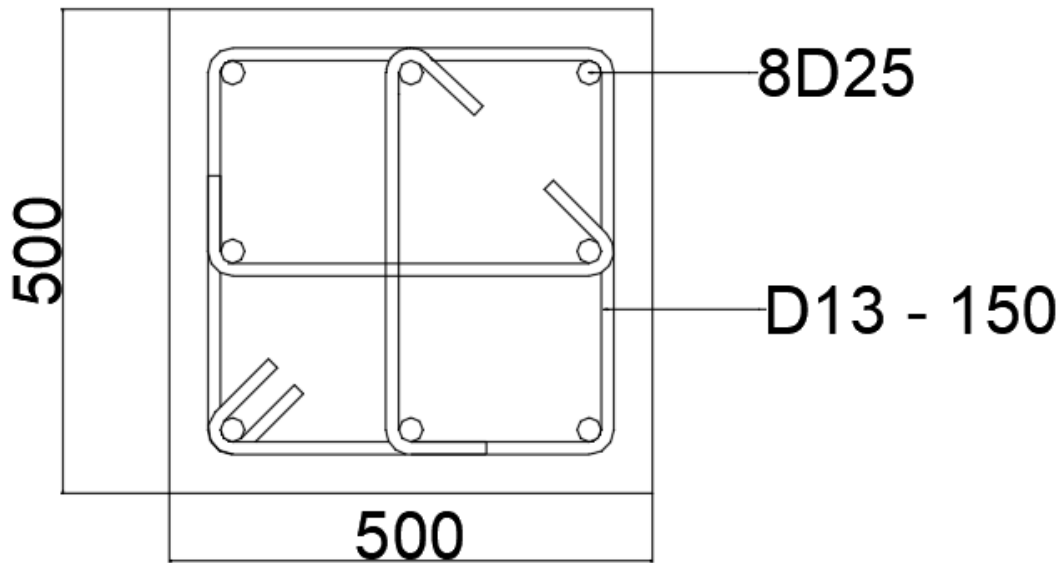
Maka untuk daerah di luar l_0 akan dipasang tulangan sengkang tiga kaki D13 dengan jarak 150 mm.

Berikut adalah gambar penampang kolom K3 untuk daerah l_0 di bangunan A pada gambar IV.53 dan gambar penampang kolom K3 di luar daerah l_0 di bangunan A pada gambar IV.54.



Gambar IV.53 Penampang Kolom K3 di Daerah l_0 di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

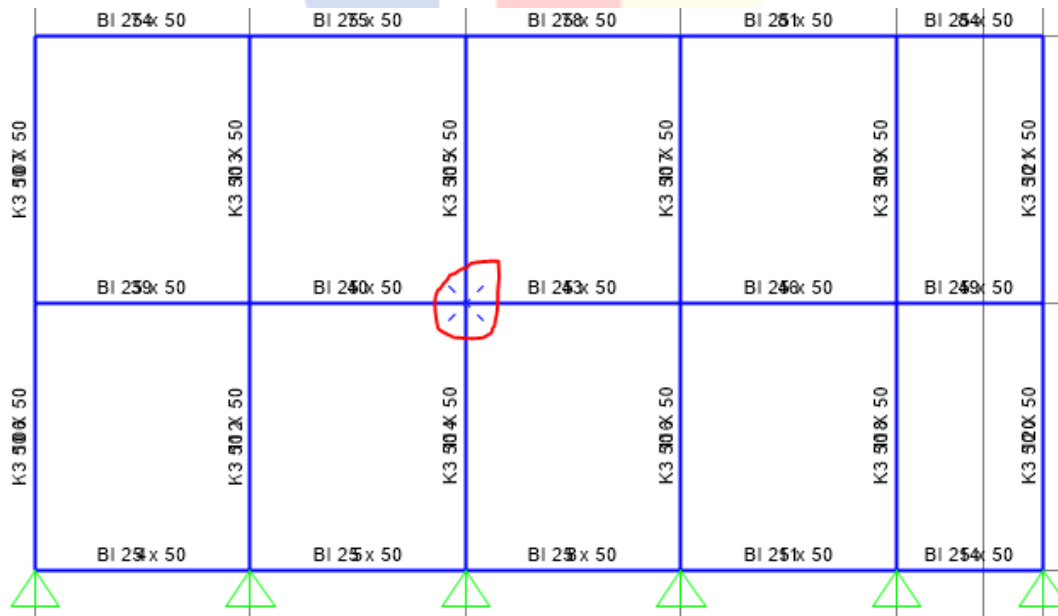


Gambar IV.54 Penampang Kolom K3 di Luar Daerah I_o di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Hubungan Balok Kolom Bangunan A:

Berikut adalah hubungan balok kolom yang ditinjau di bangunan A pada gambar IV.55.



Gambar IV.55 Hubungan Balok Kolom di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Pasal 18.8.3.2 SNI 2847: 2019 menyatakan bahwa pada daerah hubungan balok kolom apabila terdapat empat balok yang merangka ke kolom dan bila lebar balok tersebut setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan diizinkan untuk direduksi setengahnya dan spasi yang disyaratkan diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm. Maka, mengecek persyaratan pasal 18.8.3.2 apakah memenuhi atau tidak:

Lebar balok = 250 mm. Lebar kolom = 500 mm.

Lebar balok $\geq \frac{3}{4} \times$ Lebar kolom

250 mm $\geq \frac{3}{4} \times 500$ mm

250 mm ≥ 375 mm (Tidak memenuhi).

Karena tidak memenuhi, maka jumlah tulangan transversal harus memenuhi Pasal 18.7.5.3 dan Pasal 18.7.5.4 SNI 2847: 2019 sebagaimana yang telah dihitung di bagian tulangan sengkang kolom. Maka luas tulangan transversal yang dibutuhkan adalah 391,1 mm² dan akan digunakan tulangan 3 kaki diameter 13 dengan jarak antar tulangan 125 mm.

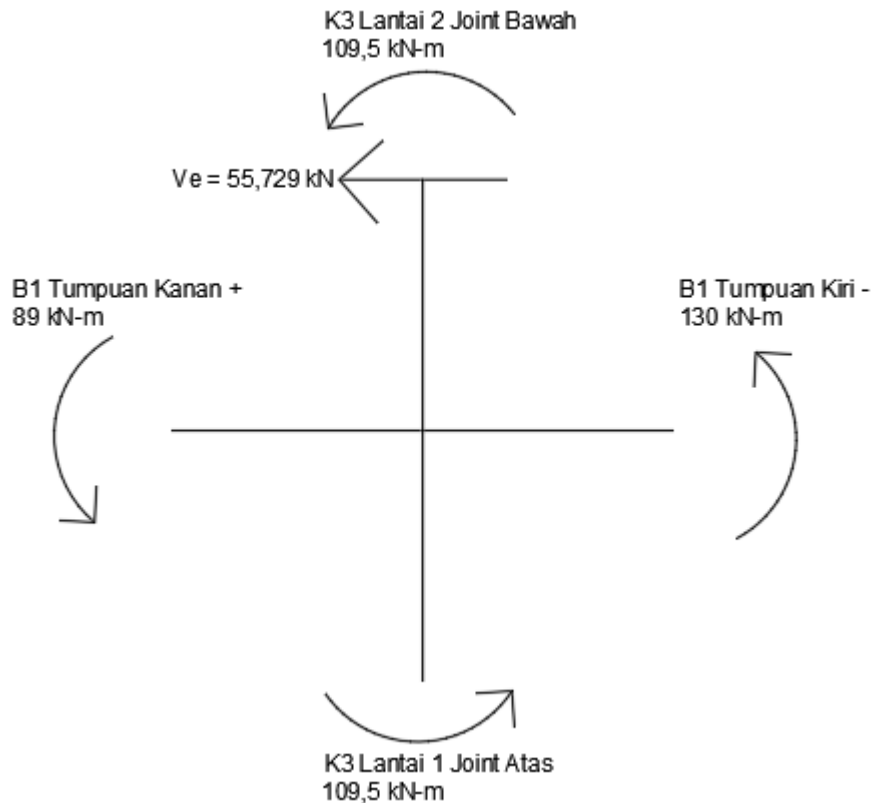
Menghitung Momen pada HBK:

Momen pada HBK sudah dihitung di bagian sebelumnya pada sub bab IV.4.1 di bagian Pengecekan Kolom Kuat Balok Lemah di mana kondisi struktur bergoyang ke kiri menghasilkan V_e lebih besar dibandingkan kondisi struktur bergoyang ke kanan, maka digunakan kondisi struktur bergoyang ke kiri untuk menghitung gaya geser.

Faktor distribusi, DF adalah 0,5 karena kekakuan kolom sama dan momen yang timbul pada kolom di atas HBK adalah:

$$M_c = 0,5 \times (89 + 130) = 109,5 \text{ kN-m.}$$

Berikut adalah ilustrasi pada daerah balok dan kolom ketika struktur bergoyang ke kiri pada gambar IV.56.



Gambar IV.56 HBK pada Daerah Balok dan Kolom yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi

Luas tulangan bawah pada sebelah kiri HBK adalah 2D16 ($A_s = 401,92 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas sebelah kiri HBK adalah:

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 401,92 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ Mpa} = 211.008 \text{ N} = 211,008 \text{ kN.}$$

Gaya tekan beton yang bekerja pada beton di sisi kiri HBK, sebesar:

$$C_1 = T_1 = 211,008 \text{ kN.}$$

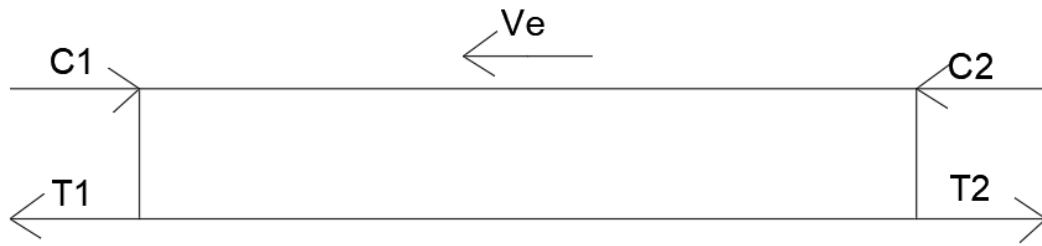
Luas tulangan atas pada sebelah kanan HBK adalah 3D16 ($A_s = 602,88 \text{ mm}^2$), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan bawah sebelah kanan HBK adalah:

$$T_2 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 602,88 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ Mpa} = 316.512 \text{ N} = 316,512 \text{ kN.}$$

Gaya tekan beton yang bekerja pada beton di sisi kanan HBK, sebesar:

$$C_2 = T_2 = 316,512 \text{ kN.}$$

Lalu dengan meninjau keseimbangan gaya dalam arah horizontal seperti pada gambar IV.57.



Gambar IV.57 Ilustrasi Beban Dalam Arah Horizontal yang Terjadi di Daerah HBK

Sumber: Data Pribadi

$$V_j = C_1 + T_2 - V_e = 211,008 \text{ kN} + 316,512 \text{ kN} - 55,729 \text{ kN} = 471,791 \text{ kN}.$$

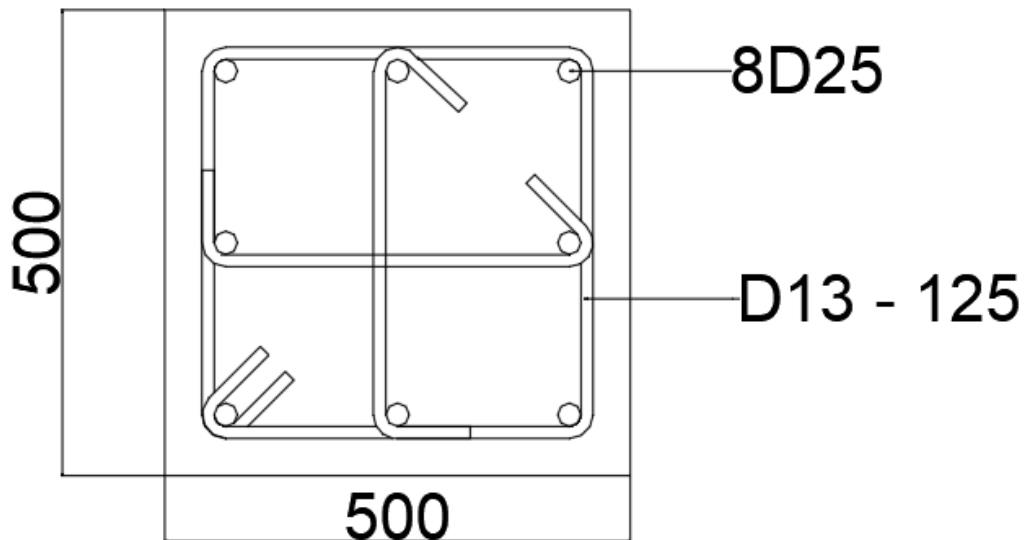
Kuat geser dari HBK yang dikekang keempat sisinya oleh balok adalah:

$$V_n = 1,7 \lambda \sqrt{f_c} A_j = 1,7 \times 1 \times \sqrt{25} \times 500 \times 500 = 2.125.000 \text{ N} = 2.125 \text{ kN}.$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 2.125 \text{ kN} = 1806,25 \text{ kN}$$

Maka $\phi V_n \geq V_j = 1806,25 \text{ kN} \geq 471,791 \text{ kN}$. (OK).

Maka, dimensi pada hubungan balok dan kolom sudah mencukupi dan dipasang sengkang 3 kaki D13 mm dengan jarak 125 mm pada daerah hubungan balok kolom. Berikut adalah gambar penampang hubungan balok kolom di bangunan A pada gambar IV.58.

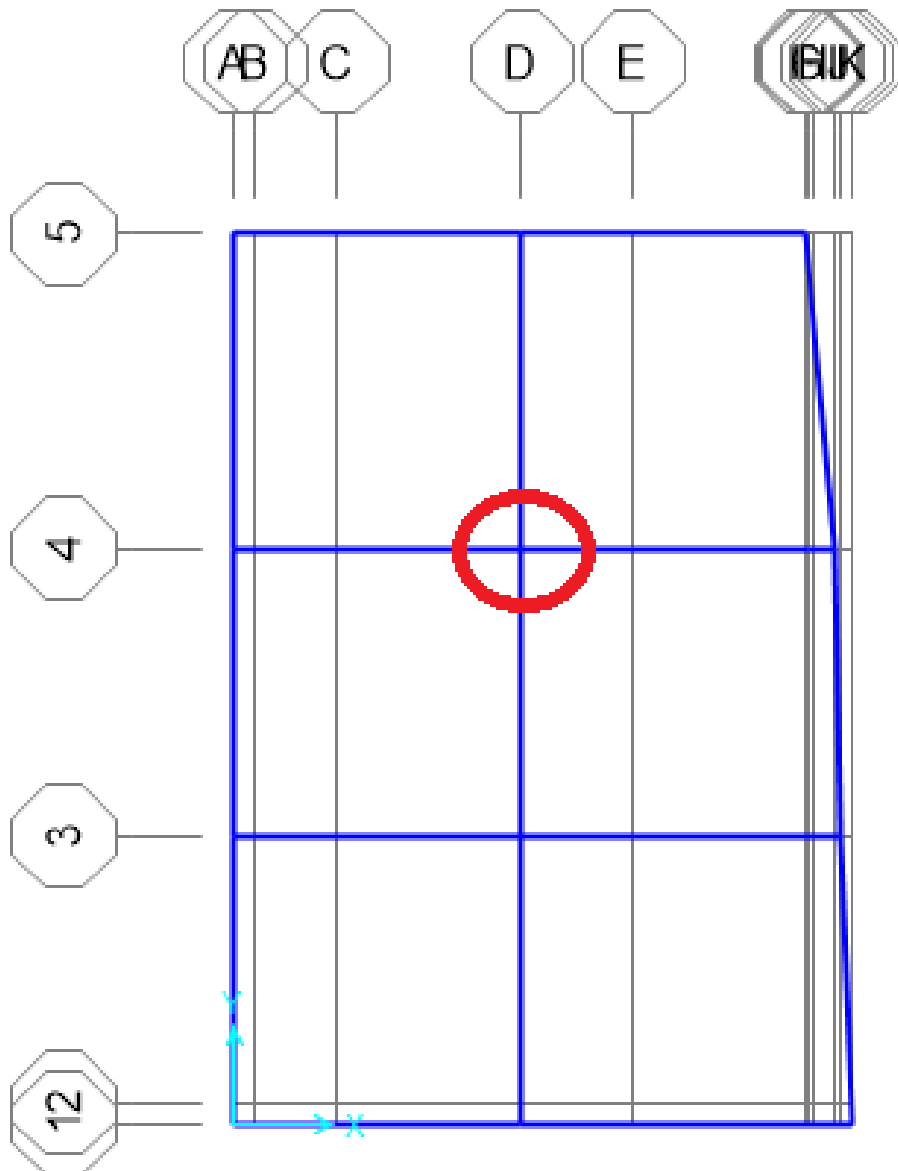


Gambar IV.58 Penampang Hubungan Balok Kolom Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

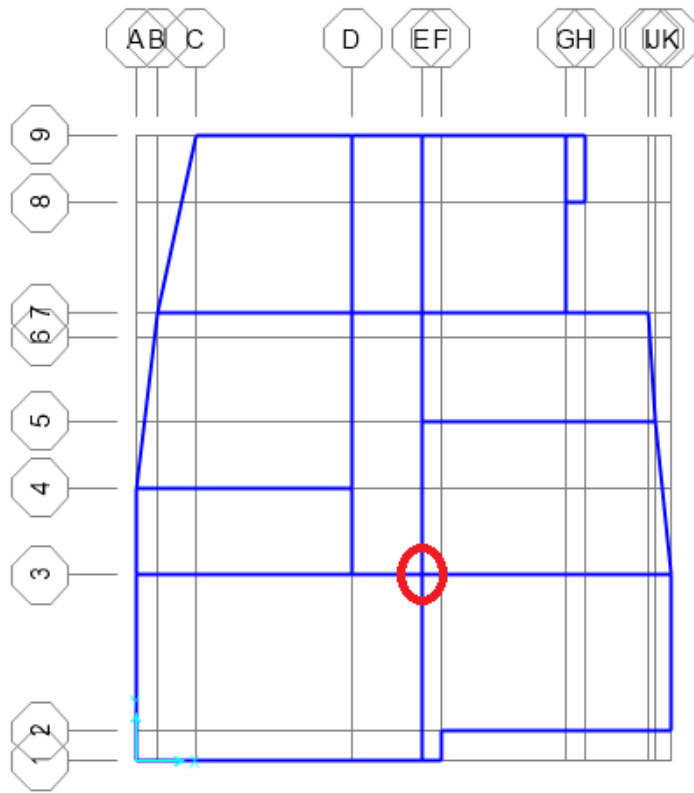
IV.4.2 Perhitungan Tulangan Kolom Bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2

Berikut adalah kolom yang ditinjau untuk perhitungan tulangan kolom di bangunan B.1 pada grid D-4 yang ditunjukkan pada gambar IV.59, di bangunan B.2 pada grid E-3 yang ditunjukkan pada gambar IV.60, di bangunan C.1 pada grid G-3 yang ditunjukkan pada gambar IV.61, dan di bangunan C.2 pada grid F-5 yang ditunjukkan pada gambar IV.62.



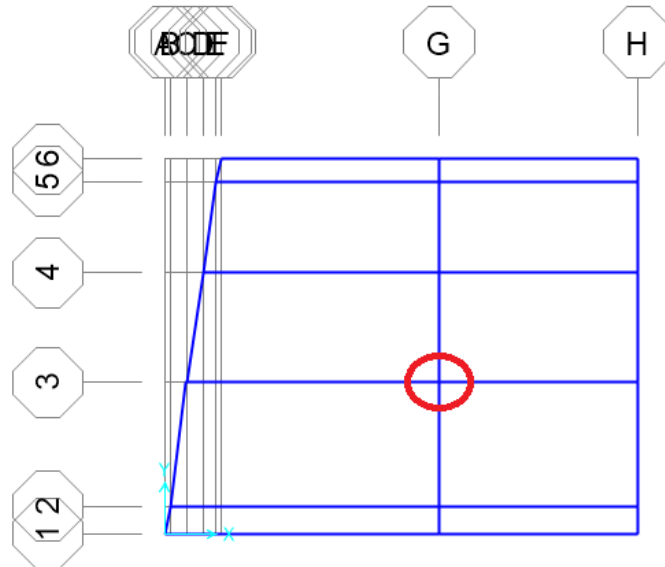
Gambar IV.60 Kolom yang Ditinjau di Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi



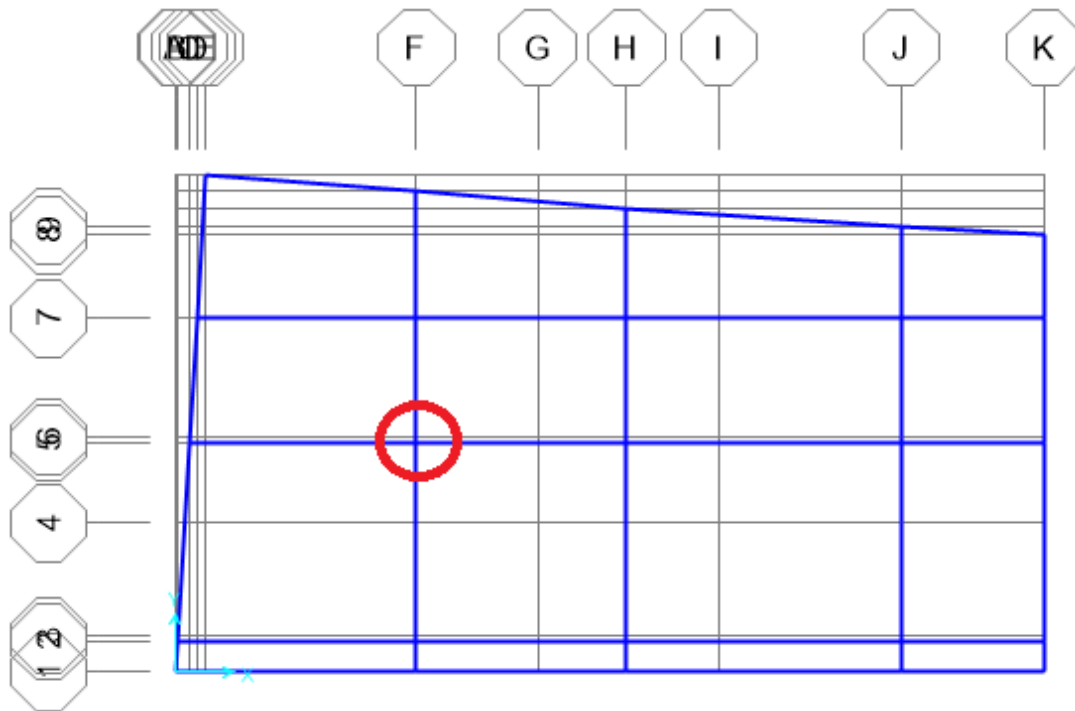
Gambar IV.61 Kolom yang Ditinjau di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.62 Kolom yang Ditinjau di Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.63 Kolom yang Ditinjau di Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah perhitungan tulangan utama kolom untuk bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2 pada tabel IV.29.

Tabel IV.29 Perhitungan Tulangan Utama Kolom Bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2

Sumber: Data Pribadi

Jenis Kolom		Luas	Tulangan yang dipakai	Luas	Cek Rasio	Cek Kolom Kuat Balok Lemah					
						$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$					
Bangunan	Grid	min (mm ²)	dipakai	Tul (mm ²)	1% ≤ ρ ≤ 6 %	Lantai 1 - 2		Lantai 2 - 3		Lantai 3 - 4	
						Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan
B.1	D-4	1600	4D25	1962,5	1,2265625	237 ≥ 163,2	237 ≥ 163,2	242 ≥ 163,2	242 ≥ 163,2	243 ≥ 163,2	242 ≥ 163,2
B.2	E-3	3600	8D25	3925	1,09027778	713 ≥ 295,2	713 ≥ 423,6	751 ≥ 295,2	751 ≥ 423,6	754 ≥ 295,2	754 ≥ 423,6
C.1	G-3	1600	4D25	1962,5	1,60204082	229 ≥ 163,2	229 ≥ 163,2	238 ≥ 163,2	238 ≥ 163,2		
C.2	F-5	2500	8D22	3039,52	1,215808	467 ≥ 163,2	467 ≥ 163,2	472 ≥ 163,2	472 ≥ 163,2		

Berikut adalah perhitungan tulangan sengkang kolom untuk bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2 pada tabel IV.30.

Tabel IV.30 Perhitungan Tulangan Sengkok Kolom Bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2

Sumber: Data Pribadi

Jenis Kolom	S (mm)	Ash	Tulangan	A tul	Ve (kN)	Ve joint balok (kN)		Ve (kN)	Ve (kN)	Vs	Av	Kontrol Geser	S (mm)	
Bangunan	Grid	lo		(mm ²)	(mm ²)	kolom	Kiri	Kanan	SAP	pakai	(kN)	(mm ²)	Atul > Av	di luar lo
B.1	D-4	100	321,4	2 kaki D16	401,9	100,51	34,6	34,6	16,78	34,6	46	34,33	401 mm ² > 34 mm ²	150
B.2	E-3	125	384,6	3 kaki D13	398	340,2	62,595	89,821	49,025	89,821	120	74,26	398 mm ² > 74 mm ²	150
C.1	G-3	100	321,4	2 kaki D16	401,9	106,11	34,6	34,6	23,644	34,6	46	34,33	401 mm ² > 34 mm ²	150
C.2	F-5	125	391,2	3 kaki D13	398	201,53	34,6	34,6	17,056	34,6	46	32,69	398 mm ² > 32 mm ²	150

Berikut adalah perhitungan daerah balok kolom untuk bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2 pada tabel IV.31.

Tabel IV.31 Perhitungan Tulangan Daerah HBK Kolom Bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2

Sumber: Data Pribadi

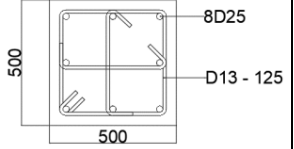
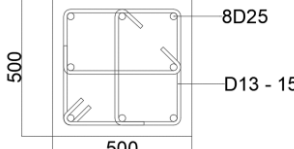
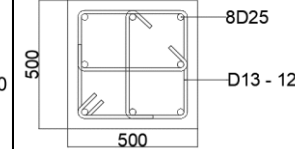
Jenis Kolom	Pasal 18.8.3.2		Syarat	As perlu	Tul	As (mm ²)		Mc (kNm)		T1	T2	Vj	Ø Vn (kN)	Syarat
Bangunan	Grid	h balok > 3/4 h kolom		tul (mm ²)	pakai	Kiri	Kanan	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		Ø Vn ≥ Vj
B.1	D-4	250 mm > 300 mm	Tidak OK	321,4	2 kaki D16	265,33	68	68	211	211	387,4	1156	1156 kN ≥ 532 kN	
B.2	E-3	250 mm > 450 mm	Tidak OK	384,6	3 kaki D13	235,5	123	176,5	297	446	653,6	2601	2601 kN ≥ 653 kN	
C.1	G-3	250 mm > 300 mm	Tidak OK	321,4	2 kaki D16	265,33	68	68	211	211	387,4	1156	1156 kN ≥ 387,4 kN	
C.2	F-5	250 mm > 375 mm	Tidak OK	391,2	3 kaki D13	235,5	68	68	211	211	387,4	1806,25	1806 kN ≥ 387 kN	

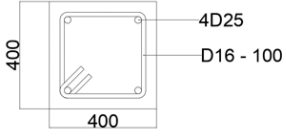
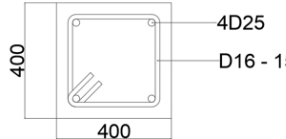
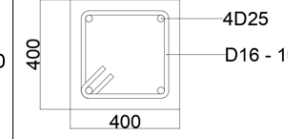
IV.4.3 Hasil Desain Kolom

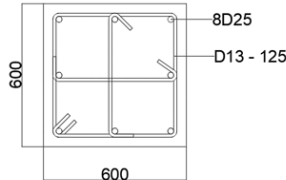
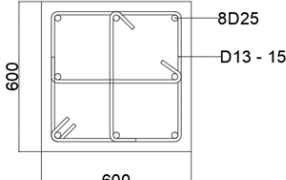
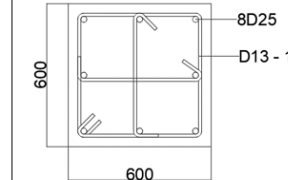
Berikut adalah hasil desain masing – masing jenis kolom pada tabel IV.32.

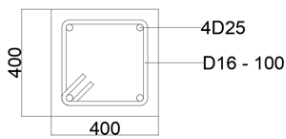
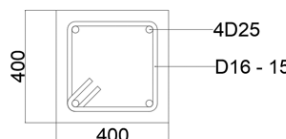
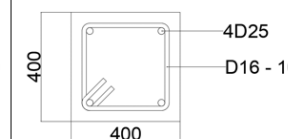
Tabel IV.32 Hasil Desain Masing – Masing Jenis Kolom

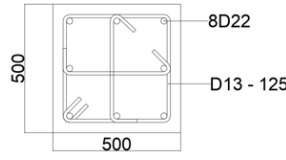
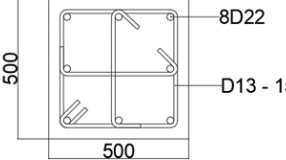
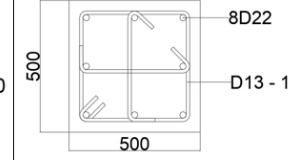
Sumber: Data Pribadi

Jenis Kolom	500 mm x 500 mm		
K1			
Daerah	lo	Luar daerah lo	Hubungan Balok Kolom
Tulangan	8D25	8D25	8D25
Tulangan Sengkok	D13 - 125	D13 - 150	D13 - 125

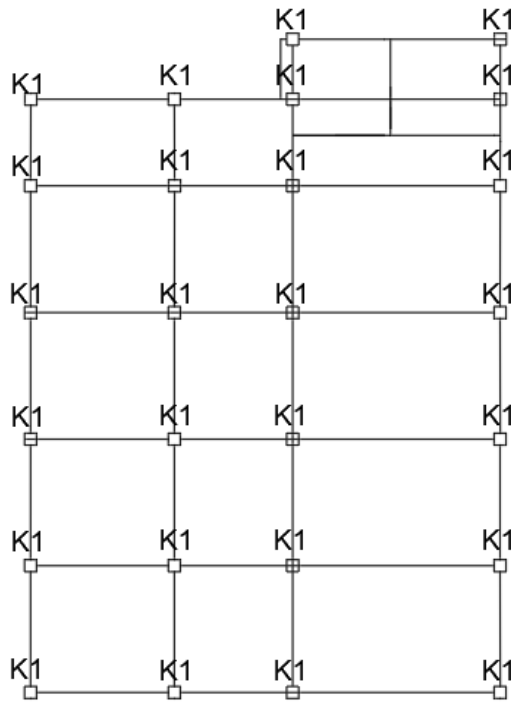
Jenis Kolom	400 mm x 400 mm		
K2			
Daerah	lo	Luar daerah lo	Hubungan Balok Kolom
Tulangan Utama	4D25	4D25	4D25
Tulangan Sengkang	D16 - 100	D16 - 150	D16 - 100

Jenis Kolom	600 mm x 600 mm		
K3			
Daerah	lo	Luar daerah lo	Hubungan Balok Kolom
Tulangan Utama	8D25	8D25	8D25
Tulangan Sengkang	D13 - 125	D13 - 150	D13 - 125

Jenis Kolom	400 mm x 400 mm		
K4			
Daerah	lo	Luar daerah lo	Hubungan Balok Kolom
Tulangan Utama	4D25	4D25	4D25
Tulangan Sengkang	D16 - 100	D16 - 150	D16 - 100

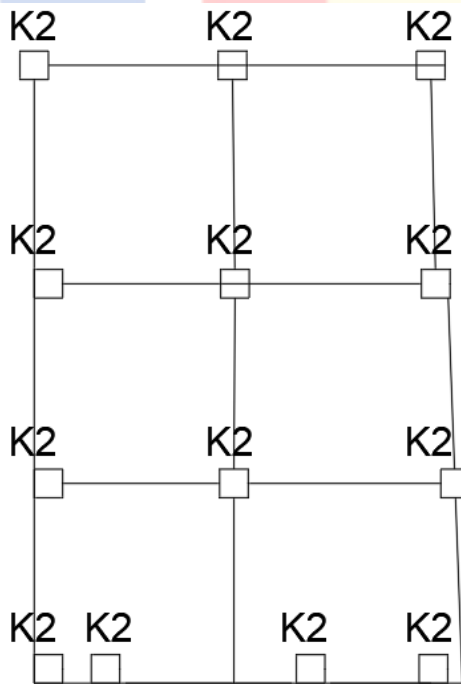
Jenis Kolom	500 mm x 500 mm		
K5			
Daerah	lo	Luar daerah lo	Hubungan Balok Kolom
Tulangan Utama	8D22	8D22	8D22
Tulangan Sengkang	D13 - 125	D13 - 150	D13 - 125

Berikut adalah hasil desain denah kolom pada setiap bangunan pada gambar IV.64, gambar IV.65, gambar IV.66, gambar IV.67, dan gambar IV.68.



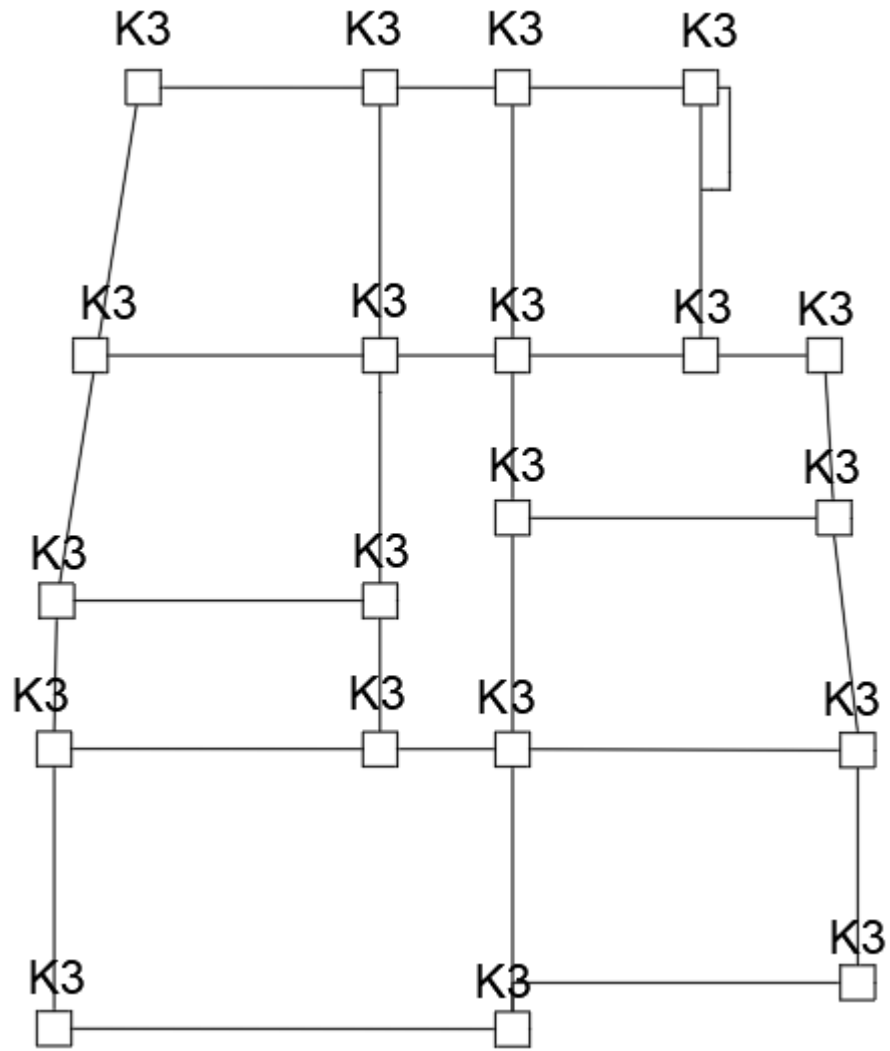
Gambar IV.64 Denah *Final* Kolom Bangunan A

Sumber: Data Pribadi



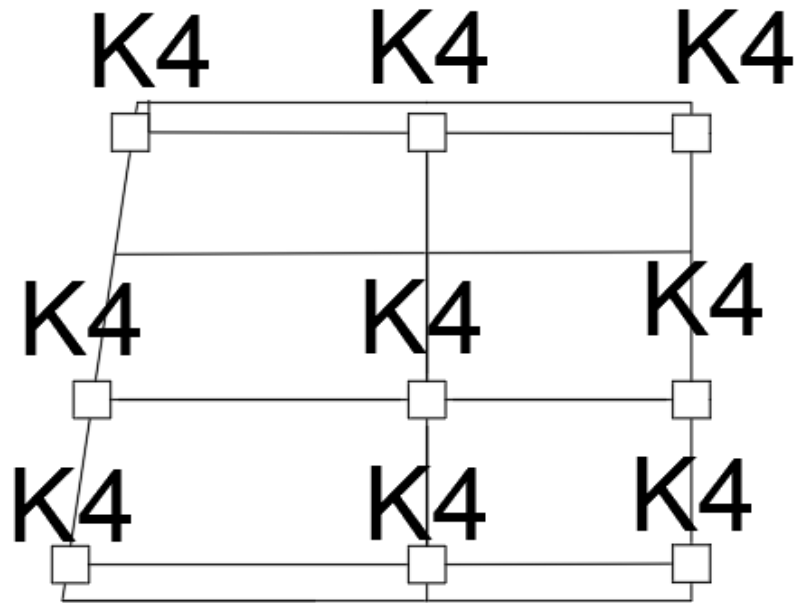
Gambar IV.65 Denah *Final* Kolom Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi

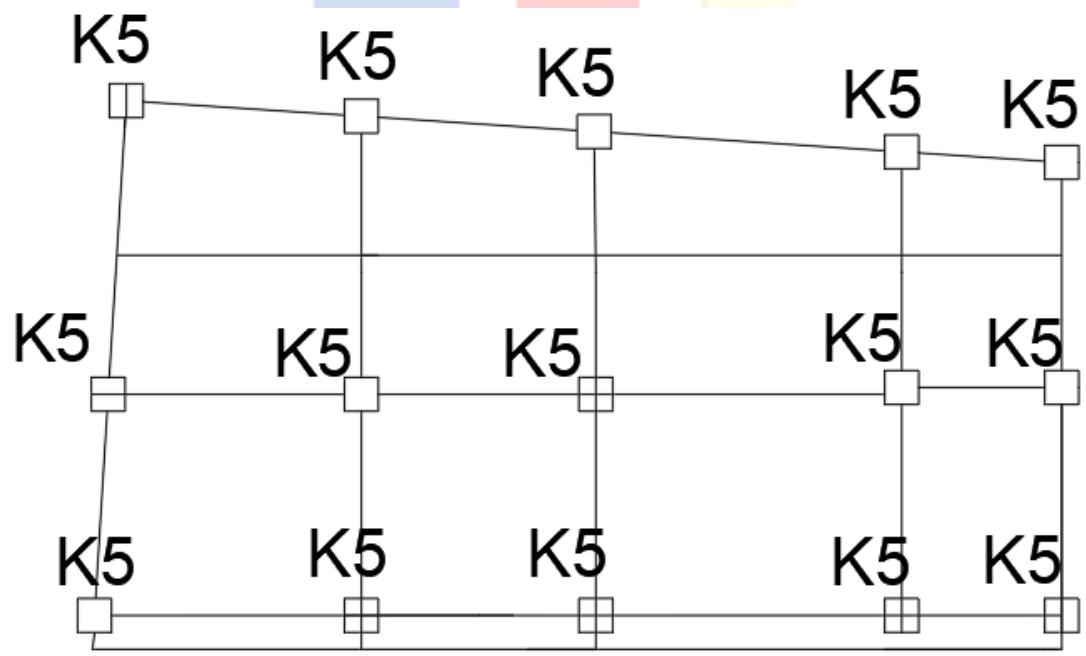


Gambar IV.66 Denah *Final* Kolom di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.67 Denah *Final Kolom* di Bangunan C.1
 Sumber: Data Pribadi

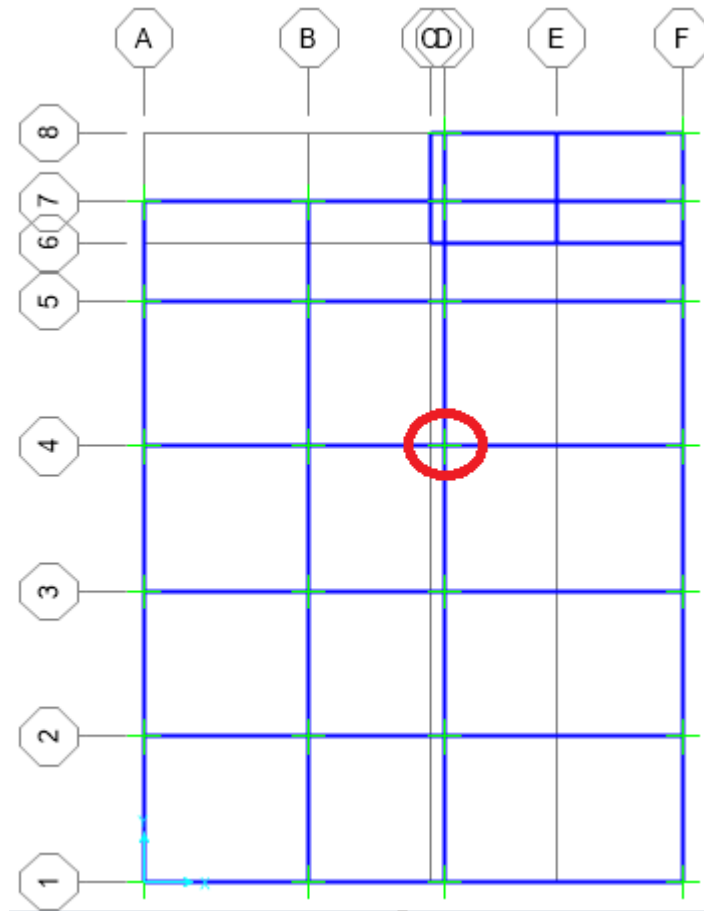


Gambar IV.68 Denah *Final Kolom* di Bangunan C.2
 Sumber: Data Pribadi

IV.5 Perhitungan Struktur Pondasi

IV.5.1 Bangunan A

Perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi jenis tiang pancang yang menggunakan pancang *spun pile* berdiameter 300 mm di bangunan A dengan meninjau titik pondasi pada grid D-4 seperti pada gambar IV.69 di mana pondasi yang ditinjau adalah pondasi yang dilingkar merah.



Gambar IV.69 Pondasi yang Ditinjau di Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

Spesifikasi tiang pancang adalah:

1. Mutu Beton (f_c') = 30 MPa
2. Mutu Baja (f_y) = 420 MPa
3. Ukuran = Diameter 30 cm
4. Luas Penampang = $78,5 \text{ cm}^2$
5. Keliling Penampang = 31,4 cm

6. Panjang = 20 m

Berdasarkan daya dukung tanah:

Berikut analisis perhitungan daya dukung izin tiang pancang berdasarkan data N SPT dengan kebutuhan data berikut:

Diameter tiang = 300 mm

$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 0,07065 \text{ m}^2$

$A_{st} = \pi \times d = 0,942 \text{ m}$

N = dari data tanah

li = dari data tanah

fi = untuk pasir $f_i = N/5$ dengan $f_i \text{ max} = 10 \text{ t/m}^2$ dan untuk lanau/lempung $f_i = N$ dengan $f_i \text{ max} = 12 \text{ t/m}^2$

qc = untuk pasir $q_c = 40 \text{ N}$ dan untuk lanau/ lempung $q_c = 20 \text{ N}$

SF1 = faktor keamanan 3

SF2 = faktor keamanan 5

Persamaan untuk menghitung daya dukung izin tiang pancang berdasarkan data N SPT adalah:

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{SF_1} + \frac{\sum li \times f_i \times A_{st}}{SF_2}$$

Berikut adalah perhitungan untuk daya dukung izin tiang pancang untuk bangunan A pada tabel IV.33.

Tabel IV.33 Daya Dukung Tiang Pancang Bangunan A

Sumber: Data Pribadi

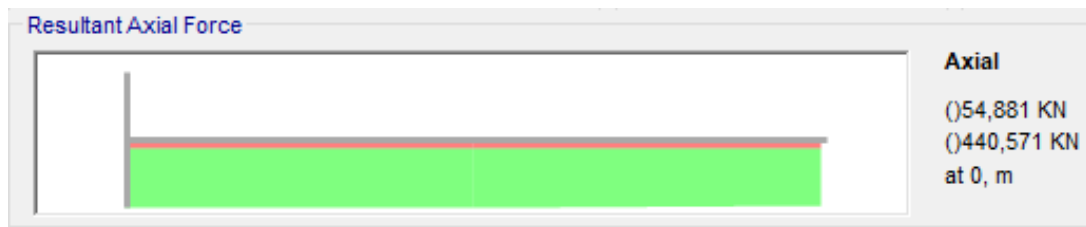
Depth (m)	li (m)	Jenis Tanah	N - SPT	qc (t/m ²)	Ap (m ²)	Ast (m)	fi (t/m ²)	$\frac{li \cdot fi}{(t/m)}$	$\sum li \cdot fi \left(\frac{t}{m}\right)$	$\sum li \cdot fi \cdot A_{st} (t)$	$\frac{q_c \cdot A_p}{(t)}$	P ijin (ton)
0 ke 5	11	Lempung	1	20	0,07065	0,942	1	11	11	10,362	1,413	2,5434
11 ke 19	8	Lempung	27	540	0,07065	0,942	12	96	107	100,794	38,15	32,8758
19 ke 20	1	Lempung	41	820	0,07065	0,942	12	12	119	112,098	57,93	41,7306
20 ke 23	3	Lempung	41	820	0,07065	0,942	12	36	155	146,01	57,93	48,513
23 ke 25	2	Lempung	58	1160	0,07065	0,942	12	24	143	134,706	81,95	54,2592
25 ke 30	5	Lempung	58	1160	0,07065	0,942	12	60	203	191,226	81,95	65,5632
30 ke 34	4	Lempung	32	640	0,07065	0,942	12	48	251	236,442	45,22	62,3604
34 ke 35	1	Lempung	29	580	0,07065	0,942	12	12	263	247,746	40,98	63,2082
35 ke 39	4	Pasir	55	2200	0,07065	0,942	10	40	303	285,426	155,4	108,895
39 ke 40	1	Pasir	52	2080	0,07065	0,942	10	10	313	294,846	147	107,953

Digunakan daya dukung izin tiang pancang dengan kedalaman 20 m, yaitu 41,7306

ton.

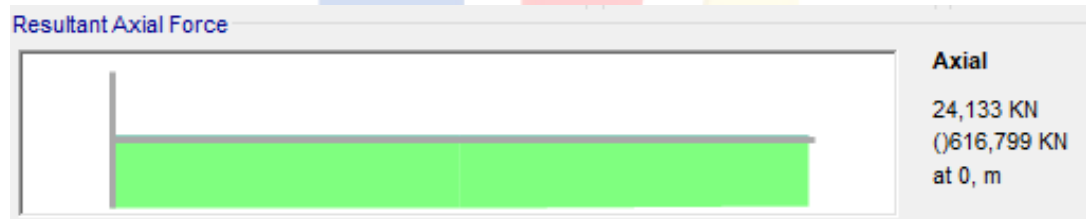
Perhitungan jumlah tiang:

Jumlah tiang pancang dihitung dengan membagi gaya aksial perlu pada kolom lantai dasar pada ujung joint bawah yang didapat dari program *SAP2000* nilai daya dukung ijin tiang pancang. Berikut adalah gaya aksial tak terfaktor dan gaya aksial terfaktor yang diperoleh pada titik pondasi yang ditinjau dari program *SAP 2000* yang ditunjukkan pada gambar IV.70 dan gambar IV.71.



Gambar IV.70 Gaya Aksial Tidak Terfaktor yang Terjadi pada Titik Pondasi yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.71 Gaya Aksial Terfaktor yang Terjadi pada Titik Pondasi yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi

Gaya aksial P_u tidak terfaktor = 440,571 kN.

P_{ijin} = 41,7306 ton = 417,306 kN

Perhitungan:

1. Estimasi jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{P_u}{P_{ijin}} = \frac{440,571}{417,306} = 1,055 \sim 2 \text{ tiang pancang}$$

2. Jarak antar tiang:

$2,5 D \leq S \leq 4D$, D adalah diameter tiang pancang.

$$2,5 \times 300 \leq S \leq 4 \times 300$$

$$750 \text{ mm} \leq S \leq 1200 \text{ mm}$$

Ditentukan jarak antar tiang $S = 900$ mm.

3. Jarak antar tiang ke tepi *pile cap*:

$1,5 D \leq S \leq 2D$, D adalah diameter tiang pancang.

$$1,5 \times 300 \leq S \leq 2 \times 300$$

$$450 \text{ mm} \leq S \leq 600 \text{ mm}$$

Ditentukan jarak antar tiang ke tepi *pile cap* $S = 600$ mm.

4. Ketebalan *pile cap*

Berdasarkan SNI 2847: 2019, ketebalan minimum *pile cap* adalah 300 mm. Maka ketebalan *pile cap* diasumsikan sebesar 500 mm.

5. Evaluasi ulang jumlah tiang pancang.

Perlu dilakukan evaluasi ulang jumlah tiang pancang dikarenakan adanya beban tambahan sendiri dari *pile cap*. Berikut adalah perhitungannya:

$$P_u = (2,1 \times 1,2 \times 0,5 \times 24) + 440,571 = 470,811 \text{ kN}$$

Jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{P_u}{P_{ijin}} = \frac{470,811}{417,306} = 1,128 \sim 2 \text{ tiang pancang.}$$

Jumlah tiang di awal masih memenuhi ketentuan.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang:

Telah dilakukan perhitungan kebutuhan jumlah tiang namun, kebutuhan jumlah tiang pancang bisa belum cukup dikarenakan adanya garis – garis tegangan dari tiang yang berdekatan sehingga mengurangi daya dukung kelompok tiang yang dihitung dalam angka efisiensi.

Berikut adalah perhitungan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang:

$$P_u = 470,811 \text{ kN}$$

$$P_{ijin} = 417,306 \text{ kN}$$

$$D_{tiang} = 600 \text{ mm}$$

$$S_{tiang} = 900 \text{ mm}$$

$$\theta = \arctan(D/S) = \arctan(600/900) = 33,69^\circ$$

$$m = 2 \text{ tiang (jumlah tiang dalam 1 kolom)}$$

$$n = 1 \text{ tiang (jumlah tiang dalam 1 baris)}$$

Perhitungan:

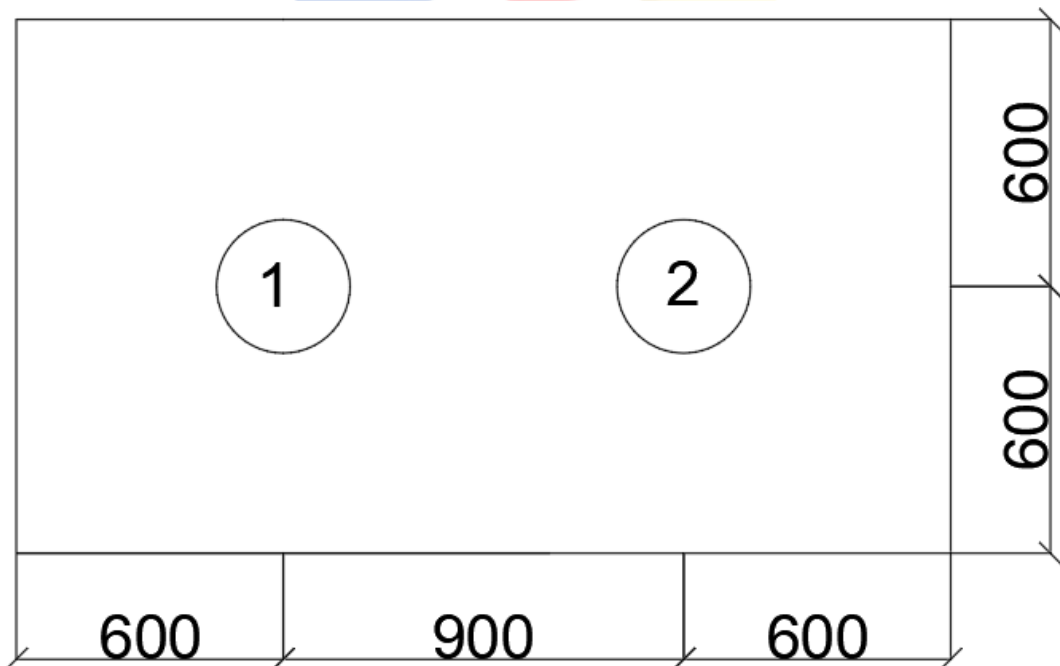
$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - 33,6 \times \frac{(1-1) \times 2 + (2-1) \times 1}{90 \times 2 \times 1} \\
 &= 0,813
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{total}} = E_g \times n_p \times P_{\text{ijin}} = 0,813 \times 2 \times 417,306 = 678,539 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} > P_u$$

$$678,539 \text{ kN} > 470,811 \text{ kN (Aman)}$$

Dengan ini kapasitas kelompok tiang pancang sudah aman, Maka, berikut adalah perencanaan pondasi *pilecap* di titik pondasi yang ditinjau dengan jumlah tiang pancang sebanyak dua pada gambar IV.72.



Gambar IV.72 Perencanaan Dimensi *Pile Cap* Tiang Pancang

Sumber: Data Pribadi

Beban maksimum setiap tiang harus lebih kecil dari daya dukung izin tiang dengan rumus:

$$P_{\text{max}} = \frac{P_u}{n_p} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{n_y \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{n_x \sum y^2} \leq P_{\text{ijin}}$$

Keterangan:

P_u = total beban aksial (kN)

n_p = jumlah tiang dalam kelompok

M_y = momen terhadap sumbu y (kNm)

M_x = momen terhadap sumbu x (kNm)

x_i = jarak searah sumbu x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i

y_i = jarak searah sumbu y dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i

n_x = banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu x terjauh

n_y = banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu y terjauh

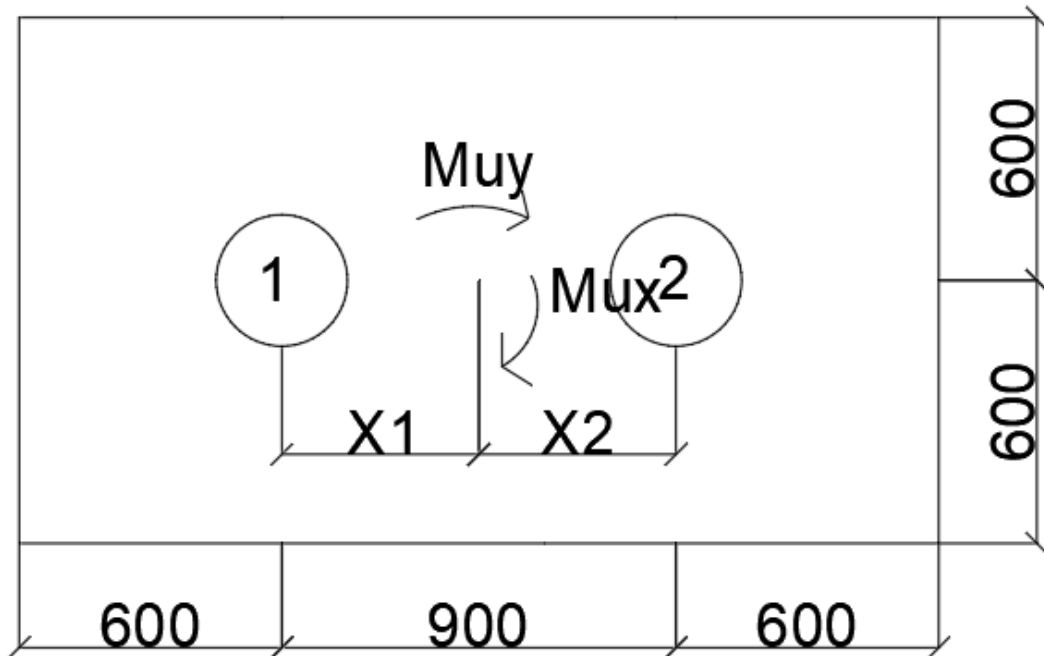
$\sum x^2$ = jumlah kuadrat dari jarak tiap tiang ke pusat kelompok tiang (m^2)

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat dari jarak tiap tiang ke pusat kelompok tiang (m^2)

$M_x = 10,297 \text{ kN.m}$

$M_y = 35,306 \text{ kN.m}$

Mekanisme beban yang bekerja pada pondasi terdapat pada gambar IV.73.



Gambar IV.73 Mekanisme Beban yang Bekerja pada Pondasi

Sumber: Data Pribadi

Dilakukan perhitungan parameter $\sum x^2$ dan $\sum y^2$ pada tabel IV.34 dan tabel IV.35.

Tabel IV.34 Parameter $\sum x^2$ di Pondasi

Sumber: Data Pribadi

i	Xi (m)	X ² (m ²)
1	0,45	0,2025
2	0,45	0,2025
$\sum x^2$		0,405

Tabel IV.35 Parameter $\sum y^2$ di Pondasi

Sumber: Data Pribadi

i	Yi (m)	Y ² (m ²)
1	0	0
2	0	0
$\sum y^2$		0

Berikut adalah perhitungan gaya tekan pada tiap tiang pancang berdasarkan nomor tiang:

Tiang pancang No 1:

$$P_1 = \frac{Pu}{np} - \frac{My \cdot xi}{\sum x^2} - \frac{Mx \cdot yi}{\sum y^2} = \frac{470,811}{2} - \frac{35,306 \cdot 0,2025}{0,405} - \frac{10,297 \cdot 0}{0} = 217,7525 \text{ kN} < 417,306$$

kN (Aman)

Tiang pancang No 2:

$$P_2 = \frac{Pu}{np} + \frac{My \cdot xi}{\sum x^2} - \frac{Mx \cdot yi}{\sum y^2} = \frac{470,811}{2} + \frac{35,306 \cdot 0,2025}{0,405} - \frac{10,297 \cdot 0}{0} = 253,0575 \text{ kN} < 417,306 \text{ kN}$$

(Aman)

Kontrol Gaya Geser Pondasi:

SNI 2847: 2019 Pasal 13.4.2.3 menyatakan bahwa *pile cap* harus didesain sedemikian rupa sehingga point *a* dapat dipenuhi untuk control gaya geser satu arah dan point *b* dapat dipenuhi untuk control gaya geser dua arah:

- a. $\phi V_c \geq V_u$, untuk geser satu arah, nilai $\phi = 0,75$ sesuai pasal 21.2 dan V_c dihitung berdasarkan pasal 22.5.5.1, yaitu $V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'c'} b d$.
- b. $\phi V_c \geq V_u$, untuk geser dua arah, nilai $\phi = 0,75$ sesuai pasal 21.2 dan V_c dihitung berdasarkan pasal 22.6.5.2, yaitu nilai terkecil dari *point* berikut:
 1. $0,33 \lambda \sqrt{f'c'} b_o d$

2. $0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c'} b_o d$
3. $0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'c'} b_o d$

Perhitungan tinggi efektif pelat *pile cap* pada arah x dan arah y:

1. Perhitungan arah x:

$$dx = h - t_s - (D/2) = 500 - 75 - 19/2 = 415,5 \text{ mm.}$$

2. Perhitungan arah y:

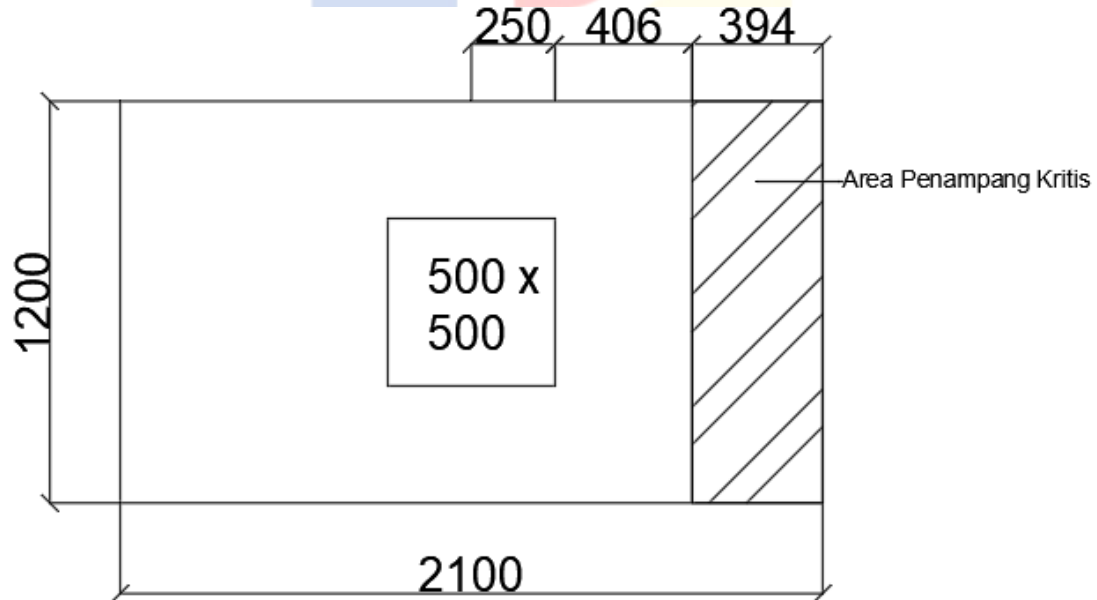
$$dy = h - t_s - D - (D/2) = 500 - 75 - 19 - 19/2 = 396,5 \text{ mm.}$$

3. Tinggi efektif (d) adalah:

$$d = \frac{dx+dy}{2} = \frac{415,5+396,5}{2} = 406 \text{ mm.}$$

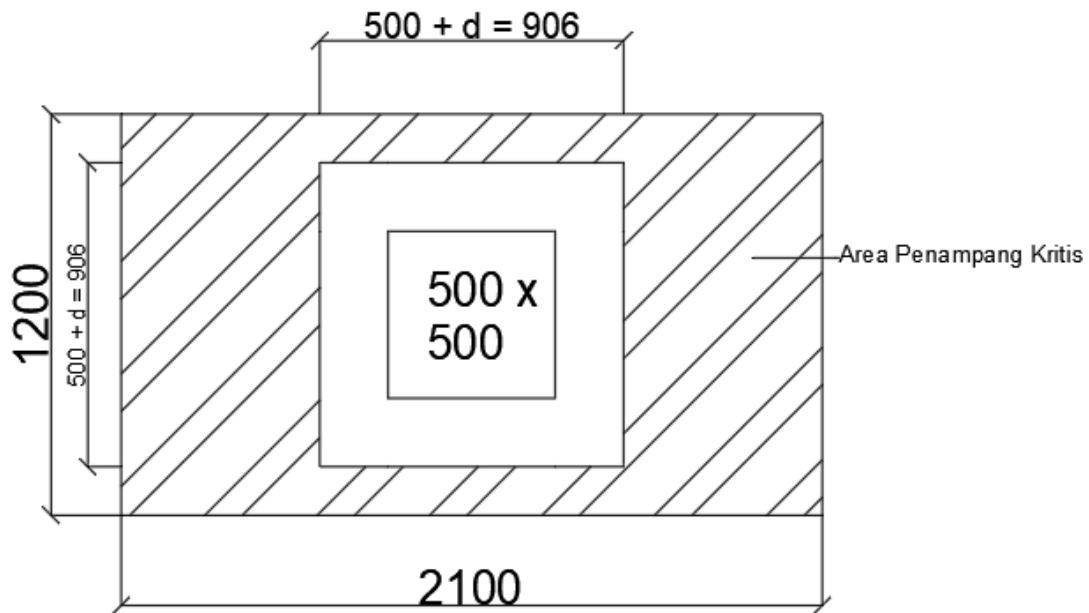
Perhitungan gaya geser *ultimate* (V_u):

Perhitungan gaya geser *ultimate* dihitung berdasarkan dua kondisi, yaitu kondisi control gaya geser satu arah pada gambar IV.74 dan kondisi control gaya geser dua arah pada gambar IV.75.



Gambar IV.74 Kondisi Kontrol Gaya Geser Satu Arah Pondasi yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.75 Kondisi Kontrol Gaya Geser Dua Arah Pondasi yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi

Dalam perhitungan ini, digunakan gaya dalam terfaktor dengan beban aksial P_u terfaktor sebesar 616,799 kN. Berikut adalah perhitungannya:

1. Gaya geser satu arah

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P_u}{A_{\text{pelat}}} \times A_{\text{penampang kritis}} \\
 &= \frac{616,799 \text{ kN}}{(2,1 \times 1,2) \text{ m}^2} \times 0,4683 \text{ m}^2 \\
 &= 114,621 \text{ kN} \sim 114.621 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2. Gaya geser dua arah

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P_u}{A_{\text{pelat}}} \times A_{\text{penampang kritis}} \\
 &= \frac{616,799 \text{ kN}}{(2,1 \times 1,2) \text{ m}^2} \times 1,692 \text{ m}^2 \\
 &= 414,136 \text{ kN} \sim 414.136 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol Gaya Geser Satu Arah

Perhitungan control gaya geser satu arah berdasarkan pasal 13.4.2.3 di mana nilai ϕV_c harus lebih besar dari nilai V_u , dengan perhitungan V_c berdasarkan pasal 22.5.5.1, yaitu:

$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$. Nilai $\phi = 0,75$ sesuai pasal 21.2.

Berikut adalah perhitungannya:

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 2100 \times 406 = 731.403 \text{ N}$$

Maka:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 731.403 \geq 114.621 \text{ N}$$

$$548.552 \text{ N} \geq 114.621 \Rightarrow \text{Memenuhi Syarat}$$

Kontrol Gaya Geser Dua Arah

Perhitungan control gaya geser dua arah berdasarkan pasal 13.4.2.3, nilai ϕV_c harus lebih besar dari nilai V_u , nilai $\phi = 0,75$ dengan V_c dihitung berdasarkan pasal 22.6.5.2, yaitu nilai terkecil dari:

1. $0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$
2. $0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$
3. $0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$

$$\beta = 500/500 = 1. b_o = 4 \times 906 = 3624 \text{ mm (Keliling dari kotak } 500 + d)$$

Nilai dari $\alpha_s = 40$ (kolom interior), 30 (kolom tepi), dan 20 (kolom sudut).

1. $0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$:

$$0,33 \times 1 \times \sqrt{25} \times 3624 \times 406 = 2.460.282 \text{ N}$$

2. $0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$:

$$0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{25} \times 3624 \times 406 = 3.802.254 \text{ N}$$

3. $0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$:

$$0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d = 0,083 \times \left(2 + \frac{30 \times 406}{3624}\right) \times 1 \times \sqrt{25} \times 3624 \times 406 = 3.343.515 \text{ N}$$

Nilai V_c yang diambil adalah nilai yang terkecil, yaitu 2.460.282 N

Maka:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 2.460.282 \geq 414.136$$

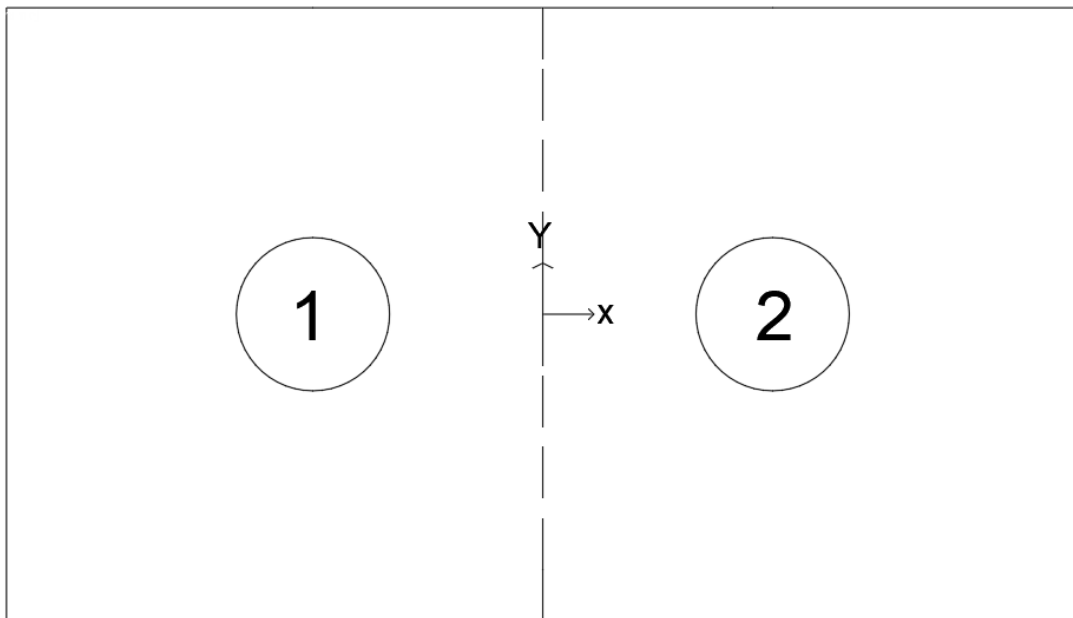
$1.845.211 \text{ N} \geq 414.136 \text{ N} \Rightarrow$ Memenuhi Syarat

Maka dengan ini, dimensi pelat pondasi yang ditinjau sudah aman dari kegagalan karena telah memenuhi syarat control gaya geser satu arah dan control gaya geser dua arah.

Perhitungan Tulangan Lentur Pile Cap pada Pondasi yang Ditinjau:

Menghitung Momen *Ultimate Pile Cap* pada arah X dan Y:

Berikut adalah konsep yang akan digunakan dalam menganalisis momen *ultimate* pada gambar IV.76.



Gambar IV.76 Konsep Dalam Menganalisis Momen *Ultimate* pada Pondasi yang Ditinjau

Sumber: Data Pribadi

Momen *Ultimate* pada arah X: (Tulangan Arah Y)

Momen M_x akan digunakan untuk mendesain tulangan arah Y dikarenakan momen M_x menyebabkan pelat berdeformasi ke arah Y. Karena tidak ada tiang yang akan menyebabkan deformasi yang akan menghasilkan momen M_x , maka dalam mendesain tulangan pada arah Y akan digunakan tulangan minimum.

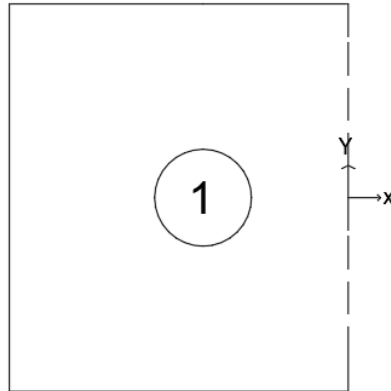
Momen *Ultimate* pada arah Y: (Tulangan Arah X)

Momen M_y akan digunakan untuk mendesain tulangan arah X dikarenakan momen M_y menyebabkan pelat berdeformasi ke arah X. Maka sesuai dengan gambar IV.50, akan dipotong menjadi dua potongan di mana pada potongan pertama terdapat tiang

satu yang menyebabkan deformasi dan potongan kedua terdapat tiang dua yang menyebabkan deformasi.

1. Potongan Pertama

Berikut adalah gambar potongan pertama pada gambar IV.77.



Gambar IV.77 Potongan Pertama dalam Analisis Momen *Pile Cap*

Sumber: Data Pribadi

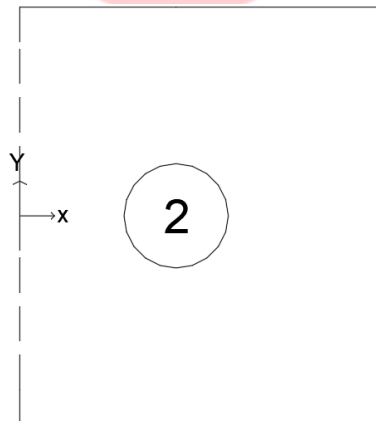
$$\text{Momen} = \text{Gaya tekan tiang pertama} - \frac{1}{2} x (\text{Berat jenis beton} \times h \text{ pilecap} \times a^2)$$

$$a = \text{jarak tengah kolom ke tiang (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= 217,7525 \text{ kN} - \frac{1}{2} x (24 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} \times 0,45 \text{ m}) \\ &= 216,5375 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Potongan Kedua

Berikut adalah gambar potongan kedua pada gambar IV.78.



Gambar IV.78 Potongan Kedua dalam Analisis Momen *Pile Cap*

Sumber: Data Pribadi

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= \text{Gaya tekan tiang kedua} - \frac{1}{2} \times (\text{Berat jenis beton} \times h \text{ pilecap} \times a^2) \\ a &= \text{jarak tengah kolom ke tiang (m)} \\ \text{Momen} &= 253,0575 \text{ kN} - \frac{1}{2} \times (24 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} \times 0,45 \text{ m}) \\ &= 251,8425 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, akan digunakan momen pada potongan kedua untuk momen *ultimate* arah Y karena lebih besar, yaitu 303,176 kN.

Penulangan *pile cap* arah X:

$$M_{uy} = 251,8425 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{251,8425}{0,9} = 279,825 \text{ kNm.}$$

$$d = h - t_s - (D/2) = 500 - 75 - \frac{19}{2} = 415,5 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{279,825 \times 10^6}{1000 \times 415,5^2} = 1,62$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,764$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19,764} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,764 \times 1,62}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00404$$

Nilai ρ harus lebih besar dari nilai ρ_{\min} .

Nilai ρ_{\min} adalah yang terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{420} = 0,0018$$

$$\rho_{\min} = 0,0014$$

Maka digunakan nilai ρ_{\min} , yaitu = 0,0018.

Nilai ρ lebih besar dari nilai ρ_{\min} , maka digunakan nilai ρ , yaitu 0,00491.

Luas tulangan yang dibutuhkan adalah:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00404 \times 1000 \times 415,5 = 1673,56 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 menyatakan bahwa nilai maksimum spasi pelat adalah harus kurang dari 3h atau 450 mm.

$$S = 3 \times h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm.}$$

S = 450 mm.

Maka digunakan spasi tulangan lentur sebesar 150 mm. Sehingga luasan yang terpasang adalah:

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{150} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 = 1889 \text{ mm}^2.$$

Pengecekan control tarik dari tulangan Tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1889 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 33,36$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33,36}{0,85} = 39,25$$

$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{415,5-50,483}{50,483} \times 0,003 = 0,0253$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong control Tarik.

Maka tulangan yang akan digunakan pada *pile cap* tulangan arah X = D19 – 150 mm.

Penulangan *pile cap* arah Y:

$$M_{ux} = 0 \text{ kNm}$$

$$d = h - t_s - (D/2) = 500 - 75 - \frac{19}{2} = 415,5 \text{ mm.}$$

Karena momen ultimate x bernilai 0, maka akan digunakan tulangan dengan rasio minimum.

Nilai ρ_{\min} adalah yang terbesar dari dua perhitungan berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018 \times 420}{420} = 0,0018$$

$$\rho_{\min} = 0,0014$$

Maka digunakan nilai ρ_{\min} , yaitu = 0,0018.

Luas tulangan yang dibutuhkan adalah:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0018 \times 1000 \times 415,5 = 747,9 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 menyatakan bahwa nilai maksimum spasi pelat adalah harus kurang dari 3h atau 450 mm.

$$S = 3 \times h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm.}$$

$$S = 450 \text{ mm.}$$

Maka digunakan spasi tulangan lentur sebesar 375 mm. Sehingga luasan yang terpasang adalah:

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{1000}{s} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1000}{375} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 = 755,69 \text{ mm}^2.$$

Pengecekan control tarik dari tulangan Tarik:

$$a = \frac{A_s \text{ aktual} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{755,69 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} = 14,93$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,93}{0,85} = 17,571$$

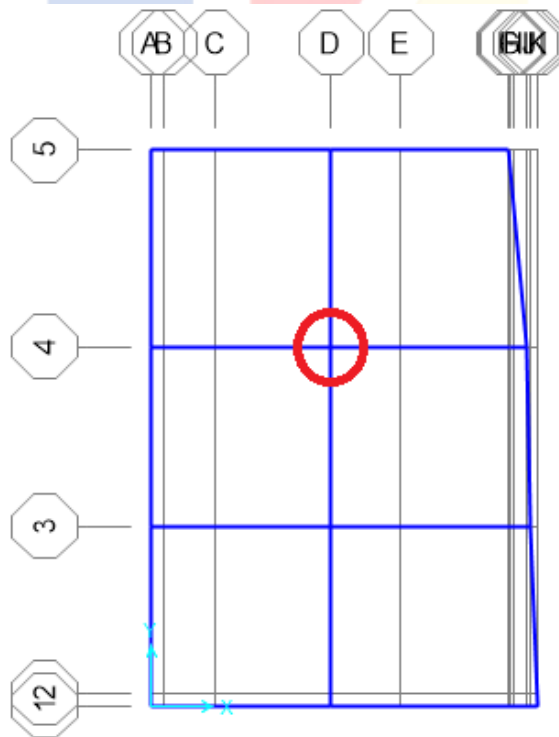
$$\epsilon_t = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{415,5-17,571}{17,571} \times 0,003 = 0,067$$

$\epsilon_t \geq 0,005$, maka pelat tergolong control Tarik.

Maka tulangan yang akan digunakan pada *pile cap* tulangan arah Y = D19 – 375 mm.

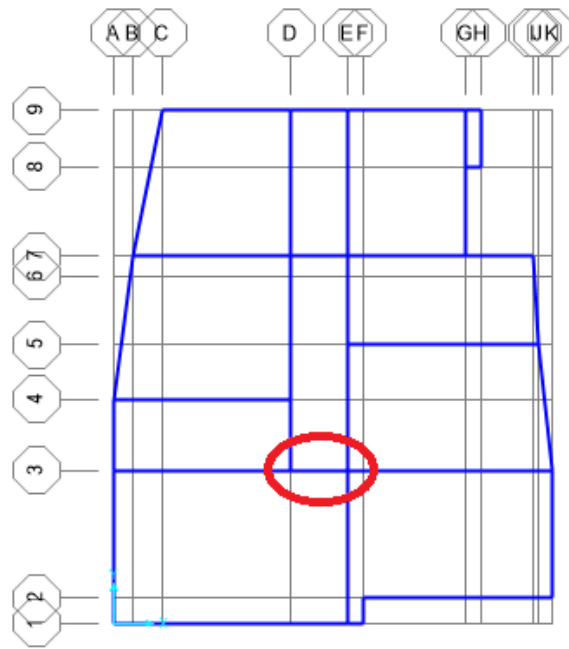
IV.5.2 Bangunan B.1, B.2, C.1, dan C.2

Berikut adalah pondasi yang ditinjau pada grid D-4 di bangunan B.1 pada gambar IV.79, pada grid D3 – E3 di bangunan B.2 pada gambar IV.80, pada grid G-3 di bangunan C.1 pada gambar IV.81 dan pada grid H-5 di bangunan C.2 pada gambar IV.82.



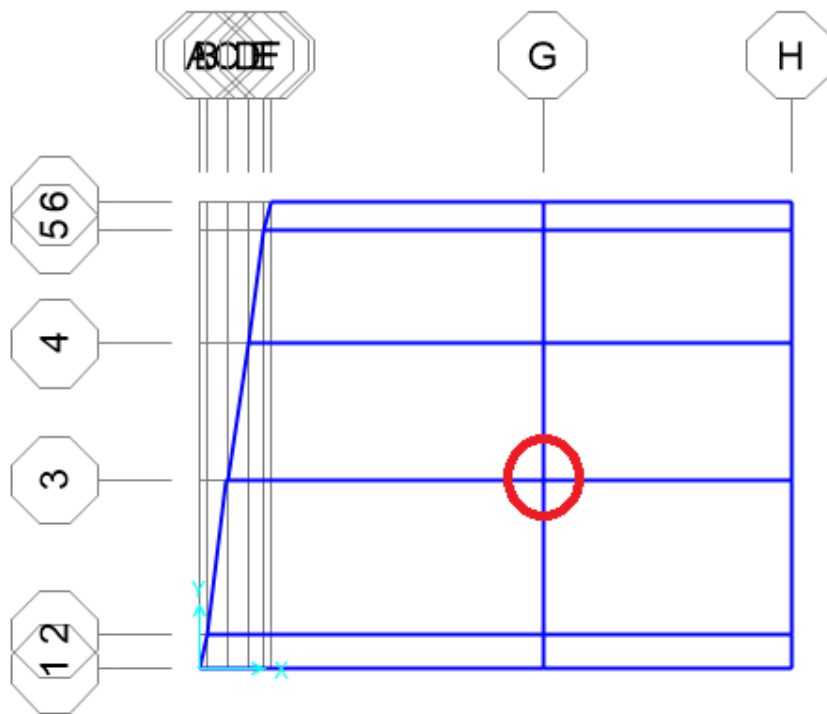
Gambar IV.79 Pondasi yang Ditinjau di Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi



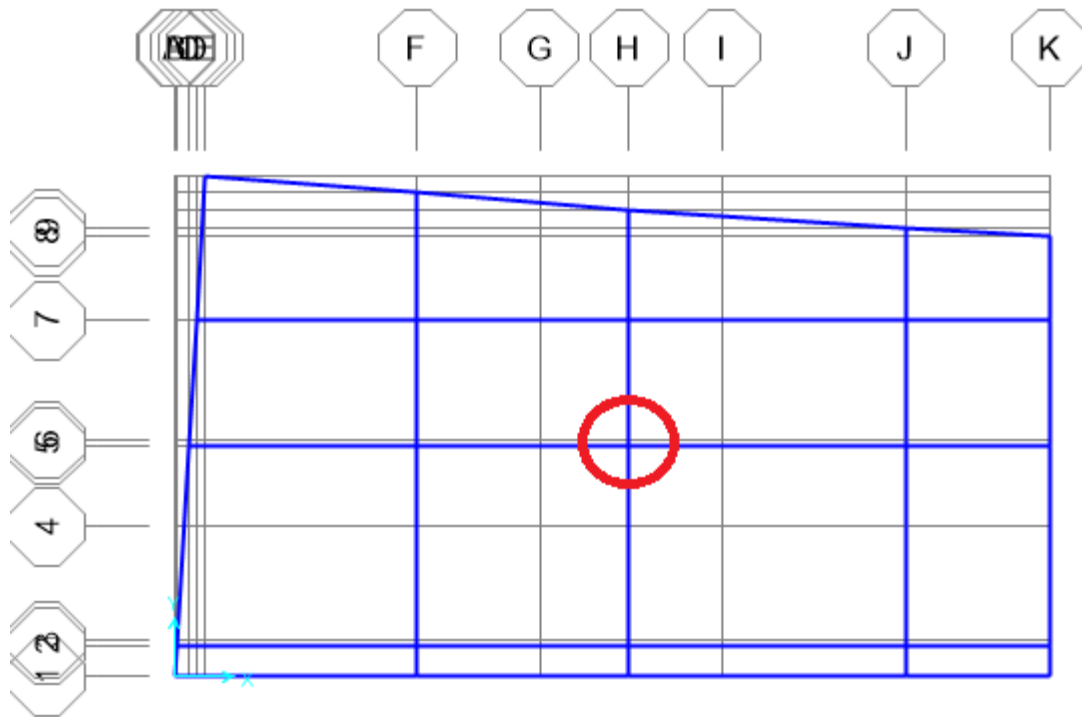
Gambar IV.80 Pondasi yang Ditinjau di Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.81 Pondasi yang Ditinjau di Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.82 Pondasi yang Ditinjau di Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi

Berikut adalah perhitungan untuk menghitung jumlah tiang pancang dan mengecek persyaratan gaya geser di mana bertujuan untuk mengecek dimensi *pile cap* sudah sesuai persyaratan atau tidak sesuai persyaratan pada tabel IV.36.

Tabel IV.36 Perhitungan Jumlah Tiang dan Pengecekan Dimensi *Pile Cap* Pondasi Tiang Pancang

Sumber: Data Pribadi

Bangunan	Pu (kN)	P (kN)	n	Eg	P (kN)	Syarat (kN)	Gaya tekan tiang (N)										Vu (kN)		0,75 Vc (kN)		Cek syarat (kN)																						
							total	Ptotal > Pu	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	1 arah	2 arah	1 arah	2 arah	1 arah	2 arah																				
B.1	aksial	ijin																																									
Grid D-4	672	417	4	0,81	1356	1356 > 701	72	177	150	203	-	-	-	-	-	-	176	456	548	1845	548 > 176	1845 > 456																					
B.2																																											
Grid D3 - E3	1102	417	5	0,63	1303	1303 > 1132	68	150	208	126	208	266	183	266	348	257	1306	1166	3631	1166 > 257	3631 > 1306																						
C.1																																											
Grid G-3	490	417	2	0,81	677	677 > 520	225	260	-	-	-	-	-	-	-	-	130	454	539	1601	539 > 130	1602 > 454																					
C.2																																											
Grid H-5	637	417	2	0,81	678	678 > 667	287	380	-	-	-	-	-	-	-	-	168	603	539	1814	539 > 168	1814 > 603																					

Berikut adalah perhitungan tulangan untuk *pile cap* pondasi tiang pancang pada tabel IV.37.

Tabel IV.37 Perhitungan Tulangan *Pile Cap* Pondasi Tiang Pancang

Sumber: Data Pribadi

Momen X (kNm)	Mn	d	Rn	m	ρ	Cek kondisi	As min (mm ²)	Tulangan Y	Kontrol As	Kontrol Tarik	
Momen Y (kNm)	(kN m)	(mm)	(N/mm ²)			$\rho_{min} = 0,0018$	$\rho \times b \times h$	Tulangan X	As aktual > As min	$\epsilon_t \geq 0,005$	
Bangunan B.1	377,6	419,59	615,5	1,109377	19,76	0,003	$\rho > \rho_{min}$	1670,574277	D19 - 150	1889 > 1668	0,044 > 0,005
Grid D-4	351	389,96	615,5	1,031038	19,76	0,003	$\rho > \rho_{min}$	1549,511812	D19 - 175	1619 > 1547	0,0159 > 0,005
Bangunan B.2	821,27	912,52	915,5	1,088748	19,76	0,003	$\rho > \rho_{min}$	2437,337109	D19 - 100	2834 > 2437	0,0076 > 0,005
Grid D3 - E3	473,44	526,04	915,5	0,627633	19,76	0,002	$\rho > \rho_{min}$	1388,91386	D19 - 200	1417 > 1389	0,0076 > 0,005
Bangunan C.1	0	0	418,5	0	19,76	0	$\rho < \rho_{min}$	753,3	D13 -175	758 > 753	0,068 > 0,005
Grid G-3	260,2	289,12	414	1,686847	19,76	0,004	$\rho > \rho_{min}$	1734,569181	D22 - 200	1899 > 1734	0,025 > 0,005
Bangunan C.2	0	0	418,5	0	19,76	0	$\rho < \rho_{min}$	0	D13 - 175	758 > 753	0,068 > 0,005
Grid H-5	380,4	422,68	414	2,466097	19,76	0,006	$\rho > \rho_{min}$	2591,13189	D22 - 125	3039 > 2591	0,0145 > 0,005

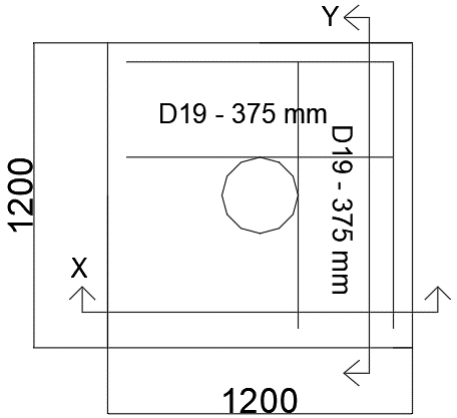
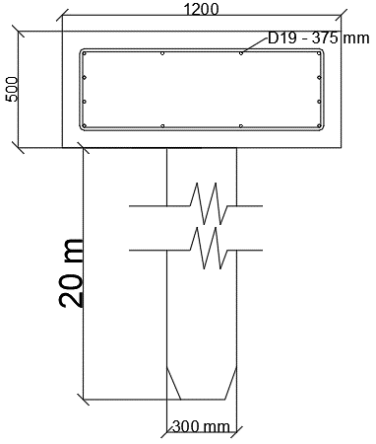
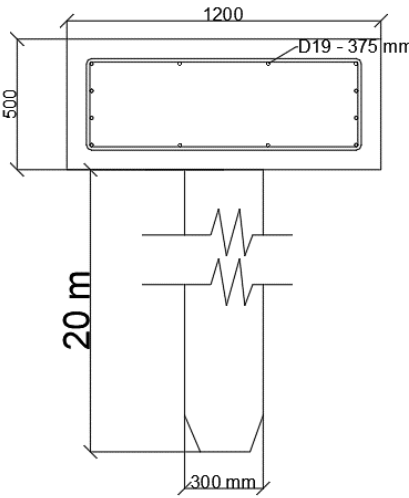
IV.5.3 Hasil Desain Penampang Pondasi Tiang Pancang

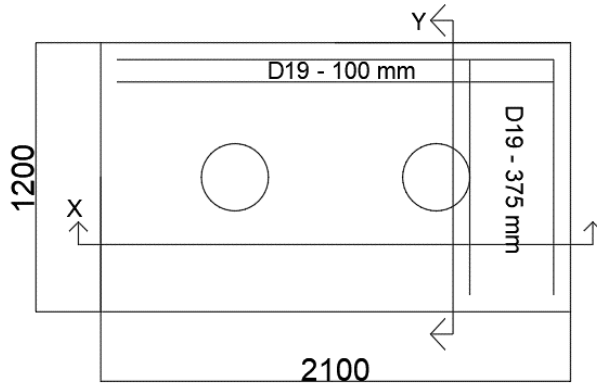
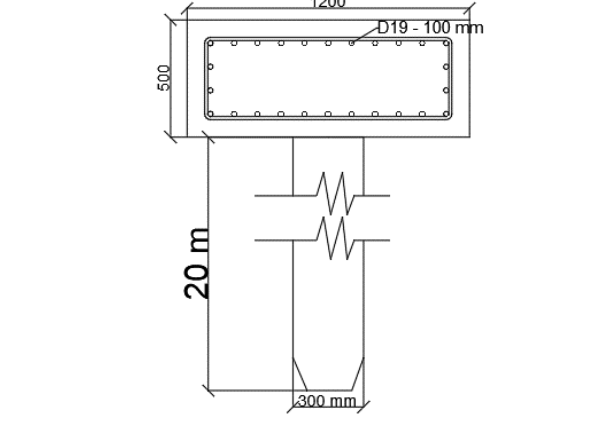
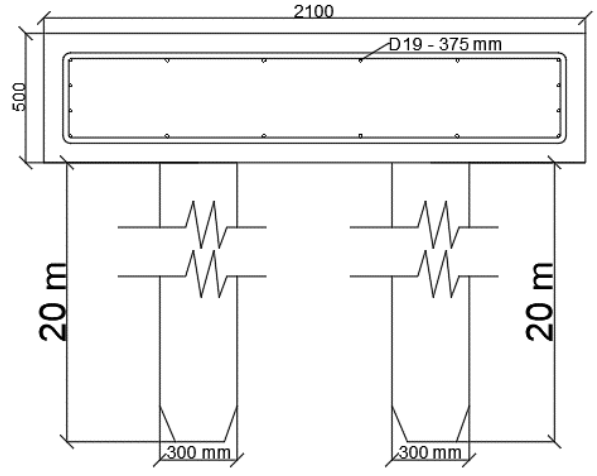
Berikut adalah gambar hasil desain pondasi tiang pancang pada tabel IV.38.

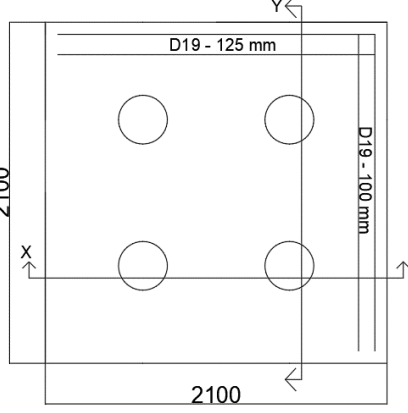
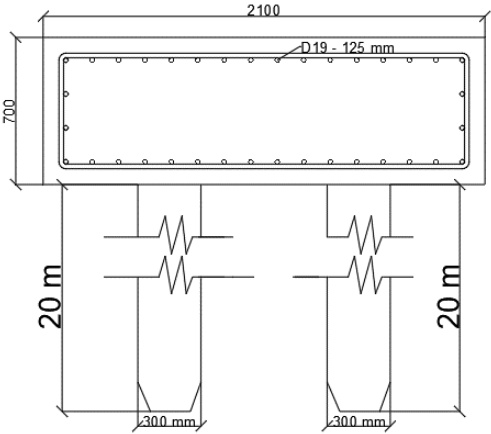
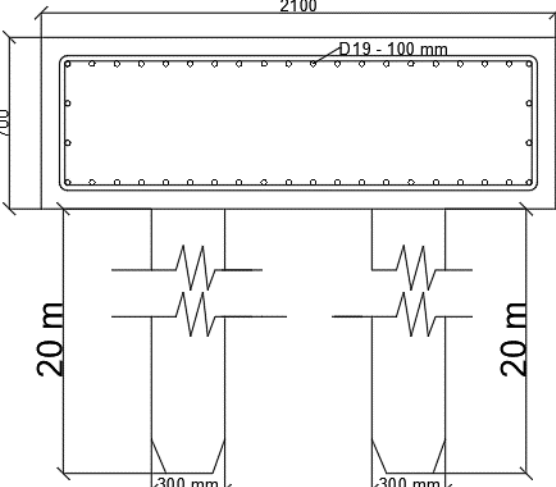


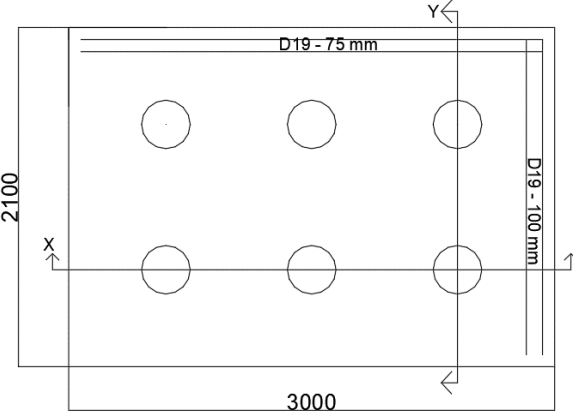
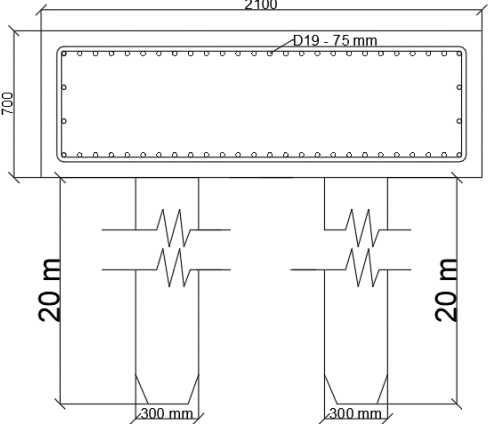
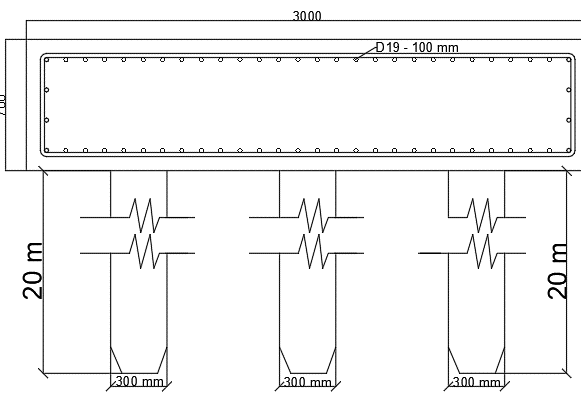
Tabel IV.38 Hasil Desain Masing – Masing Jenis Pondasi Tiang Pancang

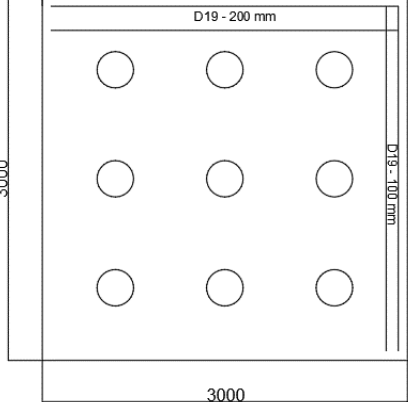
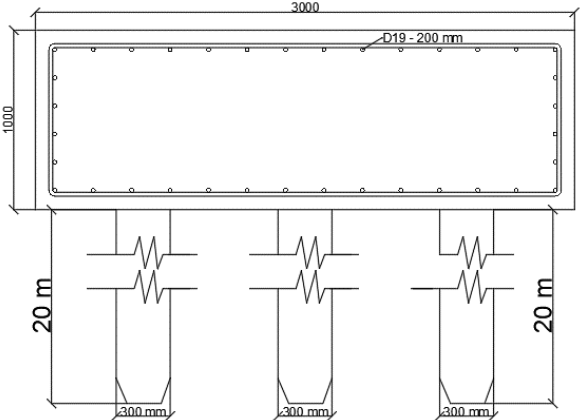
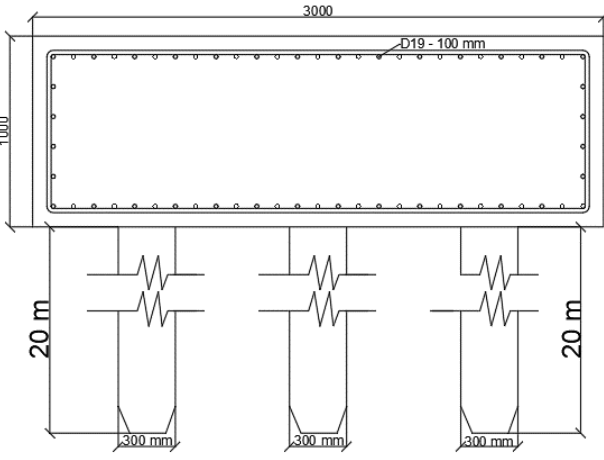
Sumber: Data Pribadi

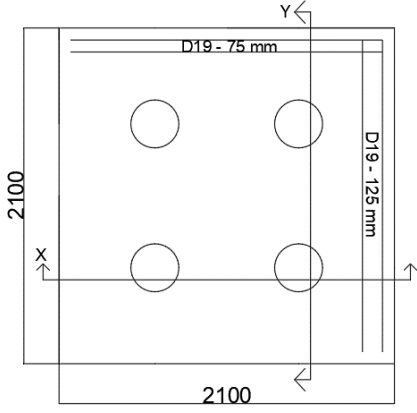
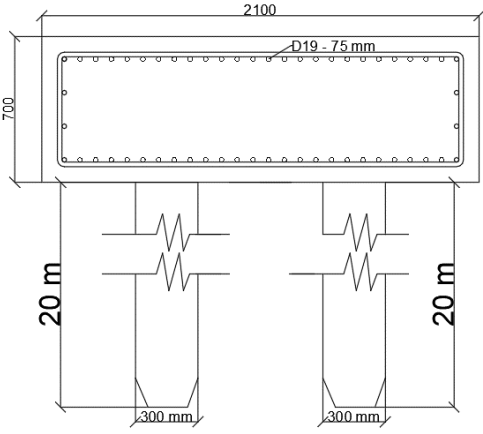
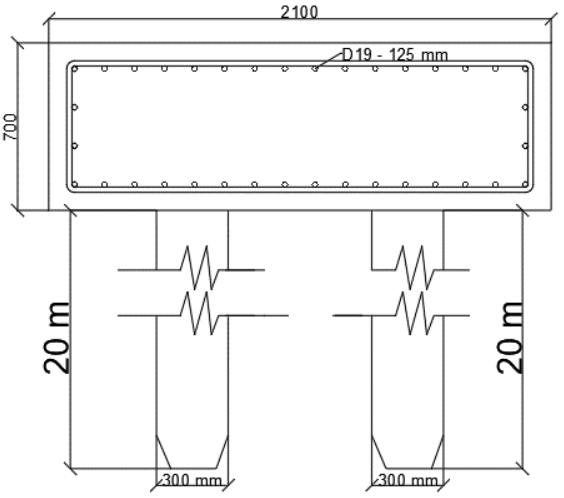
Jenis Pondasi	Satu Tiang Pancang	
P1	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

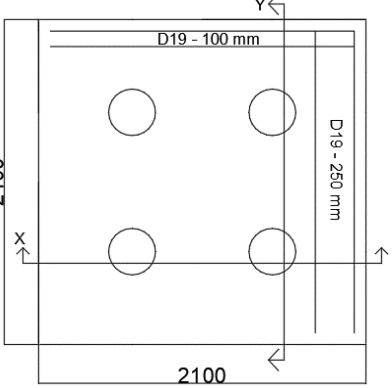
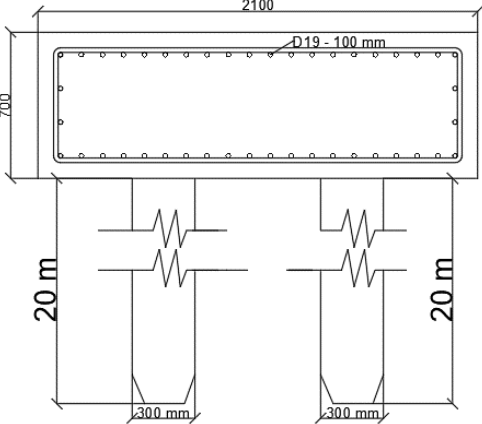
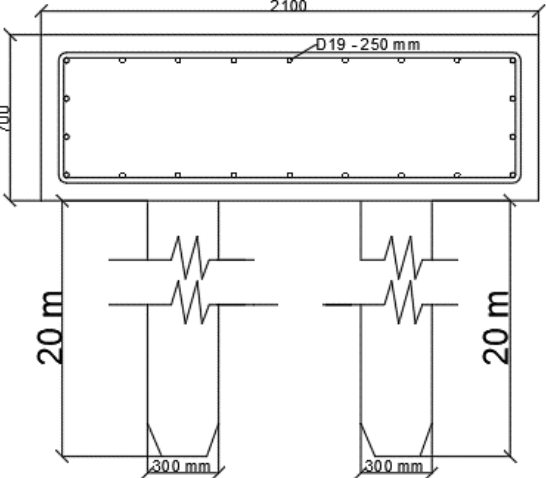
Jenis Pondasi	Dua Tiang Pancang	
P2	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

Jenis Pondasi	Empat Tiang Pancang	
P3	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

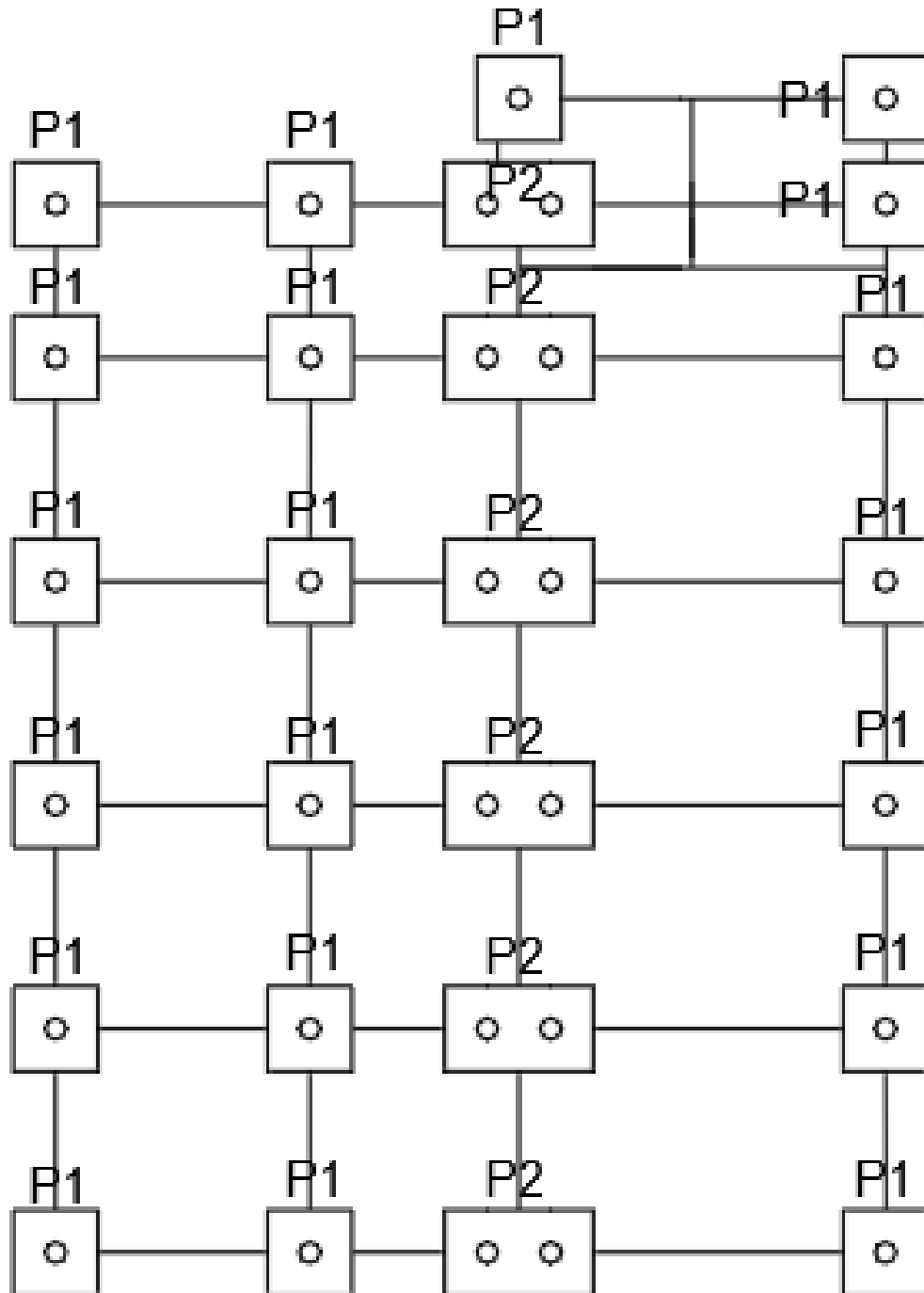
Jenis Pondasi	Empat Tiang Pancang	
P4	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

Jenis Pondasi	Empat Tiang Pancang	
P5	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

Jenis Pondasi	Empat Tiang Pancang	
P6	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

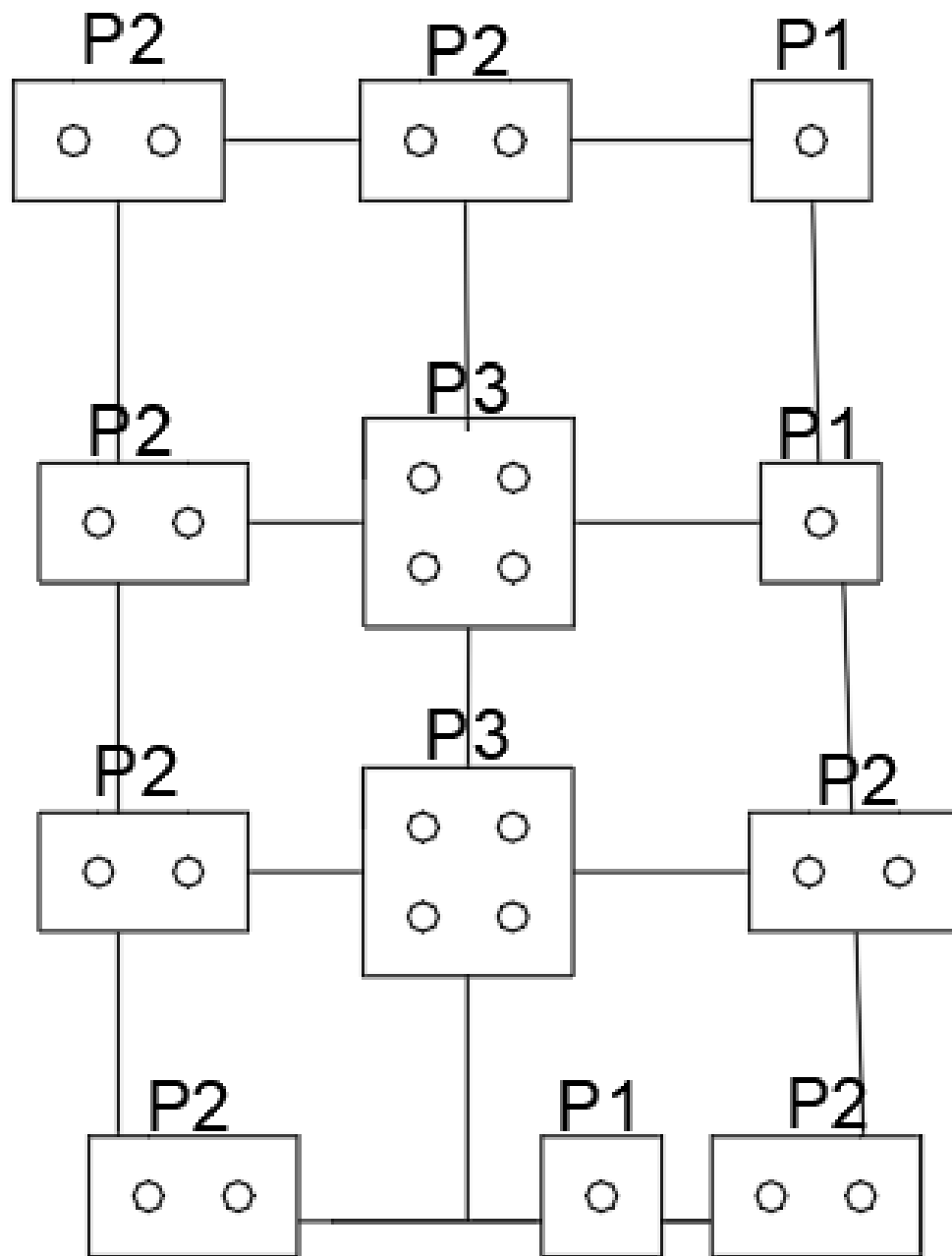
Jenis Pondasi	Empat Tiang Pancang	
P7	Tampak Atas Penampang	
	Potongan Y	
	Potongan X	

Berikut adalah hasil desain denah pondasi tiang pancang pada setiap bangunan pada gambar IV.83, gambar IV.84, gambar IV.85, gambar IV.86 dan gambar IV.87.



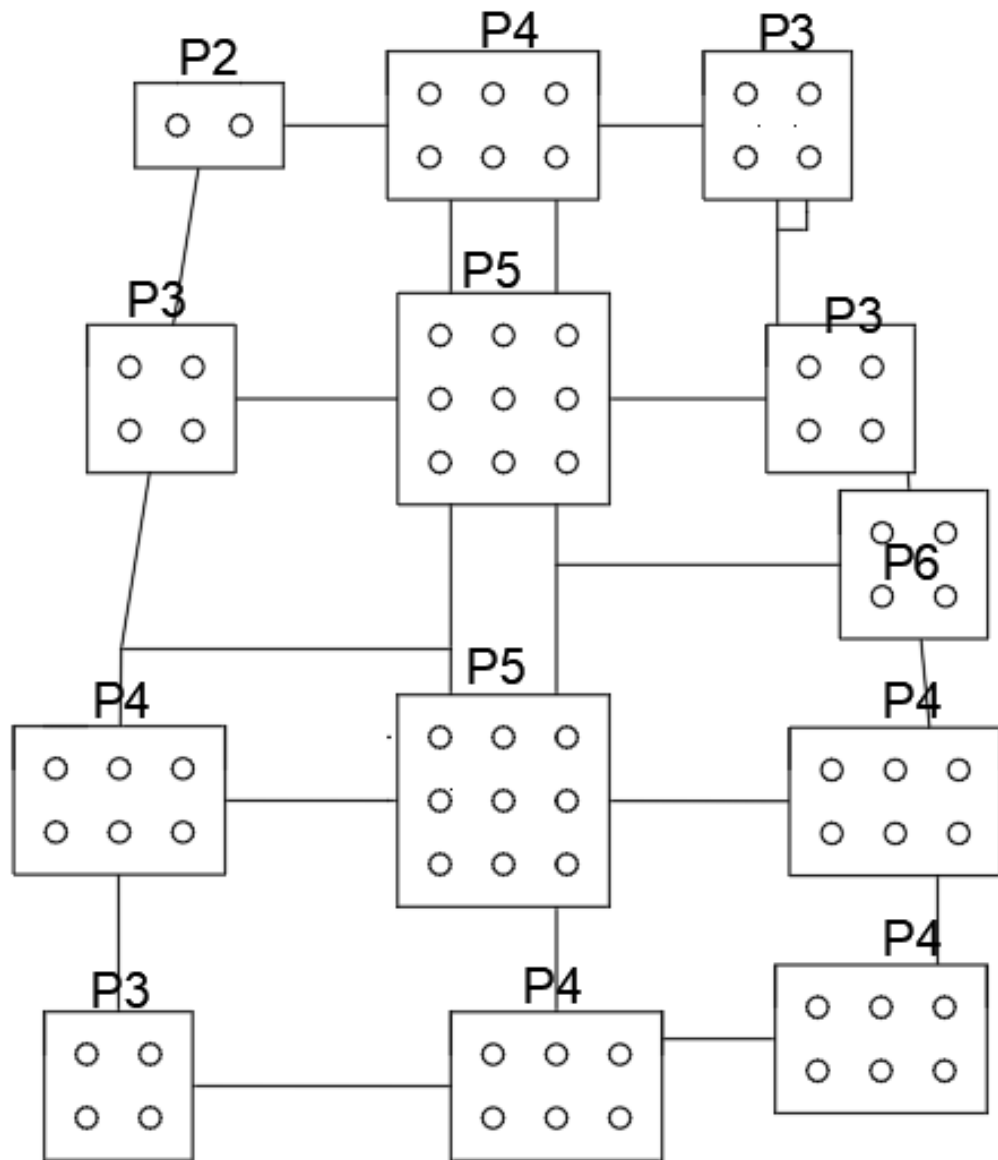
Gambar IV.83 Denah *Final* Pondasi Bangunan A

Sumber: Data Pribadi



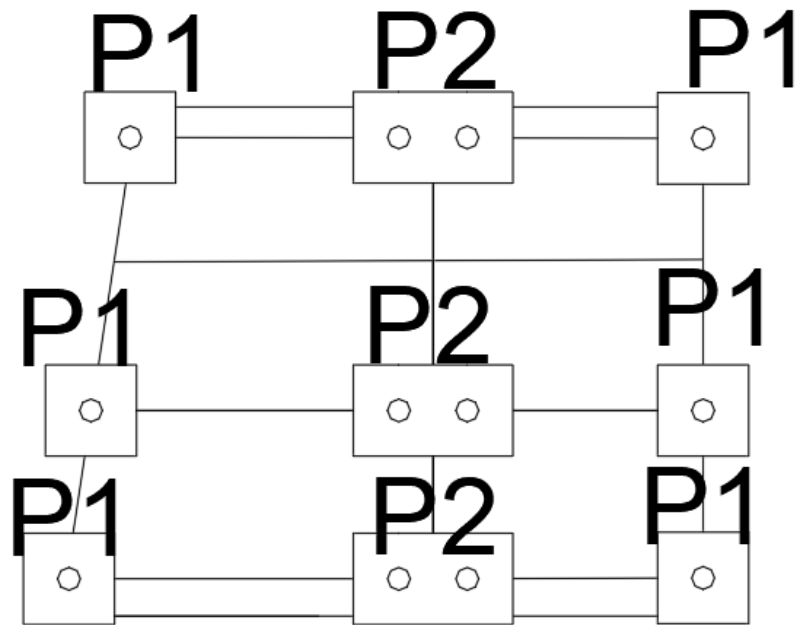
Gambar IV.84 Denah *Final Pondasi* Bangunan B.1

Sumber: Data Pribadi



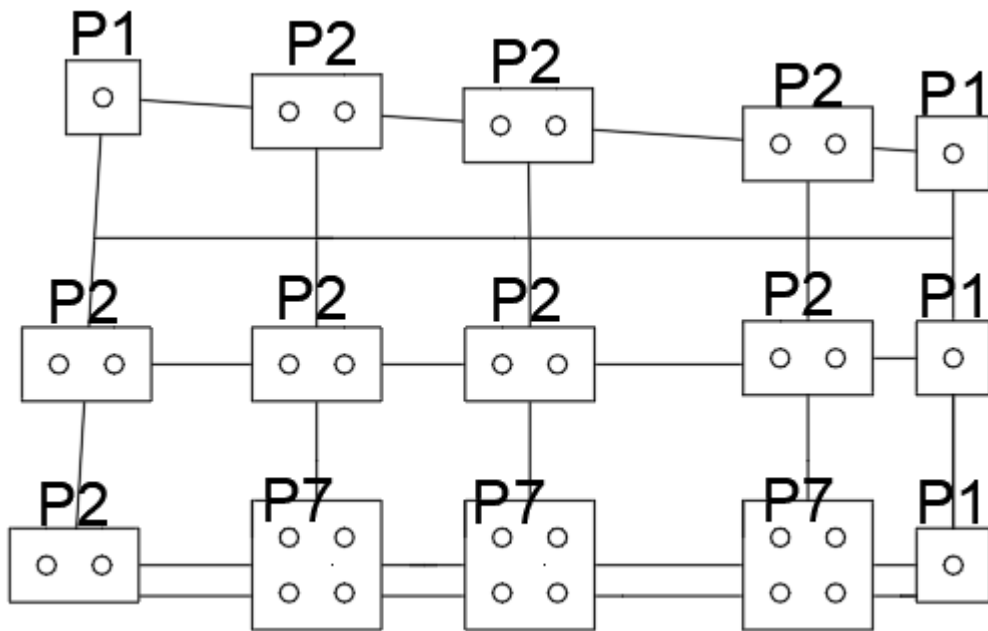
Gambar IV.85 Denah *Final* Pondasi Bangunan B.2

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.86 Denah *Final* Pondasi Bangunan C.1

Sumber: Data Pribadi



Gambar IV.87 Denah *Final* Pondasi Bangunan C.2

Sumber: Data Pribadi