

## BAB 4 PERHITUNGAN STRUKTUR

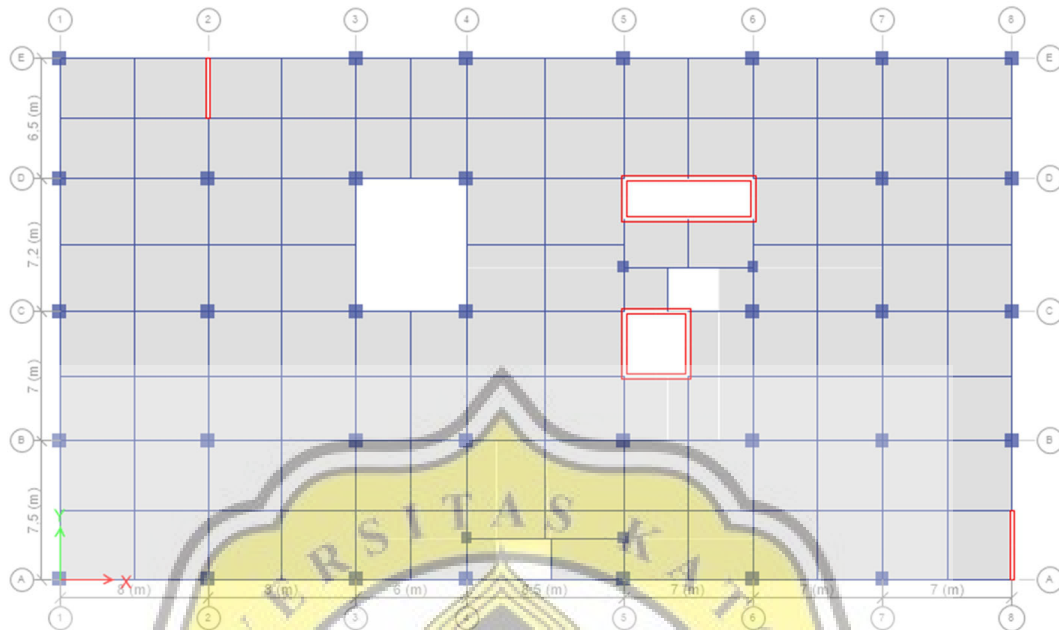
### 4.1 Pemodelan Struktur Gedung

#### 4.1.1 Pemodelan ETABS

Pemodelan struktur menggunakan perangkat lunak ETABS disesuaikan dengan gambar kerja (*preliminary design*). Data-data gambar dapat dilihat pada Lampiran L-3. Pemodelan struktur didasarkan perhitungan analisis portal tiga dimensi (lihat Gambar 4.1), berdasarkan kombinasi pembebanan bersama dengan gaya gempa yang terjadi. Arah x untuk memodelkan arah memanjang gedung, sedangkan arah y untuk arah melintang gedung (lihat Gambar 4.2).



Gambar 4.1 Pemodelan Struktur 3D Menggunakan ETABS



Gambar 4.2 Contoh Denah Struktur Pemodelan ETABS Lantai *Rooftop*

Menurut SNI 2847-2019 pada pasal 18, untuk dapat menahan gempa, struktur harus memiliki sistem Pemikul Momen Khusus:

- Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus [pasal 18.6]
- Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus [pasal 18.7]
- Joint Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus [pasal 18.8]
- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Beton Pracetak [pasal 18.9]
- Dinding Struktural Khusus [pasal 18.10]

Inersia penampang dimodelkan dalam kondisi penampang retak (pasal 6.6.3.1.1 dalam SNI 2847:2019):

- Balok  $= 0,35 I_g$  (m22, m33)
- Kolom  $= 0,7 I_g$  (m22, m33)
- Dinding-retak  $= 0,35 I_g$  (f11, f22) *modeled as shell*
- Pelat  $= 0,25 I_g$  (f11, f22, f12, m11, m22, m12) *modeled as shell*



Kombinasi pembebanan yang digunakan sesuai dengan SNI 1727:2013. Beban angin diabaikan dalam kombinasi pembebanan, sehingga terdapat 18 kombinasi beban, 1 beban gravitasi, dan 1 beban layanan sebagai berikut:

1. Komb 1 : 1,4 DL + 1,4 SDL
2. Komb 2 : 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,6 LL
3. Komb 3 : 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ<sub>x</sub> + 0,3 EQ<sub>y</sub> + 0,5 LL
4. Komb 4 : 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ<sub>x</sub> - 0,3 EQ<sub>y</sub> + 0,5 LL
5. Komb 5 : 1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ<sub>x</sub> + 0,3 EQ<sub>y</sub> + 0,5 LL
6. Komb 6 : 1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ<sub>x</sub> - 0,3 EQ<sub>y</sub> + 0,5 LL
7. Komb 7 : 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ<sub>y</sub> + 0,3 EQ<sub>x</sub> + 0,5 LL
8. Komb 8 : 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ<sub>y</sub> - 0,3 EQ<sub>x</sub> + 0,5 LL
9. Komb 9 : 1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ<sub>y</sub> + 0,3 EQ<sub>x</sub> + 0,5 LL
10. Komb 10 : 1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ<sub>y</sub> - 0,3 EQ<sub>x</sub> + 0,5 LL
11. Komb 11 : 0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ<sub>x</sub> + 0,3 EQ<sub>y</sub>
12. Komb 12 : 0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ<sub>x</sub> - 0,3 EQ<sub>y</sub>
13. Komb 13 : 0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ<sub>x</sub> + 0,3 EQ<sub>y</sub>
14. Komb 14 : 0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ<sub>x</sub> - 0,3 EQ<sub>y</sub>
15. Komb 15 : 0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ<sub>y</sub> + 0,3 EQ<sub>x</sub>
16. Komb 16 : 0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ<sub>y</sub> - 0,3 EQ<sub>x</sub>
17. Komb 17 : 0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ<sub>y</sub> + 0,3 EQ<sub>x</sub>
18. Komb 18 : 0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ<sub>y</sub> - 0,3 EQ<sub>x</sub>
19. GRAVITY: 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 LL
20. SERVICE: 1,0 DL + 1,0 SDL + 1,0 LL

#### 4.1.2 Pembebanan

##### a. Beban hidup

Beban hidup struktur gedung ditentukan berdasarkan fungsi dari setiap ruangan. Data beban hidup yang digunakan dalam perencanaan ini ditampilkan secara jelas dalam Tabel 4.1.



Tabel 4.1 Data Beban Hidup Gedung

No.	Fungsi	Beban	Satuan	Sumber
1	Atap datar	0,96	kN/m <sup>2</sup>	SNI 1727:2013 Tabel 4-1
2	Ruang Publik dan Koridor	4,79	kN/m <sup>2</sup>	

**b. Beban Mati**

Beban mati struktur gedung ditentukan dari berat komponen nonstruktural yang akan digunakan dalam gedung. Tabel 4.2 memperlihatkan data beban mati lantai, sedangkan Tabel 4.3 memperlihatkan data beban mati dinding.

Tabel 4.2 Data Beban Mati Lantai Gedung

Lantai	Komponen Beban	Tebal (cm)	Beban /m <sup>3</sup>	Beban /m <sup>2</sup>	Sumber	
GF s.d. Rooftop	Adukan semen, per cm tebal	5	21 kg	105 kg	PPIUG 1983 Tabel 2.4	
	<i>Ducting mechanical</i>	-	-	0,19 kN	ASCE 7-10 Table C3-1	
	Plafon	-	-	0,05 kN		
	Lapisan	-	-	0,05 kN		
	<i>waterproofing</i>	-	-	-	PPIUG 1983 Tabel 2.4	
	Pasir (kering udara sampai lembab)	5	1600	80 kg		
	<i>Ceramic Tile</i>	-	-	1,1 kN		
	25 mm	-	-	-		
	Pelat Atap	Penggantung langit-langit	-	-	0,1 kN	ASCE 7-10 Table C3-1
		Plafon	-	-	0,05 kN	
Lapisan		-	-	-		
<i>waterproofing</i>		-	-	0,05 kN		
Penggantung langit-langit		-	-	0,1 kN		
		-	-	-		

Tabel 4.3 Data Beban Mati Dinding Gedung

Tingkat	Tipe Dinding	Tinggi (m)	Beban kg/m <sup>2</sup>	Beban kg/m'	Sumber
GF	Dinding bata ringan	4	110	440	http://www.bataringanbrika.com/products PPPURG 1987
	Acian	4	42	168	
Lantai 2-6	Dinding bata ringan	3,4	110	374	http://www.bataringanbrika.com/products PPPURG 1987
	Acian	3,4	42	142,8	

Tabel 4.3 Data Beban Mati Dinding Gedung (Lanjutan)

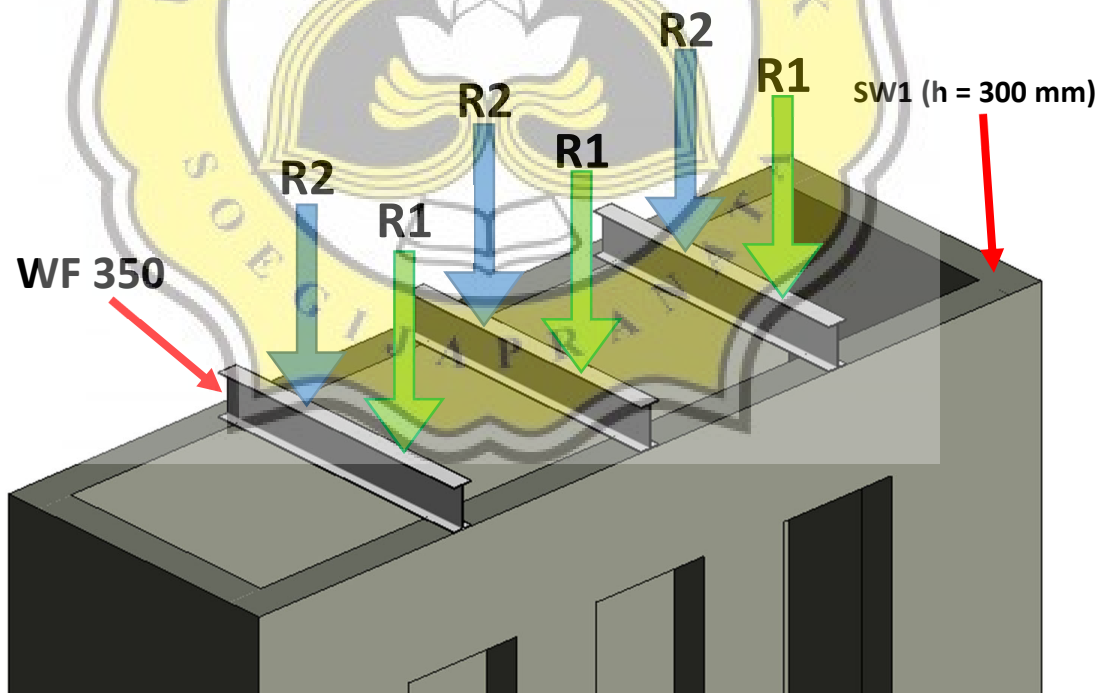
Tingkat	Tipe Dinding	Tinggi (m)	Beban kg/m <sup>2</sup>	Beban kg/m'	Sumber
<i>Rooftop</i>	Dinding bata ringan	3	110	330	http://www.bataringanbrika.com/products PPPURG 1987
	Acian	3	42	126	

**c. Beban Mati Mesin Lift**

Pembebanan pada ruang mesin lift diinput pada ETABS menjadi beban terpusat pada balok struktur lift. Masing-masing resultan gaya (R) menggunakan data pada Tabel 4.4. Ilustrasi pembebanan yang terjadi pada balok lift penumpang dan balok lift barang dapat dilihat pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4.

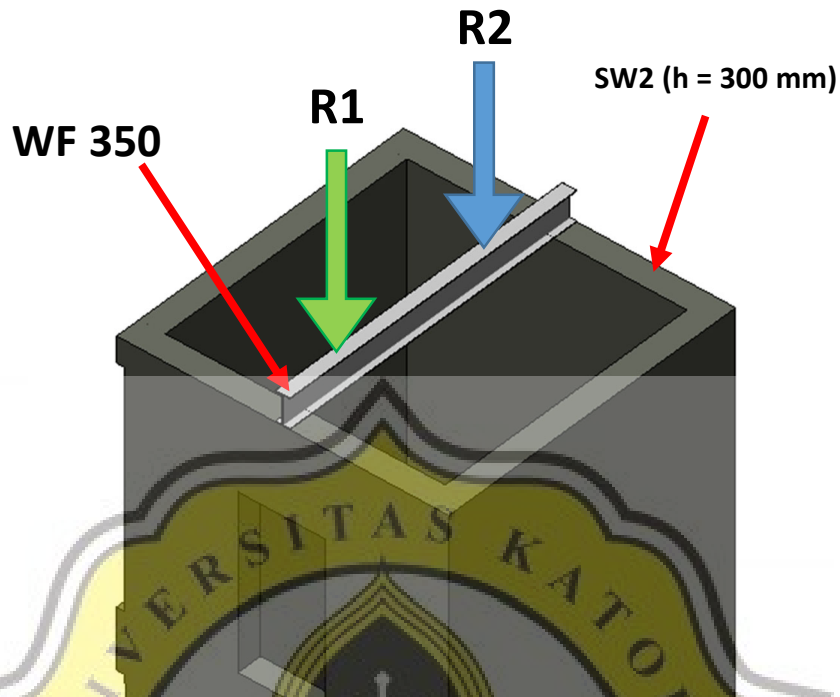
Tabel 4.4 Data Beban Mesin Lift

Jenis Lift	R1 (kg)	R2 (kg)	Sumber
Lift Penumpang	12.030	6.650	Hyundai Elevator CO., LTD (2018)
Lift Barang	15.700	8.100	Hyundai Elevator CO., LTD (2018)



Gambar 4.3 Ilustrasi Pembebanan Mesin Lift Penumpang





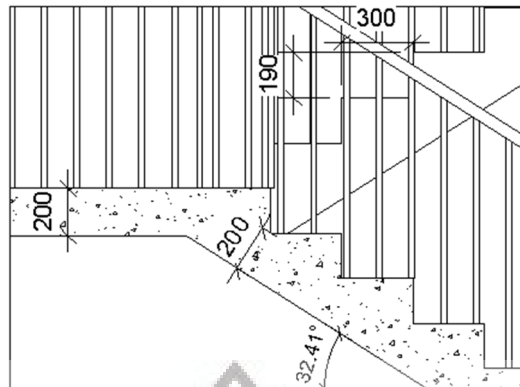
Gambar 4.4 Ilustrasi Pembebanan Mesin Lift Barang

#### d. Beban Mati Anak Tangga

Tangga dalam struktur Hotel *Sleeper Space* direncanakan ikut meredam gaya gempa yang dihasilkan, sehingga tangga ikut dimodelkan sebagai pelat struktur pada ETABS. Anak tangga diinput sebagai beban tambahan, dengan meninjau tangga selatan (mewakili bentang terbesar). Dimensi tangga dapat dilihat pada denah dan potongan pada Gambar 4.5, sedangkan dimensi anak tangga dapat dilihat pada Gambar 4.6.



Gambar 4.5 Denah dan Potongan Tangga Selatan



Gambar 4.6 Dimensi Anak Tangga Selatan

Data tangga

1. Tinggi = 4000 mm,
2. Panjang pelat tangga = 3000 mm,
3. Lebar pelat tangga =  $2225/2 = 1112,5$  mm,
4. Optrade (*rise*) = 190 mm,
5. Antrade (*run*) = 300 mm,
6. Jumlah anak tangga = 10 buah.

Perhitungan pembebanan anak tangga

$$\text{Panjang sisi miring pelat tangga} = \sqrt{2^2 + 3^2} = 3,6055 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang anak tangga} = \frac{(190 \text{ mm})(300 \text{ mm})}{2} = 28500 \text{ mm}^2$$

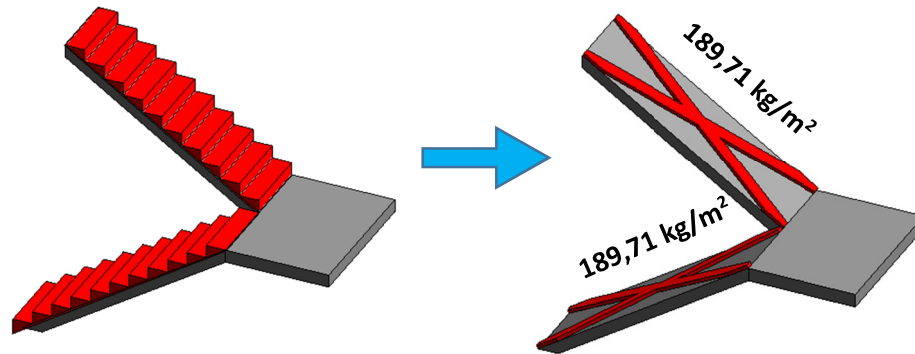
$$\text{Volume 1 buah anak tangga} = (28500 \text{ mm}^2)(3,6055 \text{ m}) = 0,031706 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume keseluruhan anak tangga} = (10 \text{ buah})(0,031706 \text{ m}^3) = 0,31706 \text{ m}^3$$

$$\text{Berat keseluruhan anak tangga} = (2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3})(0,31706 \text{ m}^3) = 760,95 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= \frac{\text{berat keseluruhan anak tangga}}{\text{luas pelat tangga}} \\ &= \frac{760,95 \text{ kg}}{(3,6055 \text{ m})(1,1125 \text{ m})} = 189,71 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Ilustrasi konversi anak tangga menjadi beban anak tangga untuk input ETABS dapat dilihat pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Konversi Anak Tangga Menjadi Beban Anak Tangga

#### 4.2 Analisis Gempa SNI 1726:2019

Prosedur analisa gempa untuk Hotel *Sleeper Space*, Semarang digunakan perhitungan analisa dinamik respons spektrum. Respons bangunan terhadap gempa perlu dianalisis di arah X dan arah Y bangunan gedung. Data gempa Semarang tahun 2018 diperoleh dari aplikasi resmi RSA 2019 rilis PUSKIM. Sistem struktur gedung yang digunakan adalah sistem ganda khusus [SNI 2847:2019, pasal 18] di arah X maupun arah Y. Perhitungan analisis dinamik dibantu pemodelannya menggunakan perangkat lunak ETABS 2018 v18.0.2.

Nilai dari data uji SPT yang diperoleh (Tabel 4.5) dapat digunakan untuk menentukan kelas situs melalui Persamaan 2.13.

Tabel 4.5 Data N-SPT Mugassari, Semarang

Tebal Lapisan $d_i$ (m) < 30 m	Jenis Tanah	N-SPT
1	Lanau	5
10	Lempung Lunak	42
11	Lempung Kaku	60

(Sumber: Hasil uji SPT jalan Pandanaran II, Semarang, 2019)

$$\sum_{i=1}^n d_i = (1 + 10 + 11) = 22 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i} = \frac{1}{5} + \frac{10}{42} + \frac{11}{60} = 0,6214 \text{ m}$$





Nilai  $\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{22}{0,6214} = 35,4$ , maka dapat ditentukan kelas situs tanah SD (SNI

1726:2019, Tabel 5).

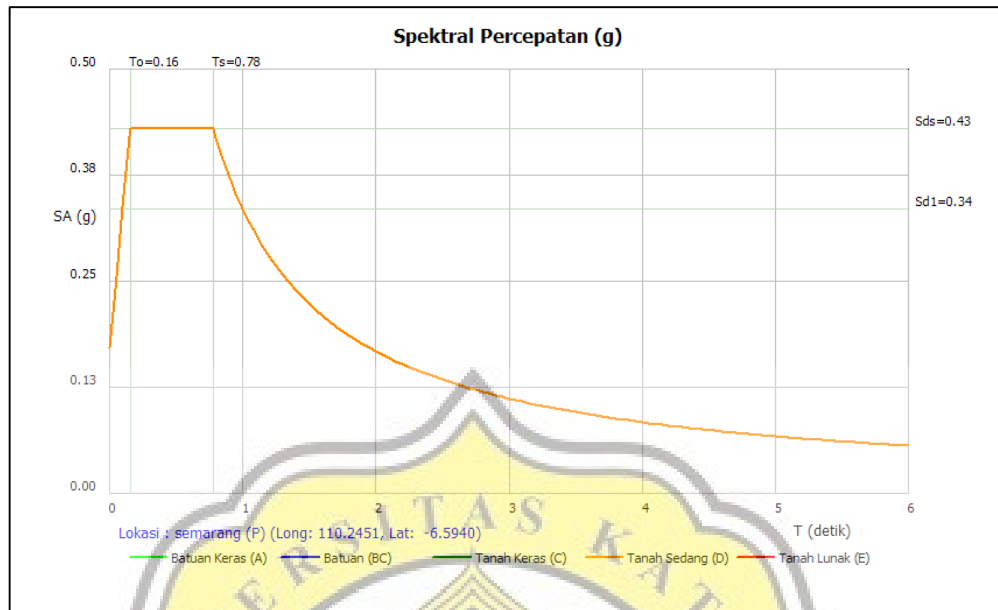
Data respons spektrum Semarang 2018 [RSA 2019]

1. Lokasi = Semarang
2. Koordinat = 110.2451-6.594 (Long-Lat)
3.  $S_s$  = 0,447704 g
4.  $S_1$  = 0,236193 g
5.  $F_a$  = 1,441837
6.  $F_v$  = 2,127614
7.  $S_{MS}$  = 0,645516 g
8.  $S_{M1}$  = 0,50257 g
9.  $S_{DS}$  = 0,430344 g
10.  $S_{D1}$  = 0,335018 g
11.  $T_L$  = 20 s

Data gedung Hotel *Sleeper Space*, Semarang

1. Kategori Risiko = III [SNI 1726:2019, Tabel 3]
2.  $I_e$  = 1,25 [SNI 1726:2019, Tabel 4]
3.  $R$  = 7 [SNI 1726:2019, Tabel 12]
4.  $\Omega$  = 2,5 [SNI 1726:2019, Tabel 12]
5.  $C_d$  = 5,5 [SNI 1726:2019, Tabel 12]
6. Kelas Situs = SD [SNI 1726:2019, Tabel 5]
7. KDS = D [SNI 1726:2019, Tabel 8 & Tabel 9]

Grafik respons spektrum wilayah kota Semarang tahun 2018 untuk Kelas Situs SD dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Grafik Respons Spektrum Semarang (SD) Tahun 2018  
(Sumber: RSA 2019)

### Analisa Dinamik Respons Spektrum:

#### a. Penentuan Periode Fundamental Struktur

Nilai  $C_t$ ,  $h_n$ ,  $x$ , dan  $C_u$  diambil berdasarkan sistem struktur yang dipakai baik pada arah X maupun arah Y gedung.

1.  $C_t = 0,0466$  [SNI 1726:2019, Tabel 18]
2.  $h_n = 27,5$  m
3.  $x = 0,9$  [SNI 1726:2019, Tabel 18]
4.  $C_u = 1,4$  [SNI 1726:2019, Tabel 19]

#### Periode fundamental pendekatan $T_a$

$$T_{\min} (T_a) = (0,0466)(27,5)^{0,9} = 0,9199 \text{ detik}$$

#### Periode fundamental pendekatan $T_{max}$

$$T_{\max} = (1,4)(0,9199) = 1,2879 \text{ detik}$$

Nilai T berdasarkan hasil analisis gempa menggunakan perangkat lunak ETABS untuk masing-masing arah tinjauan dapat dilihat pada Tabel 4.6.



Tabel 4.6 Modal Partisipasi Massa Terkombinasi

Case	Mode	Period (detik)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,072	0,1796	0,2303	0,1796	0,2303
Modal	2	0,921	0,4886	0,2356	0,6682	0,466
Modal	3	0,816	0,0606	0,2991	0,7289	0,765
Modal	4	0,296	0,0223	0,0264	0,7512	0,7914
Modal	5	0,245	0,0278	0,0861	0,7789	0,8775
Modal	6	0,218	0,0974	0,0059	0,8763	0,8834
Modal	7	0,159	0,0079	0,0178	0,8843	0,9012
Modal	8	0,119	0,0086	0,0377	0,8929	0,9389
Modal	9	0,103	0,0233	0	0,9162	0,9389
Modal	10	0,096	0,0286	0,0045	0,9448	0,9434
Modal	11	0,075	0,0014	0,003	0,9461	0,9464
Modal	12	0,073	0,002	0,0155	0,9482	0,9619

(Sumber: *Output Analisis Gempa ETABS*)

Syarat penentuan modal untuk pemodelan struktur tiga dimensi diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1, minimal partisipasi massa ragam terkombinasi harus melebihi 90% massa struktur untuk masing-masing arah tinjauan.

Cek nilai partisipasi rasio

SUM UX (Mode 9) = 91,62% > 90% ... OK!

SUM UY (Mode 7) = 90,12% > 90% ... OK!

Nilai T

Syarat penentuan T:  $T_{min} < T < T_{max}$  [SNI 1726:2019, pasal 7.8.2]

$T_x$  = 0,921 detik, ( $T < T_{max}$ ), maka  $T_x$  yang dipilih = 0,921 detik

$T_y$  = 1,072 detik, ( $T < T_{max}$ ), maka  $T_y$  yang dipilih = 1,072 detik

### b. Modifikasi Faktor Skala (*Scale Factor*)

Faktor skala pada kedua arah bernilai sama, dikarenakan sistem struktur gedung sama-sama menggunakan sistem ganda khusus.

$$SF = 9,80665 \left( \frac{1,25}{7} \right) = 1751,1875 \text{ mm/s}^2$$



Faktor skala tersebut diubah berdasarkan nilai gaya geser dasar yang dihasilkan oleh analisis ETABS. Syarat nilai gaya geser dasar yang dihasilkan ( $V_t$ ) harus sama dengan nilai gaya geser dasar desain ( $V$ ).

Koefisien respons seismik ( $C_s$ )

$$C_s = \frac{0,430344}{7/1,25} = 0,076847$$

Nilai  $C_{s \max}$

Nilai  $C_{s \max}$  untuk arah X ( $T_x = 0,921$  detik  $< T_L = 20$  detik)

$$C_{s \max (x)} = \frac{0,335018}{0,921^2 (7/1,25)} = 0,064956$$

Nilai  $C_{s \max}$  untuk arah Y ( $T_y = 1,072$  detik  $< T_L = 20$  detik)

$$C_{s \max (y)} = \frac{0,335018}{1,072^2 (7/1,25)} = 0,0558066$$

Nilai  $C_{s \min}$

Nilai  $C_{s \min}$  untuk masing-masing arah tinjauan ( $S_1 = 0,236193g < 0,6g$ )

$$C_{s \min} = 0,044 (0,430344) (1,25) \geq 0,01$$

$$C_{s \min} = 0,02367 > 0,01, \text{ maka } C_{s \min} = 0,01$$

Nilai  $C_s$

$C_{s \min (x)} (= 0,01) < C_{s (x)} (= 0,076847) > C_{s \max (x)} (= 0,064956)$ , maka  $C_{s \min (x)}$  diambil sebesar 0,064956.

$C_{s \min (y)} (= 0,01) < C_{s (y)} (= 0,076847) > C_{s \max (y)} (= 0,0558066)$ , maka  $C_{s \min (y)}$  diambil sebesar 0,055807.

Nilai berat keseluruhan bangunan dihitung dengan bantuan perangkat lunak ETABS ditunjukkan dalam Tabel 4.7.



Tabel 4.7 Massa Bangunan Tiap Tingkat

<i>Story</i>	<b>UX, UY (kg)</b>
Pelat atap	713.000,2
<i>Rooftop</i>	2.437.187,53
Lantai 6	2.515.924,82
Lantai 5	2.526.991,82
Lantai 4	2.585.861,06
Lantai 3	1.775.872,7
Lantai 2	2.637.351,14
<i>Ground floor</i>	2.512.707,97
<i>Basement</i>	911.858,66

(Sumber: *Output* Analisis Gempa ETABS)

Berat keseluruhan bangunan (W) untuk masing-masing arah tinjauan

$$\Sigma W = 18.616.755,9 \text{ kg} \approx 182.568,0092 \text{ kN}$$

Nilai gaya geser dasar desain

$$V_x = 0,064956 (182.568,0092) = 11.858,9207 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,055807 (182.568,0092) = 10.188,4944 \text{ kN}$$

Nilai gaya geser dasar hasil perhitungan ETABS ditunjukkan dalam Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Gaya Geser Dasar

<i>Output Case</i>	<b>FX (kN)</b>	<b>FY (kN)</b>
RSx	6.903,6944	3.628,7281
RSy	3.628,728	6.588,1697

(Sumber: *Output* Analisis Gempa ETABS)

Cek rasio nilai gaya geser dasar

$$\frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{6.903,6944}{11.858,9207} = 0,5822 \approx 58,22\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{6.588,1697}{10.188,4944} = 0,6466 \approx 64,66\%$$

Maka, faktor skala (SF) masing-masing arah tinjauan harus dimodifikasi sehingga didapat  $V_t = V$ .

$$SF_{x \text{ mod}} = 1751,1875 \left( \frac{11.858,9207}{6.903,6944} \right) = 3.008,1276$$

$$SF_{y \text{ mod}} = 1751,1875 \left( \frac{10.188,4944}{6.588,1697} \right) = 2.708,1822$$



Setelah dimodelkan kembali, lalu hasil gaya geser dasar dari ETABS berubah seperti yang dapat dilihat dalam Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Gaya Geser Dasar Hasil Modifikasi SF

<i>Output Case</i>	FX (kN)	FY (kN)
RSx	11.858,9207	6.233,3
RSy	5.611,7672	10.188,4943

(Sumber: *Output* Analisis Gempa ETABS)

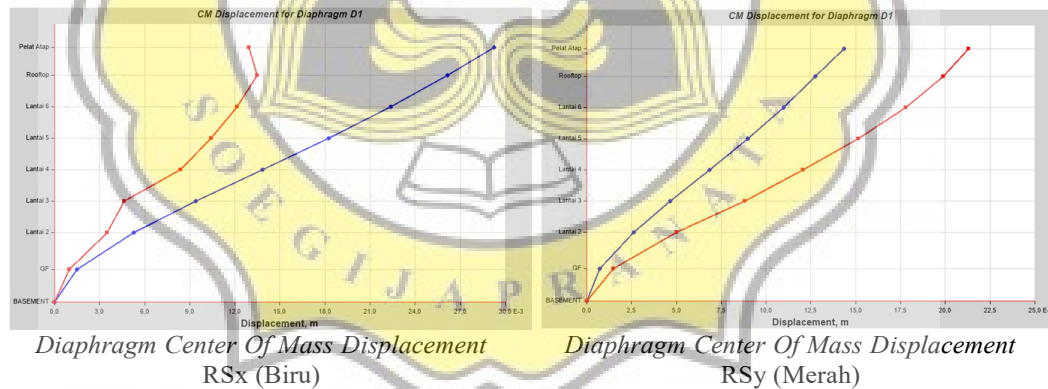
Cek ulang rasio nilai gaya geser dasar

$$\frac{V_{tx\ mod}}{V_x} = \frac{11.858,9207}{11.858,9207} = 1,0, \text{ maka } V_{tx} = V_x$$

$$\frac{V_{ty\ mod}}{V_y} = \frac{10.188,4943}{10.188,4944} = 1,0, \text{ maka } V_{ty} = V_y$$

### c. Perhitungan Simpangan Antarlantai

Perhitungan simpangan tiap lantai mengikuti aturan SNI. Nilai simpangan oleh pelat tiap lantai diafragma diperoleh dari analisis ETABS seperti pada Gambar 4.9.



Gambar 4.9 Penentuan Simpangan Tiap Lantai Hasil Analisis Gempa ETABS

Hasil simpangan diafragma yang telah dibuat kaku (*rigid*) untuk arah X dapat dilihat dari hasil analisis ETABS dalam Tabel 4.10.



Tabel 4.10 Simpangan Gedung Tiap Lantai Arah X

<i>Story</i>	<i>Diaphragm</i>	<i>Output Case</i>	<b>UX (mm)</b>
Pelat atap	D1	RSx	29,247
<i>Rooftop</i>	D1	RSx	26,154
Lantai 6	D1	RSx	22,389
<b>Lantai 5</b>	<b>D1</b>	<b>RSx</b>	<b>18,255</b>
Lantai 4	D1	RSx	13,845
Lantai 3	D1	RSx	9,383
Lantai 2	D1	RSx	5,263
<i>Ground floor</i>	D1	RSx	1,492

(Sumber: *Output Analisis Gempa ETABS*)

Nilai displacement arah X lantai 5

$$\delta_{5(x)} = \frac{5,5 (18,255 - 13,845)}{1,25} = 19,404 \text{ mm}$$

Nilai displacement ijin arah X lantai 5

$$\Delta_{ijin(5,x)} = \frac{0,015 (3.400)}{1,3} = 39,2308 \text{ mm}$$

Cek syarat simpangan

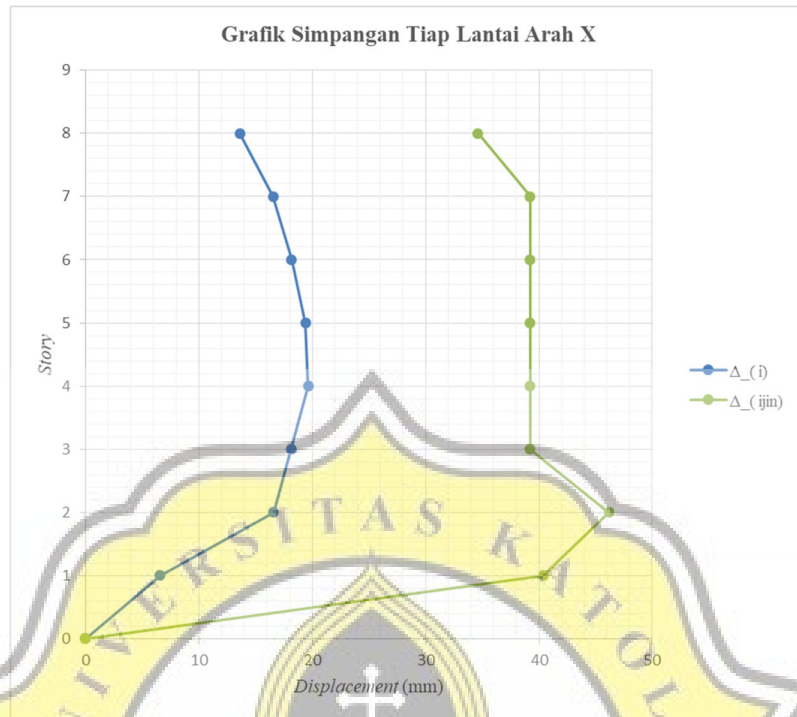
$$\delta_{5(x)} (= 19,404 \text{ mm}) < \Delta_{ijin(5,x)} (= 39,2308 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$$

Hasil perhitungan simpangan antarlantai untuk tinjauan arah X gedung ditunjukkan dalam Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Simpangan Gedung Hasil Perhitungan Tiap Lantai Arah X

<i>No. of Story</i>	<i>Story</i>	<i>Output Case</i>	<b>UX (mm)</b>	<b>h<sub>sx</sub> (mm)</b>	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_{ijin}$ (mm)	<b>Status</b>
8	Pelat atap	RSx	29,247	3000	13,6092	34,61538462	OK
7	<i>Rooftop</i>	RSx	26,154	3400	16,566	39,23076923	OK
6	Lantai 6	RSx	22,389	3400	18,1896	39,23076923	OK
<b>5</b>	<b>Lantai 5</b>	<b>RSx</b>	<b>18,255</b>	<b>3400</b>	<b>19,404</b>	<b>39,23076923</b>	<b>OK</b>
4	Lantai 4	RSx	13,845	3400	19,6328	39,23076923	OK
3	Lantai 3	RSx	9,383	3400	18,128	39,23076923	OK
2	Lantai 2	RSx	5,263	4000	16,5924	46,15384615	OK
1	<i>Ground floor</i>	RSx	1,492	3500	6,5648	40,38461538	OK
0	<i>Basement</i>	0	29,247	0	13,6092	0	0

Grafik simpangan gedung untuk tiap lantai tinjauan arah X dapat dilihat pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10 Grafik Simpangan Tiap Lantai Tinjauan Arah X

Hasil simpangan diafragma yang telah dibuat kaku (*rigid*) untuk arah Y dapat dilihat dari hasil analisis ETABS dalam Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Simpangan Gedung Tiap Lantai Arah Y

Story	Diaphragm	Output Case	UY (mm)
Pelat atap	D1	RSy	21,288
Rooftop	D1	RSy	19,884
Lantai 6	D1	RSy	17,778
Lantai 5	D1	RSy	15,154
Lantai 4	D1	RSy	12,042
Lantai 3	D1	RSy	8,823
Lantai 2	D1	RSy	5,001
Ground floor	D1	RSy	1,474

(Sumber: *Output Analisis Gempa ETABS*)

Nilai *displacement* arah Y lantai 5

$$\delta_{5(y)} = \frac{5,5 (15,154 - 12,042)}{1,25} = 13,6928 \text{ mm}$$

Nilai *displacement* ijin arah Y lantai 5

$$\Delta_{ijin(5,x)} = \frac{0,015 (3.400)}{1,3} = 39,2308 \text{ mm}$$

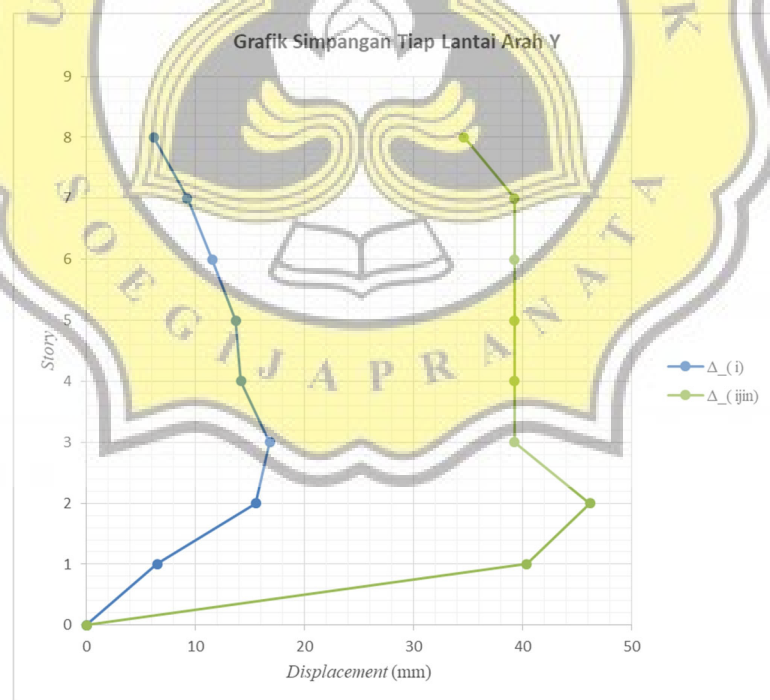
Cek syarat simpangan

$\delta_{5(y)} (= 13,6928 \text{ mm}) < \Delta_{ijin(5,y)} (= 39,2308 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$

Hasil perhitungan simpangan antarlantai untuk tinjauan arah Y gedung ditunjukkan dalam Tabel 4.13, sedangkan grafik simpangan gedung untuk tiap lantai tinjauan arah Y dapat dilihat pada Gambar 4.11.

Tabel 4.13 Simpangan Gedung Hasil Perhitungan Tiap Lantai Arah Y

No. of Story	Story	Output Case	UY (mm)	h <sub>sx</sub> (mm)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_{ijin}$ (mm)	Status
8	Pelat atap	RSy	21,288	3.000	6,1776	34,61538462	OK
7	Rooftop	RSx	19,884	3.400	9,2664	39,23076923	OK
6	Lantai 6	RSx	17,778	3.400	11,5456	39,23076923	OK
5	Lantai 5	RSx	15,154	3.400	13,6928	39,23076923	OK
4	Lantai 4	RSx	12,042	3.400	14,1636	39,23076923	OK
3	Lantai 3	RSx	8,823	3.400	16,8168	39,23076923	OK
2	Lantai 2	RSx	5,001	4.000	15,5188	46,15384615	OK
1	Ground floor	RSx	1,474	3.500	6,4856	40,38461538	OK
0	Basement	0	21,288	0	6,1776	0	0



Gambar 4.11 Grafik Simpangan Tiap Lantai Tinjauan Arah Y



#### d. Pengaruh P-Delta

Nilai  $\theta_{max}$

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{1,0 (5,5)} = 0,0909 < 0,25 \quad \dots \text{OK!}$$

Perhitungan nilai beban desain vertikal ( $P_x$ ) diperoleh dari hasil analisis gempa ETABS dengan beban kombinasi 1DL + 1SDL + 1LL (atau dinyatakan dalam beban kombinasi layan/*SERVICE*) yang ditunjukkan dalam Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Nilai Beban Desain Vertikal ( $P_x$ )

Story	Output Case	$P_x$ (kN)
Pelat atap	<i>SERVICE</i>	6.634,5078
<i>Rooftop</i>	<i>SERVICE</i>	34.272,1326
Lantai 6	<i>SERVICE</i>	63.475,1602
Lantai 5	<i>SERVICE</i>	92.895,2482
Lantai 4	<i>SERVICE</i>	122.921,9637
Lantai 3	<i>SERVICE</i>	143.040,7376
Lantai 2	<i>SERVICE</i>	173.270,8774
<i>Ground floor</i>	<i>SERVICE</i>	202.527,9243

(Sumber: *Output Analisis Gempa ETABS*)

Nilai gaya geser seismik pada arah X didapat dari hasil analisis gempa ETABS yang ditunjukkan dalam Tabel 4.15.

Tabel 4.15 Nilai Gaya Geser Seismik pada arah X

Story	Output Case	$V_x$ (kN)
Pelat atap	RSx	1.114,1508
<i>Rooftop</i>	RSx	4.131,4461
Lantai 6	RSx	6.531,0336
Lantai 5	RSx	8.434,563
Lantai 4	RSx	9.996,871
Lantai 3	RSx	10.797,5029
Lantai 2	RSx	11.583,0556
<i>Ground floor</i>	RSx	11.858,3394

(Sumber: *Output Analisis Gempa ETABS*)

Nilai gaya geser seismik pada arah Y didapat dari hasil analisis gempa ETABS yang ditunjukkan dalam Tabel 4.16.





Tabel 4.16 Nilai Gaya Geser Seismik pada arah Y

Story	Output Case	V <sub>y</sub> (kN)
Pelat atap	RSy	937,5395
Rooftop	RSy	3.371,4503
Lantai 6	RSy	5.379,6958
Lantai 5	RSy	7.024,0333
Lantai 4	RSy	8.398,6172
Lantai 3	RSy	9.190,8285
Lantai 2	RSy	9.921,7313
Ground floor	RSy	10.187,8362

(Sumber: *Output Analysis* Gempa ETABS)

Nilai  $\theta$  untuk lantai 5

Nilai  $\theta$  dapat dihitung menggunakan rumus 46 dalam SNI 1726:2019.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

$$\theta_{5(x)} = \frac{(92.895,2482)(19,404)(1,25)}{(8.434,563)(3.400)(5,5)} = 0,01428534 < 0,1, \text{ maka P-Delta tidak perlu dihitung.}$$

$$\theta_{5(y)} = \frac{(92.895,2482)(13,6928)(1,25)}{(7.024,0333)(3.400)(5,5)} = 0,012105078 < 0,1, \text{ maka P-Delta tidak perlu dihitung.}$$

Perhitungan untuk lantai lainnya dapat dilihat dalam Tabel 4.17 untuk arah X dan Tabel 4.18 untuk arah Y.

Tabel 4.17 Cek Keperluan Hitung P-Delta Arah X

No. of Story	Story	P <sub>x</sub> (kN)	h <sub>sx</sub> (mm)	$\Delta_i$ (mm)	V <sub>x</sub> (kN)	$\theta_i$	Hitung P-Delta
8	Pelat atap	6.634,5078	3.000	13,6092	1.114,1508	0,006139364	TP
7	Rooftop	34.272,1326	3.400	16,566	4.131,4461	0,009185972	TP
6	Lantai 6	63.475,1602	3.400	18,1896	6.531,0336	0,011817169	TP
5	Lantai 5	92.895,2482	3.400	19,404	8.434,563	0,01428534	TP
4	Lantai 4	122.921,9637	3.400	19,6328	9.996,871	0,016136749	TP
3	Lantai 3	143.040,7376	3.400	18,128	10.797,5029	0,016052945	TP
2	Lantai 2	173.270,8774	4.000	16,5924	11.583,0556	0,014102593	TP
1	Ground floor	202.527,9243	3.500	6,5648	11.858,3394	0,00728051	TP
0	Basement	0	0	0	0	0	0

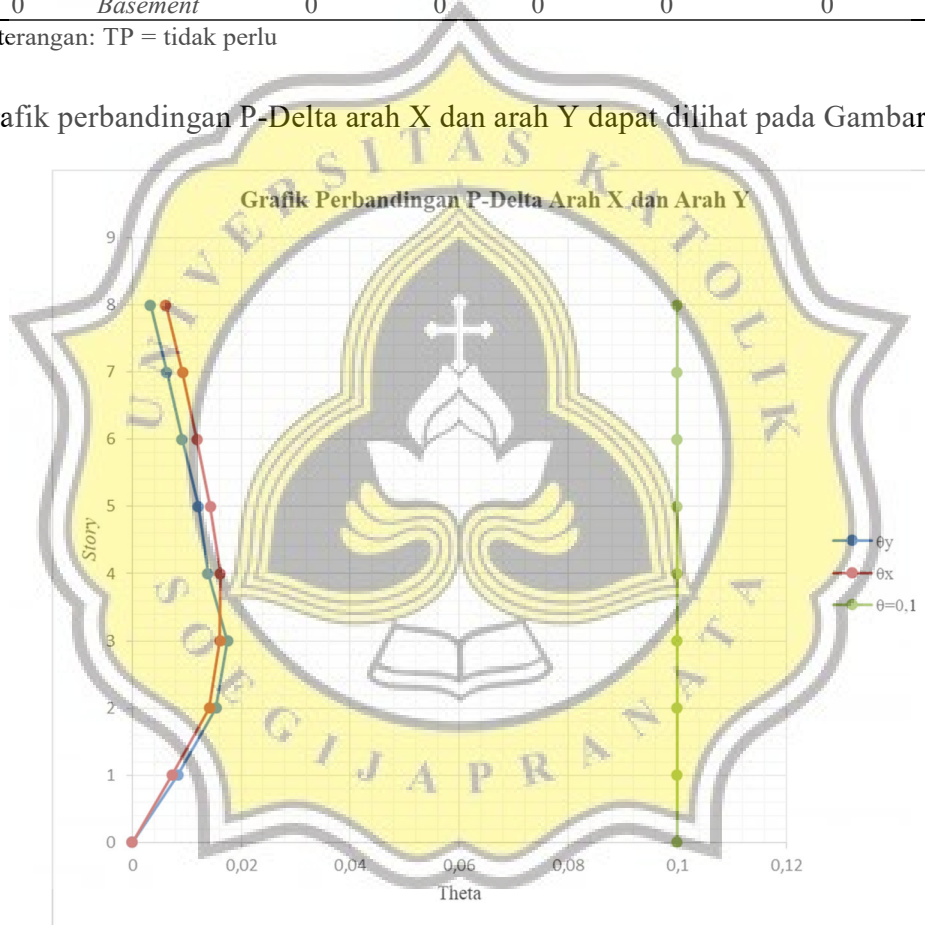
Keterangan: TP = tidak perlu

Tabel 4.18 Cek Keperluan Hitung P-Delta Arah Y

No. of Story	Story	P <sub>x</sub> (kN)	h <sub>sx</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> (mm)	V <sub>y</sub> (kN)	θ <sub>i</sub>	Hitung P-Delta
8	Pelat atap	6.634,5078	3.000	6,1776	937,5395	0,003311807	TP
7	Roof top	34.272,1326	3.400	9,2664	3.371,4503	0,006296567	TP
6	Lantai 6	63.475,1602	3.400	11,5456	5.379,6958	0,00910607	TP
5	Lantai 5	92.895,2482	3.400	13,6928	7.024,0333	0,012105078	TP
4	Lantai 4	122.921,9637	3.400	14,1636	8.398,6172	0,013856826	TP
3	Lantai 3	143.040,7376	3.400	16,8168	9.190,8285	0,017495117	TP
2	Lantai 2	173.270,8774	4.000	15,5188	9.921,7313	0,015398683	TP
1	Ground floor	202.527,9243	3.500	6,4856	10.187,8362	0,008372061	TP
0	Basement	0	0	0	0	0	0

Keterangan: TP = tidak perlu

Grafik perbandingan P-Delta arah X dan arah Y dapat dilihat pada Gambar 4.12.



Gambar 4.12 Grafik Perbandingan P-Delta Tiap Lantai Tinjauan Arah X dan Y

### e. Rasio Struktur dalam Menahan Gempa

Perbandingan antara struktur kolom (*frame*) dan dinding geser (*shearwall*) dalam menahan gempa ditinjau dari hasil reaksi *joint output* ETABS melalui analisis

gempa dinamik respons spektrum. Hasil perhitungan rasio struktur dalam menahan gempa ditunjukkan dalam Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Rasio Struktur dalam Menahan Gempa

Arah Gempa	Struktur Pemikul Momen Khusus	F (kN)	Rasio (%)
X	SW	9.439,56	73,44
	FRAME	3.413,04	26,56
	ALL	12.852,60	100,00
Y	SW	7.766,02	60,48
	FRAME	5.075,53	39,52
	ALL	12.841,55	100,00

### 4.3 Perhitungan Struktur Pelat

#### 4.3.1 Perhitungan Tebal Pelat Struktur

Perhitungan tebal pelat lantai minimum bertujuan untuk menentukan tebal minimum pelat lantai (PL) dan pelat atap (PA). Pelat yang ditinjau merupakan pelat dengan luasan terbesar. Balok tinjauan dipilih sebagai tumpuan pada keempat sisi pelat yang merupakan balok interior. Dimensi dan denah balok tinjauan dapat dilihat pada Tabel 4.20 dan Gambar 4.13.

Tabel 4.20 Data Balok Tinjauan

Balok	b (mm)	h (mm)
Bt1	500	750
Bt2	450	600
Bt3	600	750
Bt4	450	600

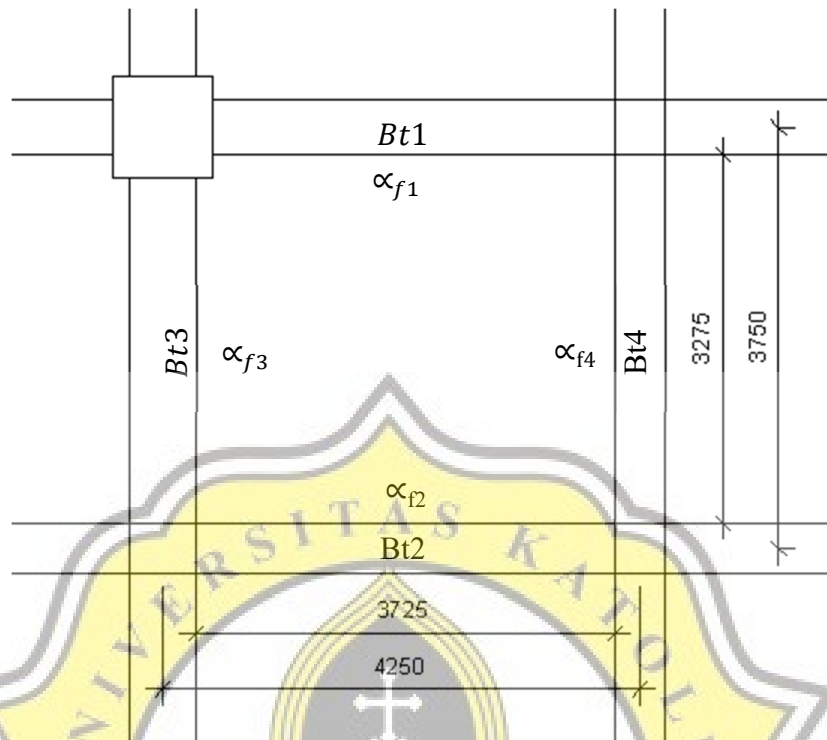
#### a. Hitung Dimensi Pelat Tinjauan

$L_{ny}$  = Panjang bersih pelat

$$L_{ny} = 4.250 - \left(\frac{600}{2}\right) - \left(\frac{450}{2}\right) = 3.725 \text{ mm}$$

$L_{nx}$  = Lebar bersih pelat

$$L_{nx} = 3.750 - \left(\frac{500}{2}\right) - \left(\frac{450}{2}\right) = 3.275 \text{ mm}$$



Gambar 4.13 Letak Pelat Tinjauan Interior

**b. Hitung momen inersia balok dan pelat tinjauan**

Momen Inersia Bt1

Perhitungan momen inersia balok Bt1 mengacu pada dimensi balok tinjauan yang digambarkan pada Gambar 4.14.

$$h \text{ asumsi } (h_o) = 120 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok} = 500 \text{ mm}$$

$$h \text{ balok} = 750 \text{ mm}$$

Tinjau sebagai balok interior

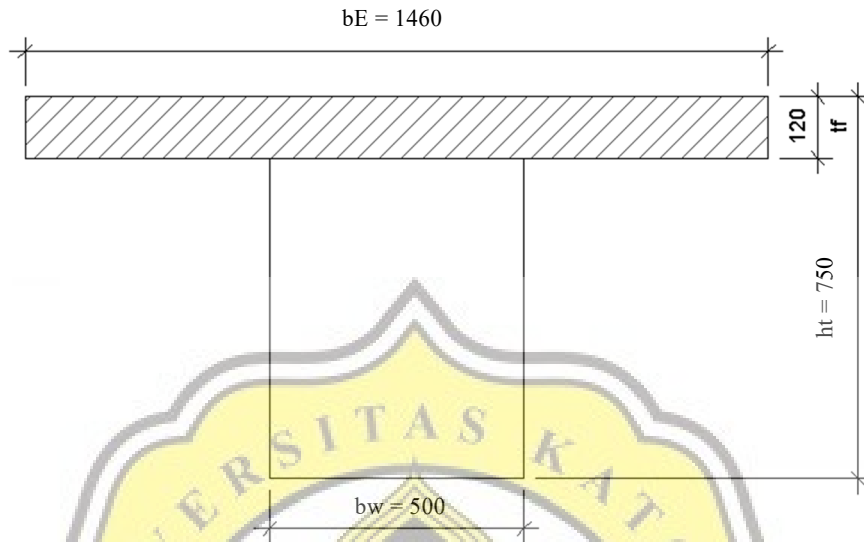
$$b_E = b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$$

$$b_E = 500 + 2(750 - 120) \leq 500 + 8(120)$$

$$b_E = 1.760 > 1.460 \text{ mm, maka } b_E = 1.460 \text{ mm}$$

$$\frac{h_o}{h_t} = \frac{120}{750} = 0,16$$

$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{1.460}{500} = 2,92$$



Gambar 4.14 Balok Tinjauan Bt1

$$k_1 = 1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_o}{h_t}\right)^3 + \left[ \frac{3\left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(1 - \frac{h_o}{h_t}\right)^2 \left(\frac{h_o}{h_t}\right)}{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_o}{h_t}\right)} \right]$$

$$k_1 = 1 + (2,92 - 1) (0,16)^3 + \left[ \frac{3(2,92 - 1)(1 - 0,16)^2(0,16)}{1 + (2,92 - 1)(0,16)} \right]$$

$$k_1 = 1,5053$$

$$I_{bt1} = k_1 \left( \frac{1}{12} b_w h_t^3 \right)$$

$$I_{bt1} = 1,5053 \left[ \frac{1}{12} (500)(750)^3 \right] = 3.646.079,58 \text{ cm}^4$$

#### Momen Inersia Bt2

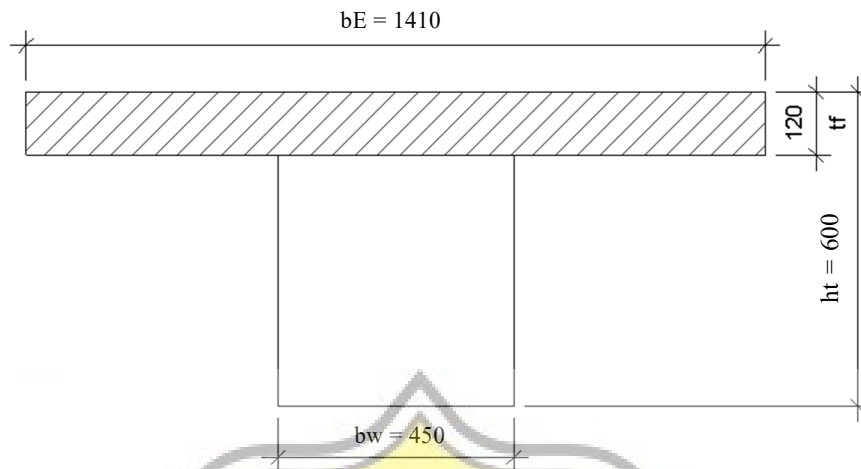
Perhitungan momen inersia balok Bt2 mengacu pada dimensi balok tinjauan yang digambarkan pada Gambar 4.15.

h asumsi ( $h_o$ ) = 120 mm

b balok = 450 mm

h balok = 600 mm





Gambar 4.15 Balok Tinjauan Bt2

Tinjau sebagai balok interior

$$b_E = b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$$

$$b_E = 450 + 2(600 - 120) \leq 450 + 8(120)$$

$$b_E = 1.410 = 1.410 \text{ mm, maka } b_E = 1410 \text{ mm}$$

$$\frac{h_o}{h_t} = \frac{120}{600} = 0,2$$

$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{1410}{450} = 3,1333$$

$$k_2 = 1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_o}{h_t}\right)^3 + \left[ \frac{3\left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(1 - \frac{h_o}{h_t}\right)^2 \left(\frac{h_o}{h_t}\right)}{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_o}{h_t}\right)} \right]$$

$$k_2 = 1 + (3,1333 - 1)(0,2)^3 + \left[ \frac{3(3,1333 - 1)(1 - 0,2)^2(0,2)}{1 + (3,1333 - 1)(0,2)} \right]$$

$$k_2 = 1,5913$$

$$I_{bt2} = k_2 \left( \frac{1}{12} b_w h_t^3 \right)$$

$$I_{bt2} = 1,5913 \left[ \frac{1}{12} (450)(600)^3 \right] = 1.288.930,54 \text{ cm}^4$$

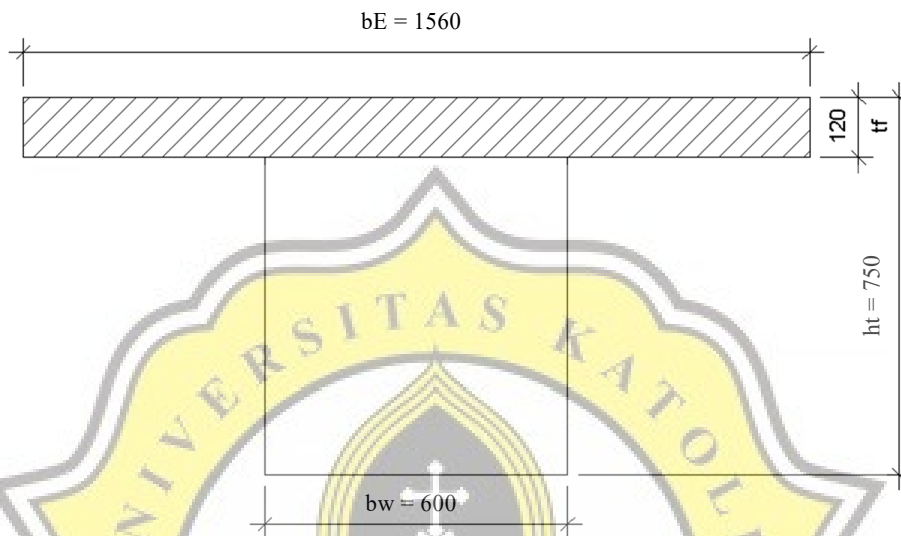
### Momen Inersia Bt3

Perhitungan momen inersia balok Bt3 mengacu pada dimensi balok tinjauan yang digambarkan pada Gambar 4.16.

$h$  asumsi ( $h_o$ ) = 120 mm

$b$  balok = 600 mm

$h$  balok = 750 mm



Gambar 4.16-Balok Tinjauan Bt3

Tinjau sebagai balok interior

$$b_E = b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$$

$$b_E = 600 + 2(750 - 120) \leq 600 + 8(120)$$

$$b_E = 1.860 > 1.560 \text{ mm, maka } b_E = 1.560 \text{ mm}$$

$$\frac{h_o}{h_t} = \frac{120}{750} = 0,16$$

$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{1.560}{600} = 2,6$$

$$k_3 = 1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_o}{h_t}\right)^3 + \left[ \frac{3\left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(1 - \frac{h_o}{h_t}\right)^2 \left(\frac{h_o}{h_t}\right)}{1 + \left(\frac{b_E}{b_w} - 1\right) \left(\frac{h_o}{h_t}\right)} \right]$$

$$k_3 = 1 + (2,6 - 1) (0,16)^3 + \left[ \frac{3(2,6 - 1) (1 - 0,16)^2 (0,16)}{1 + (2,6 - 1) (0,16)} \right]$$

$$k_3 = 1,438$$

$$I_{bt3} = k_1 \left( \frac{1}{12} b_w h_t^3 \right)$$

$$I_{bt3} = 1,438 \left[ \frac{1}{12} (600)(750)^3 \right] = 3.033.288,17 \text{ cm}^4$$

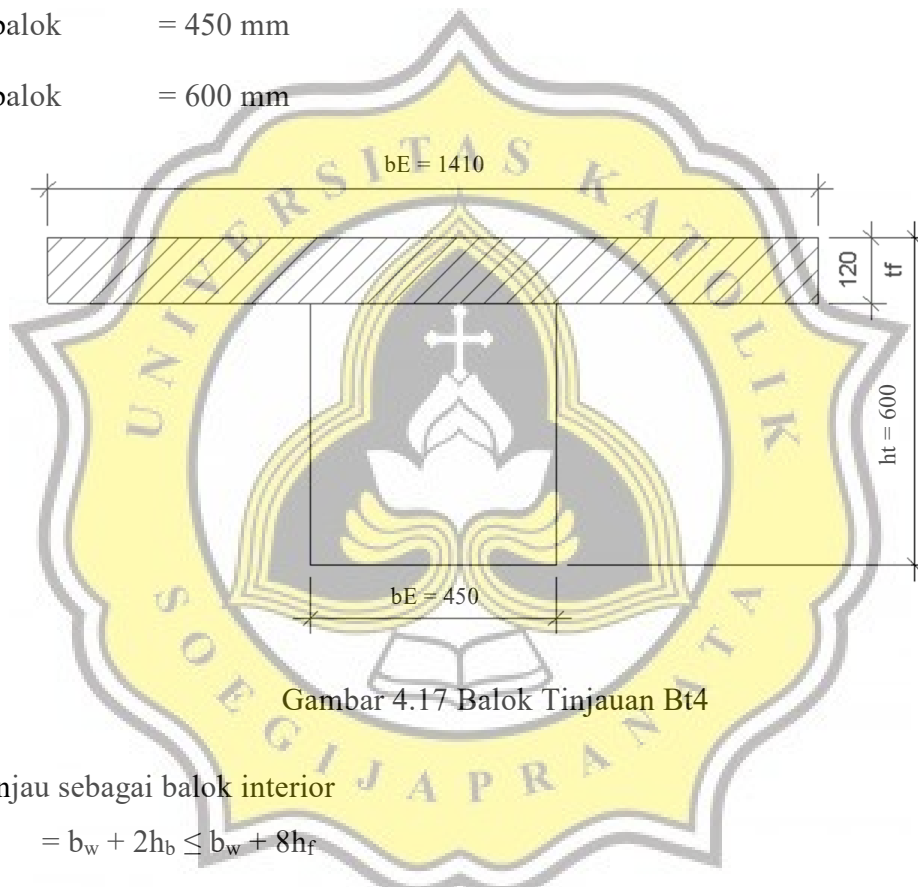
#### Momen Inersia Bt4

Perhitungan momen inersia balok Bt4 mengacu pada dimensi balok tinjauan yang digambarkan pada Gambar 4.17.

$$h \text{ asumsi } (h_o) = 120 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok} = 450 \text{ mm}$$

$$h \text{ balok} = 600 \text{ mm}$$



Gambar 4.17 Balok Tinjauan Bt4

Tinjau sebagai balok interior

$$b_E = b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$$

$$b_E = 450 + 2(600 - 120) \leq 450 + 8(120)$$

$$b_E = 1.410 = 1.410 \text{ mm, maka } b_E = 1.410 \text{ mm}$$

$$\frac{h_o}{h_t} = \frac{120}{600} = 0,2$$

$$\frac{b_E}{b_w} = \frac{1.410}{450} = 3,1333$$

$$k_4 = 1 + \left( \frac{b_E}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_o}{h_t} \right)^3 + \left[ \frac{3 \left( \frac{b_E}{b_w} - 1 \right) \left( 1 - \frac{h_o}{h_t} \right)^2 \left( \frac{h_o}{h_t} \right)}{1 + \left( \frac{b_E}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_o}{h_t} \right)} \right]$$

$$k_4 = 1 + (3,1333 - 1) (0,2)^3 + \left[ \frac{3(3,1333 - 1)(1 - 0,2)^2(0,2)}{1 + (3,1333 - 1)(0,2)} \right]$$

$$k_4 = 1,5913$$

$$I_{bt4} = k_1 \left( \frac{1}{12} b_w h_t^3 \right)$$

$$I_{bt4} = 1,5913 \left[ \frac{1}{12} (450)(600)^3 \right] = 1.288.930,54 \text{ cm}^4$$

### Momen Inersia Pelat

Perhitungan momen inersia pelat bergantung pada masing-masing balok yang menumpu. Momen inersia pelat pada arah bentang pendek ( $L_x$ ) dihitung dengan meninjau balok Bt1 dan Bt2 (lihat Gambar 4.18).



Gambar 4.18 Momen Inersia Pelat Arah Bentang Pendek

Tinjau penampang balok Bt1

$$L_x = 3.750 \text{ mm}$$

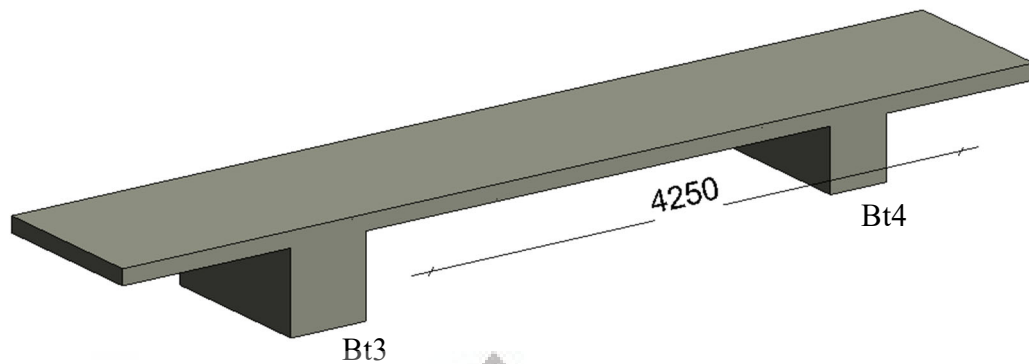
$$I_{s1} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (3.750)(120)^3 = 54.000 \text{ cm}^4$$

Tinjau penampang balok Bt2

$$L_x = 3.750 \text{ mm}$$

$$I_{s2} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (3.750)(120)^3 = 54.000 \text{ cm}^4$$

Momen inersia pelat pada arah bentang pangan ( $L_y$ ) dihitung dengan meninjau balok Bt3 dan Bt4 (lihat Gambar 4.19).



Gambar 4.19 Momen Inersia Pelat Arah Bentang Panjang

Tinjau penampang balok Bt3

$$L_y = 4.250 \text{ mm}$$

$$I_{s3} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(4.250)(120)^3 = 61.200 \text{ cm}^4$$

Tinjau penampang balok Bt4

$$L_y = 4.250 \text{ mm}$$

$$I_{s4} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}(4.250)(120)^3 = 61.200 \text{ cm}^4$$

Rasio kekakuan balok terhadap pelat ( $\alpha_{fm}$ )

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{cb} I_{b1}}{E_{cs} I_{s1}} = \frac{2.646.079,58}{54.000} = 49,0015$$

$$\alpha_{f2} = \frac{E_{cb} I_{b2}}{E_{cs} I_{s2}} = \frac{1.288.930,54}{54.000} = 23,8691$$

$$\alpha_{f3} = \frac{E_{cb} I_{b3}}{E_{cs} I_{s3}} = \frac{3.033.288,17}{61.200} = 49,5635$$

$$\alpha_{f4} = \frac{E_{cb} I_{b4}}{E_{cs} I_{s4}} = \frac{1.288.930,54}{61.200} = 21,0609$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}}{4} = 35,8738$$

Tebal Minimum Pelat

$$\alpha_{fm} = 35,8738 > 2,0$$

$$L_{ny} = 3.725 \text{ mm}$$



$$L_{nx} = 3.275 \text{ mm}$$

$L_n$  dipilih yang terbesar di antara  $L_{ny}$  dan  $L_{nx}$ , maka  $L_n$  diambil sebesar 3.725 mm.

$$\beta = 1,1374$$

$$h_{\min 1} = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1.400}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{3.650 \left(0,8 + \frac{400}{1.400}\right)}{36 + 9(1,1374)} = 87,4693 \text{ mm}$$

$$h_{\min 2} = 90 \text{ mm}$$

Nilai  $h_{\min}$  diambil yang terbesar di antara  $h_{\min 1}$  dan  $h_{\min 2}$ , maka nilai  $h_{\min}$  diambil sebesar 90 mm. Nilai  $h_{\min}$  (= 90 mm) <  $h$  asumsi awal (= 120 mm). Rekap penentuan tebal pelat dapat dilihat dalam Tabel 4.21.

Tabel 4.21 Tebal Pelat Lantai

Tipe Pelat	Peruntukan	Tebal pelat (mm)
PL	Pelat lantai	120
PA	Pelat atap	120

### 4.3.2 Perhitungan Struktur Pelat Lantai

Pelat lantai (PL) yang ditinjau (lihat Gambar 4.20) dengan data sebagai berikut:

$$L_y = 4,25 \text{ m}$$

$$L_x = 3,75 \text{ m}$$

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

$$c_v = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan arah x} = \text{D10 mm}$$

$$\text{Tulangan arah y} = \text{D10 mm}$$

$$f_c' = 33,2 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$M_u = 13 \text{ kN.m/m}$$

Jenis tumpuan = Jepit elastis (pada keempat sisi)



### a. Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Berbasis SNI

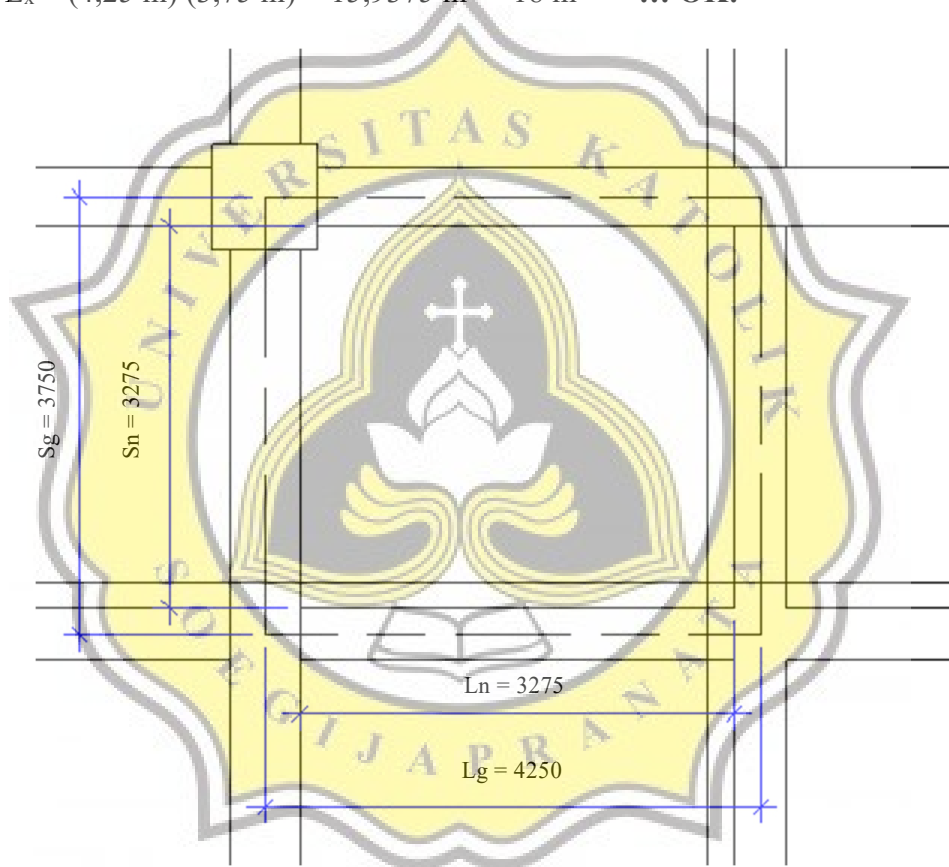
Cek pembebanan pelat

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{4,25}{3,75} = 1,1333 < 2,5, \text{ maka pelat dinyatakan pelat dua arah}$$

Luas pelat maksimum

Syarat:  $L_y L_x \leq 18 \text{ m}^2$  untuk pelat dengan ketebalan 12 cm.

$$L_y L_x = (4,25 \text{ m}) (3,75 \text{ m}) = 15,9375 \text{ m}^2 < 18 \text{ m}^2 \quad \dots \text{ OK!}$$



Gambar 4.20 Pelat Lantai Tinjauan untuk Perhitungan Kebutuhan Tulangan PL

Perhitungan momen

$$M_u = 13 \text{ kN.m/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{13}{0,9} = 14,4444 \text{ kN.m/m}$$



### Nilai $\beta_1$

$$f_c' = 33,2 \text{ MPa, maka } \beta_1 = 0,8271$$

### Penulangan minimum arah $L_x$ dan $L_y$

Berdasarkan pasal 7.12.2.1 dalam SNI 2847-2013, dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$ , maka  $\rho = 0,0018$ .

$$A_{s \text{ min}} = \rho b h = 0,0018 (1000) (120) = 216 \text{ mm}^2/\text{m}$$

### Penulangan maksimum arah $L_x$

$$d_{\text{bersih}} = h - c_v = 120 - 15 = 105 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,31875 \beta_1 b d \frac{f_c'}{f_y}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,31875 (0,8271) (1.000) (105) \left(\frac{33,2}{400}\right) = 2.297,725 \text{ mm}^2/\text{m}$$

### Penentuan $A_s$ tulangan $L_x$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 4 \left(\frac{f_y}{1,7 f_c' b}\right) \left(\frac{M_u}{f_y}\right)}}{2 \left(\frac{f_y}{1,7 f_c' b}\right)}$$

$$A_s = \frac{105 - \sqrt{105^2 - 4 \left(\frac{400}{1,7(33,2)(1.000)}\right) \left(\frac{14.4444}{400}\right)}}{2 \left(\frac{400}{1,7(33,2)(1.000)}\right)} = 352,2924 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Nilai  $A_s$  diambil yang terkecil dari ketiga nilai  $A_s$ . Dengan  $A_{s \text{ min}} (= 216 \text{ mm}^2/\text{m}) < A_s (= 352,2924 \text{ mm}^2/\text{m}) < A_{s \text{ max}} (= 2.297,725 \text{ mm}^2/\text{m})$ , maka  $A_s$  yang dipakai  $352,2924 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

### Perhitungan Jarak Tulangan $L_x$

$$\text{Tulangan D10, } A_{s \text{ tul}} = \left(\frac{1}{4}\right) \left(\frac{22}{7}\right) (10)^2 = 78,5714 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b}{A_s/A_{s \text{ tul}}} = \frac{1.000}{352,2924/78,5714} = 223,029 \text{ mm}$$

### Perhitungan Jarak Tulangan Maksimal $L_x$

$$c_c = 15 \text{ mm (jarak terkecil dari permukaan tulangan)}$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} (400) = 266,6667 \text{ MPa}$$



$$s_{\max 1} = 380 \left( \frac{280}{266,6667} \right) - 2,5 (15) < 300 \left( \frac{280}{266,6667} \right)$$

$$s_{\max 1} = 361,5 \text{ mm} > 315 \text{ mm, maka dipilih } s_{\max 1} = 315 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 2h = 2 (120) = 240 \text{ mm}$$

$$s_{\max 3} = 450 \text{ mm}$$

Nilai  $s_{\max}$  dipilih yang terkecil dari ketiga nilai  $s_{\max}$ , maka  $s_{\max} = 240 \text{ mm}$ .

#### Penentuan Jarak Tulangan $L_x$

Jarak tulangan dipilih yang terkecil di antara nilai  $s (= 223,029 \text{ mm})$  dan  $s_{\max} (= 240 \text{ mm})$ , maka dipilih nilai  $s = 223,029 \text{ mm}$ .

Gunakan tulangan D10-220 mm untuk arah bentang pendek ( $L_x$ ).

#### Penulangan maksimum arah $L_y$

$$d_{\text{bersih}} = h - c_v - d_{\text{tul } x} = 120 - 15 - 10 = 95 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,31875 \beta_1 b d \frac{f_c'}{f_y}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,31875 (0,8271) (1.000) (95) \left( \frac{33,2}{400} \right) = 2078,894 \text{ mm}^2/\text{m}$$

#### Penentuan $A_s$ tulangan $L_y$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 4 \left( \frac{f_y}{1,7 f_c' b} \right) \left( \frac{M_n}{f_y} \right)}}{2 \left( \frac{f_y}{1,7 f_c' b} \right)}$$

$$A_s = \frac{95 - \sqrt{95^2 - 4 \left( \frac{400}{1,7(33,2)(1.000)} \right) \left( \frac{14,4444}{400} \right)}}{2 \left( \frac{400}{1,7(33,2)(1.000)} \right)} = 391,5545 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Nilai  $A_s$  diambil yang terkecil dari ketiga nilai  $A_s$ . Dengan  $A_{s \text{ min}} (= 216 \text{ mm}^2/\text{m}) < A_s (= 391,5545 \text{ mm}^2/\text{m}) < A_{s \text{ max}} (= 2.078,894 \text{ mm}^2/\text{m})$ , maka  $A_s$  yang dipakai  $391,5545 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

#### Perhitungan Jarak Tulangan $L_y$

$$\text{Tulangan D10, } A_{s \text{ tul}} = \left( \frac{1}{4} \right) \left( \frac{22}{7} \right) (10)^2 = 78,5714 \text{ mm}^2$$



$$s = \frac{b}{A_s/A_s \text{ tul}} = \frac{1.000}{391,5545/78,5714} = 200,6654 \text{ mm}$$

#### Perhitungan Jarak Tulangan Maksimal $L_y$

$$c_c = 25 \text{ mm (jarak terkecil dari permukaan tulangan)}$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} (400) = 266,6667 \text{ MPa}$$

$$s_{\max 1} = 380 \left( \frac{280}{266,6667} \right) - 2,5 (25) < 300 \left( \frac{280}{266,6667} \right)$$

$$s_{\max 1} = 336,5 \text{ mm} > 315 \text{ mm, maka dipilih } s_{\max 1} = 315 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 2h = 2 (120) = 240 \text{ mm}$$

$$s_{\max 3} = 450 \text{ mm}$$

Nilai  $s_{\max}$  dipilih yang terkecil dari ketiga nilai  $s_{\max}$ , maka  $s_{\max} = 240 \text{ mm}$ .

#### Penentuan Jarak Tulangan $L_y$

Jarak tulangan dipilih yang terkecil di antara nilai  $s$  ( $= 200,6654 \text{ mm}$ ) dan nilai  $s_{\max}$  ( $= 240 \text{ mm}$ ), maka dipilih nilai  $s = 200,6654 \text{ mm}$ .

Gunakan tulangan D10-200 mm untuk arah bentang pendek ( $L_y$ ).

#### Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai (PL)

Hasil perhitungan tulangan pelat lantai (PL) dicantumkan dalam Tabel 4.22, sedangkan ilustrasi penulangan pelat lantai dapat dilihat pada Gambar 4.21.

Tabel 4.22 Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Struktur (PL) (SNI)

Arah Bentang	D tulangan (mm)	Jarak (s, mm)
$L_x$	10	200
$L_y$	10	200

### **b. Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Berbasis PBI 1971**

#### Menghitung tinggi efektif pelat lantai

$$\begin{aligned} d_x &= t - c_v - 0,5 \text{ diameter tulangan } x \\ &= 120 - 15 - (0,5) (10) \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}d_y &= t - c_v - \text{diameter tulangan } x - 0,5 \text{ diameter tulangan } y \\ &= 120 - 15 - 10 - (0,5) (10) \\ &= 90 \text{ mm}\end{aligned}$$

Gunakan nilai  $d$  terkecil untuk perhitungan selanjutnya, maka  $d = 90 \text{ mm}$ .

#### Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{(1.325,63) (10.000)}{0,8} \\ &= 16.570.388,46 \text{ N mm}\end{aligned}$$

#### Mencari nilai $a$

$$\begin{aligned}0,5 (0,85 f_c' 1.000) a^2 - (0,85 f_c' 1.000 d) a + M_n &= 0 \\ (0,5) (0,85) (33,2) (1.000) a^2 - (0,85) (33,2) (1.000) (80) a + 16.570.388,46 &= 0 \\ 14.110 a^2 - 2.539.800 a + 16.570.388,46 &= 0 \\ a &= 6,78 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### Menghitung luas tulangan pakai ( $A_s$ pakai)

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{0,85 f_c' 1.000 a}{f_y} \\ &= \frac{(0,85) (33,2) (1.000) (6,78)}{400} \\ &= 478,304 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

#### Menghitung luas tulangan minimum

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c'} 1.000 d}{4 f_y} \\ A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{33,2} (1.000) (90)}{4 (400)} = 324,109 \text{ mm}^2 \\ A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4 1.000 d}{f_y} \\ A_{s \text{ min}} &= \frac{(1,4) (1.000) (90)}{400} = 315,00 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

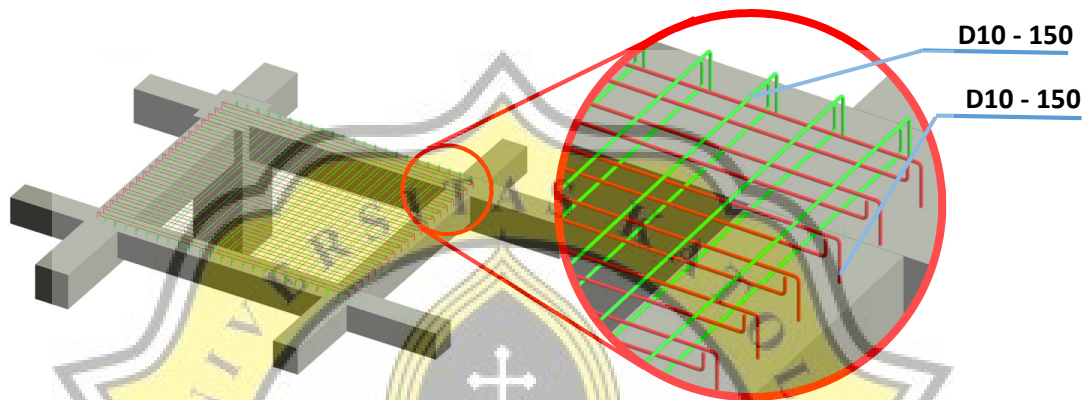
$A_s$  pakai diambil nilai terbesar dari ketiga nilai  $A_s$  yang telah dihitung sebelumnya, sehingga  $A_s$  pakai sebesar  $478,304 \text{ mm}^2$

Menhitung jarak antartulangan

$$\text{Jarak tul} = \frac{0,25 \pi \text{ diameter}^2 \cdot 1.000}{A_s \text{ pakai}}$$

$$\text{Jarak tul} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \cdot 1.000}{478,304} = 164,205 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Maka, tulangan pelat lantai PL menggunakan D10-150 mm.



Gambar 4.21 Ilustrasi Penulangan Pelat Struktur (PL)

**4.3.3 Rekap Tulangan Pelat Struktur**

Rekap hasil perhitungan kebutuhan tulangan pelat struktur tipe lainnya dapat dilihat dalam Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Rekap Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan Pelat Struktur

Tipe Pelat	Tebal (mm)	$c_v$ (mm)	$f_c'$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$M_u$ (kN.m)	Tulangan $L_x$	Tulangan $L_y$	Tul. Lentur (ACI)
PL	120	15	33,2	400	13	D10-220	D10-200	D10-150
PA	120	15	33,2	400	7	D10-240	D10-240	D10-200
PBor	200	15	33,2	400	50	D13-170	D13-150	D10-100
PT	200	15	33,2	400	19	D13-310	D13-310	D10-200

**4.4 Perhitungan Struktur Balok**

**4.4.1 Perhitungan Struktur Balok B1**

**a. Perhitungan berbasis SNI**

Tinjau Balok B1e (lihat Gambar 4.22) dengan data sebagai berikut:





$$\begin{aligned}b &= 500 \text{ mm} \\h &= 700 \text{ mm} \\d' &= 74 \text{ mm} \\d &= 700 - 74 = 626 \text{ mm} \\f_c' &= 33,2 \text{ MPa} \\f_y &= 400 \text{ MPa} \\M_u &= 351 \text{ kN.m} \\V_u &= 205 \text{ kN} \\T_u &= 49 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Cek tulangan tunggal/rangkap

a. Menghitung  $A_s \text{ min}$

$$k = \frac{\sqrt{f_c'}}{4} = \frac{\sqrt{33,2}}{4} = 1,4405 > 1,4, \text{ maka nilai } k = 1,4405.$$
$$A_{s \text{ min}} = \frac{k}{f_y} b d = \frac{1,4405}{400} (500) (626) = 1.127,1803 \text{ mm}^2$$

b. Menghitung nilai  $\beta_1$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} (f_c' - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} (33,2 - 28) = 0,8129$$

Nilai  $\phi$  sebagai kontrol tarik diambil sebesar 0,9.

c. Menghitung  $M_n$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{351}{0,9} = 390 \text{ kN.m}$$

$$c = 0,3d = 0,3 (626) = 187,8 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0,8129 (180,3) = 152,6546 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 f_c' a b = 0,85 (33,2) (187,8) (500) = 2.153.956,003 \text{ kN.m}$$

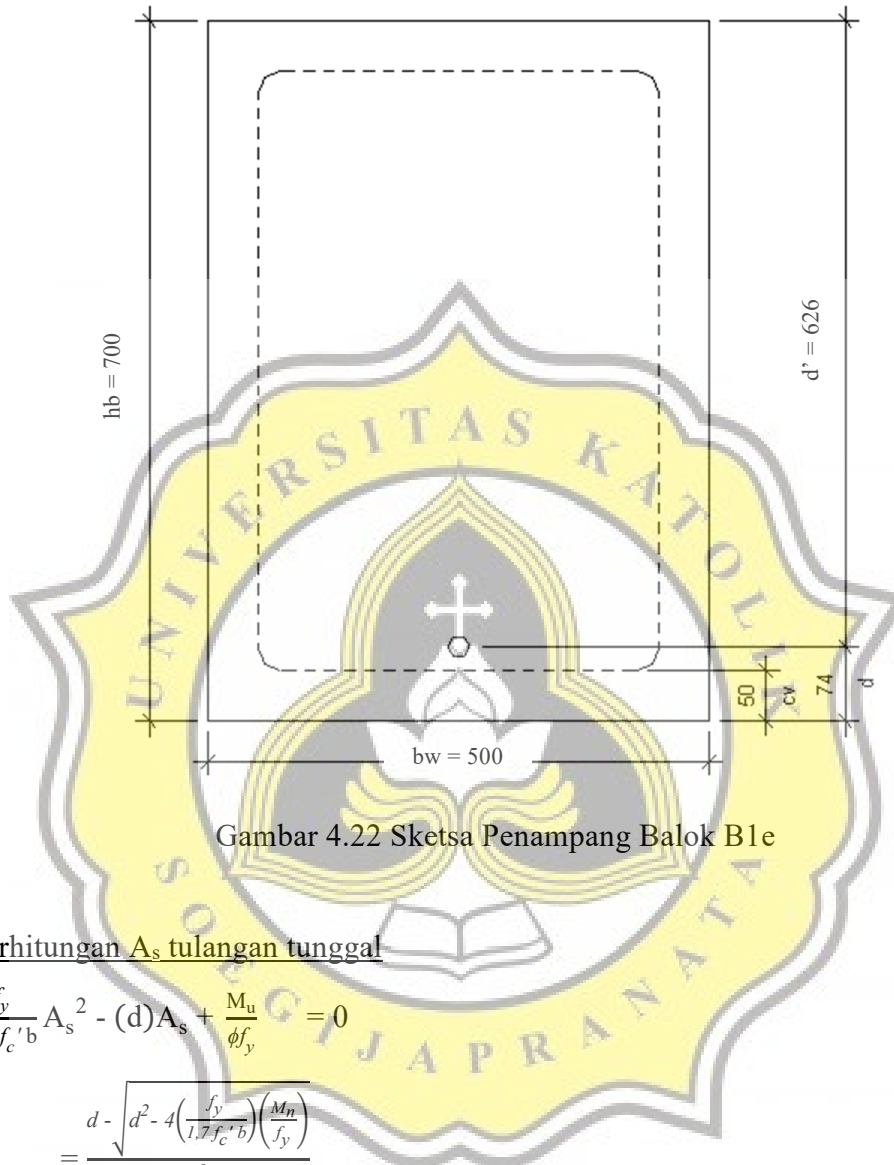
d. Cek tulangan tunggal

$$A_{s1} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{2.153.956,003}{400} = 5.384,89 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2.153.956,003 \left( 626 - \frac{152,6546}{2} \right) = 1.183.970.843 \text{ kN.m}$$

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 390 - 1.183.970.843 = -793.970.842,5 \text{ kN.m}$$

Dengan  $M_{n2} < 0$ , maka balok menggunakan tulangan tunggal.



Gambar 4.22 Sketsa Penampang Balok B1e

Perhitungan  $A_s$  tulangan tunggal

$$\frac{f_y}{1,7f_c'} A_s^2 - (d)A_s + \frac{M_u}{\phi f_y} = 0$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 4\left(\frac{f_y}{1,7f_c'}\right)\left(\frac{M_u}{f_y}\right)}}{2\left(\frac{f_y}{1,7f_c'}\right)}$$

$$A_s = \frac{626 - \sqrt{626^2 - 4\left(\frac{400}{1,7(33,2)(500)}\right)\left(\frac{351(10^6)}{400}\right)}}{2\left(\frac{400}{1,7(33,2)(500)}\right)} = 1.616,6889 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 1.616,6889 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 0 \text{ (tulangan tunggal)}$$



$$c = \frac{A_s f_y - A_s' f_s'}{0,85 \beta_1 f_c' b} = \frac{(1.616,6889) (400) - (0)}{0,85 (0,8129) (33,2) (500)} = 56,3826 \text{ mm}$$

#### Perhitungan $A_s$ maksimum

$$A_{s \text{ max}} = 0,31875 \beta_1 b d \frac{f_c'}{f_y}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,31875 (0,8129) (500) (626) \left(\frac{33,2}{400}\right) = 6731,1125 \text{ mm}^2/\text{m}$$

#### Perhitungan $M_u$

Balok B1e (500/700) menggunakan tulangan 5D22,  $A_s$  tulangan = 1.901,4286 mm<sup>2</sup>

$$\beta_1 = 0,8129$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{(1.901,4286)(400)}{0,85 (33,2)(500)} = 53,903 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{53,903}{0,8129} = 66,313 \text{ mm}$$

Mencari nilai  $\phi$

$$\phi = 0,65 + 0,25 \left( \frac{1}{\frac{c}{d} - \frac{5}{3}} \right) = 0,65 + 0,25 \left( \frac{1}{\frac{66,313}{626} - \frac{5}{3}} \right) = 2,5934$$

Nilai  $\phi$  (= 2,5934) > 0,9, maka berada pada kontrol tarik sesuai ketentuan SNI.

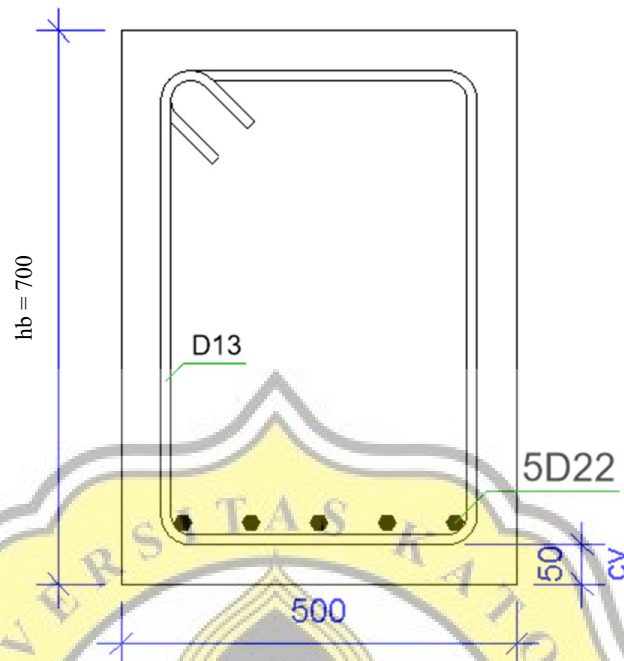
$$A_s (= 1.901,4286 \text{ mm}^2) > A_{s \text{ min}} (= 1.127,1803 \text{ mm}^2) \quad \dots \text{OK!}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = (1.901,4286) (400) \left( 626 - \frac{53,903}{2} \right) = 455,6192 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,9 (455,6192) = 410,0573 \text{ kN.m}$$

$$M_u (= 410,0573 \text{ kN.m}) > 351 \text{ kN.m} \quad \dots \text{OK!}$$

Detail gambar penulangan balok B1 untuk menahan momen lentur dapat dilihat pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23 Detail Penulangan Balok B1e Hasil Perhitungan Tulangan Penahan Momen Lentur

Perhitungan Tulangan Torsi dan Geser

Data perhitungan:

- $V_u$  = 205 kN
- $T_u$  = 49 kN.m
- $A_s \text{ tul}$  = 1.901,4286 mm<sup>2</sup>
- d sengkang = 13 mm
- $f_{yt}$  = 400 MPa
- $f_{yv}$  = 240 MPa
- $\phi$  = 0,75
- d = 626 mm

a. Cek desain tulangan torsi

$$A_{cp} = b_w h = (500) (700) = 350.000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b_w + h) = 2 (500 + 700) = 2.400 \text{ mm}$$



$$T_u = \frac{\phi \sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 P_{cp}} = \frac{0,75 \sqrt{(33,2)} \cdot 350.000}{12 \cdot 2.400} = 18,3812 \text{ kN.m} < 49 \text{ kN.m, maka}$$

diperlukan tulangan torsi.

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{49}{0,75} = 65,3333 \text{ kN.m}$$

b. Perhitungan properti penampang

$$A_s \text{ sengkang} = 132,7857 \text{ mm}^2$$

$$x_1 = b - 2 \left( d' + \frac{d_s}{2} \right) = 500 - 2 \left( 74 + \frac{13}{2} \right) = 387 \text{ mm}$$

$$y_1 = h - 2 \left( d' + \frac{d_s}{2} \right) = 700 - 2 \left( 74 + \frac{13}{2} \right) = 587 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = x_1 y_1 = 387 (587) = 227.169 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 0,85 (227.169) = 193093,65 \text{ mm}^2$$

$$d = h - \left( d' + d_s + \frac{d_s}{2} \right) = 700 - \left( 74 + 13 + \frac{13}{2} \right) = 630,5 \text{ mm}$$

$$\text{Gunakan } d = 630,5 - 13 = 617,5 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(x_1 + y_1) = 2(387 + 587) = 1.948 \text{ mm}$$

c. Cek kecukupan penampang

$$V_c = \lambda \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d = (1) \left( \frac{\sqrt{(33,2)}}{6} \right) (500) (617,5) = 296.500,041 \text{ N}$$

$$\text{Syarat kecukupan penampang } \sqrt{\left[ \left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2 \right]} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + \frac{8 \sqrt{f'_c}}{12} \right)$$

$$\sqrt{\left[ \frac{(205)(10^3)}{(500)(617,5)} \right]^2 + \left[ \frac{(49)(10^6)(1.948)}{1,7 (227.169)^2} \right]^2} \leq (0,75) \left[ \frac{(296.500,041)}{(500)(617,5)} + \frac{8 \sqrt{(33,2)}}{12} \right]$$

$$1,2746 < 3,6012 \quad \dots \text{ OK!}$$

d. Penulangan torsi transversal ( $A_t$ )

Gunakan  $\theta = 45^\circ$  untuk beton bertulang biasa, sehingga  $\cot(45) = 1$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_o f_{yt} \cot(\theta)} = \frac{65,3333}{2 (193.093)(400)(1)} = 0,4229 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} / 2 \text{ kaki}$$



e. Penulangan geser

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{205}{0,75} = 273,3333 \text{ kN}$$

$$V_c = 296,5 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 273,3333 - 296,5 = -23,1667 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yv} d} = \frac{-23,1667}{240 (626)} = -0,1563 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} / 2 \text{ kaki}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 (0,4229) - 0,1563 = 0,6896 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} / 2 \text{ kaki}$$

Hitung  $A_{vt, \min}$

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{16} \geq 0,35 \rightarrow \frac{\sqrt{33,2}}{16} = 0,3601 < 0,35, \text{ maka diambil } 0,3601$$

$$\frac{A_{vt}}{s}, \min = A_v + 2A_t = 0,37 \frac{b_w}{f_{yt}} = 0,37 \frac{500}{400} = 0,4502 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} / 2 \text{ kaki}$$

Gunakan  $\frac{A_{vt}}{s} = 0,6896 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} / 2 \text{ kaki}$

$$A_v = \left(\frac{1}{4}\right) \left(\frac{22}{7}\right) (13)^2 = 265,5714 \text{ mm}^2 / 2 \text{ kaki}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{A_{vt}}{s}$$

$$\frac{265,5714}{s} = 0,6896 \rightarrow s = \frac{265,5714}{0,6896} = 385,1341 \text{ mm}^2$$

Perhitungan  $s_{\max}$

$$s_{\max} = \frac{1}{8} P_h \leq 300 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \frac{1}{8} (1.948) = 243,5 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Perhitungan tulangan geser

$$s = 385,1341 \text{ mm} < 243,5 \text{ mm}, \text{ maka diambil } s = 243,5 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan geser D13 jarak 200 mm (2 kaki sengkang)





f. Perhitungan kebutuhan tulangan torsi

$$A\lambda = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta = (0,4229) (1.948) \left(\frac{400}{400}\right) (1) = 823,8835 \text{ mm}^2$$

$$A\lambda, \text{ min} = \frac{5\sqrt{f'_c}}{12f_y} A_{cp} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \text{dengan nilai } \frac{A_t}{s} \geq 0,175 \frac{b_w}{f_y}$$

$$A\lambda, \text{ min} = \frac{5\sqrt{33,2}}{12(400)} (350.000) - (0,4229) (1.948) \left(\frac{400}{400}\right) = 1.276,8253 \text{ mm}^2$$

Gunakan  $A\lambda, \text{ min} = 1.276,8253 \text{ mm}^2$

$$\text{Tul torsi kanan, 2D22 } A_s = 760,5714 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul torsi kiri, 2D22 } A_s = 760,5714 \text{ mm}^2 +$$

$$A_s \text{ torsi total} = 1.521,1428 \text{ mm}^2 > A\lambda, \text{ min} \dots \text{OK!}$$

$$\text{Tulangan total} = A_s + A\lambda = 1.901,4286 + 1.521,1428 = 3.422,5714 \text{ mm}^2$$

**b. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Balok Berbasis ACI**

Tinjau Balok B1e (lihat Gambar 4.22) dengan data sebagai berikut:

$$b_w = 19,685 \text{ in}$$

$$h = 27,559 \text{ in}$$

$$d' = 2,913 \text{ in}$$

$$d = 24,646 \text{ in}$$

$$f'_c = 4.815,25 \text{ psi}$$

$$f_y = 34809,06 \text{ psi}$$

$$M_u = 259 \text{ kip.ft}$$

$$V_u = 46 \text{ kip}$$

$$T_u = 36 \text{ kip.ft}$$

Hitung tinggi efektif balok

$$d = h - c_v - d \text{ tul. sengkang} - d \text{ tul. longitudinal}$$

$$d = 27,559 - 1,9685 - 0,5 - 0,866$$

$$d = 24,646 \text{ in}$$

Hitung  $\phi V_c$ 

$$\phi V_c = \phi 2\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = (0,85) 2\sqrt{4.815,25} (19,685) (24,646)$$

$$\phi V_c = 57.232,430 \text{ lb}$$

Cek apakah sengkang diperlukan

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{57.232,430}{2} = 28.616,215 \text{ lb}$$

$$V_u (= 46.000 \text{ lb}) > \frac{1}{2} \phi V_c (= 28.616,215 \text{ lb}) \quad \dots \text{ Perlu sengkang}$$

Hitung  $V_s$ 

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

$$V_s = \frac{46.000 - 57.232,430}{0,85} = -13.214,62 \text{ lb}$$

Jarak maksimum untuk memberikan  $A_v$  minimum

$$s_{\max 1} = \frac{A_v f_y}{50 b_w}$$

$$s_{\max 1} = \frac{(2 \times 0,20) (34.809,06)}{50 (24,646)} = 13,888 \text{ in}$$

Hitung jarak maksimum, jika nilai  $V_s < 4\sqrt{f'_c} b_w d$ 

$$4\sqrt{f'_c} b_w d = 4\sqrt{4.815,25} (19,685) (24,646)$$

$$4\sqrt{f'_c} b_w d = 134.664,541 \text{ lb} > V_s (= -13.214,62 \text{ lb}) \quad \dots \text{ OK!}$$

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

$$s_{\max 2} = \frac{24,646}{2} = 12,323 \text{ in} < 24 \text{ in, maka } s_{\max 2} = 12,323 \text{ in}$$

Jarak sengkang yang dipakai

$$s_{\max 1} = 13,888 \text{ in}$$

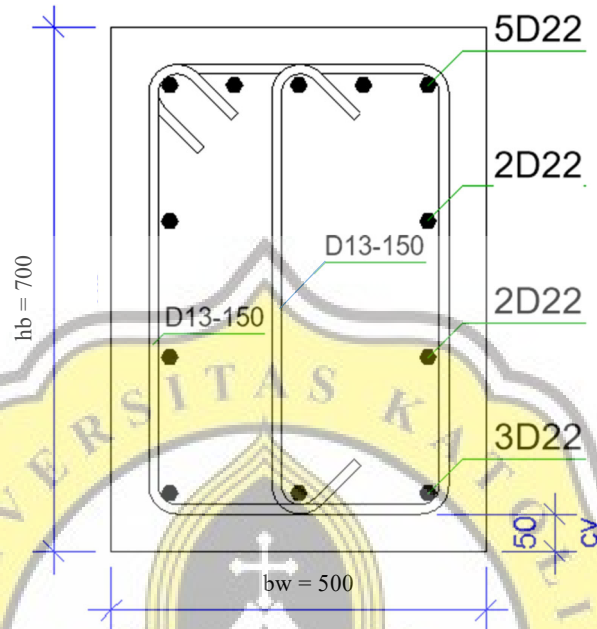
$$s_{\max 2} = 12,323 \text{ in}$$

$$s_{\min} = 3 \text{ in}$$

Jarak yang dipakai,  $s_{\text{pakai}} = 12,323 \text{ in} = 313,004 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$ .

Maka, tulangan geser untuk balok B1e menggunakan D13-200 mm.

Detail penulangan balok B1e hasil perhitungan tulangan torsi dan geser dapat dilihat pada Gambar 4.24.



Gambar 4.24 Detail Tulangan Lentur, Torsi, dan Geser Balok B1e

#### 4.4.2 Rekap Perhitungan Struktur Balok

Rekap hasil perhitungan tulangan lentur, torsi, maupun geser untuk semua tipe balok struktur dapat dilihat dalam Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Rekap Perhitungan Kebutuhan Tulangan Balok Struktur

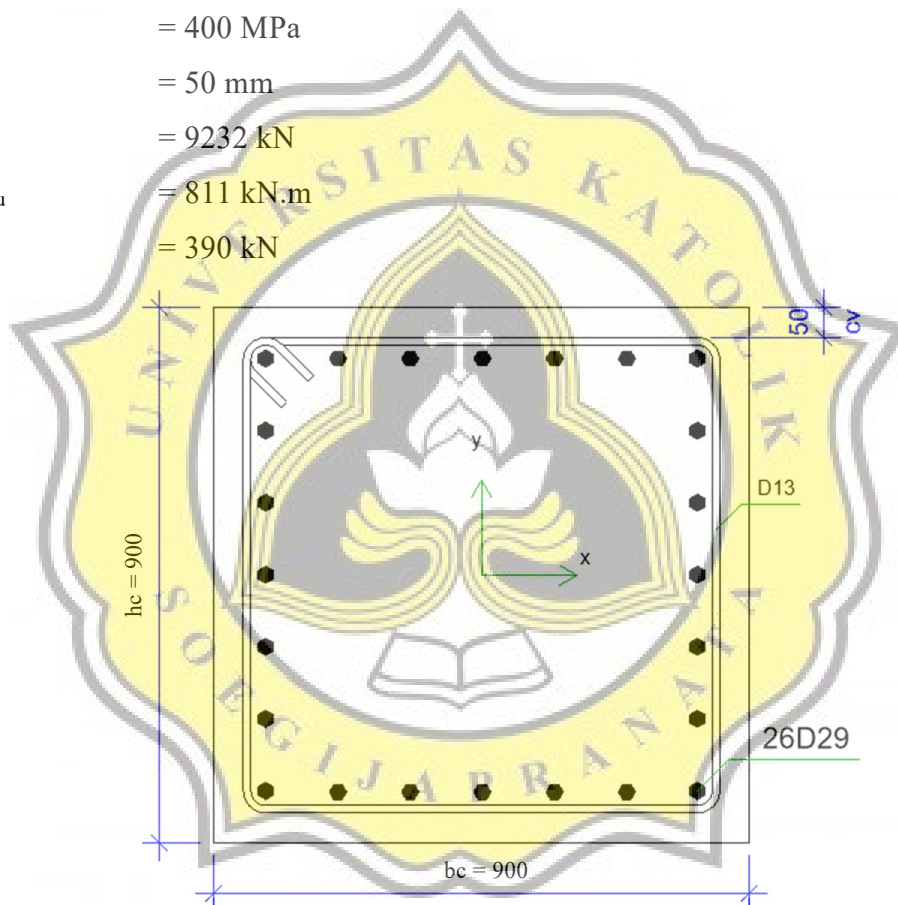
Tipe Balok	$b_w$ (mm)	$h_b$ (mm)	$c_v$ (mm)	$V_u$ (kN)	$T_u$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)	Tul. Tekan	Tul. Tarik	Tul. Torsi	Tul. Geser (SNI)	Tul. Geser (ACI)
B1e	500	700	50	205	49	351	3D22	5D22	4D22	D13-150	D13-200
B1i	500	700	50	300	72	471	3D25	5D25	4D22	D13-100	D13-200
B2e	500	750	50	244	52	446	3D25	5D25	4D22	D13-150	D13-200
B2i	500	750	50	321	97	592	3D29	5D29	4D25	D13-100	D13-200
B3e	600	750	50	281	174	506	3D25	5D25	6D25	D13-100	D13-200
B3i	600	750	50	588	176	747	3D29	5D29	6D25	D13-50	D13-100
B4	750	900	50	872	351	1.146	5D29	7D29	6D29	D13-40	D13-100
BA	450	600	50	243	67	411	3D25	5D25	4D25	D13-100	D13-200
BT	450	500	50	140	39	138	3D19	5D19	4D19	D13-150	D13-200

## 4.5 Perhitungan Struktur Kolom

### 4.5.1 Perhitungan Struktur Kolom KS1

Data Kolom KS1 (lihat Gambar 4.25):

b kolom	= 900 mm
h kolom	= 900 mm
$f_c'$	= 33,2 MPa
$f_y$	= 400 MPa
$c_v$	= 50 mm
$P_u$	= 9232 kN
$M_u$	= 811 kN.m
$V_u$	= 390 kN



Gambar 4.25 Sketsa Penampang Kolom KS1

#### a. Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom

Gunakan tulangan 12D29 (6D29 atas-bawah, 6D29 kiri-kanan)

$$d = c_v + d_{\text{sengkang}} + \frac{d_{\text{longitudinal}}}{2} = 50 + 13 + \frac{29}{2} = 77,5 \text{ mm}$$



### Tinjau arah x

Luas tulangan sisi atas

$$A_1 = 6 \left(\frac{1}{4}\right) \left(\frac{22}{7}\right) (29)^2 = 3.964,7143 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan sisi bawah

$$A_2 = 6 \left(\frac{1}{4}\right) \left(\frac{22}{7}\right) (29)^2 = 3.964,7143 \text{ mm}^2$$

Luas total tulangan atas-bawah

$$A_{s \text{ total}} = A_1 + A_2 = 3.964,7143 + 3.964,7143 = 7.929,4286 \text{ mm}^2$$

### Kondisi pada keadaan gaya aksial sentris

$$P_{o,n} = [0,85 f_c' (A_g - A_{s \text{ total}})] + (f_y A_{s \text{ total}})$$

$$P_{o,n} = \{0,85 (33,2) [(900) (900) - 7.929,4286]\} + [(400) (7.929,4286)]$$

$$P_{o,n} = 25.806,2029 \text{ kN}$$

$$\phi P_{o,n} = 0,65 (25.806,2029) = 16.774,0319 \text{ kN}$$

$$P_{o,r} = 0,80 \phi P_{o,n} = 0,8 (16.774,0319) = 13.419,2255 \text{ kN}$$

### Kondisi pada keadaan seimbang

Hitung jarak garis netral dari tepi tekan beton

$$c_b = \frac{0,003}{0,003 + \left(\frac{f_y}{\epsilon_s}\right)} d = \frac{0,003}{0,003 + \left(\frac{400}{200.000}\right)} 77,5 = 493,5 \text{ mm}$$

Hitung tebal lapisan beton tekan

$$a_b = 0,85 c_b = 0,85 (493,5) = 419,475 \text{ mm}$$

Hitung gaya tekan beton

$$c_1 = a_b b 0,85 f_c' = (369,495) (900) (0,85) (33,2) = 10.653.826,05 \text{ N}$$

Hitung gaya tarik tulangan baja tarik

$$c_2 = A_1 f_y = 3.964,7143 (400) = 1.585.885,714 \text{ N}$$

Hitung gaya tekan tulangan tekan

$$f_s' = 600 \left[ \frac{(c_b - d')}{c_b} \right] \leq 400 \text{ MPa}$$



$$f_s' = 600 \left( \frac{493,5 - 75,5}{493,5} \right) = 505,7751 \text{ MPa} > 400 \text{ MPa, maka } f_s' = 400 \text{ MPa}$$

$$c_3 = A_2 f_s' = 3.964,7143 (400) = 1.585.885,714 \text{ N}$$

Hitung kuat tekan nominal kolom

$$P_{n,b} = c_1 - c_2 + c_3 = 10.653.826,05 - 1.585.885,714 + 1.585.885,714$$

$$P_{n,b} = 10.653.826,05 \text{ N} = 10.653,8261 \text{ kN}$$

Hitung momen nominal kolom

$$M_{n,b,1} = c_1 \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - \left( \frac{a_b}{2} \right) \right] = 10.653.826,05 \left( \frac{900}{2} - \frac{419,475}{2} \right) = 2.559.714.881 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,b,2} = c_2 \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - d' \right] = 1.585.885,714 \left( \frac{900}{2} - 77,5 \right) = 590.742.428,6 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,b,3} = c_3 \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - d' \right] = 1.585.885,714 \left( \frac{900}{2} - 77,5 \right) = 590.742.428,6 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,b} = \sum M_{n,b} = M_{n,b,1} + M_{n,b,2} + M_{n,b,3}$$

$$M_{n,b} = 2.559.714.881 + 590.742.428,6 + 590.742.428,6 = 3.741.199.738 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,b} = 3.741,1997 \text{ kN.mm}$$

Kuat rencana

$$P_{r,b} = 0,65 P_{n,b} = 0,65 (10.653,8261) = 6.924,9869 \text{ kN}$$

$$M_{r,b} = 0,65 M_{n,b} = 0,65 (3.741,1997) = 2.431,7798 \text{ kN.m}$$

Kondisi saat  $P = 0$

Menghitung  $C_o$ ,  $C_o$  dihitung dengan rumus abc

$$A = 0,7225 b f_c' = 0,7225 (900) (33,2) = 21.588,3$$

$$B = (600 A_2) - (f_y A_1) = 600 (3.964,7143) - 400 (3.964,7143) = 792.942,8571$$

$$C = - (600 d A_2) = 600 (75,5) (3.964,7143) = -184.359.214$$

$C_o$  dihitung dengan rumus abc, sehingga didapat  $C_o = 75,853 \text{ mm}$ .

Hitung gaya tekan beton

$$c_1 = 0,85 C_o \text{ b } 0,85 f_c'$$





$$c_1 = (0,85) (75,853) (900) (0,85) (33,2) = 1.637.537,327 \text{ N}$$

Hitung gaya tarik baja daerah tarik

$$c_2 = A_1 f_s' = 3.964,7143 (400) = 1.585.885,714 \text{ N}$$

Hitung gaya tekan baja daerah tekan

$$f_s' = 600 \left[ \frac{(c_o - d')}{c_o} \right] \leq 400 \text{ MPa}$$

$$f_s' = 600 \left( \frac{75,853 - 77,5}{75,853} \right) = -13,0278 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa, maka } f_s' = -13,0278 \text{ MPa}$$

$$c_3 = A_2 f_s' = 3.964,7143 (-13,0278) = -51.651,6131 \text{ N}$$

Kontrol hasil perhitungan

$$P = c_1 - c_2 + c_3$$

$$P = 1.637.537,327 - 1.585.885,714 + (-51.651,6131) = 0 \quad \dots \text{ OK!}$$

Hitung momen nominal

$$M_{n,1} = c_1 0,5 [h - (0,85 C_o)]$$

$$M_{n,1} = 1.637.537,327 (0,5) [900 - 0,85 (75,853)] = 684.101.646,6 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,2} = c_2 \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - d' \right] = 1.585.885,714 \left( \frac{900}{2} - 77,5 \right) = 590.742.428,6 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,3} = c_3 \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - d' \right] = -19.240.225,9 \left( \frac{900}{2} - 77,5 \right) = -19.240.225,9 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,P=0} = \Sigma M_n = M_{n,1} + M_{n,2} + M_{n,3}$$

$$M_{n,P=0} = 684.101.646,6 + 590.742.428,6 + (-19.240.225,9) = 1.255.603.849 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,P=0} = 1.255,6038 \text{ kN.m}$$

Kuat rencana

$$M_{r,P=0} = 0,65 M_{n,P=0} = 0,65 (1.255,6038) = 816,1425 \text{ kN.m}$$

Gambar diagram interaksi kolom

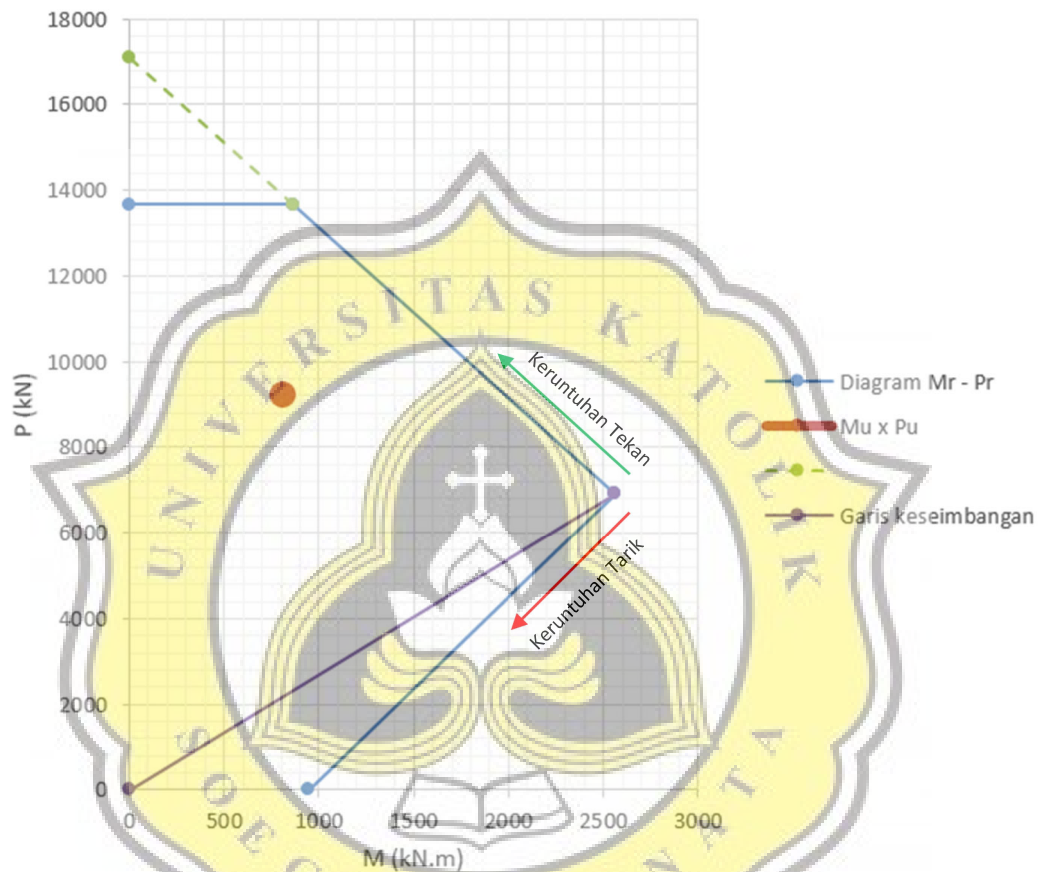
$$\phi P_{o,n} = 16.774,0319 \text{ kN}$$

$$P_{o,r} = 13.419,2255 \text{ kN}$$

$$P_{r,b} = 6.924,9869 \text{ kN}$$

$$M_{r,b} = 2.431,7798 \text{ kN.m}$$

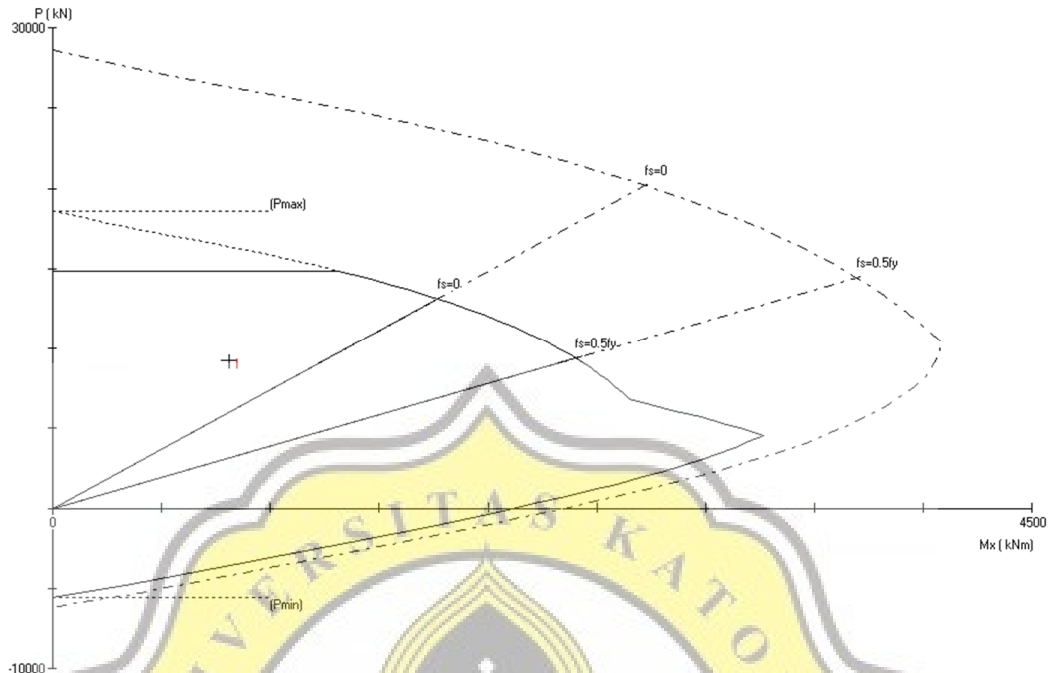
$$M_{r,P=0} = 816,1425 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.26 Diagram Interaksi Kolom KS1 (Arah X)

Hasil dari perhitungan gaya tekan nominal dan gaya momen nominal yang dapat dipikul oleh kolom KS1 diperlihatkan pada Gambar 4.26. Kesimpulan hasil tersebut menunjukkan bahwa momen ultimit dan gaya aksial ultimit berada dalam daerah keruntuhan tekan yang masih dapat dipikul oleh struktur kolom KS1.

Sebagai perbandingan proses perhitungan, diagram interaksi kolom hasil perhitungan dan analisis kolom KS1 dari perangkat lunak *sp-column* digambarkan secara jelas dalam Gambar 4.27.



Gambar 4.27 Diagram Interaksi Kolom KS1 Hasil *Run Sp-column*

**b. Perhitungan Tulangan Geser Kolom Berbasis SNI**

Hitung jarak antar sengkang

Diameter sengkang = 13 mm ( $A_v = 265,5714 \text{ mm}^2$ )

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{390}{0,75} = 520.000 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b d}{6} = \frac{\sqrt{33,2} (900)(77,5)}{6} = 710.879,9 \text{ N}$$

$$V_s = V_n - V_c = 520.000 - 710.879,9 = -190.880 \text{ N}$$

Nilai  $V_s < 0$ , maka kolom KS1 menggunakan sengkang D13-150 mm.

**c. Perhitungan Tulangan Geser Kolom Berbasis ACI**

$$f'_c = 4.815,25 \text{ psi}$$

$$f_y = 34.809,06 \text{ psi}$$

$$c_v = 1,9685 \text{ in}$$

$$b_w = 35,433 \text{ in}$$



$$\begin{aligned}h &= 35,433 \text{ in} \\d' &= 3,051 \text{ in} \\d &= 35,433 - 3,051 = 32,382 \text{ in} \\V_u &= 88 \text{ kip} = 88.000 \text{ lb} \\P_u &= N_u = 2.076 \text{ kip} = 2.076.000 \text{ lb} \\A_g &= 1.255,50 \text{ in}^2\end{aligned}$$

Perhitungan kuat nominal geser kolom  $\phi V_c$

$$\begin{aligned}V_c &= 2 \left( 1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \\V_c &= 2 \left( 1 + \frac{2.076.000}{2000 (1.255,50)} \right) \sqrt{4.815,25} (35,433) (32,382) \\V_c &= 290.892,30 \text{ lb} \\\phi V_c &= 0,85 (290.892,30) = 247.258,45 \text{ lb}\end{aligned}$$

Cek apakah sengkang diperlukan

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{247.258,45}{2} = 123.629,23 \text{ lb} \\V_u (= 88.000 \text{ lb}) &> \frac{1}{2} \phi V_c (= 123.629,23 \text{ lb}) \quad \dots \text{ Tidak perlu sengkang}\end{aligned}$$

Hitung  $V_s$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\V_s &= \frac{88.000 - 247.258,45}{0,85} = -187.362,89 \text{ lb}\end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan tulangan sengkang

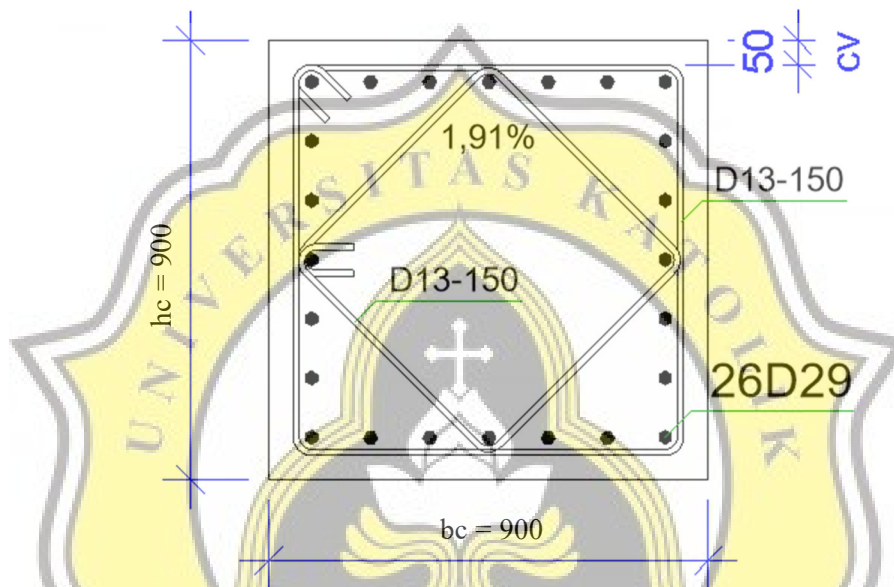
$$\begin{aligned}A_{tul} &= \frac{1}{4} \pi (0,5)^2 = 0,1963 \text{ in}^2 \\s_{max1} &= \frac{A_v f_y}{50 b_w} = \frac{(2 \times 0,1963) (34.809,06)}{50 (35,433)} = 7,716 \text{ in} \\s_{max2} &= \frac{d}{2} \\s_{max2} &= \frac{32,382}{2} = 16,191 \text{ in} < 24 \text{ in, maka } s_{max2} = 16,191 \text{ in}\end{aligned}$$

$s_{min} = 3 \text{ in}$

Jarak yang dipakai,  $s_{pakai} = 7,716 \text{ in} = 195,9779 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$ .

Maka, tulangan geser untuk kolom KS1 menggunakan D13-150 mm.

Gambar penulangan kolom KS1 berdasarkan hasil perhitungan kebutuhan tulangan dapat dilihat pada Gambar 4.28.



Gambar 4.28 Detail Penulangan Kolom KS1

#### 4.5.2 Rekap Perhitungan Struktur Kolom

Rekap hasil perhitungan tulangan akibat gaya aksial, momen, dan geser yang dapat ditumpu oleh semua tipe kolom struktur dituliskan ke dalam Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Rekap Perhitungan Kebutuhan Tulangan Kolom Struktur

Tipe Kolom	$b_w$ (mm)	$h_b$ (mm)	$c_v$ (mm)	$f_c'$ (MPa)	$P_u$ (kN)	$V_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)	Tul. Long.	Tul. Geser (SNI)	Tul. Geser (ACI)	Rasio Tul. Long.
KS1	900	900	50	33,2	9.232	390	811	24D29	D13-150	D13-150	1,91%
KS2	850	850	50	33,2	6.621	401	601	24D29	D13-150	D13-150	2,14%
KS3	800	800	50	33,2	4.261	352	468	24D29	D13-150	D13-150	2,42%
KS4	750	750	50	33,2	1.826	366	511	24D29	D13-150	D13-150	2,75%
KT	600	600	50	33,2	5.137	477	581	24D25	D13-150	D13-100	3,4%



## 4.6 Perhitungan Struktur Dinding Geser

### 4.6.1 Perhitungan Struktur SW1

Berikut data *output* yang diambil dari salah satu sisi dinding geser tipe SW1:

$$\text{Tebal (h)} = 300 \text{ mm} = 11,811 \text{ in}$$

$$\text{Tinggi (h}_w) = 4 \text{ m} = 13,1234 \text{ ft}$$

$$\text{Panjang (l}_w) = 7 \text{ m} = 22,9659 \text{ ft}$$

$$V_u = 1.442 \text{ kip}$$

$$f'_c = 33,2 \text{ MPa} = 4815,25 \text{ psi}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} = 58015,09 \text{ psi}$$

Cek ketebalan beton

$$d = 0,8l_w = 0,8 (22,9659) (12) = 220,473 \text{ in}$$

$$V_u = \phi 10 \sqrt{f'_c} h d = 0,85 (10) (\sqrt{4815,25}) (11,811) (220,473)$$

$$V_u = 1.535.924 \text{ lb} \approx 1.535,924 \text{ k}$$

$$V_u (=1.535,924 \text{ k}) > 1.442 \text{ k} \dots \text{OK!}$$

Hitung  $V_c$  untuk dinding

$$V_{c1} = 3,3 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u}{4l_w}$$

$$V_{c1} = 3,3 (\sqrt{4.815,25}) (11,811) (220,473) + 0 = 596.299,9 \text{ lb} \approx 596,299 \text{ k}$$

$$M_u = V_u (h_w - \frac{h_w}{2})$$

$$M_u = 1.535,924 \left[ (13,1234) (12) - \frac{(13,1234)(12)}{2} \right] = 113.543,7 \text{ k.in}$$

$$V_{c2} = \left[ 0,6 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w(1,25\sqrt{f'_c} + 0,2N_u/l_w h)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$$

$$V_{c2} = \left[ 0,6 (\sqrt{4.815,25}) + \frac{22,9659 (12)(1,25\sqrt{4.815,25} + 0)}{\frac{113.543,7}{1.535,924} - \frac{22,9659 (12)}{2}} \right] (11,811) (220,473)$$

$$V_{c2} = -945.650 \text{ lb} = 945,650 \text{ k}$$

Nilai  $V_c$  dipilih yang terkecil, maka  $V_c = 596,299 \text{ k}$ .



### Kebutuhan Tulangan Geser

$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0,85 (596,299)}{2} = 253,4275 \text{ k} < V_u (= 1.442 \text{ k})$ , maka diperlukan tulangan geser.

### Tulangan Geser Horizontal

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u = \phi V_c + \phi \left( \frac{A_v f_y d}{s_2} \right)$$

$$\text{Maka, } \frac{A_v}{s_2} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{1.442 - 0,85 (596,299)}{0,85 (58.015,09) (220,473)} = 0,086013 \text{ in}^2/\text{in}$$

Coba ukuran sengkang horizontal berbeda penampang dengan  $A_v =$  luas penampang melintang dua tulangan. Hitung  $s_2 =$  jarak vertikal sengkang horizontal.

Coba tulangan #4  $A_s$  tulangan =  $0,2 \text{ in}^2$

$$A_v = 2 \left( \frac{A_{st}}{A_v/s_2} \right) = 2 \left( \frac{0,2}{0,086013} \right) = 4,6505 \text{ in}$$

Jarak vertikal maksimum sengkang horizontal:

$$s_{\max 1} = \frac{l_w}{5} = \frac{(12) (22,9659)}{5} = 55,1182 \text{ in}$$

$$s_{\max 2} = 3h = 3 (11,811) = 35,433 \text{ in}$$

$$s_{\max 3} = 18 \text{ in}$$

Maka, digunakan tulangan #4 ( $A_s = 0,2 \text{ in}^2$ ) jarak 4 in.

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{2 A_s}{h s_2} = \frac{2 (0,2)}{11,811 (4)} = 0,004657 > \rho_{\min} (= 0,0025) \dots \text{OK!}$$

Dengan satuan metrik SI, maka untuk sengkang horizontal digunakan tulangan D13 ( $A_s = 132,786 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak vertikal 100 mm.

### Desain Tulangan Geser Vertikal

$$\rho_{\min} = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025)$$

$$\rho_{\min} = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{13,1234}{22,9659} \right) (0,004657 - 0,0025) = 0,00458$$





Asumsikan sengkang vertikal dengan  $A_v$  = luas penampang melintang dua tulangan dan dengan  $s_1$  = jarak horisontal sengkang vertikal.

Coba tulangan #4  $A_s$  tulangan = 0,2 in<sup>2</sup>

$$s_1 = \frac{2 A_s}{h \rho_{min}} = \frac{2 (0,2)}{(11,811) (0,00458)} = 4,0673 \text{ in}$$

Jarak horisontal maksimum sengkang vertikal:

$$s_{max 1} = \frac{l_w}{3} = \frac{(12) (22,9659)}{3} = 91,8636 \text{ in}$$

$$s_{max 2} = 3h = 3 (11,811) = 35,433 \text{ in}$$

$$s_{max 3} = 18 \text{ in}$$

Maka, digunakan sengkang vertikal #4 dengan jarak horisontal as ke as 4 in.

Dengan satuan metrik SI, maka untuk sengkang vertikal gunakan tulangan D13 ( $A_s$  = 132,786 mm<sup>2</sup>) dengan jarak horisontal as ke as 100 mm.

#### Rencanakan tulangan lentur vertikal

$$M_u = V_u h_w = 1.442 (12) (13,1234) = 18.923,94 \text{ k.ft}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{18.923,94 (12) (1.000)}{0,9 (11,811) (220,473)} = 439,4954 \text{ lb.in}$$

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

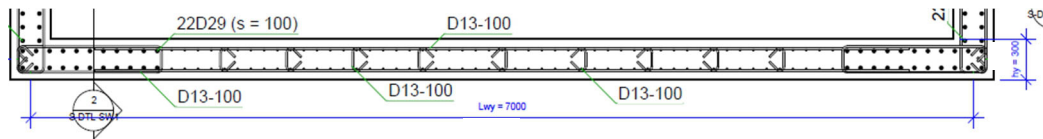
$$\rho = 0,85 \frac{4.815,25}{58.015,1} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (439,4954)}{0,85 (4.815,25)}} \right) = 0,008033$$

$$A_s = \rho b d = 0,008033 (11,811) (220,473) = 20,9176 \text{ in}^2$$

Gunakan tulangan lentur vertikal 22#9 ( $A_{stul} = 0,9997 \text{ in}^2$ ) pada masing-masing ujung (Asumsikan  $V_u$  dapat datang dari kedua arah).

Dengan satuan metrik SI, maka untuk tulangan lentur gunakan tulangan 22D29 pada masing-masing ujung.

Sketsa penampang melintang dinding geser hasil perhitungan struktur SW1 dapat dilihat pada Gambar 4.29.



Gambar 4.29 Sketsa Penampang Melintang Hasil Perhitungan Tulangan SW1

#### 4.6.2 Rekap Perhitungan Struktur Dinding Geser

Rekap hasil perhitungan kebutuhan tulangan struktur dinding geser dituliskan dalam Tabel 4.26.

Tabel 4.26 Rekap Perhitungan Kebutuhan Tulangan Struktur Dinding Geser

Tipe SW	h (mm)	$f_c'$ (MPa)	$l_w$ (mm)	$V_u$ (kip)	Tul. Lentur Vertikal	Tul. Sengkan Horizontal	Tul. Sengkan Vertikal
SW1	300	33,2	7.000	1442	22D29	D13-100	D13-100
SW2	300	33,2	3.500	735	24D29	D13-100	D13-100
SW3	200	33,2	3.750	247	16D19	D10-250	D10-250
SW4	200	33,2	3.250	207	16D19	D10-250	D10-250

#### 4.7 Perhitungan Struktur Balok *Tie Beam*

Struktur *tie beam* direncanakan untuk mampu menahan gaya tekan dari kolom, gaya momen kolom, gaya geser balok, dan gaya momen akibat defleksi (lihat Gambar 4.31). Sketsa gambar penampang balok *tie beam* dapat dilihat pada Gambar 4.30.

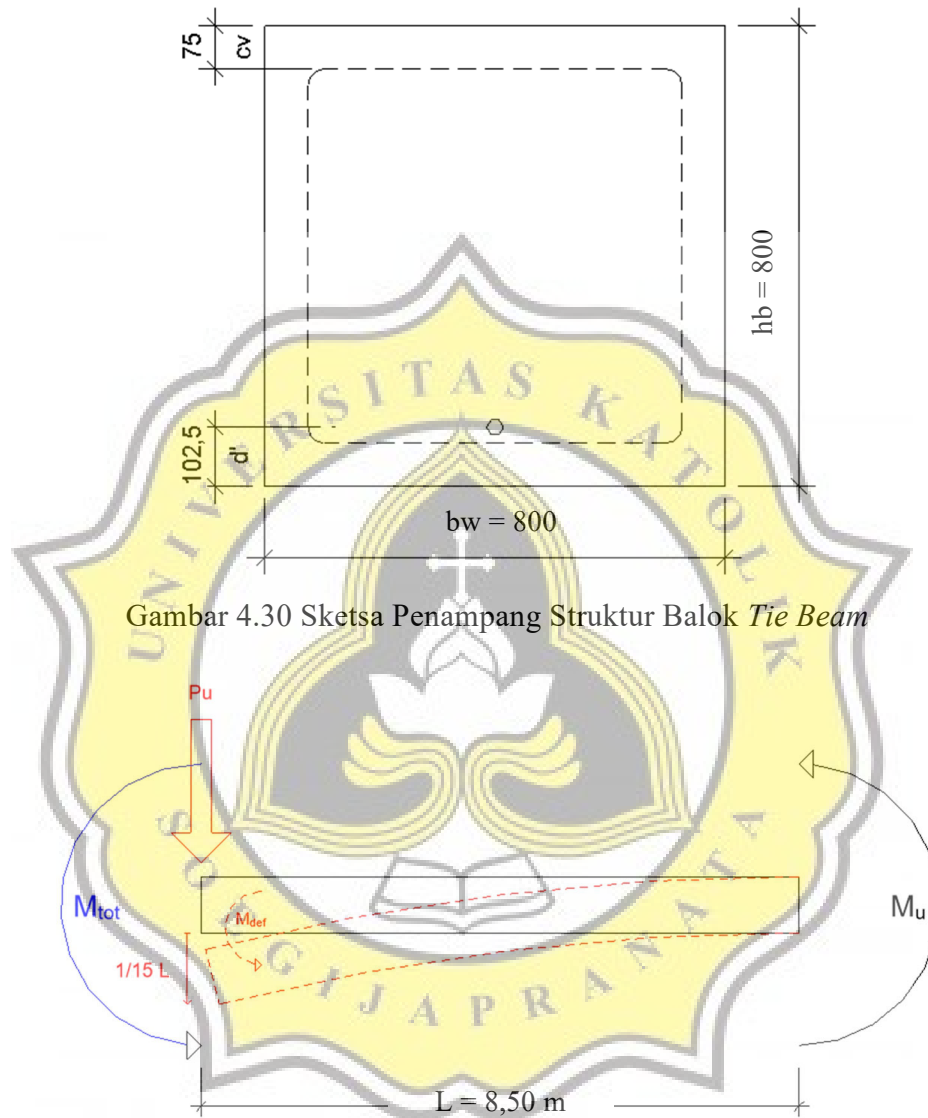
##### a. Perhitungan Balok *Tie Beam* Berbasis SNI

Berikut data yang diperlukan untuk perhitungan beban struktur *tie beam*:

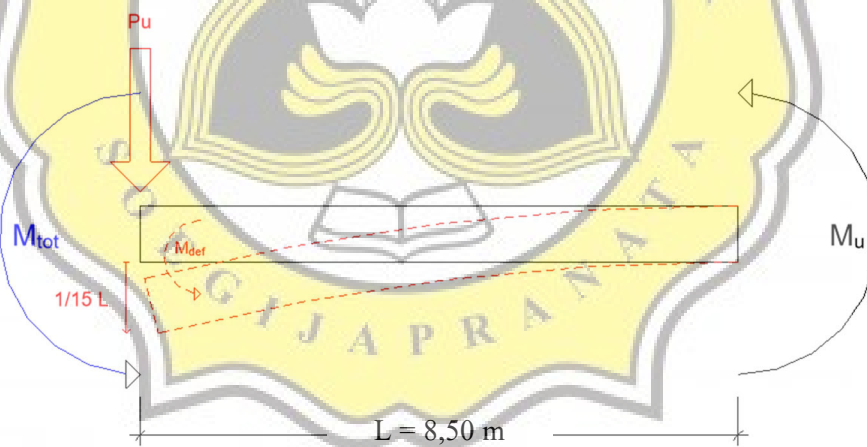
$$\begin{aligned}
 f_c' &= 33,2 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 b_w &= 800 \text{ mm} \\
 h_b &= 800 \text{ mm} \\
 c_v &= 75 \text{ mm} \\
 d' &= (75 + 13 + 29/2) = 102,5 \text{ mm} \\
 P_u &= 90 \text{ kN} \\
 M_u &= 127 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 90 \text{ kN}$$

$$T_u = 0 \text{ kN}$$



Gambar 4.30 Sketsa Penampang Struktur Balok *Tie Beam*



Gambar 4.31 Gaya Momen pada *Tie Beam*

Perhitungan momen defleksi balok

$$M_d = \frac{1}{15} (L_{(m)}) (P_u) = \frac{1}{15} (8,5) (90) = 51 \text{ kN.m}$$

Perhitungan momen total balok *tie beam*

$$M_{total} = M_u + M_d = 127 + 51 = 178 \text{ kN.m}$$



Perhitungan kebutuhan tulangan lentur

$$A_{s \min} = 2.009,4780 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 2.009,4780 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 11.999,8747 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan 5D29 ( $A_{s \text{ tul}} = 3.303,9286 \text{ mm}^2$ ,  $M_{u \text{ balok}} = 178 \text{ kN.m}$ )

Perhitungan kebutuhan tulangan transversal

$$V_n = 120.000 \text{ N}$$

$$V_c = 535.860,8 \text{ N}$$

$$V_s = -415.861 \text{ N} < 0, \text{ maka tidak diperlukan tulangan sengkang teoritis.}$$

Gunakan tulangan sengkang D13-150 mm.

**b. Perhitungan Balok *Tie Beam* Berbasis ACI**

$$b_w = 31,496 \text{ in}$$

$$h = 31,496 \text{ in}$$

$$d' = 3,110 \text{ in}$$

$$d = 28,386 \text{ in}$$

$$f_c' = 4.815,25 \text{ psi}$$

$$f_y = 58.015,06 \text{ psi}$$

$$M_u = 94 \text{ kip.ft}$$

$$V_u = 21 \text{ kip}$$

$$T_u = 0 \text{ kip.ft}$$

Hitung tinggi efektif balok

$$d = h - c_v - d \text{ tul. sengkang} - 0,5 d \text{ tul. longitudinal}$$

$$d = 31,496 - 1,9685 - 0,5 - 0,5 (1,142)$$

$$d = 27,461 \text{ in}$$



### Hitung $\phi V_c$

$$\phi V_c = \phi 2\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\phi V_c = (0,85) 2\sqrt{4.815,25} (31,496) (27,461)$$

$$\phi V_c = 102.030,989 \text{ lb}$$

### Cek apakah sengkang diperlukan

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{102.030,989}{2} = 51.015,494 \text{ lb}$$

$$V_u (= 21.000 \text{ lb}) < \frac{1}{2} \phi V_c (= 51.015,494 \text{ lb}) \quad \dots \text{ Tidak perlu sengkang}$$

### Hitung $V_s$

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

$$V_s = \frac{21.000 - 51.015,494}{0,85} = -95.330,58 \text{ lb}$$

### Jarak maksimum untuk memberikan $A_v$ minimum

$$S_{\max 1} = \frac{A_v f_y}{50 b_w}$$

$$S_{\max 1} = \frac{(2 \times 0,20) (34.809,06)}{50 (31,496)} = 8,680 \text{ in}$$

### Hitung jarak maksimum, jika nilai $V_s < 4\sqrt{f'_c} b_w d$

$$4\sqrt{f'_c} b_w d = 4\sqrt{4.815,25} (31,496) (27,461)$$

$$4\sqrt{f'_c} b_w d = 240.072,915 \text{ lb} > V_s (= -95.330,58 \text{ lb}) \quad \dots \text{ OK!}$$

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

$$S_{\max 2} = \frac{27,461}{2} = 13,731 \text{ in} < 24 \text{ in, maka } S_{\max 2} = 13,731 \text{ in}$$

### Jarak sengkang yang dipakai

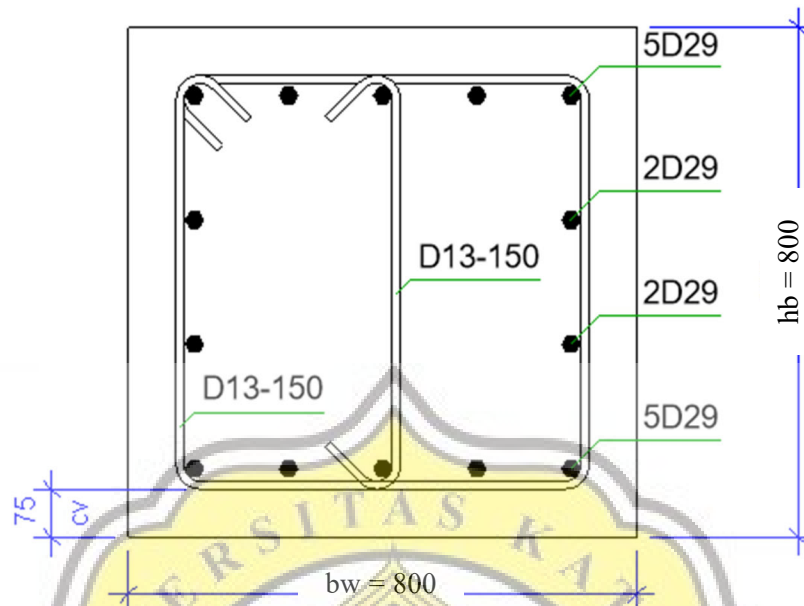
$$S_{\max 1} = 8,680 \text{ in}$$

$$S_{\max 2} = 13,731 \text{ in}$$

$$S_{\min} = 3 \text{ in}$$

Jarak yang dipakai,  $S_{\text{pakai}} = 8,680 \text{ in} = 220,475 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$ .

Maka, tulangan geser untuk balok *tie beam* TB menggunakan D13-200 mm.



Gambar 4.32 Kebutuhan Tulangan Struktur *Tie Beam* (TB)

#### 4.8 Perhitungan Struktur Pondasi

##### 4.8.1 Perhitungan Struktur Pondasi BP

Data untuk menghitung struktur pondasi tiang bor menggunakan *output* ETABS dengan meninjau nilai maksimal dari keseluruhan *joint reactions*. Berikut data yang diperoleh:

$\gamma_{\text{beton bertulang}}$	= 2.400 kg/m <sup>3</sup>
$P_u$	= 967.578 kg
$M_{ux}$	= 70.151 kg.m
$M_{uy}$	= 62.656 kg.m
D pondasi	= 1000 mm
Kedalaman pondasi	= 6,5 m
$q_c$	= 115 kg/cm <sup>2</sup>
TF	= 414 kg/cm
FK1	= 3
FK2	= 5



### Perhitungan daya dukung ijin tiang pondasi

a. Daya Dukung Ijin Tekan ( $P_a$ )

$A_p$  = Luas penampang pondasi

$$A_p = \left(\frac{1}{4}\right)(22/7)(1000)^2 = 785.714 \text{ mm}^2 = 7.857,14 \text{ cm}^2$$

$A_{st}$  = Keliling penampang pondasi

$$A_{st} = (22/7) (1000) = 3.142,86 \text{ mm} = 314,286 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{q_c A_p}{FK1} + \frac{TF A_{st}}{FK2} = \frac{(115)(7.857,14)}{3} + \frac{(414)(314,286)}{5} = 327.213 \text{ kg}$$

b. Daya Dukung Ijin Tarik ( $P_{ta}$ )

$W_p$  = berat pondasi

$$W_p = \gamma (\text{Volume}_{TP}) = 2.400 \left(\frac{1000}{1000}\right)^2 (22/7) (1/4) (6,5) = 12.257,1 \text{ kg}$$

$$P_{ta} = TF A_{st} \frac{0,7}{FK2} + W_p = (414) (314,286) \left(\frac{0,7}{5}\right) + 12.257,1 = 30.473,1 \text{ kg}$$

### Perhitungan jumlah tiang bor ( $n_p$ )

$$n_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{967.578}{327.213} = 2,95702 \approx 4 \text{ buah}$$

### Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang Bor ( $E_g$ )

$$\text{Jarak antartiang bor minimum} = 1-3D_{TP} = 2,5 D_{TP}$$

$$\text{Jarak minimum bagian tepi kelompok tiang ke as tiang bor} = 1D_{TP} = 1.000 \text{ mm}$$

$$\theta = \arctg \left(\frac{D}{s}\right) = \arctg \left(\frac{1000}{2,5 (1.000)}\right) = 21,80^\circ$$

$m$  = jumlah tiang dalam 1 kolom = 2 tiang

$n$  = jumlah tiang dalam 1 baris = 2 tiang

$$E_g = 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] = 1 - 21,8 \left[ \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90(2)(2)} \right] = 0,75776$$





### Perhitungan daya dukung vertikal kelompok tiang

Nilai daya dukung vertikal kelompok tiang ( $P_g$ ) harus bisa menahan beban aksial akibat reaksi pembebanan struktur pada kolom ( $P_g > P_u$ )

$$P_g = E_g n_p P_a = (0,75776) (4) (327.213) = 991.799 \text{ kg}$$

$$P_g (991.799 \text{ kg}) > P_u (= 967.578 \text{ kg}) \quad \dots \text{ OK!}$$

### Perhitungan beban maksimum tiang dalam kelompok tiang

$x_{\max}$  = jarak tiang arah sumbu x terjauh dari as kolom (m)

$$x_{\max} = 0,5 \frac{2,5D}{1000} = 0,5 \frac{(2,5)(1.000)}{1.000} = 1,25 \text{ m}$$

$y_{\max}$  = jarak tiang arah sumbu y terjauh dari as kolom (m)

$$y_{\max} = 0,5 \frac{2,5D}{1000} = 0,5 \frac{(2,5)(1.000)}{1.000} = 1,25 \text{ m}$$

$n_x$  = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x = 2 tiang

$n_y$  = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y = 2 tiang

$$\Sigma x^2 = (\text{jumlah baris tiang arah x}) (n_x) (x_{\max}^2)$$

$$\Sigma x^2 = (2) (2) (1,25^2) = 6,25 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = (\text{jumlah baris tiang arah y}) (n_y) (y_{\max}^2)$$

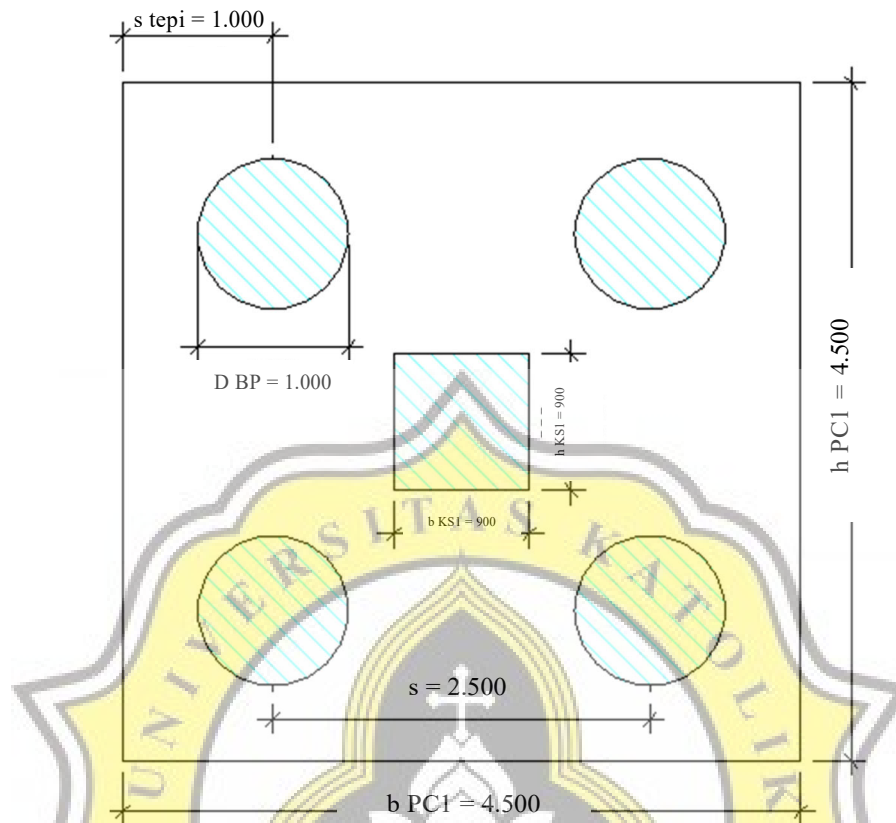
$$\Sigma y^2 = (2) (2) (1,25^2) = 6,25 \text{ m}^2$$

$$P_{\max} = \frac{P_u}{n_p} + \frac{M_y x_{\max}}{n_y \Sigma x^2} + \frac{M_x y_{\max}}{n_x \Sigma y^2}$$

$$P_{\max} = \frac{967.578}{4} + \frac{(70.151) (1,25)}{(2) (6,25^2)} + \frac{(62.656) (1,25)}{(2) (6,25^2)} = 255.175 \text{ kg}$$

$$P_{\max} (= 255.175 \text{ kg}) < P_a (= 327.213,3333 \text{ kg}) \quad \dots \text{ OK!}$$

Hasil perhitungan konfigurasi kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 4.33.



Gambar 4.33 Hasil Perhitungan Konfigurasi Kelompok Tiang

Perhitungan tulangan longitudinal

Menghitung eksentrisitas penampang

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{17,5378}{241,8945} = 72,502 \text{ mm}$$

Menghitung gaya aksial nominal yang dibutuhkan

$$P_{n \text{ perlu}} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{241,8945}{0,75} = 322,526 \text{ ton}$$

Menghitung luas penampang pondasi

$$A_g = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (1.000)^2 = 785.398,163 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 0,0197$$

$$A_s = \rho \frac{1}{4} \pi d^2 = 0,0197 \frac{1}{4} \pi (1.000)^2 = 12.463,0697 \text{ mm}^2$$

Menghitung tulangan yang dibutuhkan

$$A_{s \text{ tul}} = \frac{1}{4} \pi (d_{\text{tul}})^2 = \frac{1}{4} \pi (29)^2 = 660,5199 \text{ mm}^2$$



Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s}{A_{s \text{ tul}}} = \frac{12.643,0696}{660,5199} = 18,87 \text{ buah} \approx 20 \text{ buah}$$

Gunakan tulangan longitudinal 19D29.

$$A_{st} = n \cdot \frac{1}{4} \pi (d_{tul})^2 = 20 \cdot \frac{1}{4} \pi (29)^2 = 13.210,971 \text{ mm}^2$$

Hitung kekuatan beban aksial minimum

$$\phi P_{n \text{ maks}} = 0,85 \phi [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + (f_y A_{st})]$$

$$\phi P_{n \text{ maks}} = 0,85 (0,75) [0,85 (41,5) (785.398,163 - 13.210,971) + (400) (13.210,971)]$$

$$\phi P_{n \text{ maks}} = 20.733.464,97 \text{ N} = 2.073,3465 \text{ ton}$$

$$P_{n \text{ maks}} (= 2.073,3465 \text{ ton}) > P_n (= 241,8945 \text{ ton}) \quad \dots \text{ OK!}$$

Perhitungan kekuatan penampang dalam keadaan seimbang

Tebal penampang ke arah lenturan diambil 0,8h dengan h adalah diameter luar kolom bulat

$$h_{ekivalen} = 0,8h = 0,8 (1000) = 800 \text{ mm}$$

Lebar kolom segiempat ekivalen b, besarnya adalah  $b = A_g / (0,8h)$

$$b = A_g / (0,8h) = 785.398,163 / (800) = 981,748 \text{ mm}$$

$d'_{\text{kolom bulat}} = \text{selimut beton} + d \text{ sengkang} + \frac{1}{2} d \text{ tulangan longitudinal}$

$$d'_{\text{kolom bulat}} = 75 + 13 + \frac{1}{2} (29) = 102,5 \text{ mm}$$

$d_s = \text{diameter pondasi} - (2 d'_{\text{kolom bulat}})$

$$d_s = 1000 - (2) (102,5) = 795 \text{ mm}$$

$$d - d' = \frac{2}{3} d_s = \frac{2}{3} (795) = 530 \text{ mm}$$

$$d'_{\text{ekivalen}} = h_{\text{ekivalen}} - \frac{d - d'}{2}$$

$$d'_{\text{ekivalen}} = 800 - (530/2) = 535 \text{ mm}$$

$$d_{\text{ekivalen}} = h_{\text{ekivalen}} - d'_{\text{ekivalen}}$$



$$d_{\text{ekivalen}} = 800 - 535 = 265 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \frac{A_{st}}{2} = \frac{13.210,971}{2} = 6.605,1986 \text{ mm}^2$$

$$c_b = \frac{(600 \times d_{\text{ekivalen}})}{(600 + f_y)} = \frac{(600 \times 265)}{(600 + 41,5)} = 159 \text{ mm}$$

$$a_b = 0,85 c_b = 0,85 (159) = 135,15 \text{ mm}$$

Cek tegangan tekan, leleh/belum

$$f_s' = \frac{[0,003 E_s (d' - c_b)]}{d'} = \frac{[0,003 (200.000) (535 - 159)]}{535} = 421,6822 \text{ MPa}$$

$$f_s' (= 421,6822 \text{ MPa}) > f_y (= 400 \text{ MPa}) \dots \text{Leleh!}$$

Gunakan  $f_s' = 400 \text{ MPa}$ .

Menghitung gaya aksial nominal kondisi seimbang ( $P_{nb}$ )

$$P_{nb} = (0,85 f_c' a_b b) + (A_s' f_s') - (A_s f_y)$$

$$P_{nb} = (0,85 \times 41,5 \times 135,15 \times 981,748) + (6.605,1986 \times 400) - (6.605,1986 \times 400)$$

$$P_{nb} = 4.680.399,959 \text{ N} = 468,040 \text{ ton}$$

Menghitung momen nominal kondisi seimbang

$$M_{nb} = \left[ (0,85 f_c' a_b b) \times \left( \frac{d_{\text{ekivalen}}}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$M_{nb} = \left[ (0,85 \times 41,5 \times 135,15 \times 981,748) \times \left( \frac{800}{2} - \frac{135,15}{2} \right) \right]$$

$$M_{nb} = 842.520.512 \text{ N.mm} = 84,252 \text{ ton.m}$$

Eksentrisitas kondisi seimbang

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{842.520.512}{4.680.399,959} = 180,01 \text{ mm}$$

Perhitungan kekuatan nominal maksimum penampang ( $P_n = P_o$ ) yang dibebani konsentris

$$P_o = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + (f_y A_{st})$$



$$P_o = 0,85 \times 41,5 (785.398,163 - 13.210,971) + (400 \times 13.210,971)$$

$$P_o = 32.523.082,3 \text{ N} = 3.252,308 \text{ ton}$$

$$P_t = A_{st} f_y$$

$$P_t = 13.210,971 \times 400 = 5.284.158,843 \text{ N} = 528,416 \text{ ton}$$

Pemeriksaan kekuatan dengan menggunakan diagram interaksi

$$\frac{M_u}{\phi} (= 23,384 \text{ ton.m}) < M_{nb} (= 84,252 \text{ ton.m}) \quad \dots \text{OK!}$$

$$\frac{P_u}{\phi} (= 322,526 \text{ ton}) < P_{nb} (= 468,040 \text{ ton}) \quad \dots \text{OK!}$$

Data diagram interaksi pondasi tiang bor

$$P_o = 3.252,308 \text{ ton}$$

$$P_t = -528,416 \text{ ton}$$

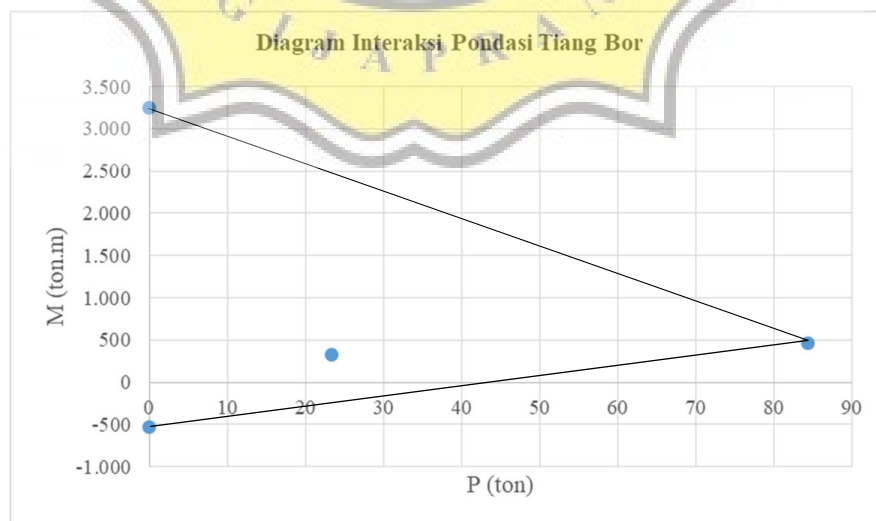
$$P_{nb} = 468,040 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi} = 322,526 \text{ ton}$$

$$M_{nb} = 84,252 \text{ ton.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 23,384 \text{ ton.m}$$

Diagram interaksi pondasi tiang bor ditunjukkan pada Gambar 4.34.



Gambar 4.34 Diagram Interaksi Pondasi Tiang Bor



### Perhitungan tulangan geser

$$V_u = 327 \text{ kg} = 0,327 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ perlu}} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{0,327}{0,75} = 0,436 \text{ ton} = 4.360 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[ 1 + \left( \frac{N_u}{14A_g} \right) \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[ 1 + \left( \frac{2.418.945}{14 \times 785.398,1634} \right) \right] (1,0) \sqrt{41,5} (981,748) (697,5)$$

$$V_c = 896.962,1178 \text{ N}$$

$V_{s \text{ perlu}} = V_{u \text{ perlu}} - V_c = 4.360 - 896.962,1178 = -892.602 \text{ N}$ , maka tidak diperlukan tulangan sengkang teoritis.

Gunakan tulangan sengkang D13-200.

### 4.8.2 Rekap Perhitungan Pondasi Tiang Bor

Rekap hasil perhitungan pondasi tiang bor dapat dilihat dalam Tabel 4.27.

Tabel 4.27 Rekap Perhitungan Kebutuhan Pondasi Tiang Bor

Tipe PC	Tipe BP	$P_u$ (kg)	$M_{ux}$ (kg.m)	$M_{uy}$ (kg.m)	$D_{BP}$ (mm)	Tul. Long.	Tul. Geser
PCKS	BP	967.578	70.151	62.656	1.000	20D29	D13-200
PCKT	BP	530.528	23.453	17.437	1.000	20D29	D13-200
PCSW1	BP	106.665	28.425	59.079	1.000	20D29	D13-200
PCSW2	BP	713.404	44.260	1.368	1.000	20D29	D13-200
PCSW3	BP	239.280	39.181	7.978	1.000	20D29	D13-200
PCSW4	BP	24.577	31.629	1.978	1.000	20D29	D13-200

### 4.9 Perhitungan Struktur Kelompok Tiang (*Pile Cap*)

#### 4.9.2 Perhitungan Struktur PC1

Berdasarkan hasil perhitungan pondasi tiang bor, didapatkan kelompok tiang seperti pada Gambar 4.32, kemudian dilakukan perhitungan struktur kelompok tiang PC1. Data perhitungan kelompok tiang adalah sebagai berikut:

$$P_u = 8.224 \text{ kN}$$



$f_c'$	= 33,2 MPa
$f_y$	= 400 MPa
$c_v$	= 75 mm
Diameter tulangan	= D22
h asumsi	= 1.500 mm
$n_p$	= 4 buah/kelompok tiang
b kelompok tiang	= 4.500 mm
h kelompok tiang	= 4.500 mm
$\lambda$	= 1 (beton normal)
Jarak tepi ke as tiang bor	= 1.000 mm
b kolom struktur	= 900 mm
h kolom struktur	= 900 mm
D pondasi	= 1.000 mm

Hitung beban terfaktor

$$V_u = \frac{P_u}{n_p} = \frac{9.489}{4} = 2.372,25 \text{ kN}$$

Tebal asumsi kelompok tiang = 1.500 mm > 300 mm [syarat dalam pasal 13.4.2.2 SNI 2847:2019]

$$d = h - c_v - d_{tul} = 1.500 - 75 - 22 = 1.403 \text{ mm}$$

Geser Dua Arah di Sekitar Kolom

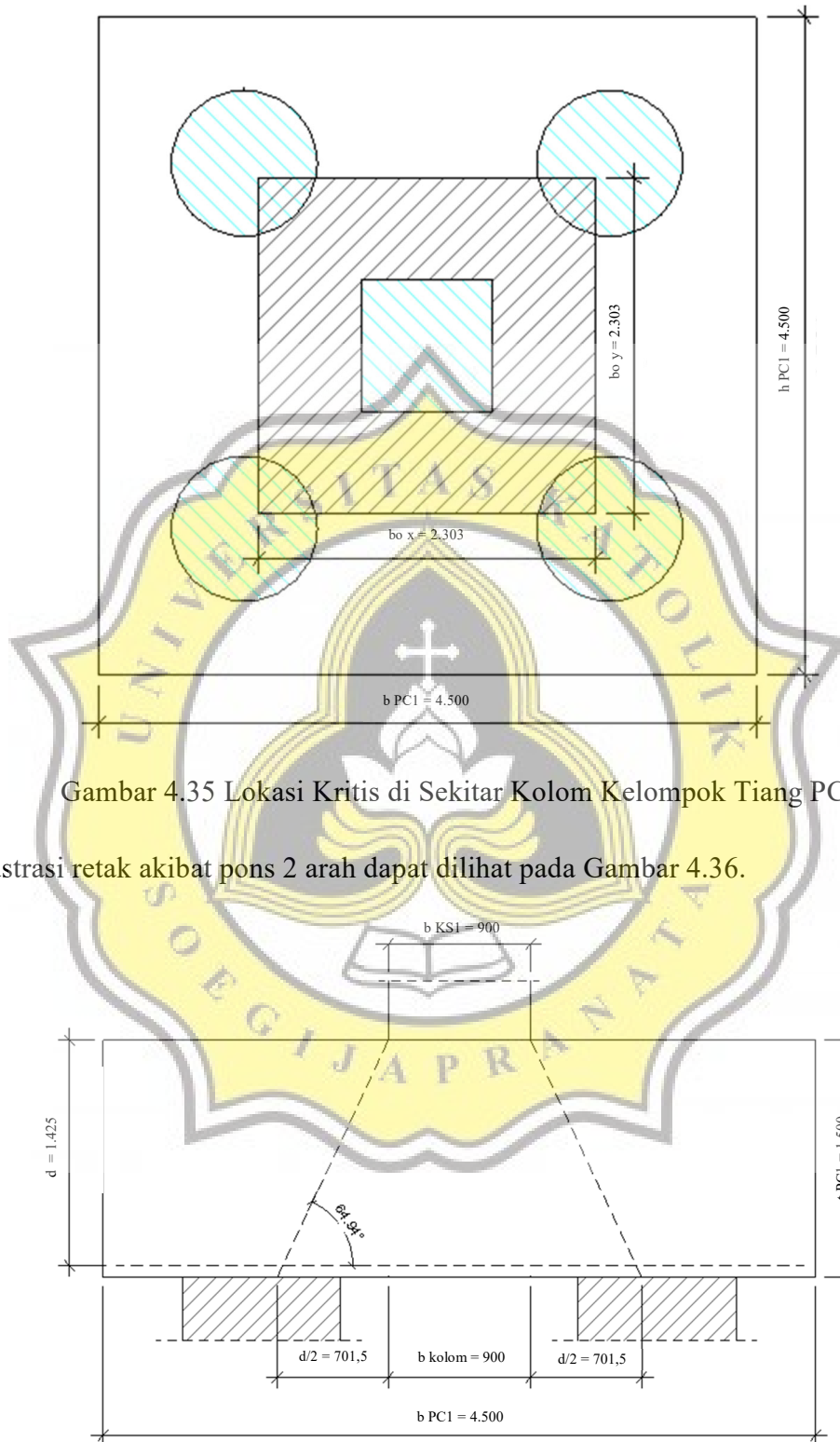
$$b_{ox} = 2 (c_x + d) = 2 (900 + 1.403) = 4.606 \text{ mm}$$

$$b_{oy} = 2 (c_y + d) = 2 (900 + 1.403) = 4.606 \text{ mm}$$

$$b_o = b_{ox} + b_{oy} = 4.606 + 4.606 = 9.212 \text{ mm}$$

Gaya geser dua arah di sekitar kolom dapat dilihat pada Gambar 4.35 berikut:





Gambar 4.35 Lokasi Kritis di Sekitar Kolom Kelompok Tiang PC1

Ilustrasi retak akibat pons 2 arah dapat dilihat pada Gambar 4.36.

Gambar 4.36 Retak Akibat Geser Pons 2 Arah pada Kelompok Tiang PC1



Nilai kuat geser pons 2 arah untuk kolom [SNI 2847:2019, Tabel 22.6.5.2]

$$V_{c1} = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c1} = 0,33 (1) (\sqrt{33,2}) (9.212) (1.403) = 24.575.059,73 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\beta = \frac{l_y \text{ kelompok tiang}}{l_x \text{ kelompok tiang}} = \frac{4.100}{4.100} = 1$$

$$V_{c2} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (\sqrt{33,2}) (9.212) (1.403) = 37.979.637,76 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

Dengan  $a_s = 40$  (untuk kolom interior berdasarkan SNI 2847:2019, pasal 22.6.5.3)

$$V_{c3} = 0,083 \left[2 + \frac{(40)(1403)}{9.212}\right] (\sqrt{33,2}) (9.212) (1.403) = 50.016.983,76 \text{ N}$$

Nilai  $V_c$  dipilih yang terkecil antara  $V_{c1}$ ,  $V_{c2}$ , dan  $V_{c3}$ , yaitu 24.575,05973 kN

$$\phi V_n = 0,75 (24.575,05973) = 18.431,2948 \text{ kN}$$

$$\phi V_n (= 18.431,2948 \text{ kN}) > V_u \text{ kolom } (= 9.489 \text{ kN}) \quad \dots \text{ OK!}$$

Geser dua arah di sekitar tiang pondasi

$$b_{obpx} = \text{jarak tepi ke as tiang pondasi} + \frac{x_{bp}}{2} + \frac{d}{2}$$

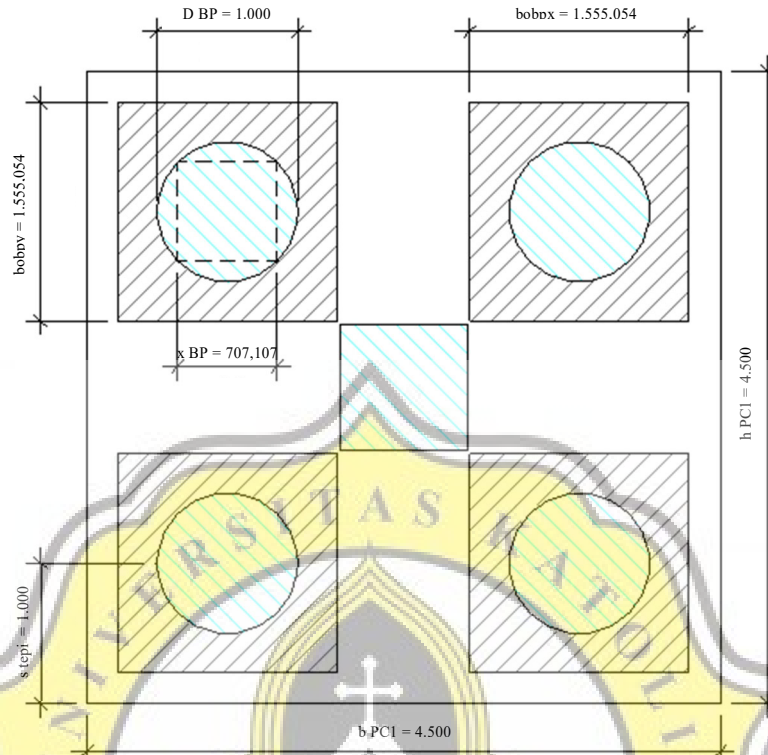
$$b_{obpx} = 1.000 + \frac{707.107}{2} + \frac{1.403}{2} = 1.555,0535 \text{ mm}$$

$$b_{obpy} = \text{jarak tepi ke as tiang pondasi} + \frac{x_{bp}}{2} + \frac{d}{2}$$

$$b_{obpy} = 1.000 + \frac{707.107}{2} + \frac{1.403}{2} = 1.555,0535 \text{ mm}$$

$$b_{obp} = b_{obpx} + b_{obpy} = 1.555,0535 + 1.555,0535 = 3.110,107 \text{ mm}$$

Gaya geser dua arah di sekitar tiang bor dapat dilihat pada Gambar 4.37.



Gambar 4.37 Lokasi Kritis di Sekitar Tiang Bor pada Kelompok Tiang PC1

Nilai kuat geser pons 2 arah untuk tiang bor [SNI 2847:2019, Tabel 22.6.5.2]

$$V_{c1} = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_{obp} d$$

$$V_{c1} = 0,33 (1) (\sqrt{33,2}) (3.110,107) (1.403) = 8.296.902,441 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_{obp} d$$

$$\beta = 1$$

$$V_{c2} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (\sqrt{33,2}) (3.110,107) (1.403) = 12.822.485,59 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,083 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f_c'} b_{obp} d$$

Dengan  $a_s = 40$  (untuk kolom interior berdasarkan SNI 2847:2019, pasal 22.6.5.3)

$$V_{c3} = 0,083 \left[2 + \frac{(40)(1.403)}{4.153}\right] (\sqrt{33,2}) (3.110,107)(1.403) = 41.828.577,37 \text{ N}$$

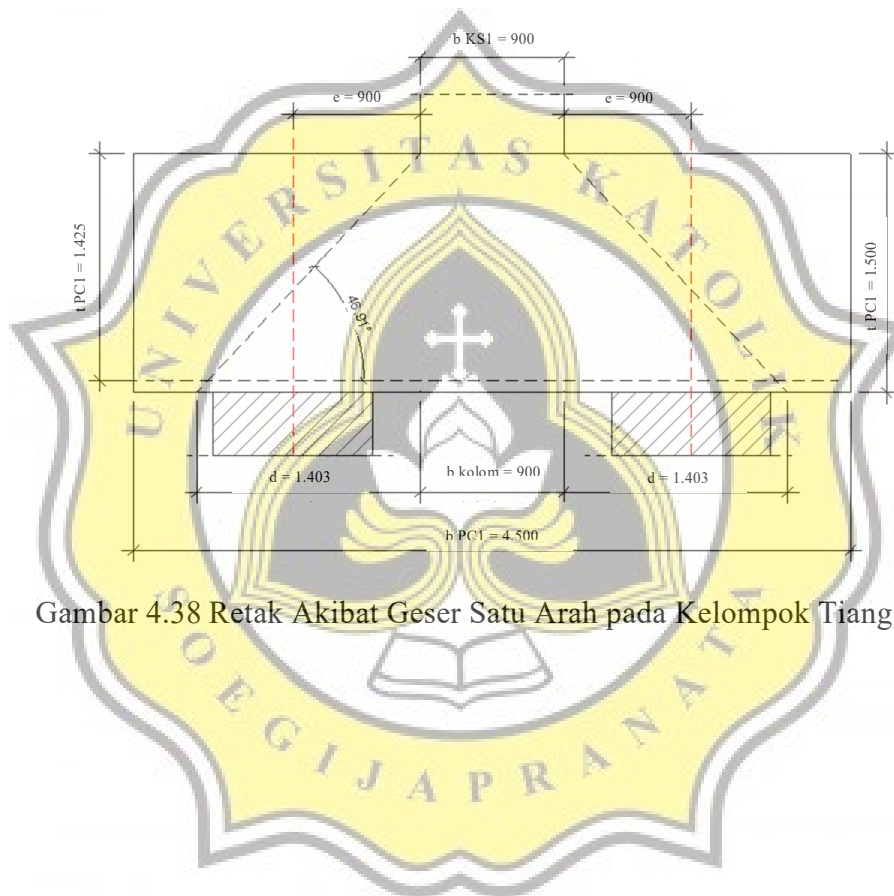
Nilai  $V_c$  dipilih yang terkecil antara  $V_{c1}$ ,  $V_{c2}$ , dan  $V_{c3}$ , yaitu 8.296,9024 kN

$$\phi V_n = 0,75 (8.296,9024) = 6.222,6768 \text{ kN}$$

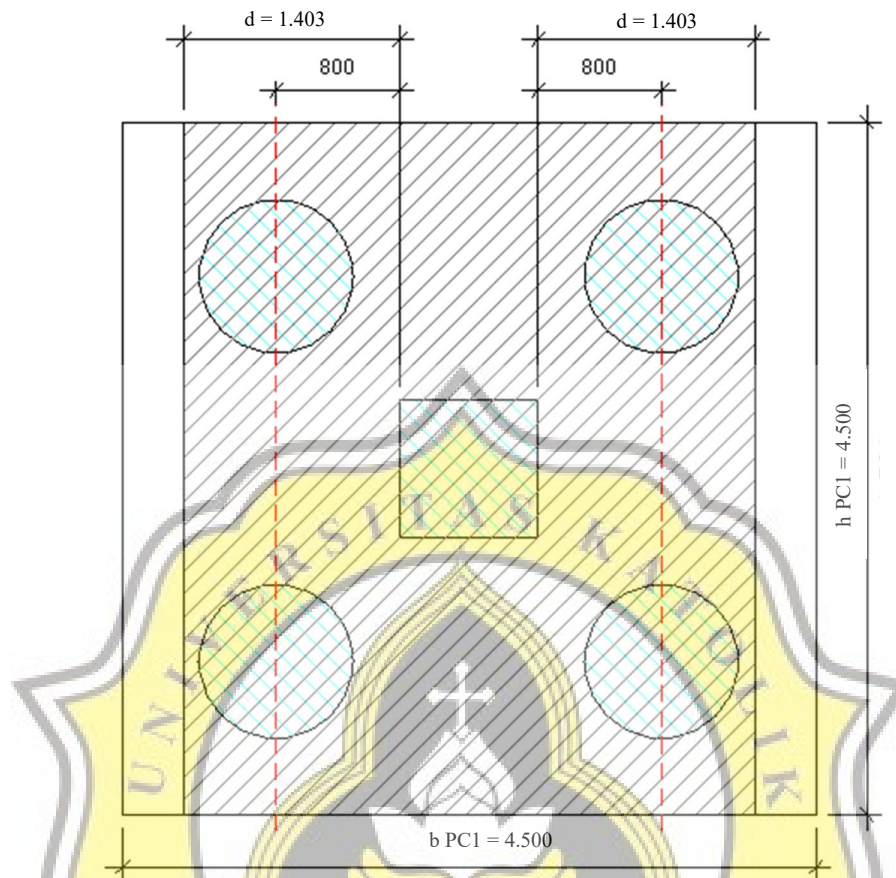
$$\phi V_n (= 6.222,6768 \text{ kN}) > V_{u \text{ bp}} (= 2.372,25 \text{ kN}) \quad \dots \text{ OK!}$$

#### Cek geser satu arah

Berdasarkan SNI 2847:2019 dalam pasal 13.4.2.5, cek geser satu arah tidak diperlukan, karena daerah  $d$  melebihi daerah titik berat ( $as$ ) tiang bor (lihat Gambar 4.39).



Gambar 4.38 Retak Akibat Geser Satu Arah pada Kelompok Tiang PC1



Gambar 4.39 Geser Satu Arah pada Kelompok Tiang PC1

Desain terhadap lentur

$$M_{ux} = n_x e_x V_u = 2 (800) (2.372,25) = 3.795.600 \text{ N.mm}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi h_{pc} d^2} = \frac{3.795.600}{0,9 (4.500)(1.403)^2} = 0,4761$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \frac{33,2}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (0,4761)}{0,85 (33,2)}} \right) = 0,0012$$

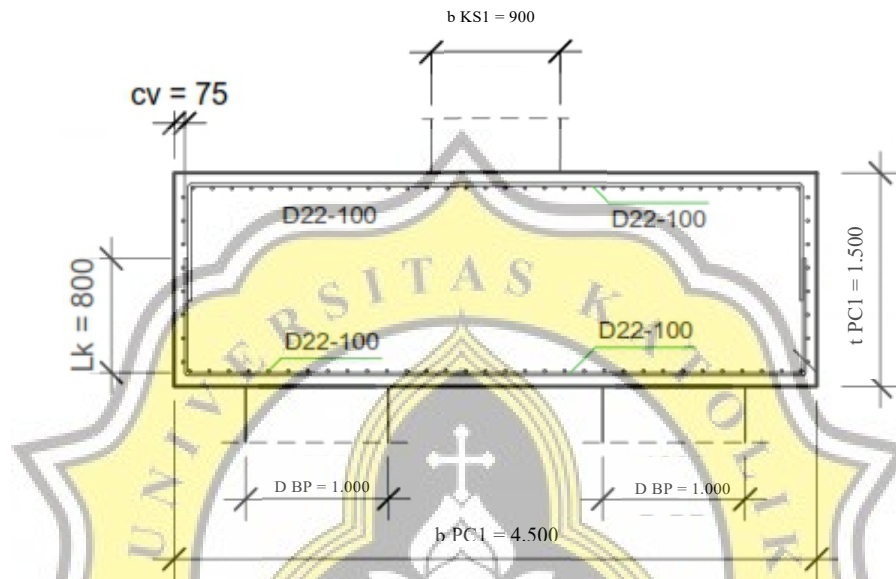
$$A_{s \text{ perlu}} = \rho h_{pc} d = (0,0012) (4.500) (1.403) = 7.579,3351 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 h_{pc} h = 0,0018 (4.500) (1.500) = 12.150 \text{ mm}^2$$

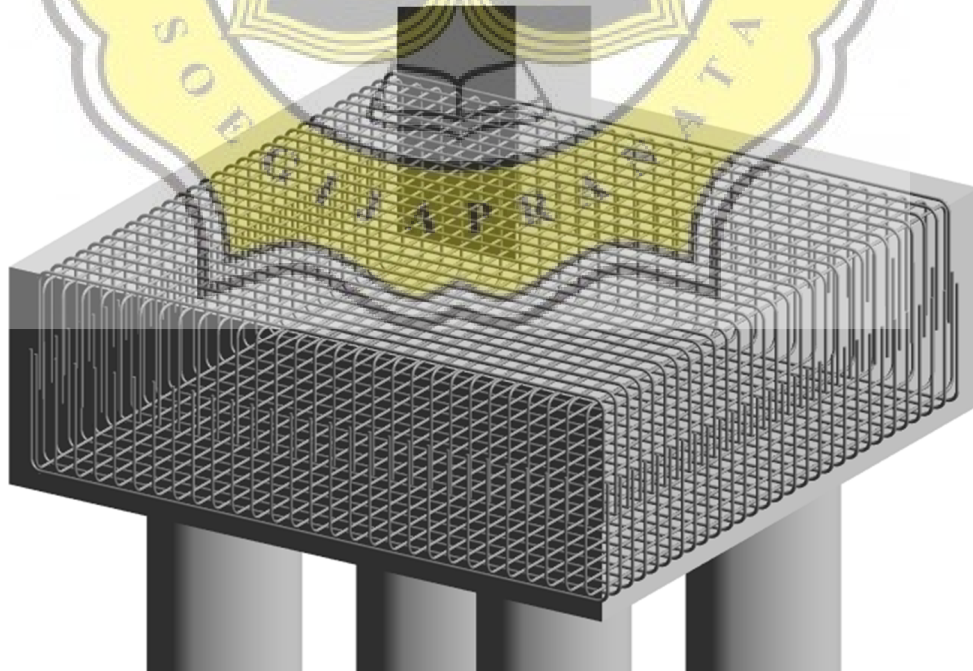
$$A_{sx \text{ pakai}} = 12.150 \text{ mm}^2$$



Jadi, tulangan lentur kelompok tiang PC1 baik untuk arah x maupun arah y digunakan 32D22 ( $A_{s\ tul} = 12.169,14 \text{ mm}^2$ ) atau D22-100. Ilustasi hasil perhitungan tulangan lentur PC1 dapat dilihat pada Gambar 4.40, sedangkan untuk ilustrasi penulangan kelompok tiang PC1 dapat dilihat pada Gambar 4.41.



Gambar 4.40 Hasil Perhitungan Tulangan Lentur Kelompok Tiang PC1



Gambar 4.41 Penulangan Kelompok Tiang PC1



### 4.9.3 Rekap Perhitungan Struktur Kelompok Tiang

Rekap hasil perhitungan kebutuhan tulangan struktur kelompok tiang dapat dilihat dalam Tabel 4.28.

Tabel 4.28 Rekap Perhitungan Kebutuhan Tulangan Struktur Kelompok Tiang

Type PC	t (mm)	$f_c'$ (MPa)	$P_u$ (kN)	Tul. Lentur
PCKS	1.500	33,2	9.489	D22-100
PCKT	1.500	33,2	5.203	D22-100
PCSWa	1.500	33,2	9.873	D22-200
PCSWb	1.500	33,2	6.997	D22-200
PCSWc	1.500	33,2	2.347	D22-100
PCSWd	1.500	33,2	3.676	D22-100

