

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 Data Umum Perancangan Struktur

2.1.1 Data Umum Bangunan

Nama Gedung : Gedung Museum di Kabupaten Bantul
Lokasi : Sewon, Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta,
Indonesia
Fungsi : Museum

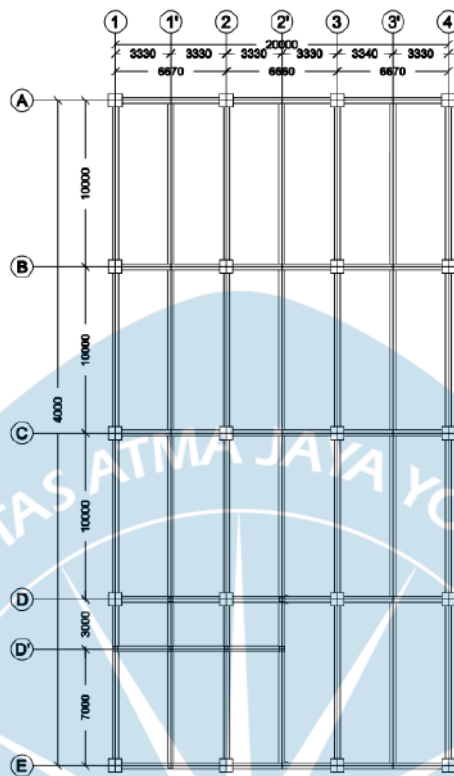
2.1.2 Data Teknis Bangunan

Luas Bangunan : 4.000 m²
Jumlah Lantai : 5 Lantai
Tinggi Bangunan : 20 Meter
Dimensi Balok : 45 cm x 85 cm; 35 cm x 70 cm
Dimensi Kolom : 80 cm x 80 cm; 80 cm x 85 cm; 30 cm x 30 cm

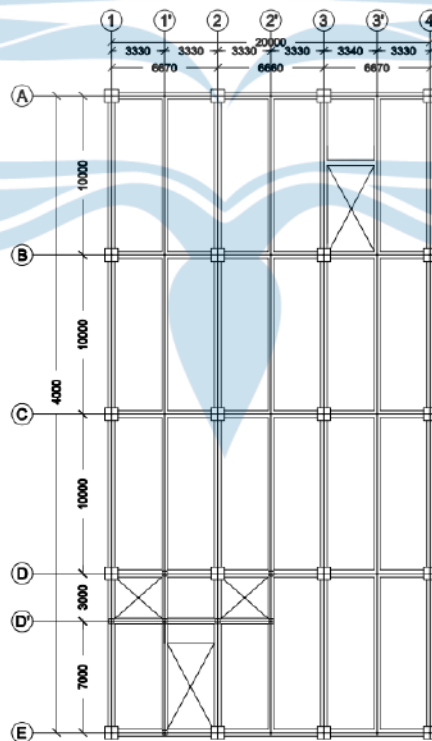
2.1.3 Mutu Bahan Yang Digunakan

Mutu Beton (F'c) : 28 MPa
Mutu Baja (Fy) : 420 MPa

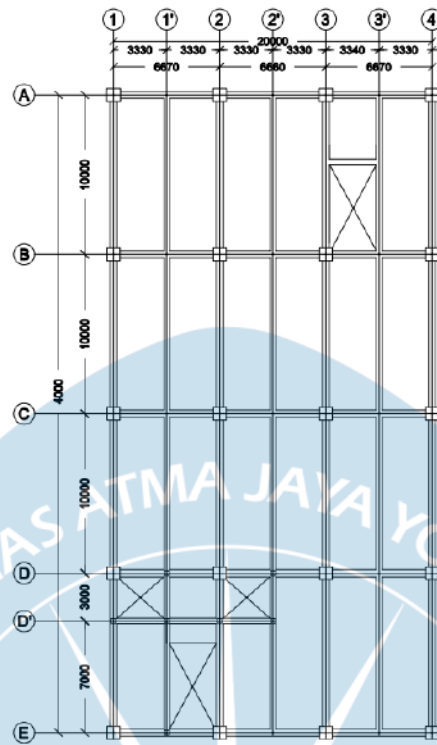
2.1.4 Layout Struktur Bangunan



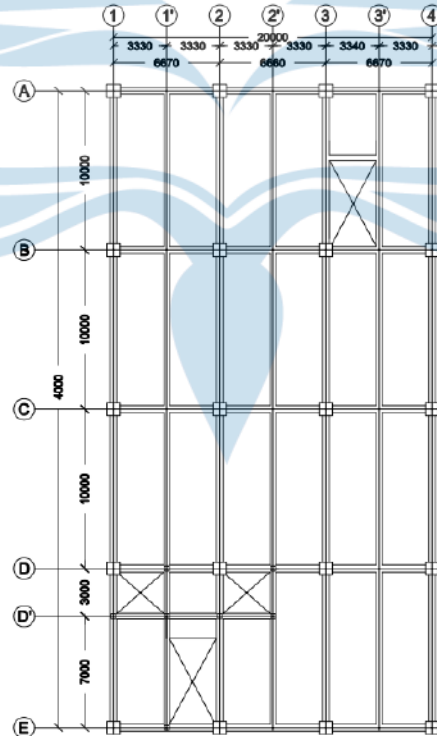
Gambar 2. 1 Layout Struktur Lantai 1



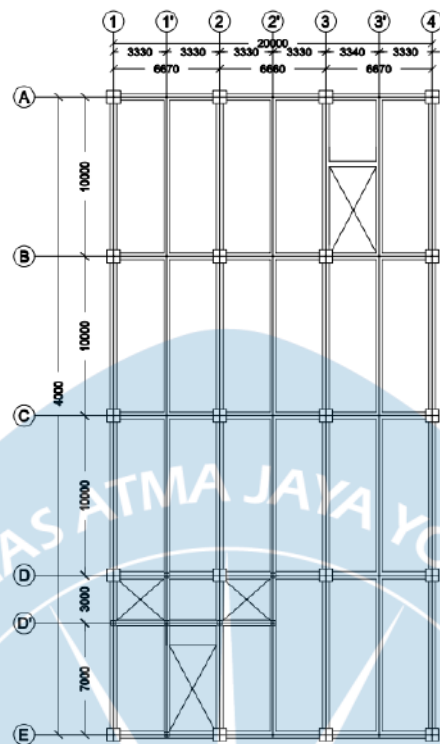
Gambar 2. 2 Layout Struktur Lantai 2



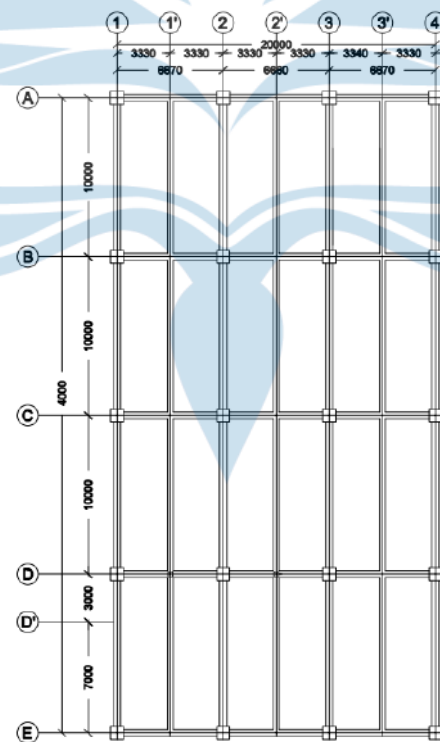
Gambar 2. 3 Layout Struktur Lantai 3



Gambar 2. 4 Layout Struktur Lantai 4



Gambar 2. 5 Layout Struktur Lantai 5

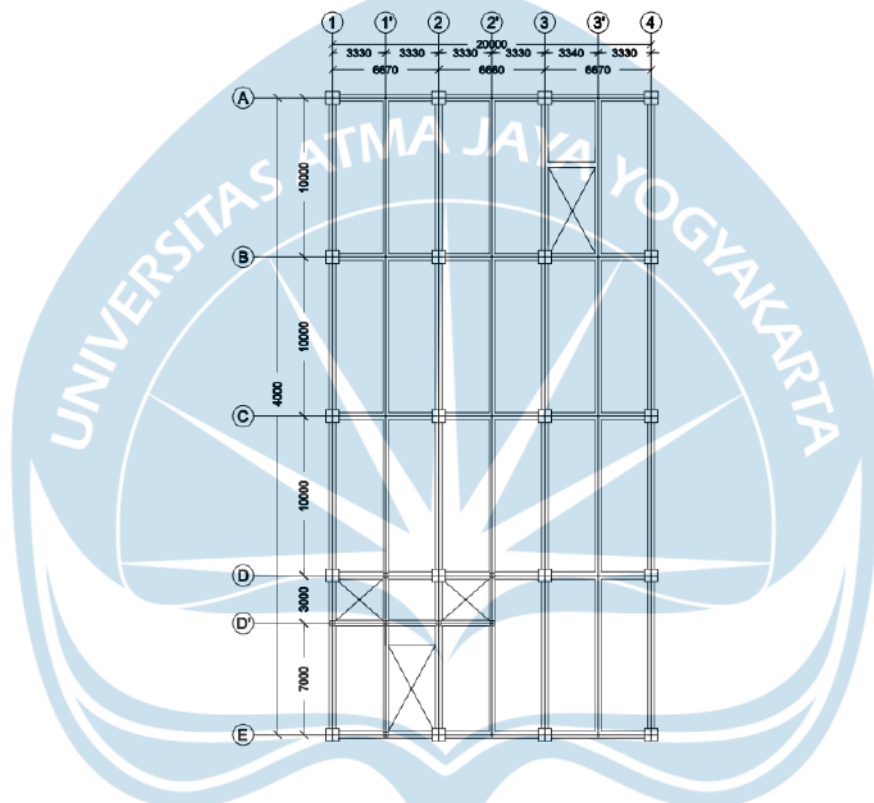


Gambar 2. 6 Layout Struktur Atap

2.2 Preliminary Design

2.2.1 Balok

Sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 9.3.1.1 desain dimensi balok dengan bentang seperti berikut:



Gambar 2. 7 Layout Rencana Balok

Dengan data sebagai berikut:

- Mutu Baja : 420 Mpa
- Faktor Pengali Lebar Balok (0,4 – 0,6) : 0,5
- Panjang Bentang Balok : 10 m

Komponen Struktur Balok:

Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = L / 18,5$$

$$b_{\min} = 0,5 * h$$

Menerus Dua Sisi

$$h_{\min} = L / 21$$

$$b_{\min} = 0,5 * h$$

Hasil dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2. 1 Tebal Minimum Balok non Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

No.	Kondisi Perletakan	Mutu Baja (MPa)	Jarak As-As (L) [mm]	Tinggi Min. (h min) [mm]	Lebar Min. (b min) [mm]
A	Menerus Satu Sisi	420	10000	541	270
B	Menerus Satu Sisi			541	270
A	Menerus Satu Sisi			541	270
C	Menerus Dua Sisi			476	238
D	Menerus Dua Sisi			476	238
E	Menerus Satu Sisi			541	270

Dimensi Balok yang Digunakan:

Balok Induk

$$\text{Tinggi} = \text{Maks. Jarak As-As} / 12$$

$$= 10000 / 12$$

$$= 833 \text{ mm}$$

$$\approx 850 \text{ mm} > h_{\min} \text{ (OK)}$$

$$\text{Lebar} = \text{Tinggi Balok Induk} / 2$$

$$= 833 / 2$$

$$= 417 \text{ mm}$$

$$\approx 450 \text{ mm} > b_{\min} \text{ (OK)}$$

Balok Anak

$$\text{Tinggi} = \text{Maks. Jarak As-As} / 15$$

$$= 10000 / 15$$

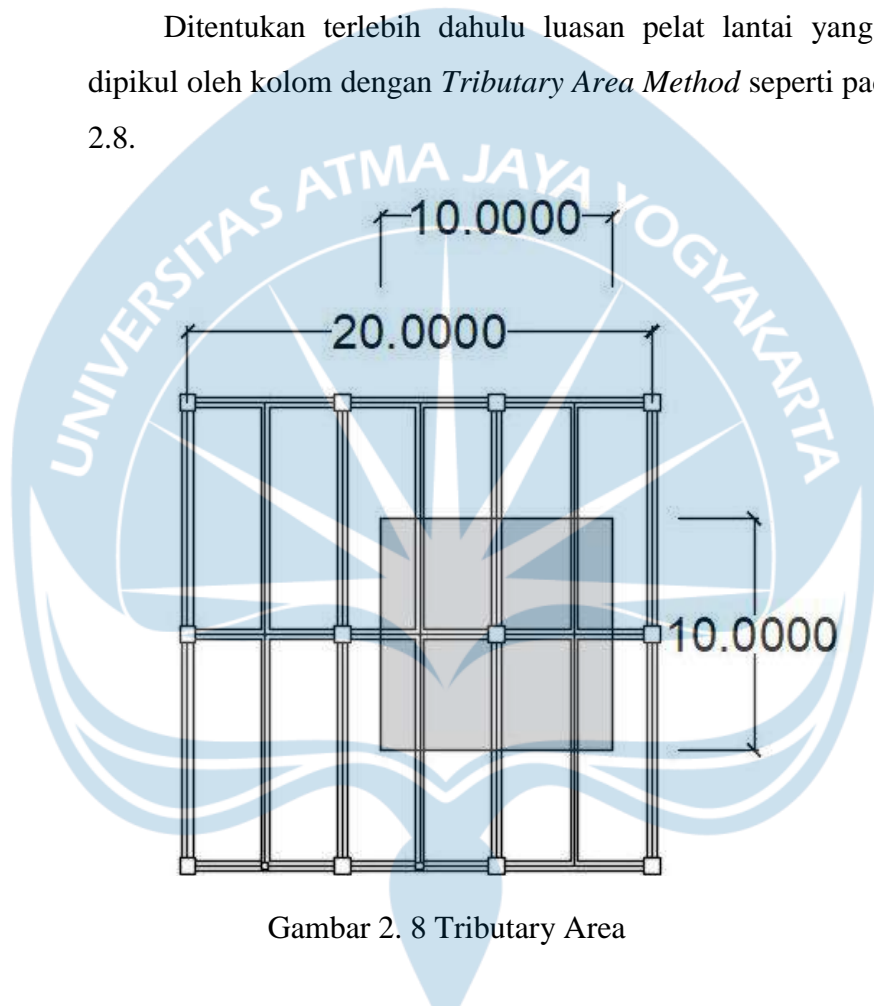
$$= 667 \text{ mm}$$

$$\approx 700 \text{ mm} > h_{\min} \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar} &= \text{Tinggi Balok Anak} / 2 \\
 &= 667 / 2 \\
 &= 333 \text{ mm} \\
 &\approx 350 \text{ mm} > b \text{ min (OK)}
 \end{aligned}$$

2.2.2 Kolom

Ditentukan terlebih dahulu luasan pelat lantai yang bebannya dipikul oleh kolom dengan *Tributary Area Method* seperti pada Gambar 2.8.



Gambar 2. 8 Tributary Area

Beban Mati (*Dead Load*) pada lantai:

- Berat Pelat Lantai : $h * 24 \text{ kN/m}^3$
- Berat Pasir : $t * 16 \text{ kN/m}^3$
- Berat Penutup Lantai : $t * 0,24 \text{ kN/m}^2$ per cm tebal
- Berat Spesi : $t * 0,21 \text{ kN/m}^2$ per cm tebal
- Berat Langit-Langit dan Penggantung : $0,18 \text{ kN/m}^2$
- Berat ME (*Mechanical, Electrical*) : $0,1 - 0,2 \text{ kN/m}^2$ (asumsi)

Total Q_d : kN/m²

Beban Hidup (*Live Load*) Q_l sesuai SNI 1721-2013 Tabel 4-1
Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_0 , dan Beban Hidup
Terpusat Minimum.

2.2.3 Perhitungan Kolom per Lantai

Diketahui: Rencana Mutu Beton (f'_c) = 28 MPa

Tebal Pelat Lantai = 0,15 m

Tebal Pasir = 0,02 m

Tebal Penutup Lantai = 0,01 m

Tebal Spesi = 0,02 m

Kolom Lantai 5

Beban Mati (*Dead Load*):

- Berat Pelat Lantai	= 0,15 * 24	= 3,60 kN/m ²
- Berat Pasir	= 0,02 * 16	= 0,32 kN/m ²
- Berat Penutup Lantai	= 0,01 * 0,24	= 0,24 kN/m ²
- Berat Spesi	= 0,02 * 0,21	= 0,42 kN/m ²
- Berat Langit-Langit dan Penggantung	=	0,18 kN/m ²
- Berat ME	=	0,10 kN/m ²
Total Q_d	=	4,86 kN/m ²

Beban Hidup (*Live Load*):

- Ruang Serba Guna Q_l	=	4,79 kN/m ²
--------------------------	---	------------------------

Beban yang Dipikul oleh Kolom:

Beban Mati (*Dead Load*)

- Beban dari Pelat Lantai = $Q_d * A$
= 4,86 * 100
= 486 kN
- Beban Sendiri Balok Induk = 2 * Volume Balok Induk * Bj. Beton
= 2 * (0,45 * 0,85 * 10) * 24
= 183,6 kN
- Beban Sendiri Balok Anak = 2 * Volume Balok Anak * Bj. Beton

$$= 2 * (0,35 * 0,70 * 10) * 24$$

$$= 117,6 \text{ kN}$$

- Berat Sendiri Kolom (asumsi $0,6 * 0,6$) = Volume Kolom * Bj. Beton

$$= 0,6 * 0,6 * (4 - 0,85) * 24$$

$$= 27,216 \text{ kN}$$

- Berat Dinding = Panjang * Tinggi * $2,5 \text{ kN/m}^2$

$$= 0 \text{ kN (Bagian Atap Tanpa Dinding)}$$

Total N_d = 814,416 kN

Beban Hidup (*Live Load*)

$$N_l = Q_l * A = 4,79 * 10 * 10 = 479 \text{ kN}$$

Beban Aksial Terfaktor:

$$P_u = 1,2 N_d + 1,6 N_l$$

$$P_u = 1,2 (814,416) + 1,6 (479)$$

$$P_u = 1743,699 \text{ kN}$$

Pada kondisi kritis, kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu:

$$\phi P_n = P_u$$

Untuk kolom dengan pengikat sengkang $\phi = 0,65$

Beban Aksial Nominal Kolom:

$$P_n = 0,8 \{0,85 * f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}\}$$

$$P_n = 0,8 \{0,85 * 30 (A_g - 0,01 A_g) + 420 * 0,01 A_g\}$$

$$P_n = 23,556 A_g$$

$$P_u = \phi P_n$$

$$P_u = 0,65 * 23,556 A_g$$

$$P_u = 15,3114 A_g$$

$$A_g = P_u * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 1719,205 * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 113882,4 \text{ mm}^2$$

Dimensi kolom minimum: $A_g^{0,5} = 113882,4^{0,5}$

$$= 337,4647 \text{ mm}$$

Diambil = 800 mm

Kolom Lantai 4

Beban Mati (*Dead Load*)

$$Q_d = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*Live Load*) - Ruang *Display Cinema* Transisi

$$Q_l = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

Beban yang Dipikul oleh Kolom:

Beban Mati (*Dead Load*)

- Beban dari Pelat Lantai = $Q_d * A$
= $4,86 * 100$
= 486 kN
 - Beban Sendiri Balok Induk = $2 * \text{Volume Balok Induk} * B_j. \text{Beton}$
= $2 * (0,45 * 0,85 * 10) * 24$
= 183,6 kN
 - Beban Sendiri Balok Anak = $2 * \text{Volume Balok Anak} * B_j. \text{Beton}$
= $2 * (0,35 * 0,70 * 10) * 24$
= 117,6 kN
 - Berat Kolom Lantai 5 ($0,8 * 0,8$) = $\text{Volume Kolom} * N_d \text{ Lantai 5}$
= $0,8 * 0,8 * (4 - 0,85) * 814,416$
= 816,432 kN
 - Berat Dinding = $\text{Panjang} * \text{Tinggi} * 2,5 \text{ kN/m}^2$
= $2,5 * (4 - 0,85) * 2,5$
= 19,6875 kN
-
- Total N_d = 1623,32 kN

Beban Hidup (*Live Load*)

$$N_l = Q_l * A = 1,92 * 10 * 10 = 192 \text{ kN}$$

Beban Aksial Terfaktor:

$$P_u = 1,2 N_d + 1,6 N_l$$

$$P_u = 1,2 (1622,634) + 1,6 (192)$$

$$P_u = 2255,183 \text{ kN}$$

Pada kondisi kritis, kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu:

$$\phi P_n = P_u$$

Untuk kolom dengan pengikat sengkang $\phi = 0,65$

Beban Aksial Nominal Kolom:

$$P_n = 0,8 \{0,85 * f'c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}\}$$

$$P_n = 0,8 \{0,85 * 30 (A_g - 0,01 A_g) + 420 * 0,01 A_g\}$$

$$P_n = 23,556 A_g$$

$$P_u = \phi P_n$$

$$P_u = 0,65 * 23,556 A_g$$

$$P_u = 15,3114 A_g$$

$$A_g = P_u * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 2254,361 * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 147287,9 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensi kolom minimum: } A_g^{0,5} &= 147287,9^{0,5} \\ &= 383,781 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

Kolom Lantai 3

Beban Mati (*Dead Load*)

$$Q_d = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*Live Load*) – Ruang *Display* Diorama Kebangkitan dan Kelas Struktur Gempa

$$Q_l = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

Beban yang Dipikul oleh Kolom:

Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned} - \text{Beban dari Pelat Lantai} &= Q_d * A \\ &= 4,86 * 100 \\ &= 486 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Beban Sendiri Balok Induk} &= 2 * \text{Volume Balok Induk} * B_j. \text{ Beton} \\ &= 2 * (0,45 * 0,85 * 10) * 24 \end{aligned}$$

$$= 183,6 \text{ kN}$$

- **Beban Sendiri Balok Anak** = $2 * \text{Volume Balok Anak} * \text{Bj. Beton}$
 $= 2 * (0,35 * 0,70 * 10) * 24$
 $= 117,6 \text{ kN}$
- **Berat Kolom Lantai 4** ($0,65 * 0,65$) = $\text{Volume Kolom} * N_d \text{ Lantai 4}$
 $= (0,8 * 0,8 * (4 - 0,85)) + 1623,32$
 $= 1625,336 \text{ kN}$
- **Berat Dinding** = $\text{Panjang} * \text{Tinggi} * 2,5 \text{ kN/m}^2$
 $= 2,5 * (4 - 0,85) * 2,5$
 $= 19,6875 \text{ kN}$

Total N_d = 2432,223 kN

Beban Hidup (*Live Load*)

$$N_l = Q_l * A = 1,92 * 10 * 10 = 192 \text{ kN}$$

Beban Aksial Terfaktor:

$$P_u = 1,2 N_d + 1,6 N_l$$

$$P_u = 1,2 (2432,223) + 1,6 (192)$$

$$P_u = 3225,868 \text{ kN}$$

Pada kondisi kritis, kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu:

$$\phi P_n = P_u$$

Untuk kolom dengan pengikat sengkang $\phi = 0,65$

Beban Aksial Nominal Kolom:

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

$$P_n = 0,8 \{0,85 * 30 (A_g - 0,01 A_g) + 420 * 0,01 A_g\}$$

$$P_n = 23,556 A_g$$

$$P_u = \phi P_n$$

$$P_u = 0,65 * 23,556 A_g$$

$$P_u = 15,3114 A_g$$

$$A_g = P_u * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 3225,868 * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 210684 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensi kolom minimum: } A_g^{0,5} &= 210684^{0,5} \\ &= 459,003 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil = 800 mm

Kolom Lantai 2

Beban Mati (*Dead Load*)

$$Q_d = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*Live Load*) – Ruang Simulasi Gempa

$$Q_l = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Beban yang Dipikul oleh Kolom:

Beban Mati (*Dead Load*)

-	Beban dari Pelat Lantai	$= Q_d * A$
		$= 4,86 * 100$
		$= 486 \text{ kN}$
-	Beban Sendiri Balok Induk	$= 2 * \text{Volume Balok Induk} * B_j. \text{ Beton}$
		$= 2 * (0,45 * 0,85 * 10) * 24$
		$= 183,6 \text{ kN}$
-	Beban Sendiri Balok Anak	$= 2 * \text{Volume Balok Anak} * B_j. \text{ Beton}$
		$= 2 * (0,35 * 0,70 * 10) * 24$
		$= 117,6 \text{ kN}$
-	Berat Kolom Lantai 3 (0,55 * 0,55)	$= \text{Volume Kolom} * N_d \text{ Lantai 3}$
		$= 0,55 * 0,55 * (4 - 0,85) * 2432,223$
		$= 2434,239 \text{ kN}$
-	Berat Dinding	$= \text{Panjang} * \text{Tinggi} * 2,5 \text{ kN/m}^2$
		$= 2,5 * (4 - 0,85) * 2,5$
		$= 19,6875 \text{ kN}$
		<hr/>
	Total N_d	$= 3241,127 \text{ kN}$

Beban Hidup (*Live Load*)

$$N_l = Q_l * A = 4,79 * 10 * 10 = 479 \text{ kN}$$

Beban Aksial Terfaktor:

$$P_u = 1,2 N_d + 1,6 N_l$$

$$P_u = 1,2 (3241,127) + 1,6 (479)$$

$$P_u = 4655,752 \text{ kN}$$

Pada kondisi kritis, kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu:

$$\phi P_n = P_u$$

Untuk kolom dengan pengikat sengkang $\phi = 0,65$

Beban Aksial Nominal Kolom:

$$P_n = 0,8 \{0,85 * f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}\}$$

$$P_n = 0,8 \{0,85 * 30 (A_g - 0,01 A_g) + 420 * 0,01 A_g\}$$

$$P_n = 23,556 A_g$$

$$P_u = \phi P_n$$

$$P_u = 0,65 * 23,556 A_g$$

$$P_u = 15,3114 A_g$$

$$A_g = P_u * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 4655,752 * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 304070,9 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensi kolom minimum: } A_g^{0,5} &= 304070,9^{0,5} \\ &= 551,4263 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil = 800 mm

Kolom Lantai 1

Beban Mati (*Dead Load*)

$$Q_d = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (*Live Load*) – Ruang Simulasi Gempa

$$Q_l = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Beban yang Dipikul oleh Kolom:

Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned} - \text{Beban dari Pelat Lantai} &= Q_d * A \\ &= 4,86 * 100 \\ &= 486 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$- \text{Beban Sendiri Balok Induk} = 2 * \text{Volume Balok Induk} * B_j. \text{ Beton}$$

$$= 2 * (0,45 * 0,85 * 10) * 24$$

$$= 183,6 \text{ kN}$$

- Beban Sendiri Balok Anak = 2 * Volume Balok Anak * Bj. Beton

$$= 2 * (0,35 * 0,70 * 10) * 24$$

$$= 117,6 \text{ kN}$$

- Berat Kolom Lantai 2 (0,65 * 0,65) = Volume Kolom * N_d Lantai 2

$$= 0,65 * 0,65 * (4 - 0,85) * 3241,127$$

$$= 3243,143 \text{ kN}$$

- Berat Dinding = Panjang * Tinggi * 2,5 kN/m²

$$= 2,5 * (4 - 0,85) * 2,5$$

$$= 19,6875 \text{ kN}$$

Total N_d = 4050,03 = 4050,03 kN

Beban Hidup (*Live Load*)

$$N_l = Q_l * A = 4,79 * 10 * 10 = 479 \text{ kN}$$

Beban Aksial Terfaktor:

$$P_u = 1,2 N_d + 1,6 N_l$$

$$P_u = 4050,03 (4047,29) + 1,6 (479)$$

$$P_u = 5626,436 \text{ kN}$$

Pada kondisi kritis, kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu:

$$\phi P_n = P_u$$

Untuk kolom dengan pengikat sengkang $\phi = 0,65$

Beban Aksial Nominal Kolom:

$$P_n = 0,8 \{0,85 * f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}\}$$

$$P_n = 0,8 \{0,85 * 30 (A_g - 0,01 A_g) + 420 * 0,01 A_g\}$$

$$P_n = 23,556 A_g$$

$$P_u = \phi P_n$$

$$P_u = 0,65 * 23,556 A_g$$

$$P_u = 15,3114 A_g$$

$$A_g = P_u * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 5626,436 * 1000 / 15,3114$$

$$A_g = 367467,1 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensi kolom minimum: } A_g^{0,5} &= 367467,1^{0,5} \\ &= 606,1907 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil = 800 mm

Tabel 2. 2 Desain Ukuran Kolom per Lantai

Lantai	Ukuran (cm)	Tipe Kolom
1	80 x 80	K1
2	80 x 80	K1
3	80 x 80	K1
4	80 x 80	K1
5	80 x 80	K1

2.3 Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

2.3.1 Menentukan kelas situs

Dalam proses perencanaan pembangunan gedung museum, penentuan klasifikasi atau penggolongan kelas situs tanah dapat dilakukan dengan berbagai metode. Namun, dalam proyek ini, pengujian nilai penetrasi standar rata-rata digunakan untuk menentukan klasifikasi tanah. Profil tanah yang terdiri dari berbagai jenis lapisan tanah atau batuan diklasifikasikan dan diberi penomoran dari lapisan ke-1 hingga ke-n, dengan total N lapisan tanah yang berbeda dalam jangkauan kedalaman 30 meter. Metode ini membantu dalam memahami karakteristik tanah yang ada di lokasi proyek dan memberikan dasar untuk perencanaan fondasi yang tepat sesuai dengan kondisi tanah yang dihadapi.

Pada kelas situs bangunan, ditentukan sesuai dengan syarat yang tertera pada SNI 1726:2019 pada Tabel 5 – Klasifikasi Situs. Pada tabel 2.3 memperlihatkan hasil perhitungan dari nilai N-SPT dalam menentukan kelas situs.

Tabel 2. 3 Perhitungan Nilai N-SPT

Kedalaman	Tebal (d)	N- SPT	$N' = d/N-SPT$	ΣN	Nrerata= Σ $d / \Sigma N'$
0,00 s/d 1,50	1,5	17	0.088	1,363	22,005
1,50 s/d 3,00	1,5	9	0.167		
3,00 s/d 4,50	1,5	12	0.125		
4,50 s/d 6,00	1,5	12	0.125		
6,00 s/d 7,50	1,5	10	0.150		
7,50 s/d 9,00	1,5	13	0.115		
9,00 s/d 10,50	1,5	13	0.115		
10,50 s/d 12,00	1,5	19	0.079		
12,00 s/d 13,50	1,5	30	0.050		
13,50 s/d 15,00	1,5	34	0.044		
15,00 s/d 16,50	1,5	32	0.047		
16,50 s/d 18,00	1,5	40	0.038		
18,00 s/d 19,50	1,5	42	0.036		
19,50 s/d 21,00	1,5	56	0.027		
21,00 s/d 22,50	1,5	80	0.019		
22,50 s/d 24,00	1,5	52	0.029		
24,00 s/d 25,50	1,5	56	0.027		
25,50 s/d 27,00	1,5	54	0.028		
27,00 s/d 28,50	1,5	53	0.028		
28,50 s/d 30,00	1,5	55	0.027		

Setelah dilakukan perhitungan, maka diperoleh hasil nilai Nrerata = 22,005. Dengan nilai Nrerata yang didapati, maka dapat mengetahui jenis tanah yang ada. Sesuai dari tabel SNI 1726:2019 pada Tabel 5 – Klasifikasi Situs, diperoleh jenis tanah yaitu tanah sedang (SD).

2.3.2 Mencari nilai SDS dan SD1

Dengan menggunakan *website* Desain Spektra Indonesia, dapat menentukan nilai SDS dan SD1. Gedung yang dirancang merupakan

gedung museum 5 lantai yang terletak di Kabupaten Bantul. Dari *website* Desain Spektra Indonesia, diperoleh nilai $SDS = 0,93$ dan $SD1 = 0,67$.

2.3.3 Kategori risiko dan Faktor Keutamaan

Pada gedung yang direncanakan untuk gedung museum 5 lantai, maka berdasarkan tabel SNI 1726:2019 pada Tabel 3 – Kategori Risiko Bangunan Gedung dan non-gedung Untuk Beban Gempa, diperoleh Kategori Risiko gedung IV. Maka, berdasarkan tabel SNI 1726:2019 pada Tabel 4 – Faktor Keutamaan Gempa, dengan Kategori Risiko gedung IV diperoleh Faktor Keutamaan Gempa (I_e) 1,5.

2.3.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

Dengan data $SDS = 0,93$, $SD1 = 0,67$ dan kategori resiko IV, maka dapat menentukan nilai KDS dengan cara:

1. Berdasarkan SNI 1726:2019 pada Tabel 8 – Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek, 0,5
 - SDS dan Kategori Risiko IV, maka didapati nilai KDS D.
2. Berdasarkan SNI 1726:2019 pada Tabel 9 – Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik, 0,2
 - $SD1$ dan Kategori Risiko IV, maka didapati nilai KDS D.

Dari ketentuan yang diatas, maka nilai KDS yang digunakan yaitu KDS D.

2.3.5 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

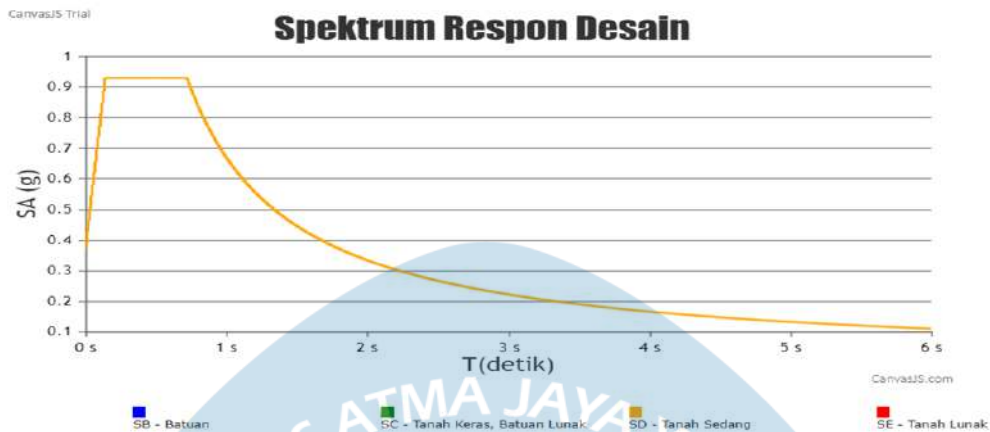
Pada perencanaan gedung ini, digunakan Sistem Rangka Pemikul MomenKhusus (SRPMK) dengan KDS D. Berdasarkan SNI 1726:2019 pada Tabel 12 – Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik, didapati nilai:

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 5,5$$

2.3.6 Desain Respon Spektra



Gambar 2. 9 Grafik Respon Spektrum

2.3.7 Periode Fundamental Struktur

Pada periode fundamental struktur, mengacu pada tabel SNI 1726:2019 Tabel 17 – Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung dan Tabel 18 – Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x , diperoleh data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 H &= 20,15 \text{ m} \\
 C_t &= 0,0488 \\
 X &= 0,75 \\
 C_u &= 1,4 \\
 T_a &= C_t \times H^x \\
 &= 0,0488 \times 20,15^{0,75} \\
 &= 0,46412 \text{ detik} \\
 C_u T_a &= 1,4 \times T_a \\
 &= 1,4 \times 0,46412 \\
 &= 0,64976
 \end{aligned}$$

2.3.8 Koefisien Respon Seismik

Nilai koefisien respon seismik:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,93}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,1744$$

Nilai C_s tidak perlu lebih besar dari:

$$C_s = \frac{SD1}{T(\frac{R}{I_e})} = \frac{0,67}{0,46412(\frac{8}{1,5})} = 0,2707$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s \text{ min} = 0,044 \text{ SDS } I_e > 0,01$$

$$C_s \text{ min} = 0,044 \times 0,93 \times 1,5 = 0,06138 > 0,01 \text{ (OK)}$$

Digunakan nilai $C_s = 0,1744$

2.3.9 Perhitungan Berat Seismik Efektif Bangunan

Dalam memperhitungkan berat seismik efektif bangunan, dihitung berdasarkan berat bangunan setiap lantai untuk mengetahui beban mati struktur.

1. Berat Satuan Lantai Atap ($t = 150 \text{ mm}$)

Berat Sendiri Pelat = $0,15 \times 24$	= $3,6 \text{ kN/m}^2$
Waterproofing	= $1,2 \text{ kN/m}^2$
Plafon, MEP, dll	= $0,28 \text{ kN/m}^2$
Dead Load	= $5,1 \text{ kN/m}^2$

$$\text{DL input software (tanpa berat sendiri)} = 5,1 - 3,6$$

$$= 1,5 \text{ kN/m}^2$$

2. Berat Satuan Lantai Tipikal

Berat sendiri pelat	= $3,6 \text{ kN/m}^2$
Berat pasir 2 cm	= $0,32 \text{ kN/m}^2$
Spesi 2 cm	= $0,42 \text{ kN/m}^2$
Penutup lantai	= $0,24 \text{ kN/m}^2$
Plafon, MEP, dll	= $0,28 \text{ kN/m}^2$
Dead Load	= $4,86 \text{ kN/m}^2$

$$\text{DL input software (tanpa berat sendiri)} = 4,86 - 3,6$$

$$= 1,26 \text{ kN/m}$$

3. Berat Satuan Balok dan Kolom

$$\begin{aligned} \text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} &= 0,45 \times (0,85-0,15) \times 24 \\ &= 7,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} &= 0,35 \times (0,7-0,15) \times 24 \\ &= 4,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom Induk } 1 \text{ } 800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} &= 0,8 \times 0,8 \times 24 \\ &= 15,36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom Induk } 2 \text{ } 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} &= 0,33 \times 0,33 \times 24 \\ &= 2,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom Lift dan Tangga } 800 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} &= 0,8 \times 0,85 \times 24 \\ &= 16,32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Lantai 1 : Pelat Lantai

$$\text{Pelat Lantai} = (40 \times 20) \times 4,86 = 3888 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = (22 \times 10) \times 7,56 = 1663,2 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = (17 \times 10) \times 4,62 = 785,4 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 650 = (16 \times 4) \times 15,36 = 983,04 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 850 = (4 \times 4) \times 16,32 = 261,12 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 = (8 \times 4) \times 2,16 = 69,12 \text{ kN}$$

$$W1 = 7649,9 \text{ kN}$$

Lantai 2 : Pelat Lantai

$$\text{Pelat Lantai} = (40 \times 20) \times 4,86 = 3888 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = (22 \times 10) \times 7,56 = 1663,2 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = ((14 \times 10) + (2 \times 7) + (2 \times 3) + (2 \times 3.33) + (2 \times 3.4)) \times 4,62 = 801,3852 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 650 = (16 \times 4) \times 15,36 = 983,04 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 850 = (4 \times 4) \times 16,32 = 261,12 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 = (8 \times 4) \times 2,16 = 69,12 \text{ kN}$$

$$W_2 = 7665,9 \text{ kN}$$

Lantai 3 : Pelat Lantai

$$\text{Pelat Lantai} = (40 \times 20) \times 4,86 = 3888 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = (22 \times 10) \times 7,56 = 1663,2 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = ((14 \times 10) + (2 \times 7) + (2 \times 3) + (2 \times 3.33) + (2 \times 3.4)) \times 4,62 = 801,3852 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 650 = (16 \times 4) \times 15,36 = 983,04 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 850 = (4 \times 4) \times 16,32 = 261,12 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 = (8 \times 4) \times 2,16 = 69,12 \text{ kN}$$

$$W_3 = 7665,9 \text{ kN}$$

Lantai 4 : Pelat Lantai

$$\text{Pelat Lantai} = (40 \times 20) \times 4,86 = 3888 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = (22 \times 10) \times 7,56 = 1663,2 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = ((14 \times 10) + (2 \times 7) + (2 \times 3) + (2 \times 3.33) + (2 \times 3.4)) \times 4,62 = 801,3852 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 650 = (16 \times 4) \times 15,36 = 983,04 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 850 = (4 \times 4) \times 16,32 = 261,12 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 = (8 \times 4) \times 2,16 = 69,12 \text{ kN}$$

$$W4 = 7665,9 \text{ kN}$$

Lantai 5 : Pelat Lantai

$$\text{Pelat Lantai} = (40 \times 20) \times 4,86 = 3888 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = (22 \times 10) \times 7,56 = 1663,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} &= ((14 \times 10) + (2 \times 7) + (2 \times 3) + \\ &(2 \times 3.33) + (2 \times 3.4)) \times 4,62 = 801,3852 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 650 = (16 \times 4) \times 15,36 = 983,04 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 850 = (4 \times 4) \times 16,32 = 2,61,12 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 = (8 \times 4) \times 2,16 = 69,12 \text{ kN}$$

$$W5 = 7665,9 \text{ kN}$$

Lantai Atap

$$\text{Pelat Lantai} = (40 \times 20) \times 5,1 = 4064 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Induk } 450 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = (22 \times 10) \times 7,56 = 1663,2 \text{ kN}$$

$$\text{Balok Anak } 350 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = (17 \times 10) \times 4,62 = 785,4 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 650 = (16 \times 4) \times 15,36 = 983,04 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 650 \times 850 = (4 \times 4) \times 16,32 = 2,61,12 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 = (8 \times 4) \times 2,16 = 69,12 \text{ kN}$$

$$\text{Watap} = 7825,9 \text{ kN}$$

$$\text{Berat mati total (W)} = W1 + W2 + W3 + W4 + W5 + \text{Watap}$$

$$\begin{aligned} &= 7649,9 + 7665,9 + 7665,9 + 7665,9 + 7665,9 + \\ &7825,9 \end{aligned}$$

$$= 46139 \text{ kN}$$

2.3.10 Perhitungan Gaya Geser Dasar (V)

Setelah mendapatkan berat mati total bangunan, maka dilakukan perhitungan gaya geser dasar (V).

$$V = C_s \times W$$

$$C_s \text{ yang digunakan} = 0,1744$$

$$W \text{ yang digunakan} = 42683,22 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser dasar (V)} &= 0,1744 \times 42683,22 \\ &= 7442,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Dengan menggunakan } K = 1,024$$

Tabel 2. 4 Perhitungan Gaya Geser Dasar

Lantai	W _x (kN)	H _x (m)	W _x x H _x ^k	F _x (kN)
Atap	7250,157	24	187802,6149	2181,926394
5	7089,865	20	152379,0351	1770,368527
4	7089,865	16	121251,4507	1408,722347
3	7089,865	12	90312,22738	1049,264584
2	7089,865	8	59624,49338	692,7286709
1	7073,88	4	29253,79212	339,8761043
		84	640623,6136	7442,9

2.3.11 Pengaruh Beban Gempa Vertikal Pada Kombinasi Beban

Faktor redundansi (ρ) akibat KDS D menggunakan nilai $\rho = 1,3$, sehingga kombinasi beban dasar dipengaruhi oleh beban gempa vertikal sebagai berikut:

$$S_{DS} = 0,93$$

$$P = 1,3$$

$$1,2 + 0,2 S_{DS} = 1,386$$

$$0,9 - 0,2 S_{DS} = 0,7$$

$$0,3 \rho = 0,39$$

Tabel 2. 5 Kombinasi Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen

No	Kombinasi Beban
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 L
3	1,386 D + 1,0 L + 1,3 Ex + 0,39 Ey
4	1,386 D + 1,0 L + 1,3 Ex - 0,39 Ey
5	1,386 D + 1,0 L - 1,3 Ex + 0,39 Ey
6	1,386 D + 1,0 L - 1,3 Ex - 0,39 Ey
7	1,386 D + 1,0 L + 0,39 Ex + 1,3 Ey
8	1,386 D + 1,0 L - 0,39 Ex + 1,3 Ey
9	1,386 D + 1,0 L + 0,39 Ex - 1,3 Ey
10	1,386 D + 1,0 L - 0,39 Ex - 1,3 Ey
11	0,7 D + 1,3 Ex + 0,39 Ey
12	0,7 D + 1,3 Ex - 0,39 Ey
13	0,7 D - 1,3 Ex + 0,39 Ey
14	0,7 D - 1,3 Ex - 0,39 Ey
15	0,7 D + 0,39Ex + 1,3 Ey
16	0,7 D - 0,39Ex + 1,3 Ey
17	0,7 D + 0,39Ex - 1,3 Ey
18	0,7 D - 0,39Ex - 1,3 Ey

2.4 Pembebanan Struktur

2.4.1 Pembebanan Atap

Beban Mati:

- Berat Sendiri Pelat = 3,6 kN/m²
 - Water Proofing = 1,2 kN/m²
 - Plafon, MEP, dll = 0,28 kN/m²
- Beban Mati Total = 5,1 kN/m²

Beban Hidup = 1,92 kN/m²

(Beban hidup sesuai SNI 1723:2013 Peraturan Pembebanan)

Beban Terfaktor

$$\begin{aligned} \text{Qult} &= (1,2 \times \text{total beban mati}) + (1,6 \times \text{total beban hidup}) \\ &= (1,2 \times 5,1) + (1,6 \times 1,92) \\ &= 9,168 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2.4.2 Pembebanan Pelat Lantai

Beban Mati:

- Berat Sendiri Pelat	= 3,6 kN/m ²
- Berat Pasir 2 cm	= 0,32 kN/m ²
- Berat Spesi 2 cm	= 0,42 kN/m ²
- Berat penutup Lantai	= 0,24 kN/m ²
- Berat Plafon, MEP, dll	= 0,28 kN/m ²
Beban total	= 4,86 kN/m²

Beban Hidup = 4,79 kN/m²

(Beban hidup tangga sesuai SNI 1723:2013 Peraturan Pembebanan)

Beban Terfaktor

$$\begin{aligned} \text{Qult} &= (1,2 \times \text{total beban mati}) + (1,6 \times \text{total beban hidup}) \\ &= (1,2 \times 4,86) + (1,6 \times 4,79) \\ &= 13,496 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2.4.3 Pembebanan Tangga

Beban q_{tg}

$$\text{Berat Sendiri Tangga} = \frac{0,14}{\cos(29,54)} \times 24 = 4,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Anak Tangga} = \frac{1}{2} \times 0,17 \times 24 = 2,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Ubin dan Spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Railing(diperkirakan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban } q_{tg} \text{ total} = \mathbf{8,13 \text{ kN/m}^2}$$

Beban q_{bd}

$$\text{Berat Sendiri Tangga} = 0,14 \times 24 = 3,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Ubin dan Spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Railing(diperkirakan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban qtg total} = 5,41 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup tangga sesuai SNI 1723:2013 Peraturan Pembebanan

$$\text{Beban hidup} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

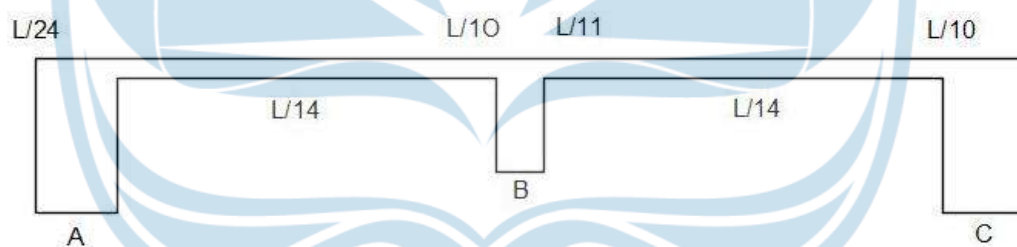
2.5 Perancangan Struktur Sekunder

2.5.1 Perancangan Atap

Dalam Tugas Akhir Perancangan Infrastruktur (TAPI), Atap dari Gedung Museum berbentuk Dak sehingga rancangan Atap gedung ini sama dengan perancangan Pelat Lantai.

Perhitungan Pelat Minimum:

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat minimum} &= L / 24 \\ &= 3340 / 24 \\ &= 139,167 \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 2. 10 Distribusi Momen pada Pelat Atap

Perhitungan Bentang Bersih dan Momen yang Terjadi:

Bentang Bersih 1

$$\begin{aligned} L_{n1} &= (3330) - (0,5 \times \text{balok induk}) - (0,5 \times \text{balok anak}) \\ &= (3330) - (0,5 \times 450) - (0,5 \times 350) \\ &= 2930 \text{ mm} \approx 2,93 \text{ meter} \end{aligned}$$

Bentang Bersih 2

$$\begin{aligned} L_{n2} &= (3340) - (0,5 \times \text{balok anak}) - (0,5 \times \text{balok anak}) \\ &= (3340) - (0,5 \times 450) - (0,5 \times 350) \\ &= 2940 \text{ mm} \approx 2,94 \text{ meter} \end{aligned}$$

Momen yang Terjadi:

Ruas A-B

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Qult \times Ln12)/24 \\ &= (9,168 \times 2,93)/24 \\ &= 3,279 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan (+)} &= (Qult \times Ln12)/14 \\ &= (9,168 \times 2,93)/14 \\ &= 5,622 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Qult \times Ln12)/10 \\ &= (9,168 \times 2,93)/10 \\ &= 7,871 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ruas B-C

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Qult \times Ln22)/11 \\ &= (9,168 \times 2,94)/11 \\ &= 7,204 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan (+)} &= (Qult \times Ln22)/16 \\ &= (9,168 \times 2,94)/14 \\ &= 5,6603 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Qult \times Ln22)/11 \\ &= (9,168 \times 2,94)/10 \\ &= 7,9245 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas mendapat momen tumpuan dan momen lapangan terbesar secara berurutan adalah 7,9245 kNm dan 5,6603 kNm.

Perencanaan Tulangan

Tulangan Tumpuan

$$\text{Tulangan} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Ds} = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} \times \left(\frac{\text{tulangan}}{2}\right)$$

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} \times \left(\frac{10}{2}\right)$$

$$= 125 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,9 \text{ (Asumsi Terkendali Tarik)}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times F'c}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times Mux}{1,7\phi F'c bd^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 7,9245}{1,7 \times 0,9 \times 28 \times 1000 \times 125^2}} \right]$$

$$= 0,001358$$

$$\text{As min} = \frac{0,0018 \times 420}{Fy} \times A$$

$$= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150$$

$$= 270 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times ds$$

$$= 0,001348 \times 1000 \times 125$$

$$= 169,7472 \text{ mm}^2$$

Karena $As < As_{min}$, maka digunakan $As = 270 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 menyatakan bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi $3h$ dan 450 mm .

$$S = \frac{b \times As \text{ tulangan}}{As}$$

$$= \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}{270}$$

$$= 291,005 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 3h$$

$$= 3 \times 150$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ Pakai} = 250 \text{ mm}$$

Dipasang Tulangan D10-250.

Cek momen nominal pelat

$$\text{As Aktual} = \frac{b \times As \text{ tulangan}}{s}$$

$$= \frac{(1000 \times 0,25 \times \pi \times 10^2)}{250}$$

$$= 314,286 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times F'c \times b}$$

$$= \frac{314,286 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1000}$$

$$= 5,546 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right)$$

$$= \left(\frac{5,546}{0,85} \right)$$

$$= 6,525 \text{ mm}$$

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

$$= \left(\frac{125 - 6,525}{6,525} \right) \times 0,003$$

$$= 0,0544$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$, sesuai dengan ketentuan table 21.2.2 SNI 2847:2019.

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

$$= 314,286 \times 420 \times \left(125 - \frac{5,176}{2} \right)$$

$$= 16,16 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 16,16$$

$$= 14,543$$

$\phi M_n > M_{ux}$ (Tulangan yang direncanakan Aman).

Tulangan Lapangan

$$\text{Tulangan} = 10 \text{ mm}$$

$$D_s = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} \times \left(\frac{\text{tulangan}}{2} \right)$$

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} \times \left(\frac{10}{2} \right)$$

$$= 125 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,9 \text{ (Asumsi Terkendali Tarik)}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times F'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_{ux}}{1,7 \Phi F'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 5,6603}{1,7 \times 0,9 \times 28 \times 1000 \times 125^2}} \right]$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,000967 \\
 \text{As min} &= \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A \\
 &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150 \\
 &= 270 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d_s \\
 &= 0,000967 \times 1000 \times 125 \\
 &= 120,8257 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $As < As_{min}$, maka digunakan $As = 270 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 menyatakan bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi $3h$ dan 450 mm .

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b \times As_{tulangan}}{As} \\
 &= \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}{270} \\
 &= 291,005 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{max} &= 3h \\
 &= 3 \times 150 = 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$S \text{ Pakai} = 250 \text{ mm}$$

Dipasang Tulangan D10-250.

Cek momen nominal pelat

$$\begin{aligned}
 \text{As Aktual} &= \frac{b \times As_{tulangan}}{s} \\
 &= \frac{(1000 \times 0,25 \times \pi \times 10^2)}{250} \\
 &= 314,286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\
 &= \frac{314,286 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1000} \\
 &= 5,546 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right)$$

$$= \left(\frac{5,546}{0,85} \right)$$

$$= 6,525 \text{ mm}$$

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

$$= \left(\frac{125-6,525}{6,525} \right) \times 0,003$$

$$= 0,0544$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$, sesuai dengan ketentuan table 21.2.2 SNI 2847:2019.

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

$$= 314,286 \times 420 \times \left(125 - \frac{5,176}{2} \right)$$

$$= 16,13 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 16,16$$

$$= 14,52$$

$\phi M_n > M_{ux}$ (Tulangan yang direncanakan Aman).

Tulangan Susut

$$\text{Tulangan rencana} = 10 \text{ mm}$$

$$D_s = \text{Tebal Pelat} - \text{Selimut Beton} - \text{Tul.Rencana} - \left(\frac{\text{Tulangan Rencana}}{2} \right)$$

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} \times \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$= 115 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A$$

$$= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times (1000 \times 115)$$

$$= 207 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.6.2.1 menyatakan bahwa spasi antar tulangan susut dan suhu tidak boleh melebihi yang terkecil dari $5h$ dan 450 mm .

$$S = \frac{b \times A_s \text{ tulangan}}{A_s}$$

$$= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 10^2}{207}$$

$$= 379,572 \text{ mm}^2$$

$$S_{\max} = 5h$$

$$= 5 \times 150$$

$$= 750 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Dipasang Tulangan D10 – 350.

Kontrol:

$$A_s \text{ aktual} = \frac{b \times A_s \text{ tulangan}}{350}$$

$$= \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}{350}$$

$$= 224,4898 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min} = 224,4898 > 207 \text{ (AMAN)}$$

Kontrol Terhadap Kuat Geser (Menurut SNI 2847:2019, Tabel 6.5.4)

$$V_u = \frac{1,15 \times Q_{ult} \times L_n}{2}$$

$$= \frac{1,15 \times 9,168 \times 2,94}{2}$$

$$= 15,4985 \text{ kN}$$

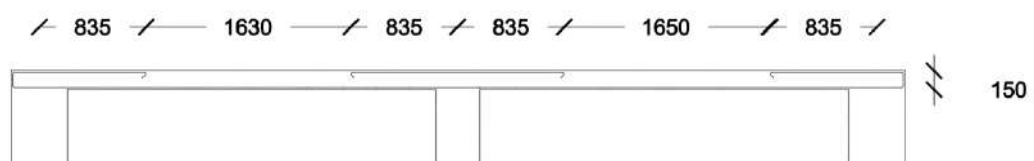
$$\phi V_c = \phi \times (0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

$$= 0,75 \times (0,17 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 115)$$

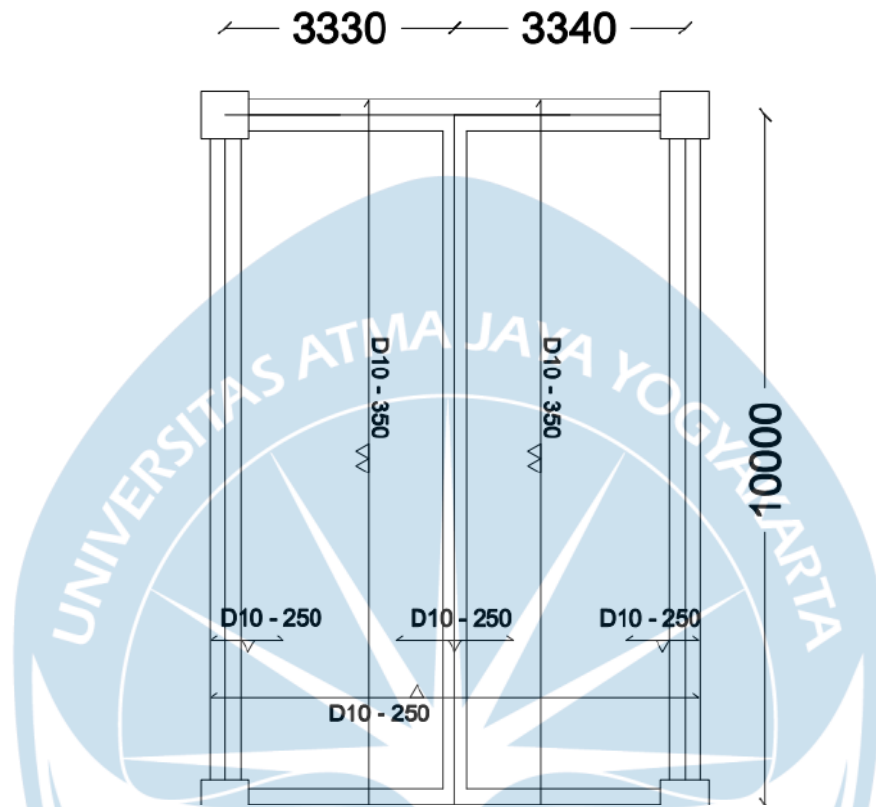
$$= 77,5867 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u = 77,5867 > 15,4458 \text{ kN (AMAN)}$$

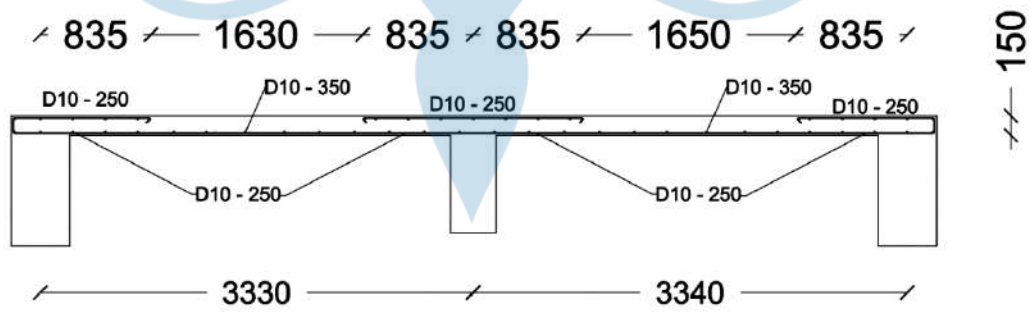
Tidak diperlukan penulangan geser karena penampang beton sudah sanggup mengakomodasi gaya geser yang terjadi. ($\phi V_c > V_u$).



Gambar 2. 11 Detail Pelat Atap



Gambar 2. 12 Detail Tulangan Pelat Atas (Tampak Atas)



Gambar 2. 13 Detail Tulangan Pelat Atas (Tampak Depan)

2.5.2 Perancangan Pelat Lantai

Dalam Tugas Akhir Perancangan Infrastruktur (TAPI), pelat yang digunakan adalah pelat satu arah. Oleh karena itu, pada perencanaan pelat akan dihitung berdasarkan berikut.

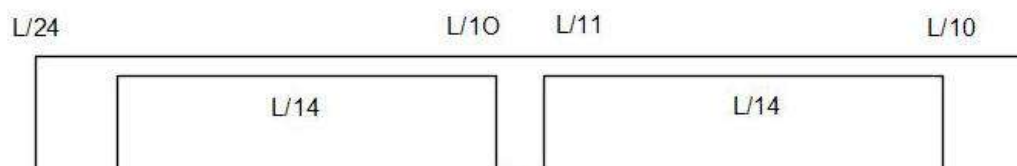
Data Perencanaan Perhitungan Pelat

Pada tangga darurat gedung ini akan dirancang dengan $F'c = 30$ Mpa dan $Fy = 420$ Mpa dan dengan data- data perencanaan sebagai berikut:

1. Balok Induk	= 450 mm
2. Balok Anak	= 350 mm
3. Tebal Pelat	= 150 mm
4. Selimut Beton	= 20 mm
5. Tulangan Lentur Rencana	= 13 mm
6. Tulangan Susut Rencana	= 13 mm
7. Bentang	= 1000 mm
8. L_y	= 10000 mm
9. L_x	= 3340 mm
10. L_y/L_x	= 10000/3340
	= 2,99 (Pelat 1 arah)

Perhitungan Pelat Minimum

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat minimum} &= L / 24 \\
 &= 3340 / 24 \\
 &= 139,167 \\
 &\approx 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 14 Distribusi Momen pada Pelat Lantai

Perhitungan Bentang Bersih dan Momen yang Terjadi

Bentang Bersih 1

$$\begin{aligned} L_{n1} &= (3330) - (0,5 \times \text{balok induk}) - (0,5 \times \text{balok anak}) \\ &= (3330) - (0,5 \times 450) - (0,5 \times 350) \\ &= 2930 \text{ mm} \approx 2,93 \text{ meter} \end{aligned}$$

Bentang Bersih 2

$$\begin{aligned} L_{n2} &= (3340) - (0,5 \times \text{balok induk}) - (0,5 \times \text{balok anak}) \\ &= (3340) - (0,5 \times 450) - (0,5 \times 350) \\ &= 2940 \text{ mm} \approx 2,94 \text{ meter} \end{aligned}$$

Momen yang Terjadi

Ruas A-B

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Q_{ult} \times L_{n12})/24 \\ &= (13,496 \times 2,93)/24 \\ &= 4,828 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan (+)} &= (Q_{ult} \times L_{n12})/14 \\ &= (13,496 \times 2,93)/14 \\ &= 8,276 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Q_{ult} \times L_{n12})/10 \\ &= (13,496 \times 2,93)/10 \\ &= 11,586 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ruas B-C

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Q_{ult} \times L_{n22})/11 \\ &= (13,496 \times 2,94)/11 \\ &= 10,605 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan (+)} &= (Q_{ult} \times L_{n22})/14 \\ &= (13,496 \times 2,94)/14 \\ &= 8,332 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan (-)} &= (Q_{ult} \times L_{n22})/11 \\ &= (13,496 \times 2,94)/10 \\ &= 11,665 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas mendapat momen tumpuan dan momen lapangan terbesar secara berurutan adalah 11,665 kNm dan 8,332 kNm.

Perencanaan Tulangan

Tulangan Tumpuan

$$\text{Tulangan} = 13 \text{ mm}$$

$$D_s = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} \times \left(\frac{\text{tulangan}}{2}\right)$$

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} \times \left(\frac{13}{2}\right)$$

$$= 123,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,9 \text{ (Asumsi Terkendali Tarik)}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times F'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_{ux}}{1,7 \Phi F'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 11,665}{1,7 \times 0,9 \times 28 \times 1000 \times 123,5^2}} \right]$$

$$= 0,002061$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A$$

$$= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150$$

$$= 270 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d_s$$

$$= 0,002061 \times 1000 \times 123,5$$

$$= 254,5135 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{smin}$, maka digunakan $A_s = 270 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 menyatakan bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi $3h$ dan 450 mm .

$$S = \frac{b \times A_s \text{ tulangan}}{A_s}$$

$$= \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{270}$$

$$= 491,799 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} = 3h$$

$$= 3 \times 150$$

$$= 450 \text{ mm}$$

Smax = 450 mm

S Pakai = 250 mm

Dipasang Tulangan D13-250.

Cek momen nominal pelat

$$\text{As Aktual} = \frac{b \times \text{As tulangan}}{s}$$

$$= \frac{(1000 \times 0,25 \times \pi \times 13^2)}{250}$$

$$= 531,1429 \text{ mm}^2$$

a

$$= \frac{As \times Fy}{0,85 \times F'c \times b}$$

$$= \frac{531,1429 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1000}$$

$$= 9,373 \text{ mm}$$

β_1

$$= 0,85$$

c

$$= \left(\frac{a}{\beta_1} \right)$$

$$= \left(\frac{9,373}{0,85} \right)$$

$$= 11,216 \text{ mm}$$

Et

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

$$= \left(\frac{123,5 - 11,216}{11,216} \right) \times 0,003$$

$$= 0,03$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$, sesuai dengan ketentuan table 21.2.2 SNI 2847:2019.

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

$$= 531,1429 \times 420 \times \left(123,5 - \frac{8,748}{2} \right)$$

$$= 26,505 \text{ kNm}$$

$\phi Mn = 0,9 \times Mn$

$$= 0,9 \times 26,505$$

$$= 23,85$$

$\phi M_n > M_{ux}$ (Tulangan yang direncanakan Aman).

Tulangan Lapangan

$$\text{Tulangan} = 13 \text{ mm}$$

D_s = tebal pelat – selimut beton (tulangan rencana: 2)

$$= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} \times \left(\frac{13}{2}\right)$$

$$= 123,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho = \frac{0,85 \times F'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_{ux}}{1,7 \Phi F'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 8,33}{1,7 \times 0,9 \times 28 \times 1000 \times 123,5^2}} \right]$$

$$= 0,00145$$

$$\text{As min} = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A$$

$$= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150$$

$$= 270 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d_s$$

$$= 0,00145 \times 1000 \times 123,5$$

$$= 180,8257 \text{ mm}^2$$

Karena $\text{As} < \text{Asmin}$, maka digunakan $\text{As} = 270 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 menyatakan bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi $3h$ dan 450 mm .

$$S = \frac{b \times \text{As tulangan}}{\text{As}}$$

$$= \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{270}$$

$$= 491,799 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} = 3h$$

$$= 3 \times 150$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{Pakai}} = 250 \text{ mm}$$

Dipasang Tulangan D13-250.

Cek momen nominal pelat

$$\begin{aligned} \text{As Aktual} &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{s} \\ &= \frac{(1000 \times 0,25 \times \pi \times 13^2)}{250} \\ &= 531,1429 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \times Fy}{0,85 \times F'c \times b} \\ &= \frac{531,1429 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1000} \\ &= 9,373 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} c &= \left(\frac{a}{\beta_1} \right) \\ &= \left(\frac{9,373}{0,85} \right) \\ &= 11,216 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 \\ &= \left(\frac{123,5 - 11,216}{11,216} \right) \times 0,003 \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Karena $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$, sesuai dengan ketentuan table 21.2.2 SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned} M_n &= As \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 531,1429 \times 420 \times \left(123,5 - \frac{8,748}{2} \right) \\ &= 26,505 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 26,505 \\ &= 23,85 \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_{ux}$ (Tulangan yang direncanakan Aman).

Tulangan Susut

$$\text{Tulangan rencana} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 D_s &= \text{Tebal Pelat - Selimut Beton} - \text{Tul.Rencana} - \left(\frac{\text{Tulangan Rencana}}{2} \right) \\
 &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 13 \text{ mm} \times \left(\frac{13 \text{ mm}}{2} \right) \\
 &= 110,5 \text{ mm} \\
 \text{As min} &= \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A \\
 &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times (1000 \times 110,5) \\
 &= 198,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 7.7.6.2.1 menyatakan bahwa spasi antar tulangan susut dan suhu tidak boleh melebihi yang terkecil dari $5h$ dan 450 mm

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{A_s} \\
 &= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4} \right) \times \pi \times 13^2}{198,9} \\
 &= 667,6 \text{ mm}^2 \\
 S_{\text{max}} &= 5h \\
 &= 5 \times 150 \\
 &= 750 \text{ mm} \\
 S_{\text{max}} &= 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang Tulangan D13 – 350.

Kontrol:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{350} \\
 &= \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2}{350} \\
 &= 379,399 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As perlu > As min = $379,399 > 198,9$ (AMAN)

Kontrol Terhadap Kuat Geser (Menurut SNI 2847:2019, Tabel 6.5.4)

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1,15 \times Q_{ult} \times L_n}{2} \\
 &= \frac{1,15 \times 13,496 \times 2,94}{2} \\
 &= 22,815 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

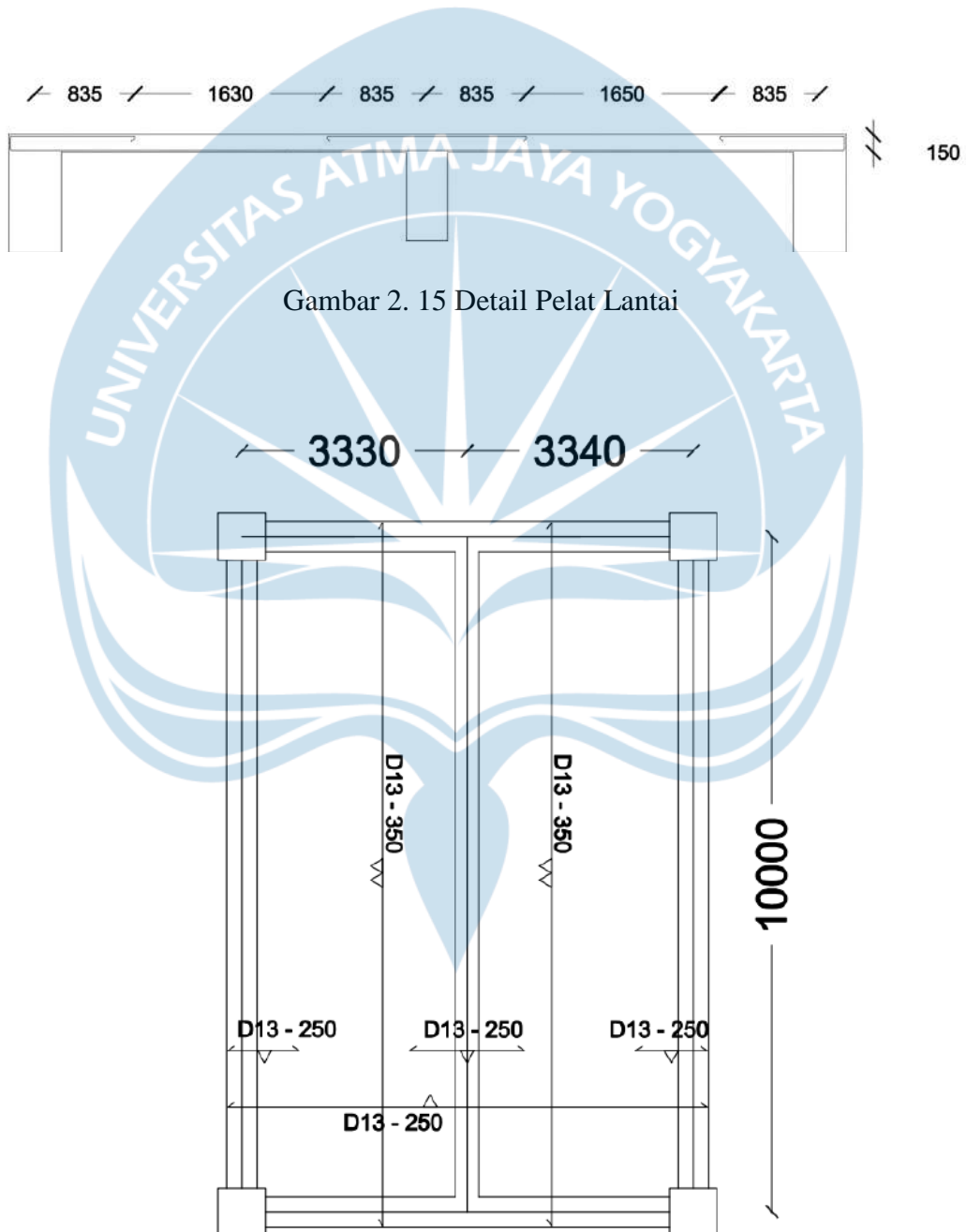
$$\phi V_c = \phi \times (0,17 \times \sqrt{F'c} \times b \times d)$$

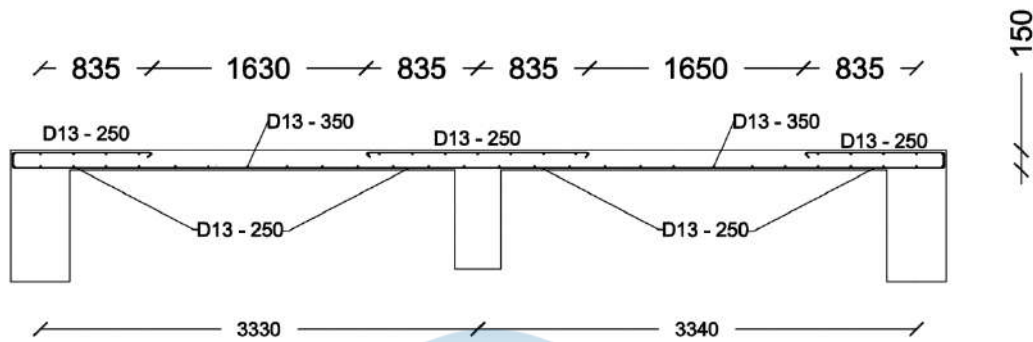
$$= 0,75 \times (0,17 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 110,5)$$

$$= 74,5507 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \quad = 74,5507 \text{ kN} > 22,815 \text{ kN (AMAN)}$$

Tidak diperlukan penulangan geser karena penampang beton sudah sanggup mengakomodasi gaya geser yang terjadi. ($\phi V_c > V_u$).





Gambar 2. 17 Detail Tulangan Pelat Lantai (Tampak Depan)

2.5.3 Perancangan Tangga

Dalam Tugas Akhir Perancangan Infrastruktur (TAPI), pada perencanaan tangga akan dilakukan perhitungan tangga dalam gedung dimana memiliki tangga darurat untuk semua lantai dengan ketinggian yang sama.

Data Perencanaan Perhitungan Tangga

Pada tangga darurat gedung ini akan dirancang dengan $F'c = 30$ Mpa dan $F_y = 420$ Mpa dan dengan data- data perencanaan sebagai berikut:

1. Tebal Pelat Tangga (htg) = 140 mm
2. Lebar Lantai (L1) = 4000 mm
3. Lebar Bordes = 2000 mm
4. Optrede (O) = 170 mm
5. Antrade (A) = 300 mm
6. Tinggi Antar Lantai (Het) = 4000 mm

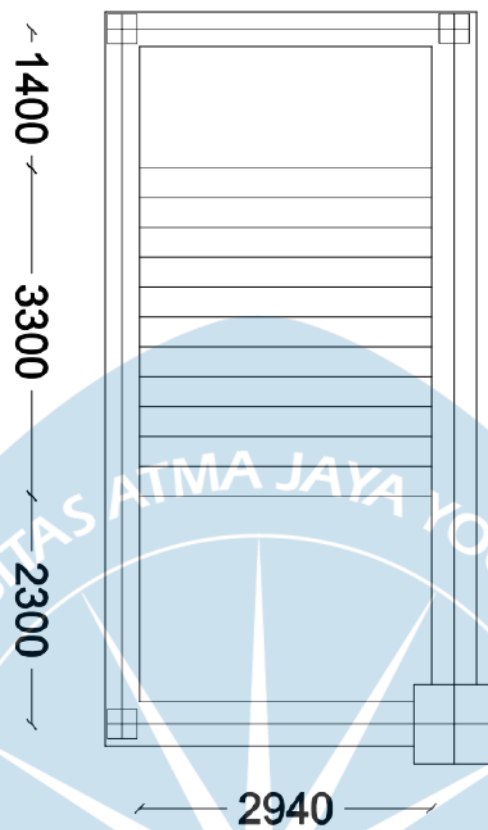
Perhitungan Denah Ruang Tangga

$$\text{Jumlah Anak Tangga (ntg)} = \frac{hlt}{o} = \frac{4000}{170} = 23.52941 \approx 23 \text{ buah}$$

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \times \frac{hlt}{o} - 1 \right) A = \left(\frac{1}{2} \times \frac{4000}{170} - 1 \right) 300 = 3229,41 = 3300 \text{ mm}$$

Kemiringan Tangga:

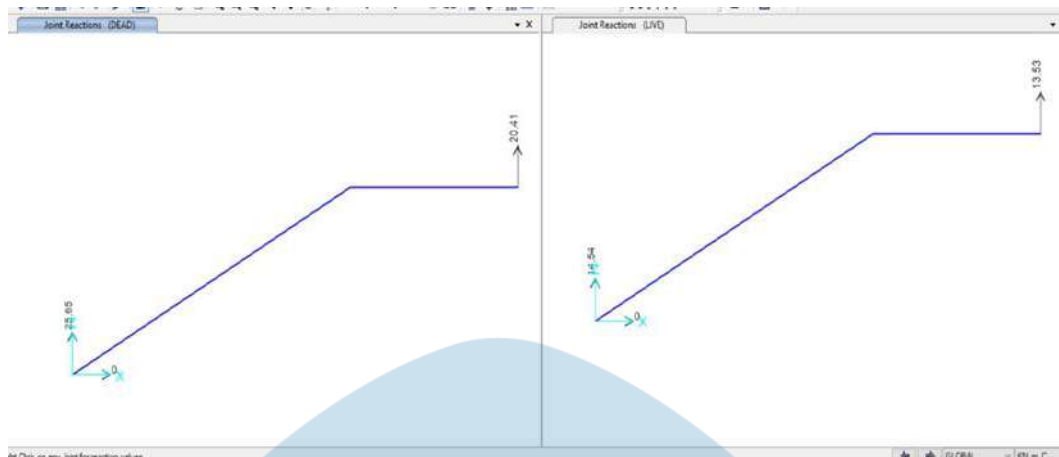
$$\alpha = \text{arc tan} \left(\frac{o}{A} \right) = 29.54^\circ$$



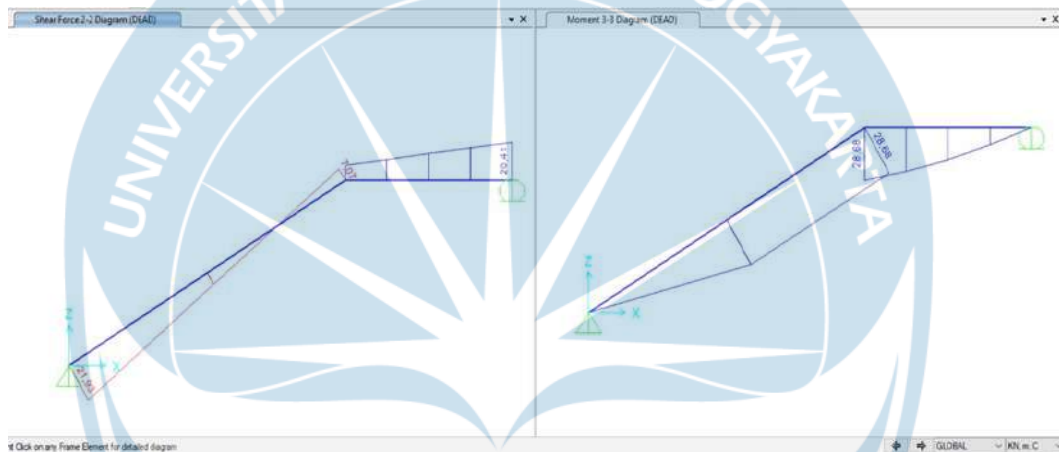
Gambar 2. 18 Sketsa Tangga (Tampak Atas)

Tangga kemudian dimodelkan dengan *soft-ware* Etabs. Dari analisis *soft-ware* Etabs diperoleh output gaya yang terjadi:

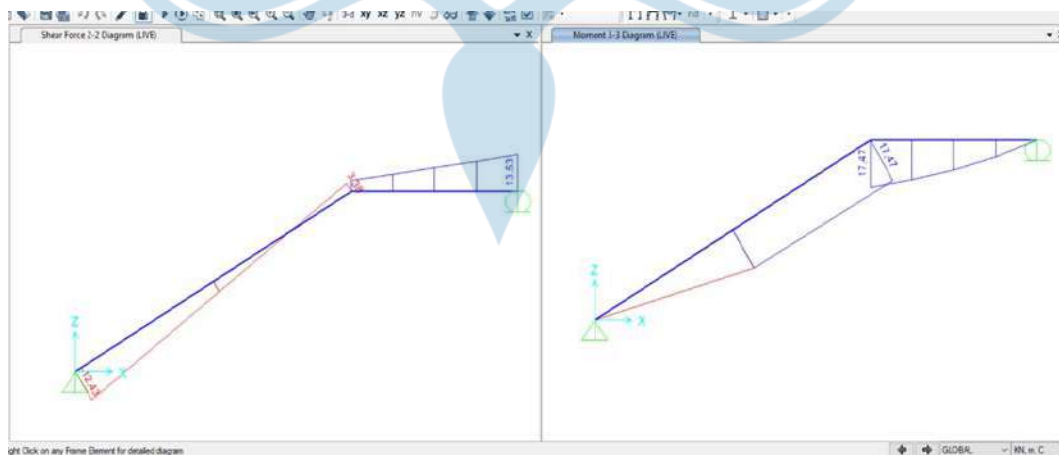
MDL	= 28,6771 kNm
VDL	= 21,935 kN
MLL	= 17,4735 kNm
VLL	= 13,527 kN



Gambar 2. 21 Reaksi Tumpuan Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Gambar 2. 20 SFD dan BMD akibat beban mati



Gambar 2. 19 SFD dan BMD akibat beban hidup

Kombinasi beban yang digunakan 1,4MDL dan (1,2MDL + 1,6MLL), serta 1,4VDL dan (1,2VDL + 1,6VLL). Dari dua kombinasi momen dan gaya geser digunakan nilai yang terbesar.

$$\begin{aligned} \text{Mu1} &= 1,4 \times \text{MDL} &&= 1,4 \times 28,68 \\ &&&= 40,15 \text{ kNm} \\ \text{Mu2} &= 1,2 \times \text{MDL} + 1,6 \times \text{MLL} &&= (1,2 \times 28,68 + 1,6 \times 17,47) \\ &&&= 62,37 \text{ kNm} \\ \text{Vu1} &= 1,4 \times \text{VDL} &&= 1,4 \times 21,94 \\ &&&= 30,71 \text{ kN} \\ \text{Vu2} &= 1,2 \times \text{VDL} + 1,6 \times \text{VLL} &&= 1,2 \times 21,94 + 1,6 \times 13,53 \\ &&&= 47,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka dipilih:

$$\begin{aligned} \text{Mu Max} &= 62,37 \text{ kNm} \\ \text{Vu Max} &= 47,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Tangga Tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Mux} &= 0,5 \times 62,37 \\ &= 31,185 \text{ kNm} \\ \text{Tulangan} &= 16 \text{ mm} \\ \text{B (asumsi)} &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Selimut Beton} &= 20 \text{ mm} \\ \phi &= 0,9 \text{ (Asumsi Terkendali Tarik)} \\ \text{Ds} &= 140 - 20 - (16/2) \\ &= 112 \text{ mm} \\ \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times \text{Mux}}{1,7\phi F'c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 31,185}{1,7 \times 0,9 \times 28 \times 1000 \times 112^2}} \right] \\ &= 0,007011 \\ \text{As min} &= \frac{0,0018 \times 420}{Fy} \times A \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times (1000 \times 140) \\ &= 252 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,006978 \times 1000 \times 112 \\
 &= 785,1777 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $\text{As} > \text{Asmin}$, maka digunakan $\text{As} = 785,1777 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2 menyatakan bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi $3h$ dan 450 mm .

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{\text{As}} \\
 &= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 112^2}{785,1777} \\
 &= 256,175 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{max}} &= 3h \\
 &= 3 \times 140 \\
 &= 420 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$$

Maka, digunakan D16 – 200.

Cek Momen Nominal Pelat

$$\begin{aligned}
 \text{As aktual} &= \frac{b \times \text{As tulangan}}{s} \\
 &= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 16^2}{200} \\
 &= 1005,714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{\text{As} \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\
 &= \frac{1005,714 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1000} \\
 &= 17,748 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{17,748}{0,85} = 20,88 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{112-20,88}{20,88} \times 0,003 \\
 &= 0,01309
 \end{aligned}$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$, sesuai dengan ketentuan table 21.2.2 SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1005,714 \times 420 \times \left(112 - \frac{17,748}{2} \right) \\ &= 43,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 43,56 \\ &= 39,204 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n > M_{ux} &= 39,204 \text{ kNm} > 31,185 \text{ kNm} \\ &\text{(Tulangan yang dirancang Aman).} \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Tangga Lapangan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,8 \times 62,37 \\ &= 49,896 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$B \text{ (asumsi)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (Terkendali Tarik)}$$

$$\begin{aligned} D_s &= 140 - 20 - (16/2) \\ &= 112 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times F'_c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_{ux}}{1,7 \phi F'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 49,896}{1,7 \times 0,9 \times 28 \times 1000 \times 112^2}} \right] \\ &= 0,01174 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times (1000 \times 140) \\ &= 252 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01174 \times 1000 \times 112 \\ &= 1314,754 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_s > A_{smin}$, maka digunakan $A_s = 1314,754 \text{ mm}^2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2 menyatakan bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi $3h$ dan 450 mm .

$$S = \frac{b \times A_s \text{ tulangan}}{A_s}$$

$$= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 112^2}{1303,51}$$

$$= 152,989 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 3h$$

$$= 3 \times 140$$

$$= 420 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

Maka, digunakan D16 – 150.

Cek Momen Nominal Pelat

$$A_s \text{ aktual} = \frac{b \times A_s \text{ tulangan}}{S}$$

$$= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 16^2}{150}$$

$$= 1340,952 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b}$$

$$= \frac{1340,952 \times 420}{0,85 \times 28 \times 1000}$$

$$= 24,068 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{24,068}{0,85}$$

$$= 28,8 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{112-28,8}{28,8} \times 0,003$$

$$= 0,0087$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$, sesuai dengan ketentuan table 21.2.2 SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1340,952 \times 420 \times \left(112 - \frac{24,068}{2} \right) \\ &= 56,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 56,3 \\ &= 50,67 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n > M_{ux} &= 50,67 \text{ kNm} > 49,896 \text{ kNm} \\ &\text{(Tulangan yang dirancangan Aman).} \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Susut Tangga

$$\begin{aligned} \text{Tulangan} &= 8 \text{ mm} \\ A_s \text{ min} &= \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times (1000 \times 140) \\ &= 252 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{b \times A_s \text{ tulangan}}{A_s} \\ &= \frac{1000 \times \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 8^2}{252} \\ &= 199,5465 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan P8 – 150.

Kontrol Terhadap Kuat Geser (Menurut SNI 2847:2019, Tabel 6.5.4)

$$\begin{aligned} V_u &= 47,97 \text{ kN} \\ \phi V_c &= \phi \times (0,17 \times \sqrt{F'_c} \times b \times d) \\ &= 0,75 \times (0,17 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 112) \\ &= 75,563 \text{ kN} \\ \phi V_c > V_u &= 75,563 \text{ kN} > 47,97 \text{ kN (AMAN)} \end{aligned}$$

Tidak diperlukan penulangan geser karena penampang beton sudah sanggup mengakomodasi gaya geser yang terjadi. ($\phi V_c > V_u$).

Rencana Pondasi Tangga

Diketahui:

$$\text{Beban mati tangga} = 25,65 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 14,54 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban dinding} &= 0,2 \times 2 \times 24 \\ &= 9,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban } q_{tg} = 49,79 \text{ kN/m}$$

$$\Gamma \text{ tanah} = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tebal fondasi} = 200 \text{ mm}$$

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{netto} &= 200 - (2 \times 0,2)17 - (0,2 \times 24) \\ &= 188,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$B \text{ (asumsi)} = 1600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{\text{momen tumpuan}}{q_{tg}} \\ &= \frac{31,285}{49,79} \end{aligned}$$

$$= 0,63 \text{ m}$$

$$= 0,65 \text{ m}$$

$$\text{cek tegangan} = \frac{q_{tg}}{B}$$

$$= \frac{49,79}{1,6}$$

$$= 31,1188 < \sigma_{netto}$$

$$= 188,4 \text{ (OK)}$$

Menghitung tegangan terfaktor

Diketahui:

$$\begin{aligned} \text{Beban mati tangga} \times 1,2 &= 25,65 \times 1,2 \\ &= 30,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup tangga} \times 1,6 &= 4,54 \times 1,6 \\ &= 17,448 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban dinding} \times 1,2 &= 9,6 \times 1,2 \\ &= 11,52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } q_{tg} &= 59,748 \text{ kN/m} \\ e &= \frac{\text{momen tumpuan}}{q_{tg}} \\ &= \frac{31,285}{59,748} \\ &= 0,522 \text{ m} \\ &= 0,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{cek tegangan} &= \frac{q_{tg}}{B} \\ &= \frac{59,748}{1,6} \\ &= 37,3425 < \sigma_{netto} \\ &= 188,4 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Rencana Penulangan Pondasi Tangga

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b_{tg} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \frac{31,1188}{2} \left(\frac{1,6}{2} + 0,65 - \frac{1}{2} \times 0,2 \right)^2 \\ &= 14,178 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{min})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b_{tg} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \frac{31,1188}{2} \left(\frac{1,6}{2} + 0,65 - \frac{1}{2} \times 0,2 \right)^2 \\ &= 28,357 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_s &= 200 - 40 - (16/2) \\ &= 152 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \phi f'_c b d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 14,178}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 100 \times 112^2}} \right) \\ &= 0,00307 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= 0,002 bh \\ &= 0,002 \times 1000 \times 200 \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho b d \\ &= 0,00307 \times 1000 \times 152 \\ &= 466,292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{300} \\
 &= 284,769 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan D16-200.

Cek Gaya Geser

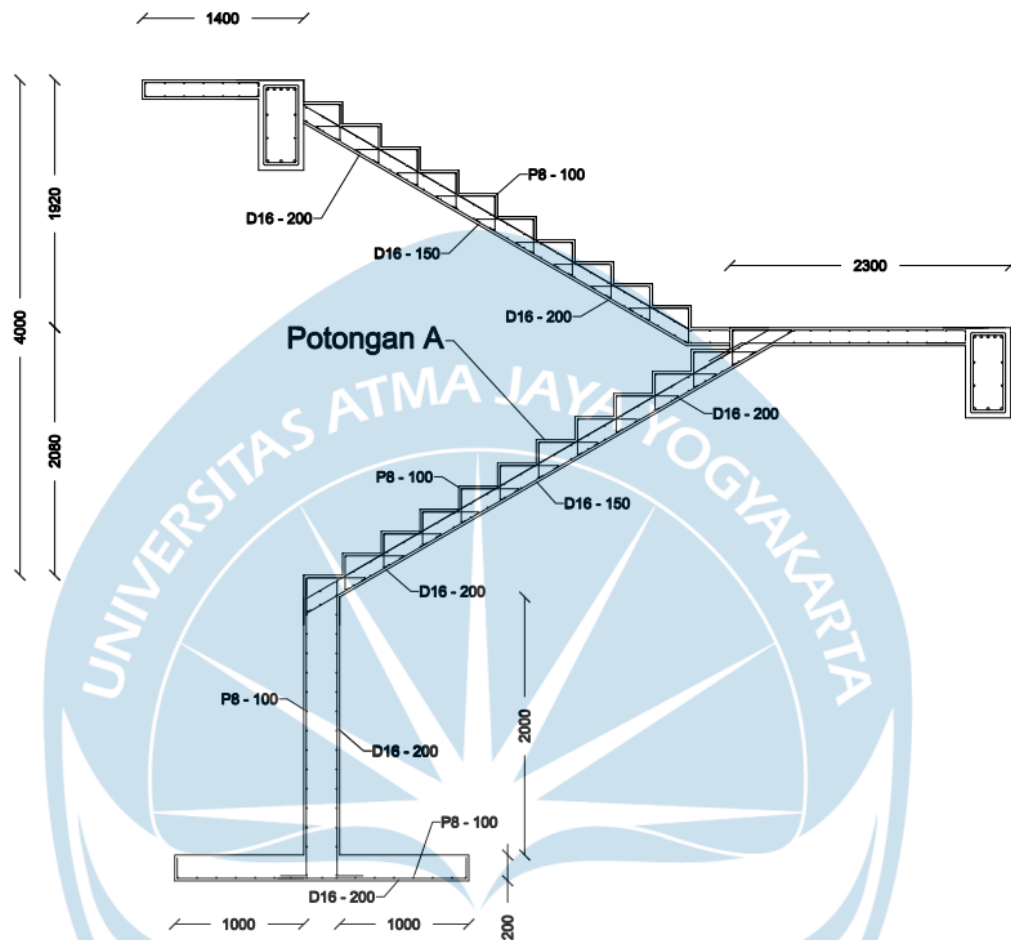
$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} b x d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 152 \\
 &= 141,532 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 V_c \\
 &= 0,75 \times 141,532 \\
 &= 106,149 \text{ kN} > V_{ur} \\
 &= 28,357 \text{ kN (aman)}
 \end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= 400 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{50,26548 \times 1000}{400} \\
 &= 125,664 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunaan Tulangan Susut P8 – 100.



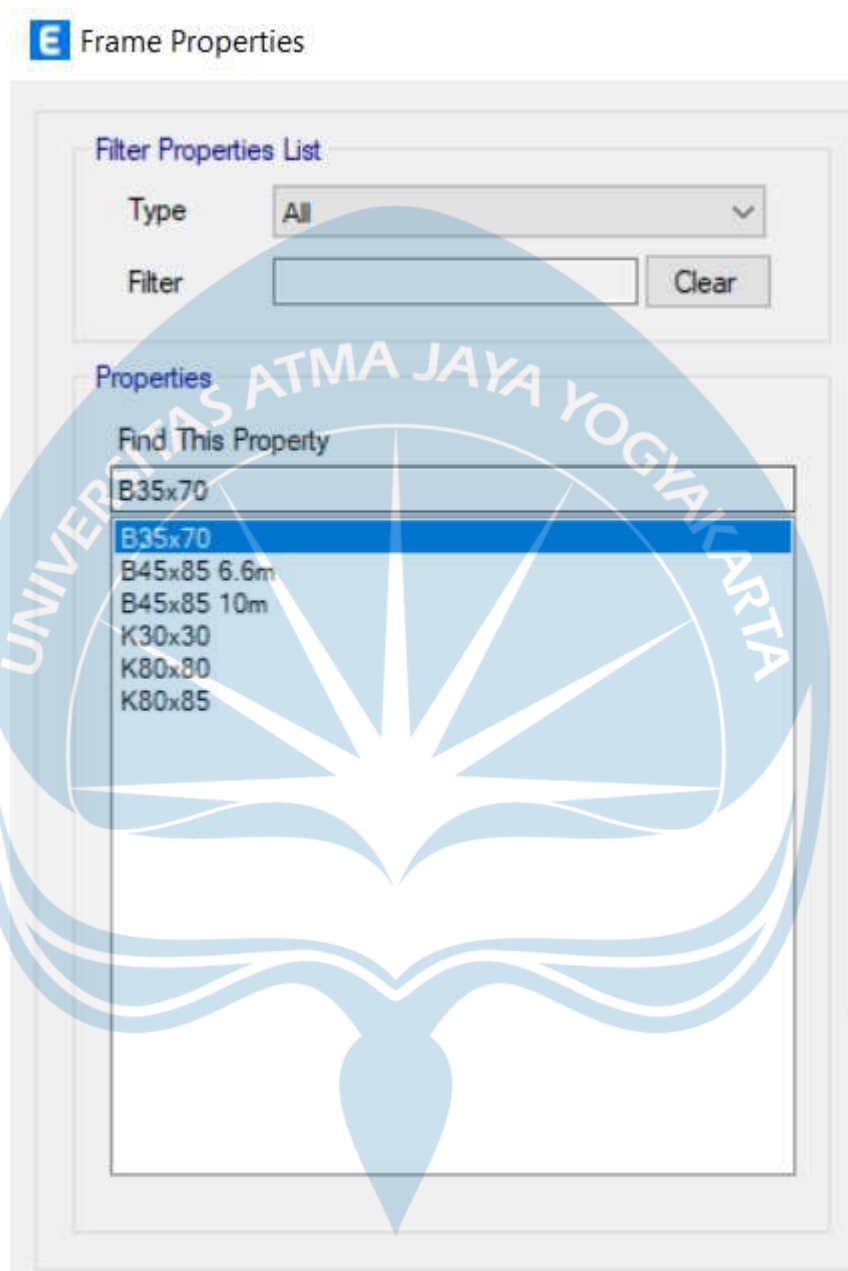
Gambar 2. 22 Sketsa Tangga (Tampak Samping)

2.6 Pemodelan dan Analisis Struktur

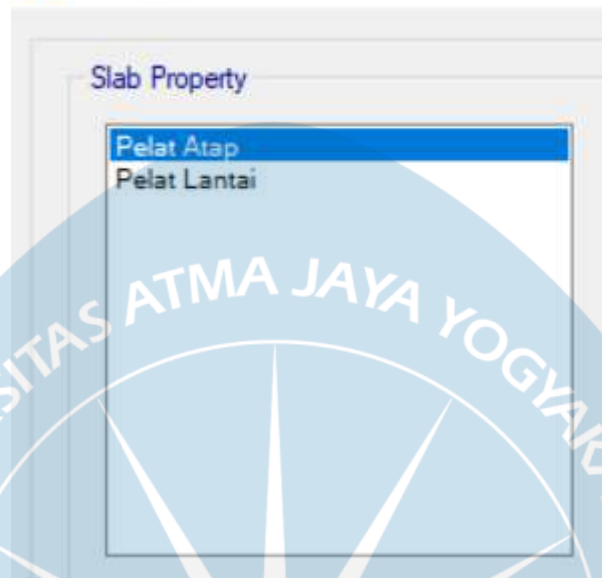
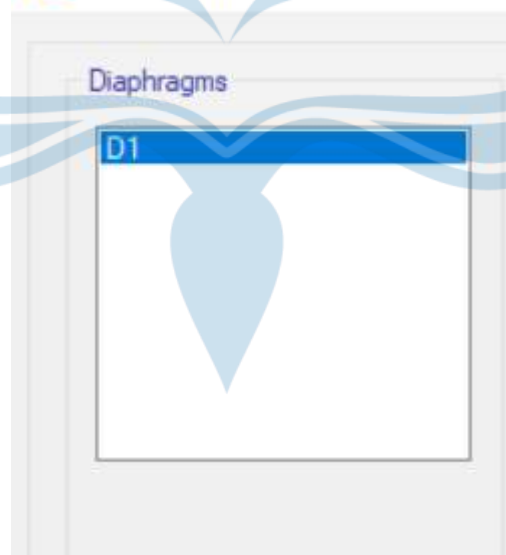
Berikut adalah pemodelan dan analisis struktur yang didapat melalui aplikasi ETABS dengan data umum sebagai berikut

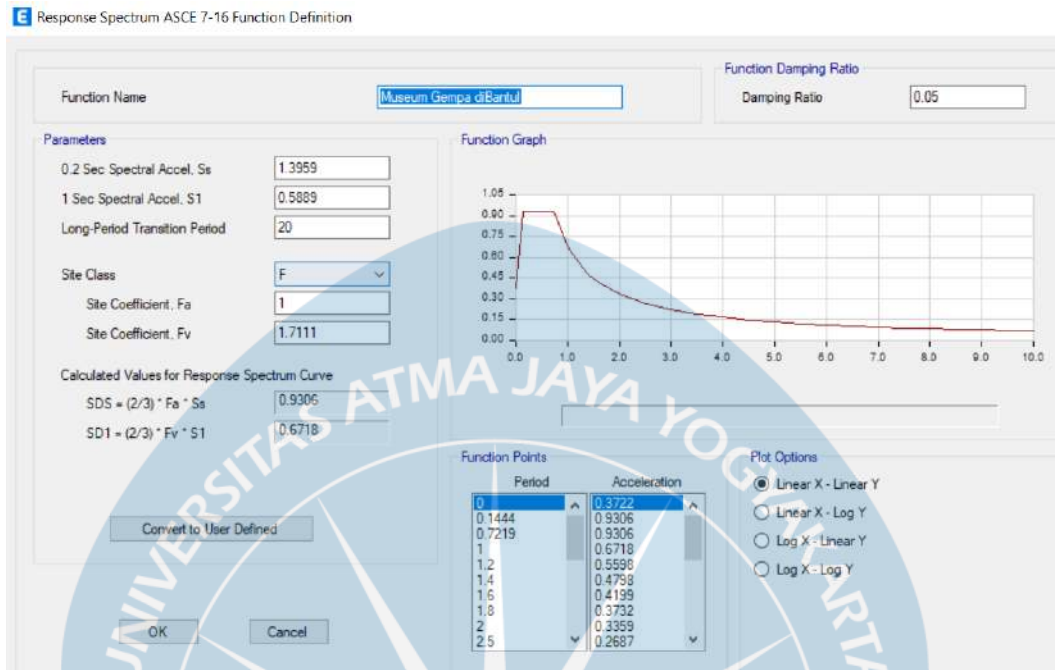
- $f'c$: 28 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- Balok : 450 x 850 mm dengan bentang 10 m
450 x 850 mm dengan bentang 6,67 m
350 x 700 mm dengan bentang 10 m
- a. Kolom : 800 x 800 mm
800 x 850 mm
300 x 300 mm

- b. Pelat : tebal 150 mm (lantai)
tebal 150 mm (atap)

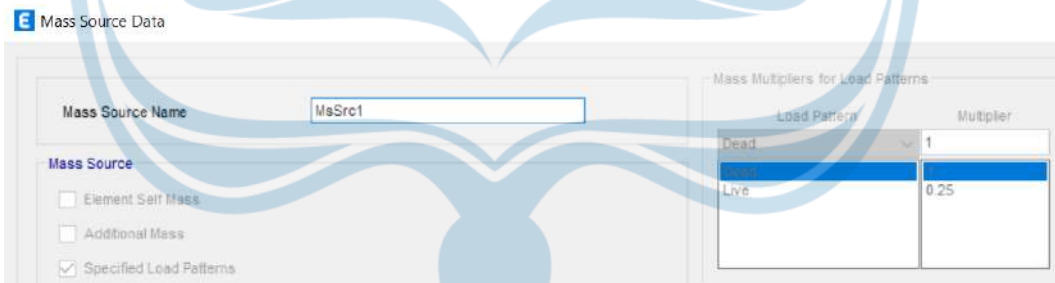


Gambar 2. 23 Data (*Frame Properties*)

E Slab PropertiesGambar 2. 24 Data (*Slab Properties*)**E** Define DiaphragmGambar 2. 25 Data (*Define Diaphragm*)



Gambar 2. 26 Data (*Response Spectrum ASCE 7-16 Function Definition*)



Gambar 2. 27 Data (*Mass Source Data*)

E Define Load Patterns

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Ex	Seismic	0	ASCE 7-16
Ey	Seismic	0	ASCE 7-16

Gambar 2. 28 Data (*Define Load Patterns*)

Shell Assignment - Floor Auto Mesh Options

Floor Meshing Options

Default
 For Defining Rigid Diaphragm and Mass Only (No Stiffness - No Vertical Load Transfer - Applies to Horizontal Floors Only)
 No Auto Meshing (Use Object as Structural Element)
 Mesh Object Into by Elements (Applies for 3 or 4 noded objects only with no curved edges)
 Auto Cookie Cut Object into Structural Elements

Mesh at Beams and Other Meshing Lines (Applies to Horizontal Floors Only)
 Mesh at Vertical/Inclined Wall Edges (Applies to Horizontal Floors Only)
 Mesh at Visible Grids (Applies to Horizontal Floors Only)
 Further Mesh Where Needed to Maximum Element Size of mm

Add Restraints on Edge if Corners have Restraints

Gambar 2. 29 Data (*Shell Assignment*)

Joint Assignment - Restraints

Restrains in Global Directions

<input checked="" type="checkbox"/> Translation X	<input checked="" type="checkbox"/> Rotation about X
<input checked="" type="checkbox"/> Translation Y	<input checked="" type="checkbox"/> Rotation about Y
<input checked="" type="checkbox"/> Translation Z	<input checked="" type="checkbox"/> Rotation about Z

Fast Restraints

Four icons representing different fast restraint types are shown below. The first icon, which depicts a vertical line with a horizontal bar at the top, is highlighted with a blue rectangular box.

Gambar 2. 30 Data (*Joint Assignment*)

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name:

Uniform Load

Load: kN/m²

Direction:

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Gambar 2. 31 Data (*Shell Load Assignment*)

Shell Load Assignment - Uniform

The image shows a software dialog box for assigning uniform loads. It has a title bar 'Shell Load Assignment - Uniform'. Inside, there's a 'Load Pattern Name' dropdown menu with 'Live' selected. Below that, there are two main sections: 'Uniform Load' and 'Options'. In the 'Uniform Load' section, there's a 'Load' input field with the value '0' and the unit 'kN/m²', and a 'Direction' dropdown menu with 'Gravity' selected. In the 'Options' section, there are three radio buttons: 'Add to Existing Loads' (unselected), 'Replace Existing Loads' (selected), and 'Delete Existing Loads' (unselected).

Gambar 2. 32 Data (*Uniform*)

2.6.1 Kontrol Partisi Massa

Kontrol Partisi Massa pada ETABS adalah fitur yang digunakan untuk mengontrol perpindahan lateral atau pergeseran horizontal pada struktur gedung. Fitur ini memungkinkan pengguna untuk memasukkan partisi massa tambahan pada beberapa lantai untuk meningkatkan kekakuan struktur dan mengurangi deformasi lateral akibat beban dinamik seperti gempa.

Dengan menggunakan kontrol partisi massa pada ETABS, pengguna dapat memodifikasi kekakuan dan massa struktur gedung secara spesifik pada lantai tertentu untuk meningkatkan performa dan mengurangi deformasi lateral akibat beban dinamik. Penggunaan kontrol partisi massa ini membantu meningkatkan akurasi analisis struktural serta pemodelan gedung di ETABS.

Dalam SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, terdapat syarat-syarat yang mengatur penggunaan kontrol partisi massa pada mode 1, mode 2, dan mode 3. Berikut adalah ringkasan syarat-syarat tersebut:

- a. Mode 1: Mode Ini berkaitan dengan partisi massa yang memiliki orientasi merambat sejajar sumbu utama bangunan (x atau y). Syarat-syarat untuk mode 1 adalah sebagai berikut:

- Jarak antar partisi massa pada sumbu utama bangunan harus kurang dari 0,5 kali tinggi lantai.
 - Jarak antar partisi massa pada sumbu tidak sejajar dengan sumbu utama bangunan tidak diberikan batasan khusus.
 - Massa partisi massa pada setiap lantai tidak boleh kurang dari 1% massa total struktur.
- b. Mode 2: Mode ini berkaitan dengan partisi massa yang memiliki orientasi merambat sejajar sumbu utama dan memanjang hingga melintasi seluruh lantai. Syarat-syarat untuk mode 2 adalah sebagai berikut:
- Panjang partisi massa harus mencapai setidaknya 80% panjang lantai.
 - Jarak antar partisi massa pada sumbu tidak sejajar dengan sumbu utama bangunan tidak diberikan batasan khusus.
 - Massa partisi massa pada setiap lantai tidak boleh kurang dari 2% massa total struktur.
- c. Mode 3: Mode ini berkaitan dengan partisi massa yang memiliki orientasi merambat sejajar sumbu tidak sejajar dengan sumbu utama bangunan. Syarat-syarat untuk mode 3 adalah sebagai berikut:
- Jarak antar partisi massa pada sumbu utama bangunan tidak diberikan batasan khusus.
 - Jarak antar partisi massa pada sumbu tidak sejajar dengan sumbu utama bangunan tidak diberikan batasan khusus.
 - Massa partisi massa pada setiap lantai tidak boleh kurang dari 1% massa total struktur.

Tabel 2. 6 Kontrol Partisi Massa

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.855	0	1	0	0
Modal	2	0.794	0.998	0	0	0.002
Modal	3	0.692	0.002	0	0	0.998
Modal	4	0.272	0	1	0	0

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	5	0.255	1	0	0	0
Modal	6	0.221	0	0	0	0.999
Modal	7	0.147	0	1	0	0
Modal	8	0.139	0.999	0	0	0.001
Modal	9	0.121	0.001	0	0	0.999
Modal	10	0.096	0	1	0	0
Modal	11	0.092	0.995	0	0	0.005
Modal	12	0.08	0.006	0	0	0.994

2.6.2 Kontrol Ketidakberaturan Struktur

Ketidakberaturan Horizontal

a) Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a Arah X

Tabel 2. 7 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a Arah X

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Check
Atap	Ex	LinStatic	X	mm	mm	1.165	< 1.2
ATAP	Ex	LinStatic	X	2.278	2.233	1.02	< 1.2
LT5	Ex	LinStatic	X	3.686	3.62	1.018	< 1.2
LT4	Ex	LinStatic	X	4.884	4.79	1.02	< 1.2
LT3	Ex	LinStatic	X	5.697	5.589	1.019	< 1.2
LT2	Ex	LinStatic	X	5.786	5.705	1.014	< 1.2

b) Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a Arah Y

Tabel 2. 8 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a Arah Y

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Check
Atap	Ey	LinStatic	Y	mm	mm	1.05	< 1.2
ATAP	Ey	LinStatic	Y	2.76	2.751	1.003	< 1.2
LT5	Ey	LinStatic	Y	4.523	4.505	1.004	< 1.2
LT4	Ey	LinStatic	Y	6.046	6.018	1.005	< 1.2
LT3	Ey	LinStatic	Y	7.086	7.051	1.005	< 1.2
LT2	Ey	LinStatic	Y	7.175	7.14	1.005	< 1.2

c) Ketidakberaturan Torsi Tipe 1b Arah X

Tabel 2. 9 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1b Arah X

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Check
Atap	Ex	LinStatic	X	mm	mm	1.165	< 1.4
ATAP	Ex	LinStatic	X	2.278	2.233	1.02	< 1.4
LT5	Ex	LinStatic	X	3.686	3.62	1.018	< 1.4
LT4	Ex	LinStatic	X	4.884	4.79	1.02	< 1.4
LT3	Ex	LinStatic	X	5.697	5.589	1.019	< 1.4
LT2	Ex	LinStatic	X	5.786	5.705	1.014	< 1.4

d) Ketidakberaturan Torsi Tipe 1b Arah Y

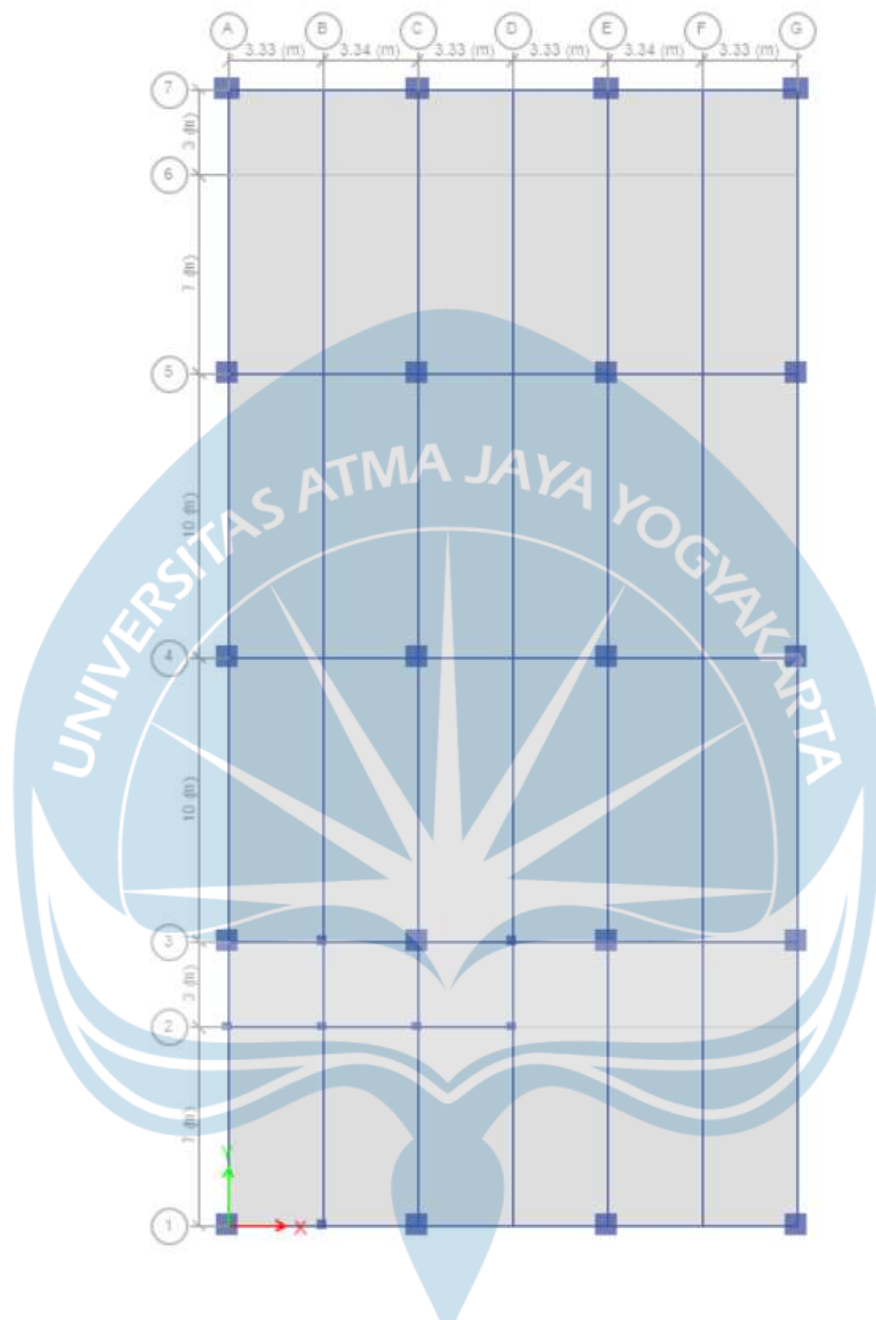
Tabel 2. 10 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1b Arah Y

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Check
Atap	Ey	LinStatic	Y	mm	mm	1.05	< 1.4
ATAP	Ey	LinStatic	Y	2.76	2.751	1.003	< 1.4
LT5	Ey	LinStatic	Y	4.523	4.505	1.004	< 1.4
LT4	Ey	LinStatic	Y	6.046	6.018	1.005	< 1.4
LT3	Ey	LinStatic	Y	7.086	7.051	1.005	< 1.4
LT2	Ey	LinStatic	Y	7.175	7.14	1.005	< 1.4

Berdasarkan perhitungan ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b (arah X dan arah Y), Gedung Museum di Kabupaten Bantul tidak mengalami ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b.

e) Ketidakberaturan Sudut Dalam

Gedung Museum di Kabupaten Bantul Berbentuk persegi Panjang sempurna sehingga tidak terjadi ketidakberaturan sudut dalam pada gedung ini.



Gambar 2. 33 Gedung Berbentuk Persegi Panjang

f) Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma



Gambar 2. 34 Diskontinuitas Diafragma

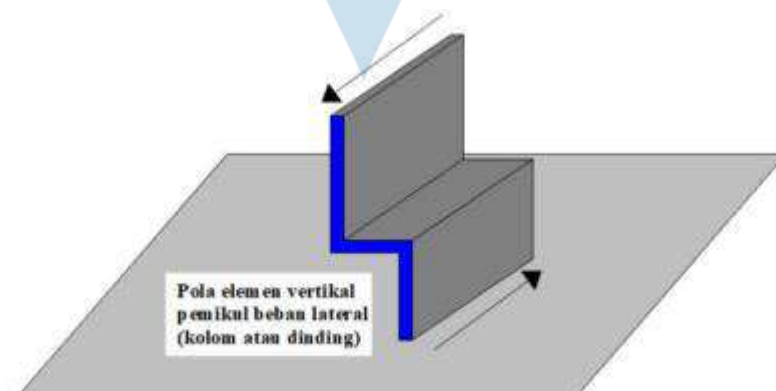
Tabel 2. 11 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Jenis	A Bruto	A Void	50% A Bruto	Status
Atap	800	0	400	Regular
Lantai 5	800	66.74	400	Regular
Lantai 4	800	66.74	400	Regular
Lantai 3	800	66.74	400	Regular
Lantai 2	800	66.74	400	Regular
Lantai 1	800	0	400	Regular

Berdasarkan perhitungan diatas, Gedung tidak mengalami ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

g) Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Gedung tidak mengalami Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang atau horizontal tipe 4.



Gambar 2. 35 Pola Elemen Vertikal Pemikul Beban Lateral

h) Ketidakberaturan Sistem non-Paralel

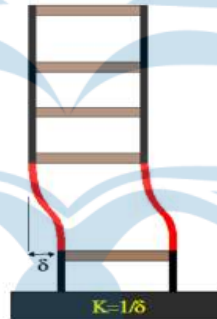
Gedung tidak mengalami ketidakberaturan system non-paralel atau ketidakberaturan horizontal tipe 5.



Gambar 2. 36 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

Ketidakberaturan Vertikal

a) Ketidakberaturan Tingkat Lunak (1a dan 1b)



Gambar 2. 37 Ketidakberaturan Tingkat Lunak

Tabel 2. 12 Pemeriksaan Ketidakberaturan Tingkat Lunak (1a)

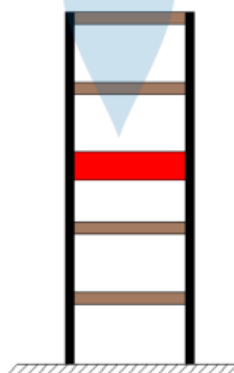
Story	Output Case	Stiff X	70% Ki+1	CEK	Output Case	Stiff Y	70% Ki+1	CEK
		kN/m				kN/m		
ATAP	Ex	655034.9	0	OK	Ey	564575.9	0	OK
LT5	Ex	734501.9	458524.4	OK	Ey	628569.8	395203.2	OK
LT4	Ex	747183.4	514151.3	OK	Ey	635034.3	439998.8	OK
LT3	Ex	765189	523028.4	OK	Ey	649608.5	444524	OK
LT2	Ex	825118.7	535632.3	OK	Ey	708205.5	454726	OK
LT1	Ex	1361374	577583.1	OK	Ey	1214419	495743.8	OK

Tabel 2. 13 Pemeriksaan Ketidakberaturan Tingkat Lunak Berlebihan (1b)

Story	Output Case	Stiff X	60% Ki+1	CEK	Output Case	Stiff Y	60% Ki+1	CEK
		kN/m				kN/m		
ATAP	Ex	655034.9	0	OK	Ey	564575.9	0	OK
LT5	Ex	734501.9	393020.9	OK	Ey	628569.8	338745.6	OK
LT4	Ex	747183.4	440701.1	OK	Ey	635034.3	377141.9	OK
LT3	Ex	765189	448310.1	OK	Ey	649608.5	381020.6	OK
LT2	Ex	825118.7	459113.4	OK	Ey	708205.5	389765.1	OK
LT1	Ex	1361374	495071.2	OK	Ey	1214419	424923.3	OK

Berdasarkan rekapitulasi perhitungan diatas, Gedung ini tidak mengalami ketidakberaturan struktur tingkat lunak (1a) dan Ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (1b).

b) Ketidakberaturan Berat / Massa



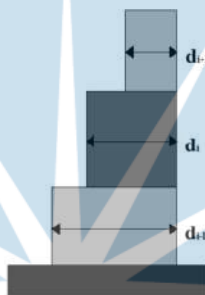
Gambar 2. 38 Ketidakberaturan Berat / Massa

Tabel 2. 14 Ketidakberaturan Berat / Massa

Story	Massa	150% Massa	Keterangan
	kg		
ATAP	806353.5	1209530.3	Regular
LT5	818102.8	1227154.2	Regular
LT4	818102.8	1227154.2	Regular
LT3	871751.5	1307627.3	Regular
LT2	871751.5	1307627.3	Regular
LT1	901165.5	1351748.2	Regular

Berdasarkan tabel di atas, gedung ini tidak mengalami ketidakberaturan berat / massa (vertikal tipe 2).

c) Ketidakberaturan Geometri Vertikal



Gambar 2. 39 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tabel 2. 15 Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Arah X)

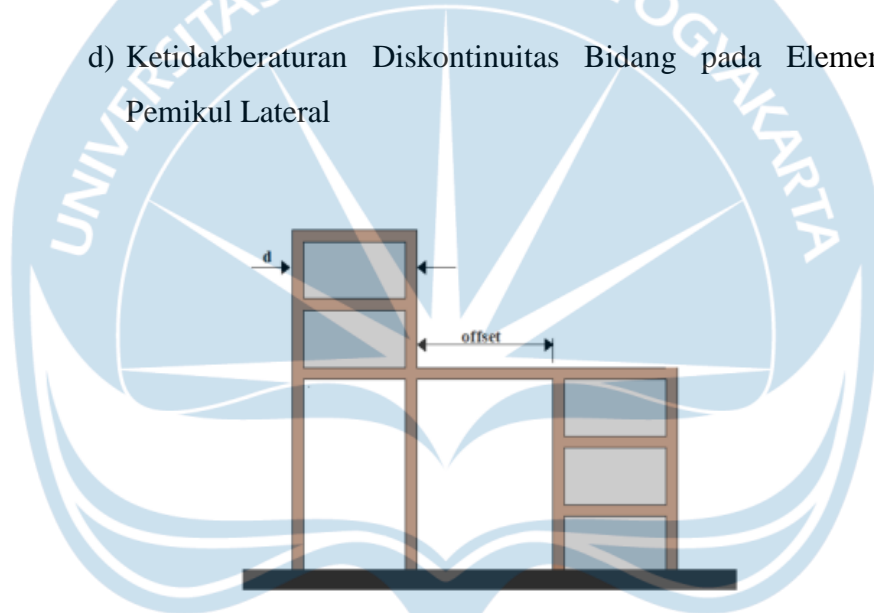
Arah X			
Lantai	d_i (m)	130% x d_i	keterangan
Atap	20	0	Regular
5	20	26	Regular
4	20	26	Regular
3	20	26	Regular
2	20	26	Regular
1	20	26	Regular

Tabel 2. 16 Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Arah Y)

Arah Y			
Lantai	di (m)	130% x di	keterangan
Atap	40	0	Regular
5	40	52	Regular
4	40	52	Regular
3	40	52	Regular
2	40	52	Regular
1	40	52	Regular

Gedung tidak mengalami ketidakberaturan geometri vertikal arah X maupun arah Y.

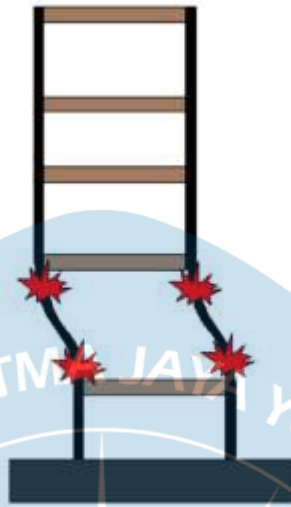
d) Ketidakberaturan Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Lateral



Gambar 2. 40 Ketidakberaturan Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Lateral

Gedung tidak mengalami Ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral atau ketidakberaturan vertikal tipe 4.

- e) Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (5a dan 5b)



Gambar 2. 41 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral

Tabel 2. 17 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral

Story	V_x	V_y	80% (X)	80% (Y)	Keterangan
Atap	1459.127	1552.582	0	0	Regular
Lantai 5	2653.499	2830.538	1167.302	1242.066	Regular
Lantai 4	3571.891	3819.912	2122.8	2264.431	Regular
Lantai 3	4269.317	4577.861	2857.513	3055.929	Regular
Lantai 2	4701.98	5053.923	3415.453	3662.289	Regular
Lantai 1	4899.722	5276.149	3761.584	4043.139	Regular

Gedung tidak mengalami ketidakberaturan vertikal tipe 5.

2.6.3 Simpangan antar Lantai

Berikut adalah data yang didapat dari *story response* pada ETABS (*Max Story Displac.* akibat beban gempa Gempa X dan Gempa Y).

Tabel 2. 18 Akibat Beban Gempa X

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
ATAP	20	Top	25.916	0.206
LT5	16	Top	23.639	0.181
LT4	12	Top	19.953	0.145
LT3	8	Top	15.069	0.094
LT2	4	Top	9.372	0.037
LT1	0	Top	3.609	0.006

Tabel 2. 19 Akibat Beban Gempa Y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
ATAP	20	Top	0.299	31.953
LT5	16	Top	0.279	29.194
LT4	12	Top	0.24	24.671
LT3	8	Top	0.181	18.625
LT2	4	Top	0.108	11.539
LT1	0	Top	0.036	4.364

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1,5$$

Defleksi pusat massa di tingkatx (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (34)$$

Keterangan:

C_d = faktor amplifikasi defleksi dalam Tabel 9

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

Gambar 2. 42 Rumus Defleksi Pusat Massa di Tingkat

Tabel 16 Simpangan antar lantai ijin, $\Delta_a^{a,b}$

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

^a h_{xx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

^b Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar lantai tingkat ijin harus sesuai dengan persyaratan 7.12.1.1.

Gambar 2. 43 Simpangan antar Lantai Izin

Simpangan antar Lantai Akibat Gempa X dan Y

Tabel 2. 20 Simpangan antar Lantai Akibat Gempa X

Story	hx	h	yx _e	Δ	Δ_i	Δ_{ijin}	ket
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	20000	4000	25.916	95.02533	8.349	40	OKE
Lt5	16000	4000	23.639	86.67633	13.51533	40	OKE
Lt4	12000	4000	19.953	73.161	17.908	40	OKE
Lt3	8000	4000	15.069	55.253	20.889	40	OKE
Lt2	4000	4000	9.372	34.364	21.131	40	OKE
Lt1	0	4000	3.609	13.233	13.233	40	OKE

Tabel 2. 21 Simpangan antar Lantai Akibat Gempa Y

Story	hx	h	yx _e	Δ	Δ_i	Δ_{ijin}	ket
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	20000	4000	31.953	117.161	10.11633	40	OKE
Lt5	16000	4000	29.194	107.0447	16.58433	40	OKE
Lt4	12000	4000	24.671	90.46033	22.16867	40	OKE
Lt3	8000	4000	18.625	68.29167	25.982	40	OKE
Lt2	4000	4000	11.539	42.30967	26.30833	40	OKE
Lt1	0	4000	4.364	16.00133	16.00133	40	OKE

Keterangan:

yx_e = x_{dir} pada tabel *story response*

Δ = $(C_d \times yx_e) / I_e$

ΔI = $\Delta_{lantai\ atas} - \Delta_{lantai\ bawahnya}$

$$\Delta_{izin} = 0,01 \times \text{tinggi antar lantai (kategori resiko IV)}$$

2.7 Perancangan Struktur Primer

2.7.1 Perencanaan Balok

Dalam Tugas Akhir Perancangan Infrastruktur ini, akan memperhitungkan satu buah balok dengan momen terbesar (Balok Induk 450 x 850) di lantai 1.

Data Perencanaan Balok 450 x 850 mm Bentang 10 m

1. Lebar Balok (b) = 450 mm
2. Tinggi Balok (h) = 850 mm
3. Bentang Balok (l) = 10000 mm
4. Bentang Bersih (ln) = 9200 mm
5. Selimut Beton = 40 mm
6. Diameter Tulangan Deform = 25 mm
7. Diameter Tuangan Sengkang = 13 mm
8. Mutu Tulangan (Fy) = 420 MPa
9. Mutu Beton (F'c) = 28 MPa

Berdasarkan analisis dalam ETABS, didapatkan gaya dalam balok seperti tabel di bawah.

Tabel 2. 22 Gaya Dalam pada Balok (Analisis ETABS)

Gaya	Lokasi	
	Tumpuan	Lapangan
Mu +	659,2451	430,191
Mu -	995,9811	430,191
Vgravitasi	296,7166	185,588
Vu	414,85	

Pemeriksaan Ketentuan Balok

Sesuai ketentuan dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.3.3.1, komponen struktur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- a. Gaya aksial terfaktor Pu tidak boleh melebihi $A_g F'_c / 10$.

$$\begin{aligned}
 A_g &= bh \\
 &= 450 \times 850 \\
 &= 382500 \text{ mm}^2 \\
 A_g f'c / 10 &= 382500 \times 28 / 10 \\
 &= 1071000 \text{ N} \\
 &= 1071 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis ETABS, nilai $P_u = 0 \text{ kN}$, maka $P_u < A_g f'c / 10$

- b. Bentang bersih komponen struktur, l_n tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya

$$\begin{aligned}
 l_n &\geq 4d \\
 9200 &\geq 4 \times 784,5 \\
 9200 &\geq 3138
 \end{aligned}$$

- c. Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari $0,3h$ dan 250 mm

$$\begin{aligned}
 450 \text{ mm} &> 0,3 \times 850 \text{ mm} \\
 450 \text{ mm} &> 255 \text{ mm dan} \\
 450 \text{ mm} &> 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Rasio Penulangan

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2019, untuk memperhitungkan ρ_{max} dan ρ_{min} diatur sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d &= 850 - 40 - 13 - 0,5 \times 25 \\
 &= 784,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019)}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{F_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,003333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4 F_y} \\
 &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \\
 &= 0,00315
 \end{aligned}$$

Digunakan $\rho_{min} = 0,003333$

Tulangan Tarik Tumpuan

$$\emptyset = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali Tarik)}$$

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\emptyset b w d^2} &= \frac{995,9811}{0,9 \times 450 \times 784,5^2} \\ &= 3,996 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{Fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{Mu}{\emptyset b w d^2}\right)}{0,85 \times F'c}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3,996)}{0,85 \times 28}}\right) \\ &= 0,0105 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,0105 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho \text{)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0105 \times 450 \times 784,5 \\ &= 3701,0197 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min dibawah:

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4Fy} \times b w \times d \\ &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1111,9242 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{1,4}{Fy} \times b w \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1176,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{3701,0197}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\ &= 7,54 \\ &= 8 \text{ buah (As = 3928,571 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

Tulangan Konfigurasi 2 balok:

$$x_1 = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 6 \times 25}{6 - 1}$$

$$= 38,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$d_1 = 450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - (25/2)$$

$$= 768,5 \text{ mm}$$

$$x_2 = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 25}{2 - 1}$$

$$= 294 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$d_2 = 768,5 - 25 - 25$$

$$= 718,5 \text{ mm}$$

$$d^* = \frac{(n_1 d_1 + n_2 d_2)}{n_1 + n_2}$$

$$= \frac{(6 \times 768,5 + 2 \times 718,5)}{6 + 2}$$

$$= 756 \text{ mm}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b}$$

$$= \frac{3928,571 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450}$$

$$= 154,062 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{154,062}{0,85}$$

$$= 181,249 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{756 - 181,249}{181,249} \times 0,003$$

$$= 0,0095$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

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

$$= 3928,572 \times 420 \times \left(756 - \frac{154,062}{2}\right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1120,299 \text{ kNm} \\
 \emptyset M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 1120,299 \text{ kNm} \\
 &= 1008,2692 \text{ kNm} \\
 \emptyset M_n > M_u &= 1008,2692 \text{ kNm} > 995,9811 \text{ kNm} \\
 &\text{(Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 8D25).}
 \end{aligned}$$

Tulangan Pinggang

Rencana Diameter 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_d &= (0,25 \times (\Phi) \times D^2) \\
 &= (0,25 \times (\Phi) \times 13^2) \\
 &= 132,786 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sst} &= 0,0018 \times b \times h \\
 &= 0,0018 \times 450 \times 850 \\
 &= 688,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Tulangan Pinggang} &= A_{sst}/A_d \\
 &= 688,5 / 132,786 \\
 &= 5,19 \\
 &= 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan 6D13

Tulangan Tekan Tumpuan

$$\emptyset = 0,9 \text{ (Diasumsikan terkendali Tarik)}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.2, kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut.

$$\begin{aligned}
 M_{u+} &= 0,5 \times M_{u-} \\
 &= 0,5 \times 995,9811 \\
 &= 497,991 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Output dari ETABS, $M_{u+} = 659,245 \text{ kNm}$

Digunakan Nilai $M_{u+} = 659,245 \text{ kNm}$

$$\frac{Mu}{\phi b w d^2} = \frac{659,245}{0,9 \times 450 \times 784,5^2} = 2,645$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{Fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{Mu}{\phi b w d^2}\right)}{0,85 \times F'c}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2,645)}{0,85 \times 28}}\right) \\ &= 0,00576 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,0067 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho \text{)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0067 \times 450 \times 784,5 \\ &= 2362,634 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min dibawah:

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4Fy} \times b w \times d \\ &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1111,9242 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{Fy} \times b w \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1176,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{2034,8898}{0,25 \times \pi \times 25^2} = 4,811 \\ &= 5 \text{ buah (} A_s = 2455,357 \text{ mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x1 = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 25}{5 - 1} = 54,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times Fy}{0,85 \times F'c \times b} \\
 &= \frac{2455,357 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\
 &= 96,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{96,286}{0,85} \\
 &= 113,281 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{784,5 - 113,281}{113,281} \times 0,003 \\
 &= 0,0178
 \end{aligned}$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

$$\begin{aligned}
 SM_n &= As \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 3928,572 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{96,286}{2}\right) \\
 &= 759,367 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 759,367 \text{ kNm} \\
 &= 683,43 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_u = 683,43 \text{ kNm} > 659,2451 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 5D25)

Tulangan Tarik dan Tekan Lapangan

$\phi = 0,9$ (Diasumsikan terkendali Tarik)

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.2, kekuatan momen negative dan positif pada sembarang penampang disepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.

$$\begin{aligned}
 \text{Mu+} &= 0,25 \times \text{Mu-} \\
 &= 0,25 \times 995,9811 \\
 &= 248,995 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Output dari ETABS, Mu+ Lapangan = 430,191 kNm

Digunakan Nilai Mu+ = 430,191 kNm

$$\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} = \frac{430,191}{0,9 \times 450 \times 784,5^2} = 1,73$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2}\right)}{0,85 \times F'c}}\right) \\
 &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,73)}{0,85 \times 28}}\right) \\
 &= 0,0043
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,0043 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho)$$

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0043 \times 450 \times 784,5 \\
 &= 1507,495 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 784,5 \\
 &= 1111,9242 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 784,5 \\
 &= 1176,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{As}}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{1657,793}{0,25 \times \pi \times 25^2} = 3,07 \\
 &= 4 \text{ buah (As} = 1964,286 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x_1 = \frac{450 - 2x40 - 2x13 - 4x25}{4-1} = 81,3333 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1964,286 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 77,0308 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{77,0308}{0,85} \\ &= 90,624 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{784,5 - 90,624}{90,624} \times 0,003 \\ &= 0,023 \end{aligned}$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 3928,572 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{77,0308}{2}\right) \\ &= 615,437 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 615,437 \text{ kNm} \\ &= 553,894 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_u = 553,894 \text{ kNm} > 430,191 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 4D25)

Tulangan Transversal

Mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1, bahwa kekuatan momen balok tersebut dihitung menggunakan faktor reduksi kekuatan 1,0 dan tulangan menggunakan tegangan lebih efektif yang diambil paling tidak $125F_y$.

Perhitungan Mpr-

Mpr adalah Probable Moment. Mpr- ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan dengan tulangan 8D25 ($A_s = 3928,571 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} Apr - (-) &= \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 3928,571 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 192,577 \text{ mm} \\ Mpr- &= 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{Apr - (-)}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 3928,571 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{192,577}{2}\right) \\ &= 1419,436 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr+

Mpr+ ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan dengan tulangan 5D25 ($A_s = 2455,357 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} Apr - (-) &= \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 2455,357 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 120,361 \text{ mm} \\ Mpr+ &= 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{Apr - (-)}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 2455,357 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{120,361}{2}\right) \\ &= 933,693 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Akibat Gaya Gravitasi

Berdasarkan analisis ETABS akibat kombinasi bebas 1,2DL + 1,6LL, didapat nilai $V_g = 296,717 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} V_g &= 296,717 \text{ kN} \\ V_e &= \frac{Mpr+ + Mpr-}{ln} \\ &= \frac{1419,436 + 933,693}{9,2} \\ &= 255,775 \text{ kN} \\ V_{e1} &= V_e + V_g \end{aligned}$$

$$= 255,775 + 296,717$$

$$= 552,492 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_e - V_g$$

$$= 255,775 - 296,717$$

$$= -40,942 \text{ kN}$$

Untuk menentukan tulangan lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,85 m, maka $2h = 1,7$ m.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Daerah Tumpuan

$$V_u \text{ ETABS} = 414,8503 \text{ kN}$$

$$V_u = 552,492 \text{ kN}$$

$$d = 784,5 \text{ mm}$$

Maka, nilai V_u yang digunakan = 552,492 kN

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2, gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser. $V_c = 0$ jika $0,5V_u < V_e$.

$$0,5V_u = 0,5 \times 552,492$$

$$= 276,246 \text{ kN} > V_e (255,775 \text{ kN}), \text{ maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{28} \times 450 \times 784,5$$

$$= 317,566 \text{ kN}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c$$

$$= \left(\frac{552,492}{0,75} \right) - 317,566$$

$$= 419,09 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = 0,66 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{28} \times 450 \times 784,5$$

$$= 1276,174 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} > V_s = 1276,174 \text{ kN} > 419,09 \text{ kN (OK)}$$

Direncanakan Sengkang 2D13 ($A_s = 265,571 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times F_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,571 \times 420 \times 784,5}{419,09 \times 10^3} \\ &= 95,0356 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4 mengenai jarak Sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak Sengkang tidak boleh dari:

$$\begin{aligned} d/4 &= \frac{784,5}{4} \\ &= 196,125 \text{ mm} \\ 6 \text{ kali diameter tulangan} &= 6 \times 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D13 – 90

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Daerah Lapangan

$$\begin{aligned} V_u \text{ ETABS} &= 291,582 \text{ kN} \\ V_u &= 350,667 \text{ kN} \\ d &= 784,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, nilai V_u yang digunakan = 350,667 kN

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2, gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser. $V_c = 0$ jika $0,5V_u < V_e$.

$$\begin{aligned} 0,5V_u &= 0,5 \times 350,667 \\ &= 175,334 \text{ kN} > V_e (165,08 \text{ kN}), \text{ Maka } V_c \neq 0 \end{aligned}$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{28} \times 450 \times 784,5 \\ &= 317,5656 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c \\ &= \left(\frac{350,667}{0,75} \right) - 317,5656 \\ &= 149,991 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ max} &= 0,66 \times \sqrt{F'c} \times bw \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{28} \times 450 \times 784,5 \\
 &= 1276,174 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_s \text{ max} > V_s = 1276,174 \text{ kN} > 149,991 \text{ kN (OK)}$$

Direncanakan Sengkang 2D13 ($A_s = 265,571 \text{ mm}^2$)

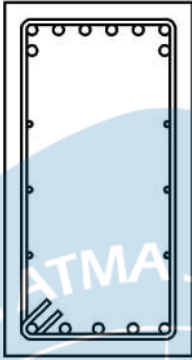
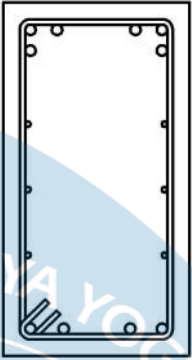
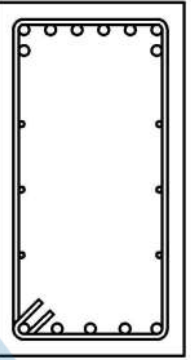
$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times F_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{265,571 \times 420 \times 784,5}{149,991 \times 13^3} \\
 &= 265,539 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4 mengenai jarak Sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak sengkang tidak boleh dari:

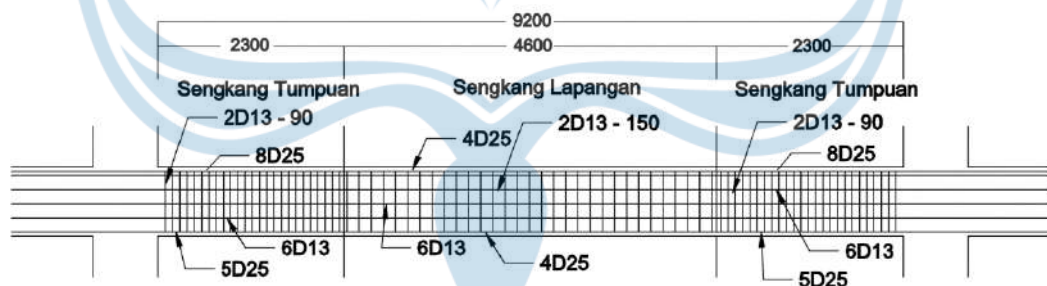
$$\begin{aligned}
 d/4 &= \frac{784,5}{4} \\
 &= 196,125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 6 \text{ kali diameter tulangan} &= 6 \times 25 \\
 &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D13-150.

BALOK	TULANGAN		
	KIRI	TENGAH	KANAN
BALOK INDUK 45 x 85 BENTANG 10M			
Ukuran Balok	450 x 850 mm		
Besi Atas	8D25	4D25	8D25
Besi Bawah	5D25	4D25	5D25
Sengkang	2D13 - 90	2D13 - 150	2D13 - 90
Tulangan Pinggang	6D13	6D13	6D13

Gambar 2. 45 Potongan Balok 450 x 850 mm bentang 10 m



Gambar 2. 44 Penulangan Balok 450 x 850 mm bentang 10 m

Data Perencanaan Balok 450 x 850mm Bentang 6,67 m

1. Lebar Balok (b) = 450 mm
2. Tinggi Balok (h) = 850 mm
3. Bentang Balok (l) = 6670 mm
4. Bentang Bersih (ln) = 5870 mm
5. Selimut Beton = 40 mm

6. Diameter Tulangan Deform = 25 mm
7. Diameter Tuangan Sengkang = 13 mm
8. Mutu Tulangan (F_y) = 420 MPa
9. Mutu Beton (F'_c) = 28 MPa

Berdasarkan analisis dalam ETABS, didapatkan gaya dalam balok seperti tabel berikut.

Tabel 2. 23 Gaya Dalam pada Balok (Analisis ETABS)

Gaya	Lokasi	
	Tumpuan	Lapangan
Mu +	713,731	419,048
Mu -	969,4941	419,048
Vgravitasi	310,3199	215,422
Vu	495,481	

Pemeriksaan Ketentuan Balok

Sesuai ketentuan dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.3.3.1, komponen struktur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- a. Gaya aksial terfaktor P_u tidak boleh melebihi $A_g F'_c / 10$.

$$\begin{aligned}
 A_g &= bh \\
 &= 450 \times 850 \\
 &= 382500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g F'_c / 10 &= 382500 \times 28 / 10 \\
 &= 1071000 \text{ N} \\
 &= 1071 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis ETABS, nilai $P_u = 0 \text{ kN}$, maka $P_u < A_g F'_c / 10$.

- b. Bentang bersih komponen struktur, l_n tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya

$$\begin{aligned}
 l_n &\geq 4d \\
 5870 &\geq 4 \times 784,5 \\
 5870 &\geq 3138
 \end{aligned}$$

- c. Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari $0,3h$ dan 250 mm

$$450 \text{ mm} > 0,3 \times 850 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} > 255 \text{ mm dan}$$

$$450 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

Perhitungan Rasio Penulangan

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2019, untuk memperhitungkan p_{max} dan p_{min} diatur sebagai berikut:

$$d = 850 - 40 - 13 - 0,5 \times 25$$

$$d = 784,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{F'c}}{4 F_y} = \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} = 0,00315$$

$$\text{Digunakan } \rho_{min} = 0,003333$$

Tulangan Tarik Tumpuan

$$\emptyset = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali Tarik)}$$

$$\frac{Mu}{\emptyset b w d^2} = \frac{969,4941}{0,9 \times 450 \times 784,5^2} = 3,89$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{Mu}{\emptyset b w d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3,89)}{0,85 \times 28}} \right) \\ &= 0,0102 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,003333 < 0,0102 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho)$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0102 \times 450 \times 784,5 \\ &= 3591,7898 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari A_s min di bawah:

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1111,9242 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1176,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{3591,7898}{0,25 \times \pi \times 20^2} = 7,314 \\ &= 8 \text{ buah (} A_s = 3928,57 \text{ mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x_1 = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 25}{5 - 1} = 54,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$d_1 = 450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - (25/2) = 768,5 \text{ mm}$$

$$x_2 = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 25}{3 - 1} = 134,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$d_2 = 768,5 - 25 - 25 = 718,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d^* &= \frac{(n_1 d_1 + n_2 d_2)}{n_1 + n_2} = \frac{(5 \times 768,5 + 3 \times 718,5)}{5 + 3} \\ &= 749,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'c \times b} \\ &= \frac{3928,571 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 154,062 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{154,062}{0,85} \\ &= 181,249 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$= \frac{749,75 - 181,249}{181,249} \times 0,003$$

$$= 0,00941$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

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

$$= 3928,572 \times 420 \times \left(749,75 - \frac{154,062}{2}\right)$$

$$= 1109,987 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 1109,987 \text{ kNm}$$

$$= 998,988 \text{ kNm}$$

$\phi M_n > M_u = 998,988 \text{ kNm} > 969,4941 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 8D25).

Tulangan Pinggang

Rencana Diameter 13 mm

$$A_d = (0,25 \times (\phi) \times D^2)$$

$$= (0,25 \times (\phi) \times 13^2)$$

$$= 132,786 \text{ mm}^2$$

$$A_{sst} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 450 \times 850$$

$$= 688,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan Pinggang} = A_{sst}/A_d$$

$$= 688,5 / 132,786$$

$$= 5,19 = 6 \text{ buah}$$

Digunakan 6D13.

Tulangan Tekan Tumpuan

$\phi = 0,9$ (Diasumsikan terkendali Tarik)

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.2, kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut.

$$\begin{aligned} \text{Mu+} &= 0,5 \times \text{Mu-} \\ &= 0,5 \times 969,4941 \\ &= 484,7471 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan Output dari ETABS, $\text{Mu+} = 713,731 \text{ kNm}$

Digunakan Nilai $\text{Mu+} = 713,731 \text{ kNm}$

$$\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} = \frac{713,731}{0,9 \times 450 \times 784,5^2} = 2,86$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2,86)}{0,85 \times 28}} \right) \\ &= 0,0073 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,0073 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho \text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0073 \times 450 \times 784,5 \\ &= 2572,223 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b w \times d \\ &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1111,924 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b w \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1176,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As}}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{2572,223}{0,25 \times \pi \times 25^2} = 5,24$$

$$= 6 \text{ buah (As} = 2946,43 \text{ mm}^2\text{)}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 6 \times 25}{6 - 1} = 38,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{2946,43 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 115,546 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{115,546}{0,85} \\ &= 135,937 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{784,5 - 135,937}{135,937} \times 0,003 \\ &= 0,0143 \end{aligned}$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2946,43 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{115,546}{2}\right) \\ &= 899,325 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 899,325 \text{ kNm} \\ &= 809,392 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_u = 809,392 \text{ kNm} > 713,731 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 6D25).

Tulangan Tarik dan Tekan Lapangan

$\phi = 0,9$ (Diasumsikan terkendali Tarik)

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.2, kekuatan momen negative dan positif pada sembarang penampang disepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.

$$\begin{aligned} \text{Mu+} &= 0,25 \times \text{Mu-} \\ &= 0,25 \times 969,4941 \\ &= 242,374 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan Output dari ETABS, $\text{Mu+ Lapangan} = 419,048 \text{ kNm}$

Digunakan Nilai $\text{Mu+} = 419,048 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\phi b w d^2} &= \frac{419,048}{0,9 \times 450 \times 787} = 1,681 \\ \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{Mu}{\phi b w d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,681)}{0,85 \times 28}} \right) \\ &= 0,0042 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,0042 < 0,025$ (Diambil nilai ρ)

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0042 \times 450 \times 784,5 \\ &= 1466,901 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b w \times d \\ &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 784,5 \\ &= 1111,924 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b w \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 784,5 \end{aligned}$$

$$= 1176,75 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{1466,901}{0,25 \times \pi \times 25^2} = 2,987$$

$$= 3 \text{ buah (} A_s = 1473,21 \text{ mm}^2\text{)}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 25}{3 - 1} = 134,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK).}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b}$$

$$= \frac{1473,21 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450}$$

$$= 57,773 \text{ mm}$$

$$= \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{57,773}{0,85}$$

$$= 67,968 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{784,5 - 67,968}{67,968} \times 0,003$$

$$= 0,032$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

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

$$= 1473,21 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{57,773}{2}\right)$$

$$= 467,536 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 467,536 \text{ kNm}$$

$$= 420,782 \text{ kNm}$$

$\emptyset M_n > M_u = 420,782 \text{ kNm} > 419,048 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 3D25).

Tulangan Transversal

Mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1, bahwa kekuatan momen balok tersebut dihitung menggunakan faktor reduksi kekuatan 1,0 dan tulangan menggunakan tegangan lebih efektif yang diambil paling tidak 125 F_y .

Perhitungan Mpr-

Mpr adalah Probable Moment. Mpr- ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan 8D25 ($A_s = 3928,571 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} A_{pr} - (-) &= \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 3928,571 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 192,577 \text{ mm} \\ M_{pr-} &= 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{A_{pr} - (-)}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 3928,571 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{192,577}{2} \right) \\ &= 1419,436 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr+

Mpr+ ditinjau dari tumpuan yang mengalami tekan dengan tulangan 6D25 ($A_s = 2946,429 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} A_{pr} - (-) &= \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 2946,429 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\ &= 144,433 \text{ mm} \\ M_{pr+} &= 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{A_{pr} - (-)}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 2946,429 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{120,361}{2} \right) \\ &= 1101,814 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Akibat Gaya Gravitasi

Berdasarkan analisis ETABS akibat kombinasi beban 1,2DL + 1,6LL, didapat nilai $V_g = 310,32$ kN

$$V_g = 310,32 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{l_n} \\ &= \frac{1419,436 + 1101,814}{5,87} \\ &= 429,515 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e1} &= V_e + V_g \\ &= 429,515 + 310,32 \\ &= 739,8344 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= V_e - V_g \\ &= 429,515 - 310,32 \\ &= 119,195 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk menentukan tulangan lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,85 m, maka $2h = 1,7$ m.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Daerah Tumpuan

$$V_u \text{ ETABS} = 495,4809 \text{ kN}$$

$$V_u = 739,8344 \text{ kN}$$

$$d = 784,5 \text{ mm}$$

Maka, nilai V_u yang digunakan = 739,8344 kN

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2, gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser. $V_c = 0$ jika $0,5V_u < V_e$.

$$\begin{aligned} 0,5V_u &= 0,5 \times 739,8344 \\ &= 369,9172 \text{ kN} < V_e (429,514 \text{ kN}), \text{ Maka } V_c = 0 \end{aligned}$$

V_c tidak perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c \\ &= \left(\frac{739,8344}{0,75} \right) - 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 986,446 \text{ kN} \\
 V_s \text{ max} &= 0,66 \times \sqrt{F'c} \times b_w \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{28} \times 450 \times 784,5 \\
 &= 1276,17439 \text{ kN} \\
 V_s \text{ max} > V_s &= 1276,17439 \text{ kN} > 986,446 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Direncanakan Sengkang 4D13 ($A_s = 531,143 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times F_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{531,143 \times 420 \times 784,5}{986,446 \times 13^3} \\
 &= 80,7514 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4 mengenai jarak Sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak Sengkang tidak boleh dari:

$$\begin{aligned}
 d/4 &= \frac{784,5}{4} \\
 &= 196,125 \text{ mm} \\
 6 \text{ kali diameter tulangan} &= 6 \times 25 \\
 &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 4D13 – 80.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Daerah Lapangan

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ ETABS} &= 402,123 \text{ kN} \\
 V_u &= 474,15 \text{ kN} \\
 d &= 784,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, nilai V_u yang digunakan = 474,15 kN

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2, gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser. $V_c = 0$ jika $0,5V_u < V_e$.

$$\begin{aligned}
 0,5V_u &= 0,5 \times 474,15 \\
 &= 237,075 \text{ kN} < V_e (258,728), \text{ Maka } V_c = 0
 \end{aligned}$$

V_c tidak perlu diperhitungkan, maka:

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c$$

$$= \left(\frac{412,64}{0,75} \right) - 0$$

$$= 632,2 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = 0,66 \times \sqrt{F'c} \times bw \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{28} \times 450 \times 784,5$$

$$= 1276,174 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} > V_s = 1276,174 \text{ kN} > 632,2 \text{ kN (OK)}$$

Direncanakan Sengkang 4D13 ($A_s = 531,143 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_s \times F_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{531,143 \times 420 \times 784,5}{632,2 \times 10^3}$$

$$= 126 \text{ mm}$$

Ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4 mengenai jarak Sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak Sengkang tidak boleh dari:

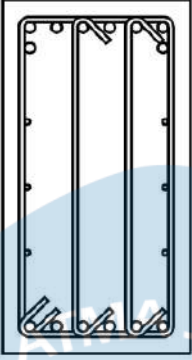

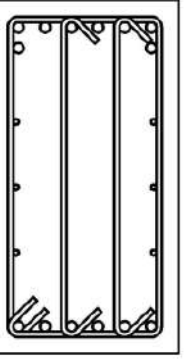
$$d/4 = \frac{784,5}{4}$$

$$= 196,125 \text{ mm}$$

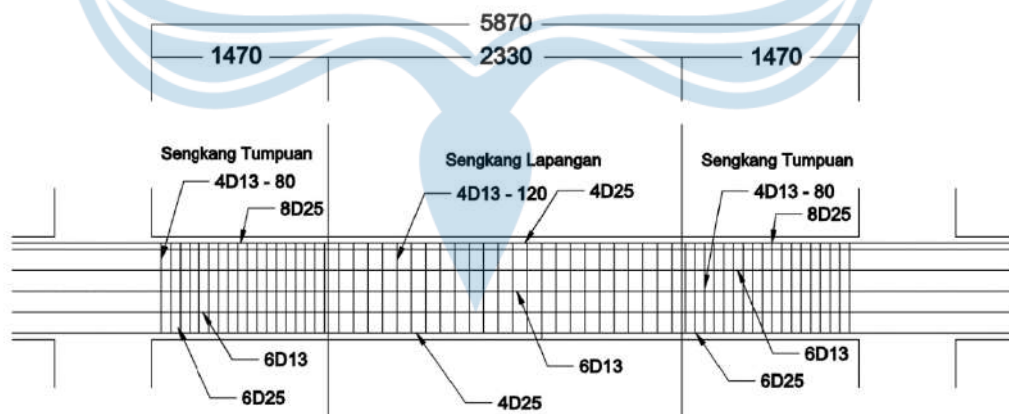
$$6 \text{ kali diameter tulangan} = 6 \times 25$$

$$= 150 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan 4D13 – 120

BALOK	TULANGAN		
	KIRI	TENGAH	KANAN
BALOK INDUK 45 x 85 BENTANG 6,67M			
Ukuran Balok	450 x 850 mm		
Besi Atas	8D25	4D25	8D25
Besi Bawah	6D25	4D25	6D25
Sengkang	4D13 - 80	4D13 - 120	4D13 - 80
Tulangan Pinggang	6D13	6D13	6D13

Gambar 2. 46 Potongan Balok 450 x 850 mm bentang 6,67 m



Gambar 2. 47 Penulangan Balok 450 x 850 mm bentang 6,67 m

Data Perencanaan Balok 350 x 700 mm Bentang 10 m

1. Lebar Balok (b) = 350 mm
2. Tinggi Balok (h) = 700 mm
3. Bentang Balok (l) = 10000 mm
4. Bentang Bersih (ln) = 9550 mm
5. Selimut Beton = 40 mm
6. Diameter Tulangan Deform = 20 mm
7. Diameter Tuangan Sengkang = 13 mm
8. Mutu Tulangan (Fy) = 420 MPa
9. Mutu Beton (F'c) = 28 MPa

Berdasarkan analisis dalam ETABS, didapatkan gaya dalam balok seperti tabel berikut.

Tabel 2. 24 Gaya Dalam pada Balok (Analisis ETABS)

Gaya	Lokasi	
	Tumpuan	Lapangan
Mu +	149,8083	204,2915
Mu -	350,5637	204,2915
Vgravitasi	159,2382	138,8102
Vu	159,2382	

Pemeriksaan Ketentuan Balok

Sesuai ketentuan dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.3.3.1, komponen struktur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- a. Gaya aksial terfaktor P_u tidak boleh melebihi $AgF'_c/10$.

$$\begin{aligned}
 A_g &= bh \\
 &= 450 \times 850 \\
 &= 382500 \text{ mm}^2 \\
 Agf'_c/10 &= 382500 \times 28 / 10 \\
 &= 1071000 \text{ N} \\
 &= 1071 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis ETABS, nilai $P_u = 0 \text{ kN}$, maka $P_u < AgF'_c / 10$.

- b. Bentang bersih komponen struktur, l_n tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya

$$l_n \geq 4d$$

$$9550 \geq 4 \times 637$$

$$9550 \geq 2538$$

- c. Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari $0,3h$ dan 250 mm

$$450 \text{ mm} > 0,3 \times 850 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} > 255 \text{ mm} \text{ dan}$$

$$450 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

Perhitungan Rasio Penulangan

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2019, untuk memperhitungkan ρ_{max} dan ρ_{min} diatur sebagai berikut:

$$d = 700 - 40 - 13 - 0,5 \times 20$$

$$= 637 \text{ mm}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{F'c}}{4 F_y} = \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} = 0,00315$$

Digunakan $\rho_{min} = 0,003333$

Tulangan Tarik Tumpuan

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali Tarik)}$$

$$\frac{Mu}{\phi b w d^2} = \frac{350,5637}{0,9 \times 450 \times 637^2} = 2,743$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{Mu}{\phi b w d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2,743)}{0,85 \times 28}} \right) \\ &= 0,0069 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,003333 < 0,0069 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho \text{)}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0069 \times 350 \times 637 \\
 &= 1551,135 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 450 \times 637 \\
 &= 702,226 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{F_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 450 \times 637 \\
 &= 743,167 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{1551,135}{0,25 \times \pi \times 20^2} = 4,9354 \\
 &= 5 \text{ buah (} A_s = 1901,43 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 5 \times 20}{5 - 1} = 36 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}.$$

Cek Momen Nominal Balok

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'c \times b} \\
 &= \frac{1901,43 \times 420}{0,85 \times 28 \times 450} \\
 &= 95,87 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{95,87}{0,836} \\
 &= 114,677 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{637 - 114,677}{114,677} \times 0,003 \\
 &= 0,0137
 \end{aligned}$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1901,43 \times 420 \times \left(637 - \frac{95,87}{2}\right) \\ &= 470,427 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 470,427 \text{ kNm} \\ &= 423,384 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_u = 423,384 \text{ kNm} > 345,766 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 5D20).

Tulangan Pinggang

Rencana Diameter 13 mm

$$\begin{aligned} A_d &= (0,25 \times (\phi) \times D^2) \\ &= (0,25 \times (\phi) \times 13^2) \\ &= 132,786 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 450 \times 700 \\ &= 441 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Tulangan Pinggang} &= A_{st}/A_d \\ &= 441 / 132,786 \\ &= 3,32 = 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan 4D13.

Tulangan Tekan Tumpuan

$\phi = 0,9$ (Diasumsikan terkendali Tarik)

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.2, kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut.

$$\begin{aligned}
 \text{Mu+} &= 0,5 \times \text{Mu-} \\
 &= 0,5 \times 350,5637 \\
 &= 175,2819 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Output dari ETABS, $\text{Mu+} = 149,8083 \text{ kNm}$

Digunakan Nilai $\text{Mu+} = 175,2819 \text{ kNm}$

$$\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} = \frac{175,2819}{0,9 \times 350 \times 637^2} = 1,3713$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,3713)}{0,85 \times 28}} \right) \\
 &= 0,00337
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} > \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,00337 < 0,025 \text{ (Diambil nilai } \rho_{\min} \text{)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00337 \times 350 \times 637 \\
 &= 750,232 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As_{\min} di bawah:

$$\begin{aligned}
 \text{As}_{\min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 350 \times 637 \\
 &= 702,226 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As}_{\min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 637 \\
 &= 743,167 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As}}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{750,232}{0,25 \times \pi \times 20^2} = 2,387$$

$$= 3 \text{ buah (As} = 1140,86 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 20}{3 - 1} = 92 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}.$$

Cek Momen Nominal Balok

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1140,86 \times 420}{0,85 \times 28 \times 350} \\ &= 57,522 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{57,522}{0,85} \\ &= 68,81 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{637 - 68,81}{68,81} \times 0,003 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1140,9 \times 420 \times \left(637 - \frac{57,522}{2}\right) \\ &= 291,443 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 291,443 \text{ kNm} \\ &= 262,299 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\phi M_n > M_u = 262,299 \text{ kNm} > 149,81 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 3D20).

Tulangan Tarik dan Tekan Lapangan

$\phi = 0,9$ (Diasumsikan terkendali Tarik)

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.2, kekuatan momen negative dan positif pada sembarang penampang disepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.

$$\begin{aligned} \text{Mu+} &= 0,25 \times \text{Mu-} \\ &= 0,25 \times 350,5637 \\ &= 87,6409 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan Output dari ETABS, $\text{Mu+ Lapangan} = 204,2915 \text{ kNm}$

Digunakan Nilai $\text{Mu+} = 204,2915 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} \frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} &= \frac{204,2915}{0,9 \times 350 \times 637^2} = 1,5983 \\ \rho &= \frac{0,85 \times F'c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{\text{Mu}}{\phi b w d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 28}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,5983)}{0,85 \times 28}} \right) \\ &= 0,0039427 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} = 0,003333 < 0,0039427 < 0,025$ (Diambil nilai ρ)

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0039427 \times 350 \times 637 \\ &= 743,1667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4F_y} \times b w \times d \\ &= \frac{\sqrt{28}}{4 \times 420} \times 350 \times 637 \\ &= 702,2265 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b w \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 637 \\ &= 743,1667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan Tulangan (n)

$$n = \frac{As}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{743,1667}{0,25 \times \pi \times 20^2} = 2,36$$

$$= 3 \text{ buah (As = 1140,86 mm}^2\text{)}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 25.2, jarak bersih antara tulangan yang sejajar tidak boleh kurang dari 25 mm.

$$x = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 20}{3 - 1} = 92 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK).}$$

Cek Momen Nominal Balok

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times F'c \times b}$$

$$= \frac{1140,86 \times 420}{0,85 \times 28 \times 350}$$

$$= 57,5222 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{57,5222}{0,85}$$

$$= 67,6732 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{637 - 67,6732}{67,6732} \times 0,003$$

$$= 0,0252$$

Karena, $\epsilon_t > 0,005$, maka penampang merupakan penampang terkendali Tarik dengan $\phi = 0,9$. Dimana sudah sesuai dengan tabel SNI 2847:2019, yaitu tabel 21.2.2 – Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial.

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

$$= 1140,86 \times 420 \times \left(637 - \frac{57,5222}{2}\right)$$

$$= 291,4437 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 291,4437 \text{ kNm}$$

$$= 262,2994 \text{ kNm}$$

$\emptyset M_n > M_u = 262,2994 \text{ kNm} > 204,2915 \text{ kNm}$ (Rancangan Tulangan Aman, Digunakan 3D20).

Tulangan Transversal

Mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1, bahwa kekuatan momen balok tersebut dihitung menggunakan faktor reduksi kekuatan 1,0 dan tulangan menggunakan tegangan lebih efektif yang diambil paling tidak $1,25F_y$.

Perhitungan Mpr-

Mpr adalah Probable Moment. Mpr- ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan 5D20 ($A_s = 1901,4286 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} \text{Apr} - (-) &= \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 1901,4286 \times 420}{0,85 \times 28 \times 350} \\ &= 119,8379 \text{ mm} \\ \text{Mpr-} &= 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{\text{Apr} - (-)}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1901,4286 \times 420 \times \left(637 - \frac{119,8379}{2}\right) \\ &= 576,0711 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr+

Mpr+ ditinjau dari tumpuan yang mengalami tekan dengan tulangan 3D20 ($A_s = 1140,8571 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} \text{Apr} - (-) &= \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} \\ &= \frac{1,25 \times 1140,8571 \times 420}{0,85 \times 28 \times 350} \\ &= 71,9028 \text{ mm} \\ \text{Mpr+} &= 1,25 \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{\text{Apr} - (-)}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1140,8571 \times 420 \times \left(637 - \frac{71,9028}{2}\right) \\ &= 359,9981 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Akibat Gaya Gravitasi

Berdasarkan analisis ETABS akibat kombinasi bebas 1,2DL + 1,6LL, didapat nilai $V_g = 159,2382$ kN

$$V_g = 159,2382 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{l_n} \\ &= \frac{359,9981 + 576,0711}{9,55} \\ &= 98,0177 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e1} &= V_e + V_g \\ &= 98,0177 + 159,2382 \\ &= 257,2559 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= V_e - V_g \\ &= 98,0177 - 159,2382 \\ &= -61,2205 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk menentukan tulangan lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,7 m, maka $2h = 1,4$ m.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Daerah Tumpuan

$$V_u \text{ ETABS} = 159,2382 \text{ kN}$$

$$V_u = 257,2559 \text{ kN}$$

$$d = 637 \text{ mm}$$

Maka, nilai V_u yang digunakan = 257,2559 kN

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2, gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser. $V_c = 0$ jika $0,5V_u < V_e$.

$$\begin{aligned} 0,5V_u &= 0,5 \times 257,2559 \\ &= 128,6280 \text{ kN} > V_e (98,0177 \text{ kN}), \text{ Maka } V_c \neq 0 \end{aligned}$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{28} \times 350 \times 637 \end{aligned}$$

$$= 200,5559 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c \\ &= \left(\frac{257,2559}{0,75} \right) - 200,5559 \\ &= 142,4520 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,66 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{28} \times 350 \times 637 \\ &= 805,9573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ max} > V_s = 805,9573 \text{ kN} > 142,4520 \text{ kN (OK)}$$

Direncanakan Sengkang 2D13 ($A_s = 265,5714 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times F_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,5714 \times 420 \times 637}{142,4520 \times 10^3} \\ &= 227,0238 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4 mengenai jarak Sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak Sengkang tidak boleh dari:

$$d/4 = \frac{637}{4} = 159,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 6 \text{ kali diameter tulangan} &= 6 \times 20 \\ &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D13 – 100.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Daerah Lapangan

$$V_u \text{ ETABS} = 138,8102 \text{ kN}$$

$$V_u = 214,2025 \text{ kN}$$

$$d = 637 \text{ mm}$$

Maka, nilai V_u yang digunakan = 214,2025 kN

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.5.2, gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser. $V_c = 0$ jika $0,5V_u < V_e$.

$$0,5V_u = 0,5 \times 214,2025$$

$$= 107,1012 \text{ kN} > V_e (75,3923 \text{ kN}), \text{ Maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{28} \times 350 \times 637 \\ &= 200,5559 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c \\ &= \left(\frac{214,2025}{0,75} \right) - 200,5559 \\ &= 85,0474 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,66 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{28} \times 350 \times 637 \\ &= 805,957 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ max} > V_s = 805,9573 \text{ kN} > 85,0474 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Direncanakan Sengkang 2D13 ($A_s = 265,5714 \text{ mm}^2$)

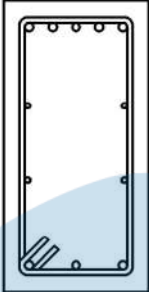
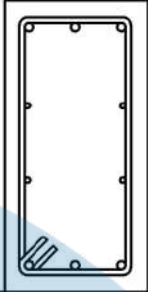
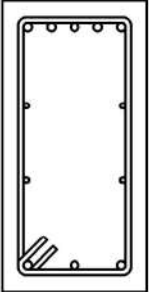
$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times F_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,571 \times 420 \times 637}{85,0474 \times 10^3} \\ &= 380,2585 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ketentuan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4 mengenai jarak Sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak Sengkang tidak boleh dari:

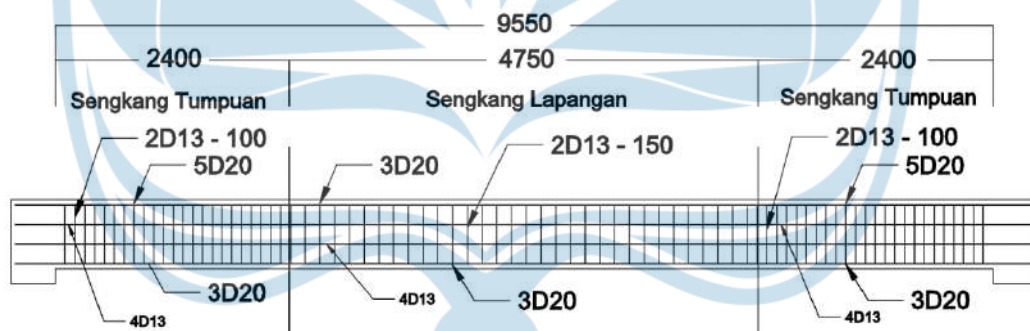
$$d/4 = \frac{637}{4} = 159,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 6 \text{ kali diameter tulangan} &= 6 \times 20 \\ &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D13 – 150.

BALOK	TULANGAN		
	KIRI	TENGAH	KANAN
BALOK ANAK 35 X 70			
Ukuran Balok	350 x 700 mm		
Besi Atas	5D20	3D20	5D20
Besi Bawah	3D20	3D20	3D20
Sengkang	2D13 - 100	2D13 - 150	2D13 - 100
Tulangan Pinggang	4D13	4D13	4D13

Gambar 2. 49 Potongan Balok 350 x 700 mm bentang 10 m



Gambar 2. 48 Penulangan Balok 350 x 700 mm bentang 10 m

2.7.2 Perencanaan Kolom

Data Perencanaan Kolom K1 Lantai 1

Mutu Beton ($F'c$)	= 28 MPa
β_1	= 0,85
Mutu Tulangan (F_y)	= 420 MPa
Tulangan Deform Longitudinal	= 25 mm
Tulangan Deform Geser	= 13 mm

Konfigurasi Kolom

Panjang Kolom (l)	= 4000 mm
Panjang Bersih Kolom (l_n)	= 3150 mm
Lebar Kolom (b)	= 800 mm
Tinggi Kolom (h)	= 800 mm
Selimut Beton	= 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi a) dan b):

- a) Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- b) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak dari 0,4.

Maka setelah dicek, didapat:

- a) $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)
- b) $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 28D25 ($A_s = 13750 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,023.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 6302,46 \text{ kN} \\
 0,3A_gF'_c &= 0,3 \times (800 \times 800) \times (28) \\
 &= 5376 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga, nilai P_u ($6302,46 \text{ kN}$) $>$ $0,3A_gF'_c$ (5376 kN)

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \frac{22}{7} 25^2 \\
 &= 491,0714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_g &= (n \times A) / (b \times h) \\
 &= (28 \times 491,0714) / (800 \times 800) \\
 &= 0,0215 \\
 &= 2,15 \%, \text{ di antara } 1 - 6 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Cek SCWB (Strong Column-Weak Beam)

Balok 45 x 85 Bentang 10 meter

Tumpuan Tarik 8D25 ($A_s = 3928,5714 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 5D25 ($A_s = 2455,3571 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (3928,5714 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 154,0616 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 3928,5714 \times 420 (784,5 - (154,0616 / 2)) \\
 &= 1167,3242 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

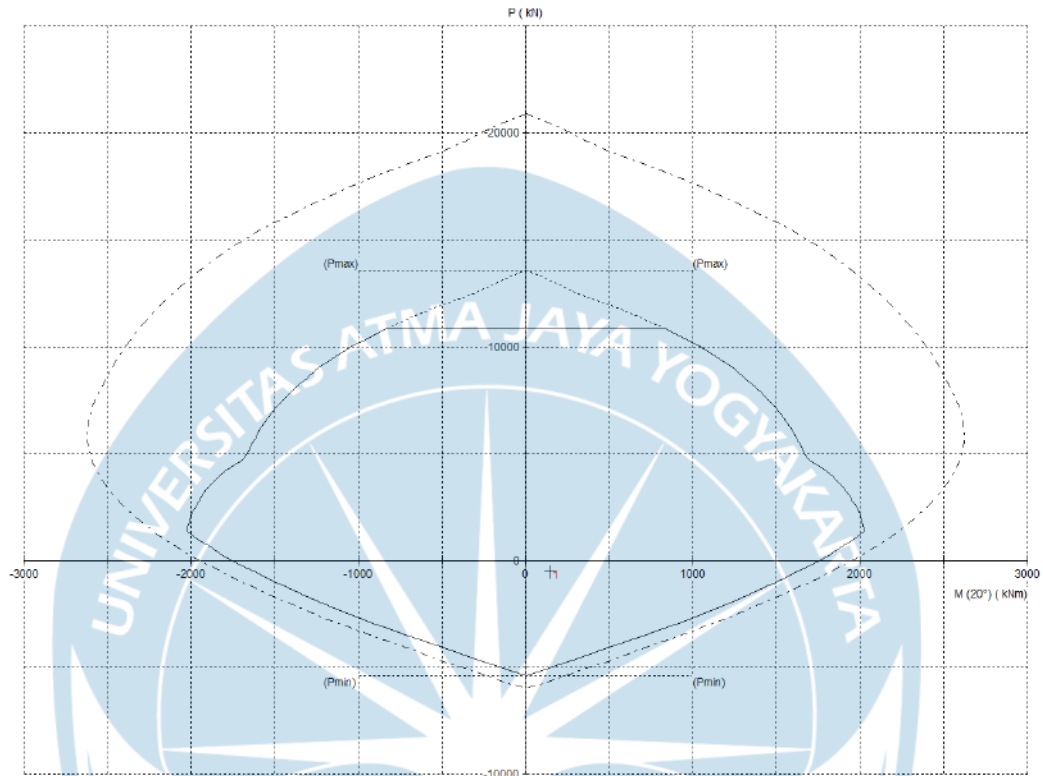
Momen (+)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (2455,3571 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 96,2885 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 2455,3571 \times 420 \times (784,5 - (96,2885 / 2)) \\
 &= 759,3669 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nb,ki} = 1167,3242 \text{ kNm}$$

$$M_{nb,ka} = 759,3669 \text{ kNm}$$



Gambar 2. 50 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 1

Pu:

$$\text{Lantai 2} = 5064,59 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai 1} = 6302,46 \text{ kN}$$

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai: ($\phi = 0,65$)

Kolom di atas Lantai 1 (Lantai 2):

$$\phi M_n = 1590 \text{ kNm}$$

Kolom di bawah Lantai 1 (Tidak Ada):

$$\phi M_n = 0 \text{ kNm}$$

Maka,

$$M_{nc,a} = \frac{\emptyset M_n}{\emptyset} = \frac{1590}{0,65} = 2446,1539 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = \frac{\emptyset M_n}{\emptyset} = \frac{0}{0,65} = 0 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

Pengecekan SCWB= $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

$$= (2446,1539 + 0) \geq 1,2 \times (1167,3242 + 759,3669)$$

$$= 2446,1539 \geq 2312,0292 \quad (\text{SCWB}$$

Terpenuhi)

Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4

$$\begin{aligned} bc &= 800 - 2(40) \\ &= 720 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= bc \times bc \\ &= 720 \times 720 \\ &= 518400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= bh \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_i &= (800 - 2(40) - 2(13) - 25) / 7 \\ &= 95,5714 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ash/sbc (MAX)

$$\text{a) } 0,3 ((A_g / A_{ch}) - 1) \times (F'_c / F_{yt}) = 0,0046914$$

$$\text{b) } 0,09 (F'_c / F_{yt}) = 0,006$$

Kf didapat 0,76 maka dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,09

$$\text{c) } 0,2 \times k_f \times k_n (P_u / (F_{yt} \times A_{ch})) = 0,0063156$$

Dipakai Nilai 0,0063156

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

1. $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$

2. $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= bc \times 0,0063156 \\ &= 720 \times 0,0063156 \\ &= 4,5472 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

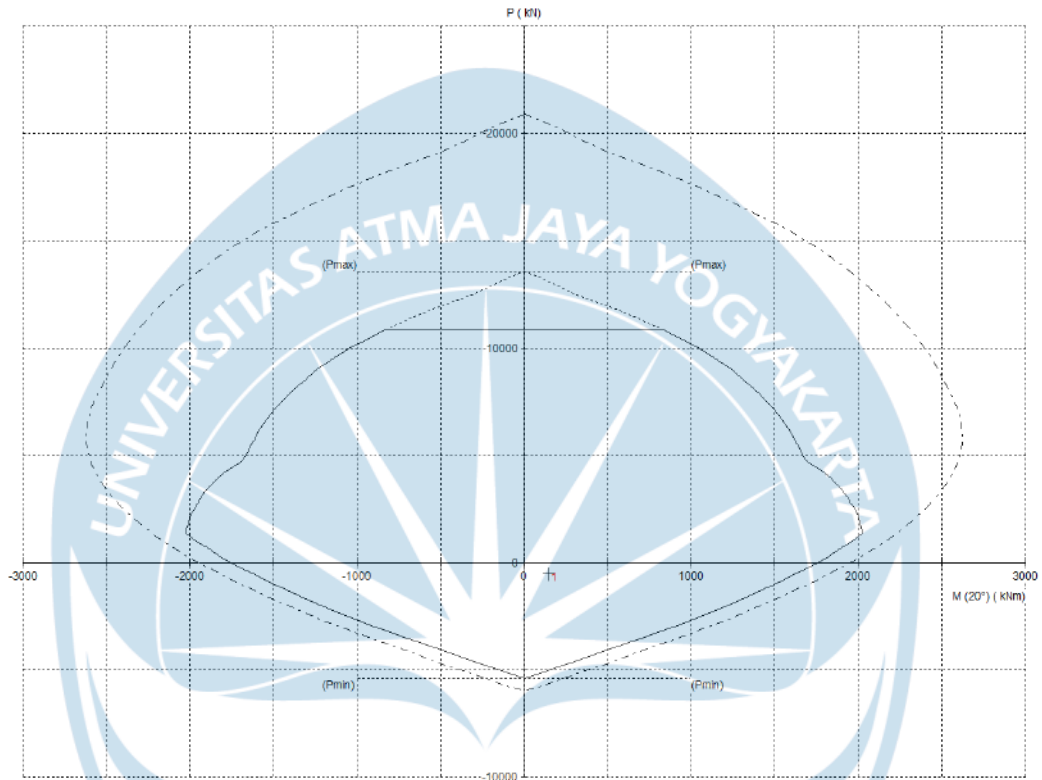
$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 4,5472 \times 100 \\ &= 454,7229 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Kaki Sengkang} &= \text{Ash} / \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \\ &= 454,7229 / \left(\frac{1}{4} \pi 13^2 \right) \\ &= 3,4245 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan Sengkang 4D13 (As = 398,3571 mm²)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2. 51 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 1

Dari hasil Plot didapat:

$$M_{prc \text{ atas}} = 2625 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 2625 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_e &= (2 \times 2625) / 4 \\ &= 1312,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ve tidak boleh melebihi dari:

$$V_e = \frac{(\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah})}{l_u}$$

$$= \frac{(1167,3242 + 759,3669)}{4}$$

$$= 481,6728 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor:

$$V_e = 446,814 \text{ kN (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 481,6728 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka:

$$V_s = V_u / \phi$$

$$= 481,6728 / 0,75$$

$$= 642,2303 \text{ kN}$$

$$A_v/s = V_s / (F_{yt} \times d)$$

$$= 642,2303 / (420 \times 734,5)$$

$$= 2,0819$$

$$A_v = 2,1238 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)}$$

$$= 208,19 \text{ mm}^2$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 4D13 – 100 ($A_s = 531,143 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar 10, maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

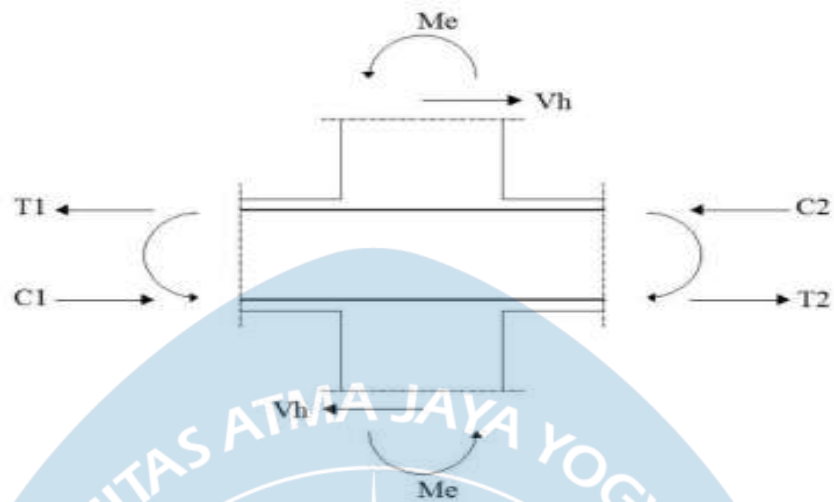
$$V_c = 0,17 \times (1 + (N_u / 14 A_g)) \lambda (F'_c)^{0,5} \times b_w \times d$$

$$= 559,7767 \text{ kN} > V_u (446,814 \text{ kN})$$

Daerah luar 10 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (734,5/2) = 367,25 = 300 \text{ mm}$

namun persyaratan jarak tulangan transversal diluar 10 tidak boleh melebihi 150 mm atau $6d_b$, sehingga dapat dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150.

Hubungan Balok Kolom



Gambar 2. 52 Hubungan Balok-Kolom

Nilai Mpr Balok

$$V_h = 588,282 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (8D25 $A_s = 3928,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 3928,6 \times 420 \\ &= 2062,5 \text{ kN} = C_1 \end{aligned}$$

Tumpuan Tekan (5D25 $A_s = 2455,4 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 2455,4 \times 420 \\ &= 1289,0625 \text{ kN} = C_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_h - T_1 - C_2 \\ &= 588,282 - 2062,5 - 1289,0625 \\ &= (-) 2763 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j$

$$\begin{aligned} A_j &= b \times h \text{ (kolom)} \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j \\ &= 1,7 \times (28)^{0.5} \times 640000 \\ &= 5755,1548 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 5755,1548 \\ &= 4317,866 > V_u (2763,3) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi} \end{aligned}$$

Penulangan geser di daerah HBK:

$$\begin{aligned} A_{sh/s} &= (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'_c)/F_y) \times ((A_g/A_{ch}) - 1)) \\ &= 1,6889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh/s} &= 1/2 \times 0,09 \times ((bc \times F'_c)/F_y) \\ &= 2,16 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Diambil 2,16 mm²/mm

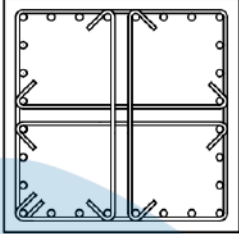
Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 2,16 \times 150 \\ &= 324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

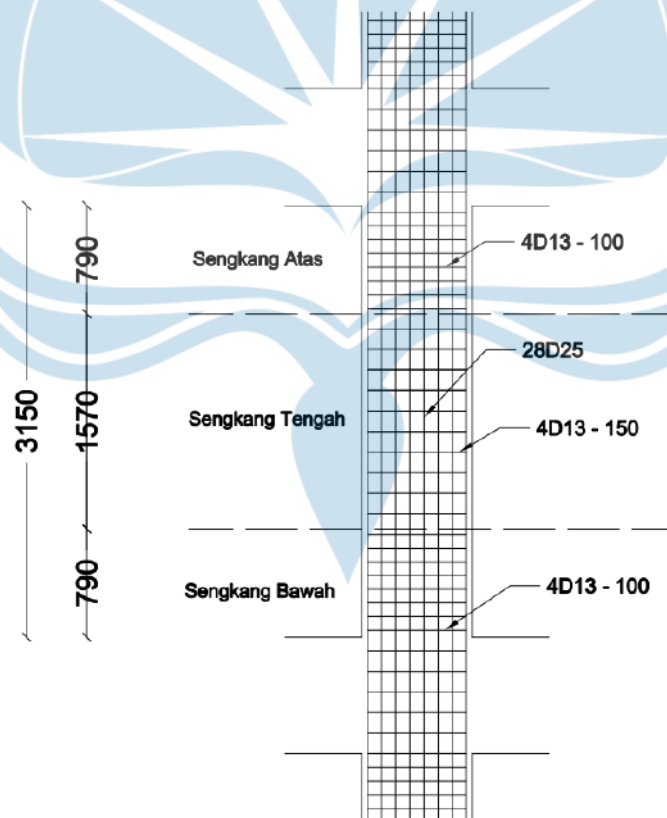
Jumlah Kaki Sengkang:

$$\begin{aligned} n &= A_{sh} / (1/4 \times \phi \times D^2) \\ &= 324 / (1/4 \times \phi \times 13^2) \\ &= 2,44 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan 4D13 – 150.

KOLOM	TULANGAN
K1	
UKURAN KOLOM	800 X 800 mm
TULANGAN LONGTUDINAL	28D25
SENGKANG ATAS	4D13-100
SENGKANG TENGAH	4D13-150
SENGKANG BAWAH	4D13-100

Gambar 2. 53 Kolom K1 800 x 800 mm



Gambar 2. 54 Potongan Penulangan Kolom K1

Data Perencanaan Kolom K1 Lantai 2

Mutu Beton ($F'c$)	= 28 MPa
β_1	= 0,85
Mutu Tulangan (F_y)	= 420 MPa
Tulangan Deform Longitudinal	= 25 mm
Tulangan Deform Geser	= 13 mm

Konfigurasi Kolom

Panjang Kolom (l)	= 4000 mm
Panjang Bersih Kolom (l_n)	= 3150 mm
Lebar Kolom (b)	= 800 mm
Tinggi Kolom (h)	= 800 mm
Selimut Beton	= 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi

a) dan b):

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurusnya tidak dari 0,4.

Maka setelah dicek, didapat:

- 800 mm > 300 mm (OK)
- $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 28D25 ($A_s = 13750 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,023.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \frac{22}{7} 25^2 \\
 &= 491,0714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_g &= (n \times A) / (b \times h) \\ &= (28 \times 491,0714) / (800 \times 800) \\ &= 0,0215 \\ &= 2,15 \%, \text{ di antara } 1 - 6 \% \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Cek SCWB (Strong Column-Weak Beam)

Balok 45 x 85 Bentang 10 Meter

Tumpuan Tarik 8D25 ($A_s = 3928,5714 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 5D25 ($A_s = 2455,3571 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned}a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\ &= (3928,5714 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\ &= 154,06 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\ &= 3928,5714 \times 420 (784,5 - (154,0616 / 2)) \\ &= 1167,324 \text{ kNm}\end{aligned}$$

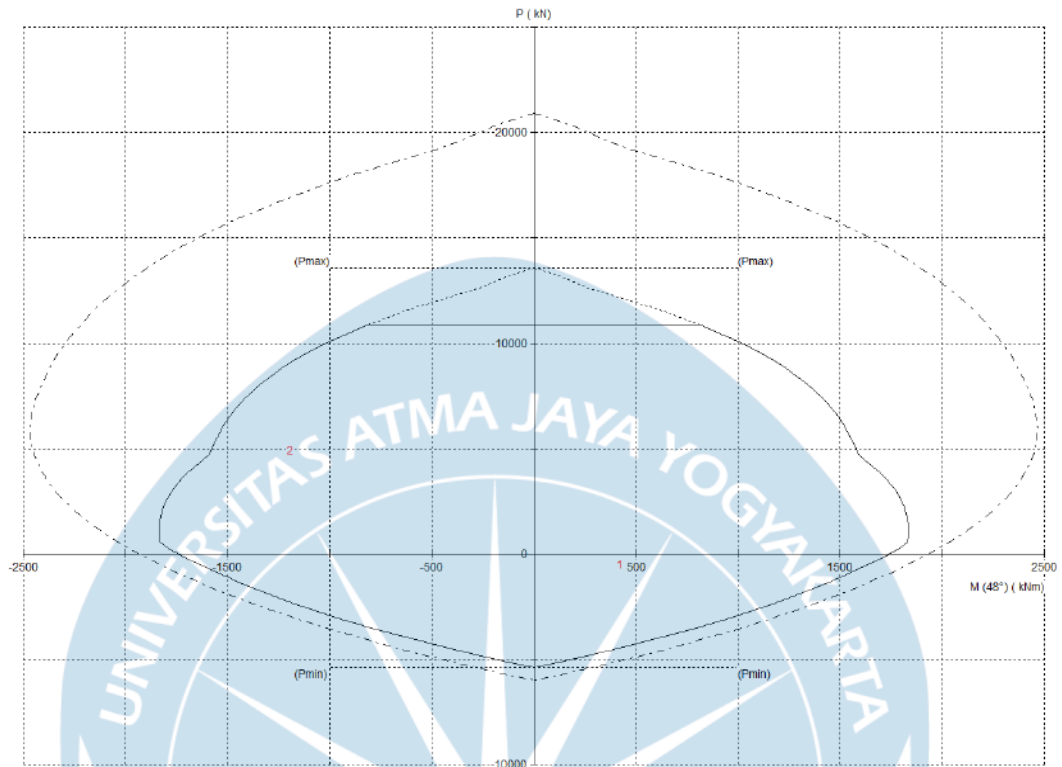
Momen (+)

$$\begin{aligned}a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\ &= (2455,3571 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\ &= 96,289 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\ &= 2455,3571 \times 420 \times (784,5 - (96,2885 / 2)) \\ &= 759,367 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$M_{nb,ki} = 1167,324 \text{ kNm}$$

$$M_{nb,ka} = 759,367 \text{ kNm}$$



Gambar 2. 55 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 2

Pu:

$$\text{Lantai 2} = 5064,59 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai 1} = 6302,46 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai 3} = 3890,62 \text{ kN}$$

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai: ($\phi = 0,65$)

Kolom di atas Lantai 2 (Lantai 3):

$$\phi M_n = 1700 \text{ kNm}$$

Kolom di bawah Lantai 2 (Lantai 1):

$$\phi M_n = 1500 \text{ kNm}$$

Maka,

$$M_{nc,a} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1700}{0,65} = 2615,385 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1500}{0,65} = 2307,692 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

Pengecekan SCWB = $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

$$= (2615,385 + 2307,692) \geq 6/5 \times (1167,324 + 759,367)$$

$$= 4923,077 \geq 2313,029 \text{ (SCWB Terpenuhi).}$$

Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4

$$bc = 800 - 2(40) \\ = 720 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = bc \times bc \\ = 720 \times 720 \\ = 518400 \text{ mm}^2$$

$$A_g = bh \\ = 800 \times 800 \\ = 640000 \text{ mm}^2$$

$$X_i = (800 - 2(40) - 2(13) - 25) / 7 \\ = 95,5714 \text{ mm}$$

Ash/sbc (MAX)

$$a) 0,3 ((A_g / A_{ch}) - 1) \times (F'_c / F_{yt}) = 0,0047$$

$$b) 0,09 (F'_c / F_{yt}) = 0,006$$

Kf didapat 0,76 maka dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,09

$$c) 0,2 \times k_f \times k_n (P_u / (F_{yt} \times A_{ch})) = 0,005075$$

Dipakai Nilai 0,006

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

1. $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$

2. $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= bc \times 0,006021 \\ &= 720 \times 0,006021 \\ &= 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

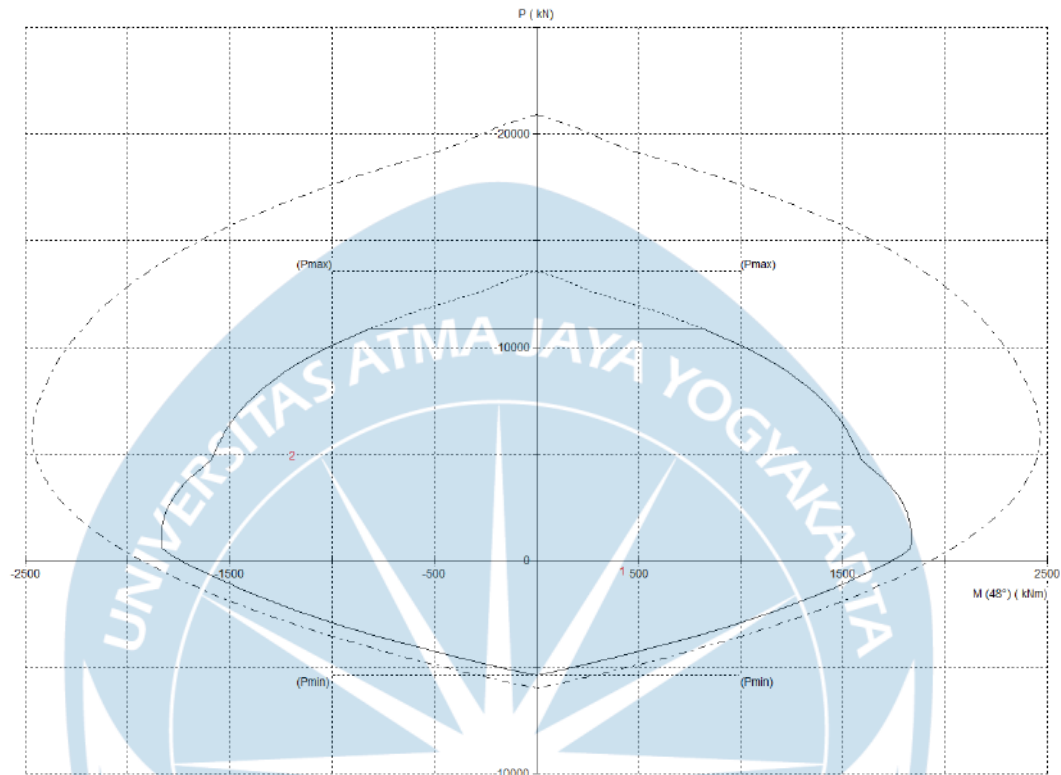
$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 4,32 \times 100 \\ &= 432 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Kaki Sengkang} &= \text{Ash} / \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \\ &= 432 / \left(\frac{1}{4} \pi 13^2 \right) \\ &= 3,253 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan Sengkang 4D13 ($A_s = 531,1429 \text{ mm}^2$)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2. 56 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 2

Dari hasil Plot didapat:

$$M_{prc \text{ atas}} = 2450 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 2450 \text{ kNm}$$

$$V_e = (2 \times 2450) / 4 \\ = 1225 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh melebihi dari:

$$V_e = \frac{(\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah})}{l_u} \\ = \frac{(1167,3242 + 759,3669)}{4} \\ = 481,6728 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor:

$$V_e = 519,761 \text{ kN (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 481,6728 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka:

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi \\ &= 481,6728 / 0,75 \\ &= 642,2303 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v/s &= V_s / (F_{yt} \times d) \\ &= 642,2303 / (420 \times 720) \\ &= 2,0819 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 2,1238 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)} \\ &= 208,19 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 4D13 – 100 ($A_s = 531,1429 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar 10, maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times (1 + (N_u / 14 A_g)) \lambda (F'_c)^{0.5} \times b_w \times d \\ &= 549,754 \text{ kN} > V_u (519,761 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Daerah luar 10 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (734,5/2) = 367,25 = 300 \text{ mm}$

namun persyaratan jarak tulangan transversal diluar 10 tidak boleh melebihi 150 mm atau $6d_b$, sehingga dapat dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150.

Hubungan Balok Kolom

Nilai Mpr Balok

$$V_h = 588,282 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (8D25 $A_s = 3928,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 3928,6 \times 420 \\ &= 2062,5 \text{ kN} = C_1 \end{aligned}$$

Tumpuan Tekan (5D25 $A_s = 1964,286 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 2455,4 \times 420 \\ &= 1289,06 \text{ kN} = C_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_h - T_1 - C_2 \\ &= 588,282 - 2062,5 - 1289,06 \\ &= (-) 2763,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j$

$$\begin{aligned} A_j &= b \times h \text{ (kolom)} \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j \\ &= 1,7 \times (28)^{0.5} \times 640000 \\ &= 5757,155 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 5757,155 \\ &= 4317,866 > V_u (2763,3) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi} \end{aligned}$$

Penulangan geser di daerah HBK

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'c)/F_y) \times ((A_g/A_c) - 1)) \\ &= 1,6889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= 1/2 \times 0,09 \times ((bc \times F'c)/F_y) \\ &= 2,16 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Diambil 2,16 mm²/mm

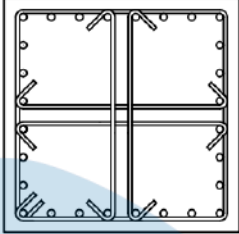
Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 2,16 \times 150 \\ &= 324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

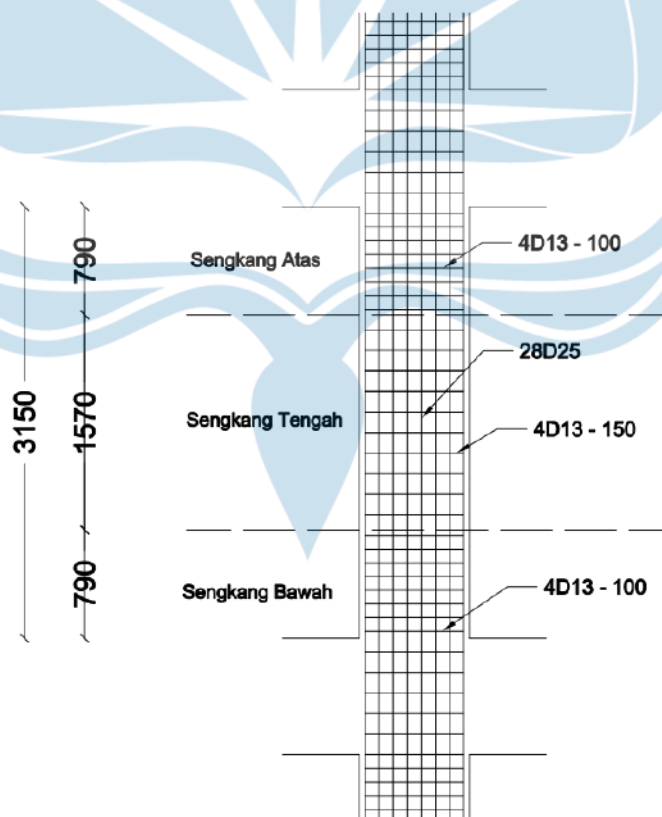
Jumlah Kaki Sengkang:

$$\begin{aligned} n &= \text{Ash} / (1/4 \times \Phi \times D^2) \\ &= 324 / (1/4 \times \Phi \times 13^2) \\ &= 2,44 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan 4D13 – 150.

KOLOM	TULANGAN
K1	
UKURAN KOLOM	800 X 800 mm
TULANGAN LONGTUDINAL	28D25
SENGKANG ATAS	4D13-100
SENGKANG TENGAH	4D13-150
SENGKANG BAWAH	4D13-100

Gambar 2. 57 Kolom K1 800 x 800 mm



Gambar 2. 58 Potongan Penulangan Kolom K1

Data Perencanaan Kolom K1 Lantai 3

Mutu Beton (F'_c)	= 28 MPa
β_1	= 0,85
Mutu Tulangan (F_y)	= 420 MPa
Tulangan Deform Longitudinal	= 25 mm
Tulangan Deform Geser	= 13 mm

Konfigurasi Kolom

Panjang Kolom (l)	= 4000 mm
Panjang Bersih Kolom (ln)	= 3150 mm
Lebar Kolom (b)	= 800 mm
Tinggi Kolom (h)	= 800 mm
Selimut Beton	= 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi

a) dan b):

- a) Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- b) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak dari 0,4.

Maka setelah dicek, didapat:

- a) 800 mm > 300 mm (OK)
- b) $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 28D25 ($A_s = 13750 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,023.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \frac{22}{7} 25^2 \\
 &= 491,0714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_g &= (n \times A) / (b \times h) \\
 &= (28 \times 491,0714) / (800 \times 800) \\
 &= 0,0215 \\
 &= 2,15 \%, \text{ di antara } 1 - 6 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Cek SCWB (Strong Column-Weak Beam)

Balok 45 x 85 Bentang 10 Meter

Tumpuan Tarik 8D25 ($A_s = 3928,5714 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 5D25 ($A_s = 2455,3571 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (3928,5714 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 154,0616 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 3928,5714 \times 420 (784,5 - (154,0616 / 2)) \\
 &= 1167,3242 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

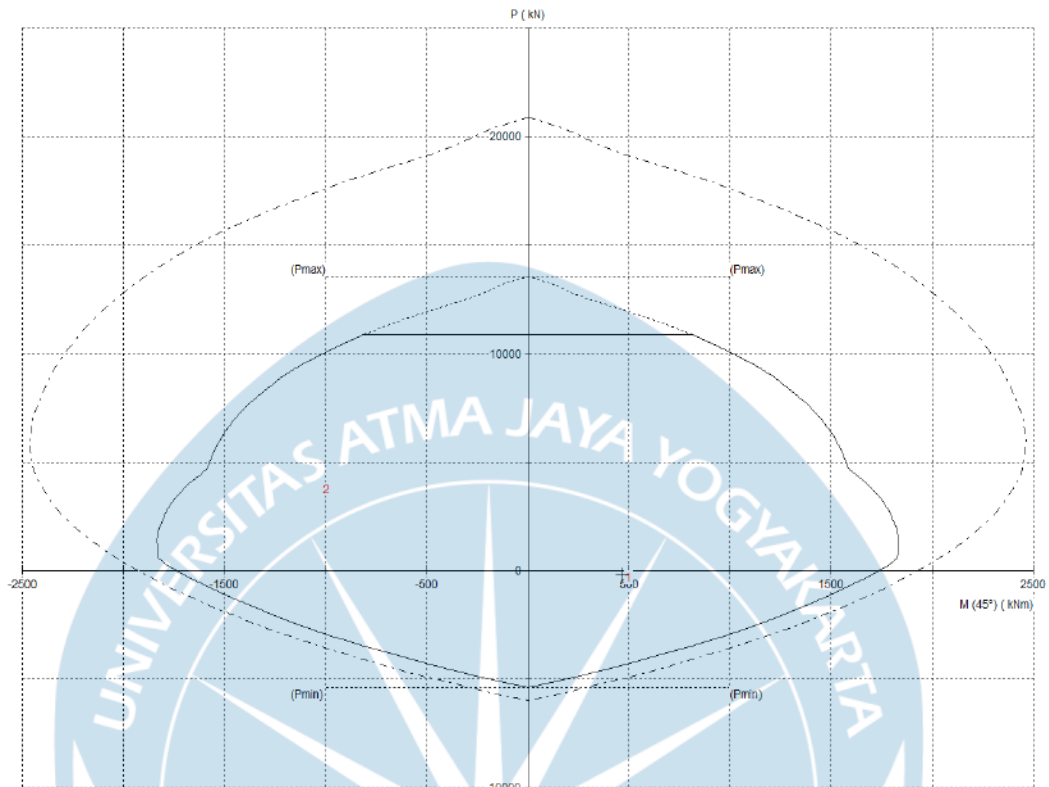
Momen (+)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (2455,3571 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 96,2885 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 2455,3571 \times 420 \times (784,5 - (96,2885 / 2)) \\
 &= 759,3669 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nb,ki} = 1167,3242 \text{ kNm}$$

$$M_{nb,ka} = 759,3669 \text{ kNm}$$



Gambar 2. 59 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 3

Pu:

Lantai 3 = 3890,6 kN

Lantai 2 = 5064,6 kN

Lantai 4 = 2769,2 kN

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai: ($\phi = 0,65$)

Kolom di atas Lantai 3 (Lantai 4):

$\phi M_n = 1750 \text{ kNm}$

Kolom di bawah Lantai 3 (Lantai 2):

$\phi M_n = 1590 \text{ kNm}$

Maka,

$$M_{nc,a} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1750}{0,65} = 2692,3078 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1590}{0,65} = 2446,1539 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

$$\begin{aligned} \text{Pengecekan SCWB} &= \Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \\ &= (2692,3078 + 2446,15385) \geq 6/5 \times \\ &\quad (1167,3242 + 759,3669) \\ &= 5138,5 \geq 2312,0292 \text{ (SCWB Terpenuhi)} \end{aligned}$$

Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4

$$\begin{aligned} bc &= 800 - 2(40) \\ &= 720 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= bc \times bc \\ &= 720 \times 720 \\ &= 518400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= bh \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_i &= (800 - 2(40) - 2(13) - 25) / 7 \\ &= 95,5714 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ash/sbc (MAX)

$$\text{a) } 0,3 ((A_g / A_{ch}) - 1) \times (F'_c / F_{yt}) = 0,0046914$$

$$\text{b) } 0,09 (F'_c / F_{yt}) = 0,006$$

Kf didapat 0,76 maka dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,09

$$\text{c) } 0,2 \times k_f \times k_n (P_u / (F_{yt} \times A_{ch})) = 0,0029$$

Dipakai Nilai 0,006

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

1. $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$

2. $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$\text{Ash/s} = bc \times 0,006021$$

$$= 720 \times 0,006$$

$$= 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Ash} = 4,32 \times 100$$

$$= 432 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Kaki Sengkang} = \text{Ash} / \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right)$$

$$= 432 / \left(\frac{1}{4} \pi 13^2 \right)$$

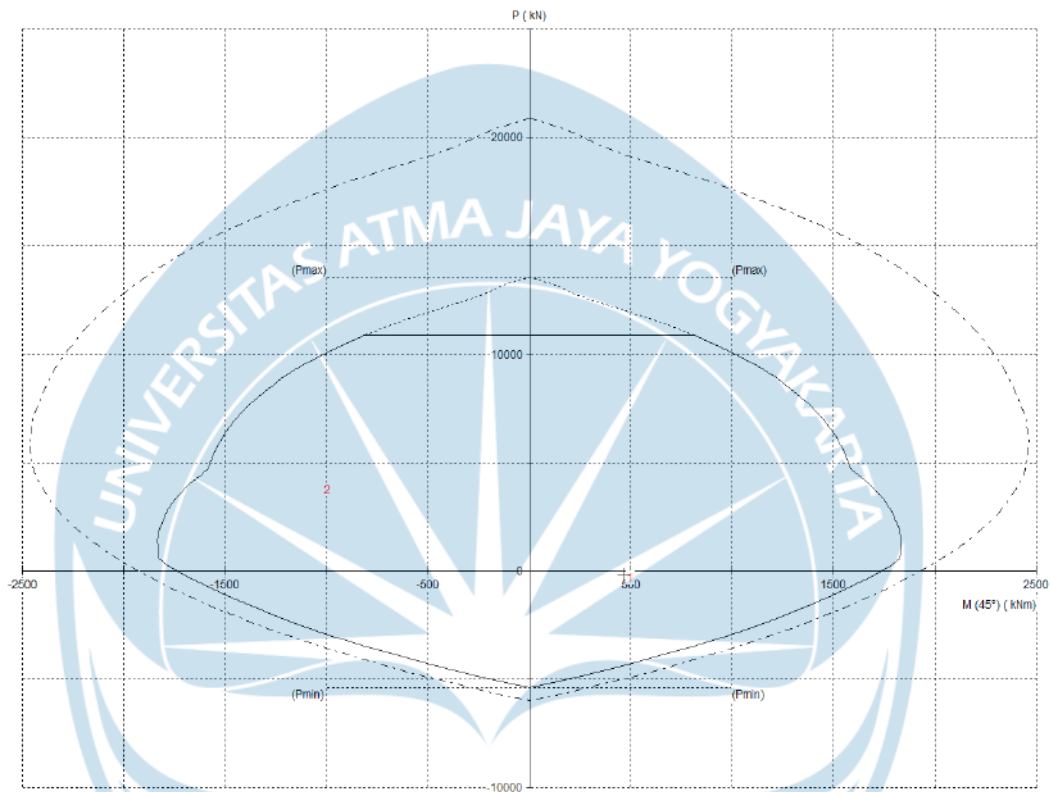
$$= 3,253$$

$$= 4 \text{ kaki}$$

Digunakan Sengkang 4D13 ($A_s = 531,14 \text{ mm}^2$)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2. 60 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 3

Dari hasil Plot didapat:

$$M_{prc \text{ atas}} = 2410 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 2410 \text{ kNm}$$

$$V_e = (2 \times 2410) / 4 \\ = 1205 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh melebihi dari:

$$V_e = \frac{(\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah})}{l_u}$$

$$= \frac{(1167,3242 + 759,3669)}{4}$$

$$= 481,6728 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor:

$$V_e = 467,732 \text{ kN (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 481,6728 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka:

$$V_s = V_u / \phi$$

$$= 481,6728 / 0,75$$

$$= 642,2303 \text{ kN}$$

$$A_v/s = V_s / (F_{yt} \times d)$$

$$= 642,2303 / (420 \times 734,5)$$

$$= 2,0819$$

$$A_v = 2,6319 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)}$$

$$= 208,19 \text{ mm}^2$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 4D13 – 100 ($A_s = 531,14 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar l0, maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

$$V_c = 0,17 \times (1 + (N_u / 14 A_g)) \lambda (F'_c)^{0,5} \times b_w \times d$$

$$= 538,4477 \text{ kN} > V_u (467,732 \text{ kN})$$

Daerah luar l0 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (734,5/2) = 367,25 = 300 \text{ mm}$

namun persyaratan jarak tulangan transversal diluar l0 tidak boleh melebihi 150 mm atau 6db, sehingga dapat dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150.

Hubungan Balok Kolom

Nilai Mpr Balok

$$V_h = 588,282 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (8D25 $A_s = 3928,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 3928,6 \times 420 \\ &= 2062,5 \text{ kN} = C_1 \end{aligned}$$

Tumpuan Tekan (5D25 $A_s = 1964,3 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 2455,36 \times 420 \\ &= 1289,06 \text{ kN} = C_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_h - T_1 - C_2 \\ &= 588,282 - 2062,5 - 1289,06 \\ &= (-) 2763,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j$

$$\begin{aligned} A_j &= b \times h \text{ (kolom)} \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j \\ &= 1,7 \times (28)^{0.5} \times 640000 \\ &= 5757,1548 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 5755,155 \\ &= 4317,866 > V_u (2763,3) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi} \end{aligned}$$

Penulangan geser di daerah HBK

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'c)/F_y) \times ((A_g/A_{ch}) - 1) \\ &= 1,6889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= \frac{1}{2} \times 0,09 \times ((bc \times F'c)/F_y) \\ &= 2,16 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Diambil 2,16 mm²/mm

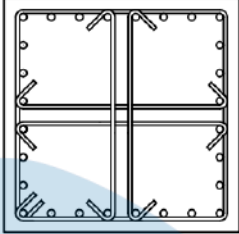
Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 2,16 \times 150 \\ &= 324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

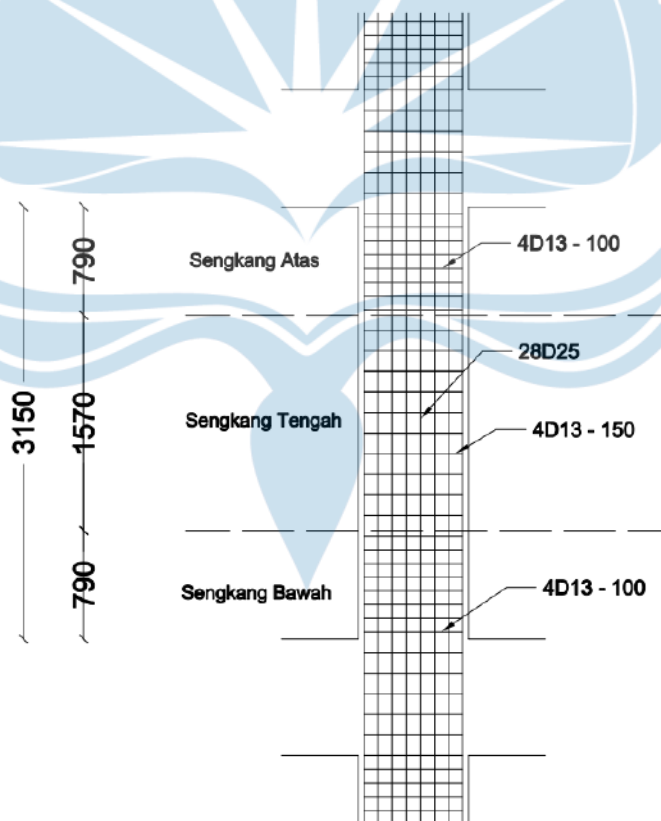
Jumlah Kaki Sengkang:

$$\begin{aligned} n &= \text{Ash} / (1/4 \times \Phi \times D^2) \\ &= 324 / (1/4 \times \Phi \times 13^2) \\ &= 2,44 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan 4D13 – 150

KOLOM	TULANGAN
K1	
UKURAN KOLOM	800 X 800 mm
TULANGAN LONGTUDINAL	28D25
SENGKANG ATAS	4D13-100
SENGKANG TENGAH	4D13-150
SENGKANG BAWAH	4D13-100

Gambar 2. 61 Kolom K1 800 x 800 mm



Gambar 2. 62 Potongan Penulangan Kolom K1

Data Perencanaan Kolom K1 Lantai 4

Mutu Beton ($F'c$)	= 28 MPa
β_1	= 0,85
Mutu Tulangan (F_y)	= 420 MPa
Tulangan Deform Longitudinal	= 25 mm
Tulangan Deform Geser	= 13 mm

Konfigurasi Kolom

Panjang Kolom (l)	= 4000 mm
Panjang Bersih Kolom (ln)	= 3150 mm
Lebar Kolom (b)	= 800 mm
Tinggi Kolom (h)	= 800 mm
Selimut Beton	= 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi

a) dan b):

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak dari 0,4.

Maka setelah dicek, didapat:

- 800 mm > 300 mm (OK)
- $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 28D25 ($A_s = 13750 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,023.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \frac{22}{7} 25^2 \\
 &= 491,0714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_g &= (n \times A) / (b \times h) \\
 &= (28 \times 491,0714) / (800 \times 800) \\
 &= 0,0215 \\
 &= 2,15 \%, \text{ di antara } 1 - 6 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Cek SCWB (Strong Column-Weak Beam)

Balok 45 x 85 Bentang 10 Meter

Tumpuan Tarik 8D25 ($A_s = 2769,2 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 5D25 ($A_s = 2455,4 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (3928,5714 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 154,0616 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 3928,5714 \times 420 (784,5 - (154,0616 / 2)) \\
 &= 1167,3242 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

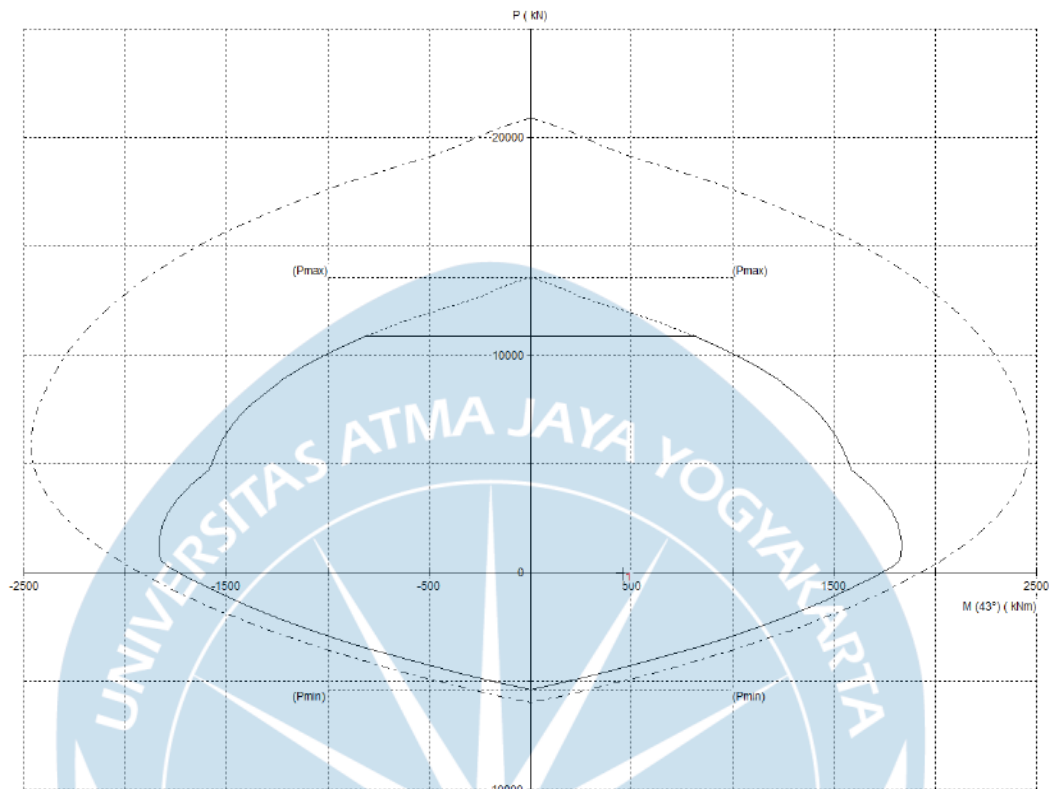
Momen (+)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (2455,3571 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 96,2885 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 2455,3571 \times 420 \times (784,5 - (96,2885 / 2)) \\
 &= 759,3669 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nb,ki} = 1167,3242 \text{ kNm}$$

$$M_{nb,ka} = 759,3669 \text{ kNm}$$



Gambar 2. 63 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 4

Pu:

$$\text{Lantai 4} = 2769,15 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai 3} = 3890,62 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai 5} = 1857,34 \text{ kN}$$

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai: ($\phi = 0,65$)

Kolom di atas Lantai 4 (Lantai 5):

$$\phi M_n = 1800 \text{ kNm}$$

Kolom di bawah Lantai 4 (Lantai 3):

$$\phi M_n = 1700 \text{ kNm}$$

Maka,

$$M_{nc,a} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1800}{0,65} = 2769,231 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1700}{0,65} = 2615,385 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

$$\begin{aligned} \text{Pengecekan SCWB} &= \Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \\ &= (2769,231 + 2615,385) \geq 6/5 \times (1167,3242 \\ &\quad + 759,3669) \\ &= 2446,1539 \geq 2312 \text{ (SCWB Terpenuhi)} \end{aligned}$$

Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4

$$\begin{aligned} bc &= 800 - 2(40) \\ &= 720 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= bc \times bc \\ &= 720 \times 720 \\ &= 518400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= bh \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_i &= (800 - 2(40) - 2(13) - 25) / 7 \\ &= 95,5714 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ash/sbc (MAX)

$$\text{a) } 0,3 ((A_g / A_{ch}) - 1) \times (F'_c / F_{yt}) = 0,0047$$

$$\text{b) } 0,09 (F'_c / F_{yt}) = 0,006$$

Kf didapat 0,76 maka dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,09

$$\text{c) } 0,2 \times k_f \times k_n (P_u / (F_{yt} \times A_{ch})) = 0,0021$$

Dipakai Nilai 0,006

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

$$1. \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$2. 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= bc \times 0,006 \\ &= 720 \times 0,006 \\ &= 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

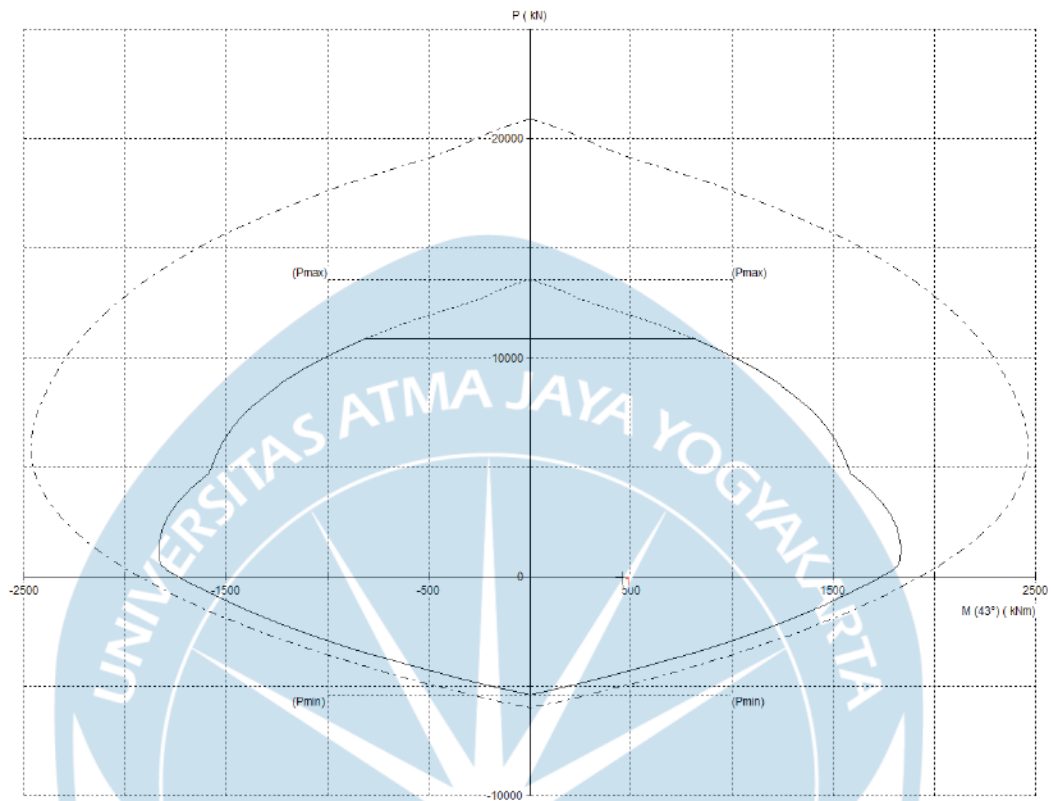
$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 4,32 \times 100 \\ &= 432 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Kaki Sengkang} &= \text{Ash} / \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \\ &= 454,7229 / \left(\frac{1}{4} \pi 13^2 \right) \\ &= 3,4245 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan Sengkang 4D13 ($A_s = 531,14 \text{ mm}^2$)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2. 64 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 4

Dari hasil Plot didapat:

$$M_{prc \text{ atas}} = 2450 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 2450 \text{ kNm}$$

$$V_e = (2 \times 2625) / 4 \\ = 1225 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh melebihi dari:

Ve tidak boleh melebihi dari:

$$V_e = \frac{(\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah})}{l_u} \\ = \frac{(1167,3242 + 759,3669)}{4} \\ = 481,6728 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor:

$$V_e = 389,133 \text{ kN (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 481,6728 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka:

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi \\ &= 481,6728 / 0,75 \\ &= 642,2303 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v/s &= V_s / (F_{yt} \times d) \\ &= 642,2303 / (420 \times 734,5) \\ &= 2,0819 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 2,0819 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)} \\ &= 208,19 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 4D13 – 100 ($A_s = 531,14 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar 10, maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times (1 + (N_u/14A_g)) \lambda (F'_c)^{0.5} \times b_w \times d \\ &= 531,1757 \text{ kN} > V_u (389,133 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Daerah luar 10 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (734/2) = 367,5 = 300 \text{ mm}$

namun persyaratan jarak tulangan transversal diluar 10 tidak boleh melebihi 150 mm atau $6d_b$, sehingga dapat dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150.

Hubungan Balok Kolom

Nilai Mpr Balok

$$V_h = 588,282 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (8D25 $A_s = 3928,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 3928,6 \times 420 \\ &= 2062,5 \text{ kN} = C_1 \end{aligned}$$

Tumpuan Tekan (5D25 $A_s = 1964,286 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 2455,4 \times 420 \\ &= 1289,06 \text{ kN} = C_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_h - T_1 - C_2 \\ &= 588,282 - 2062,5 - 1289,06 \\ &= (-) 2763,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j$

$$\begin{aligned} A_j &= b \times h \text{ (kolom)} \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j \\ &= 1,7 \times (28)^{0.5} \times 640000 \\ &= 5755,1548 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 5755,1548 \\ &= 4317,866 > V_u (2763,3) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi} \end{aligned}$$

Penulangan geser di daerah HBK

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'c)/F_y) \times ((A_g/A_{ch}) - 1) \\ &= 1,6889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= 1/2 \times 0,09 \times ((bc \times F'c)/F_y) \\ &= 2,16 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Diambil 2,16 mm²/mm

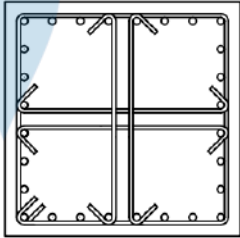
Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 2,16 \times 150 \\ &= 324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

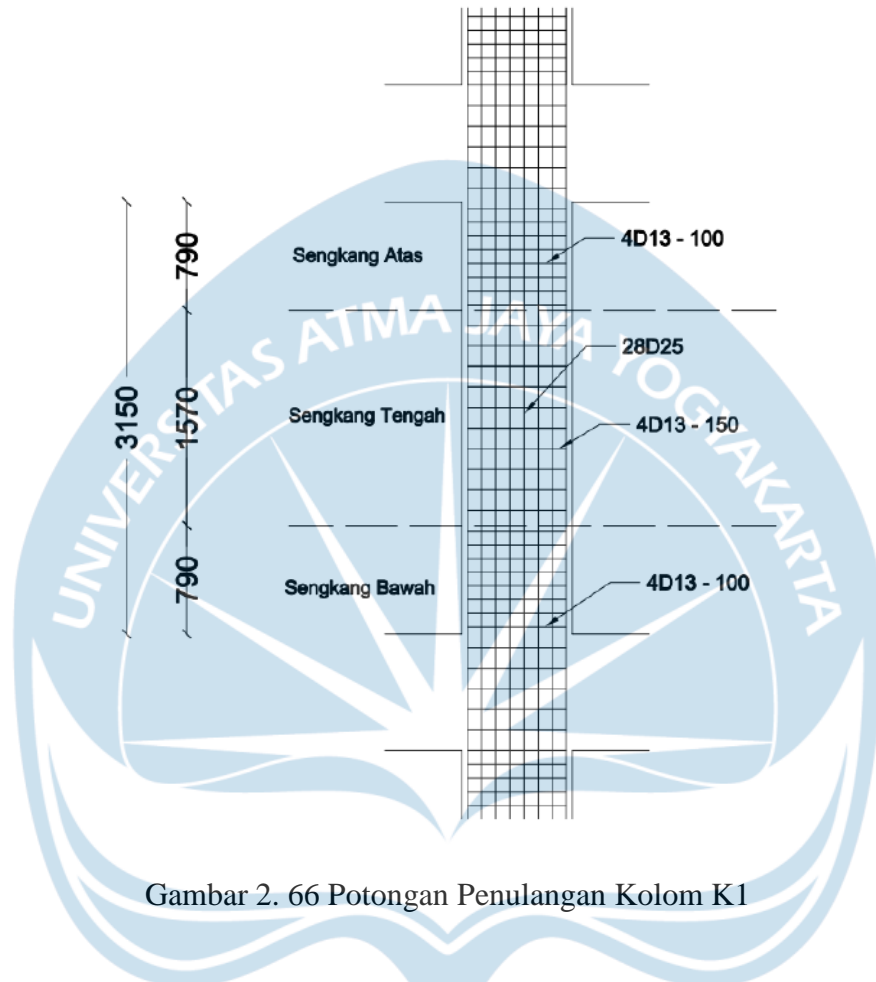
Jumlah Kaki Senggang:

$$\begin{aligned} n &= \text{Ash} / (1/4 \times \text{Phi} \times D^2) \\ &= 324 / (1/4 \times \text{Phi} \times 13^2) \\ &= 2,44 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan 4D13 – 150

KOLOM	TULANGAN
K1	
UKURAN KOLOM	800 X 800 mm
TULANGAN LONGTUDINAL	28D25
SENGKANG ATAS	4D13-100
SENGKANG TENGAH	4D13-150

Gambar 2. 65 Kolom K1 800 x 800 mm



Gambar 2. 66 Potongan Penulangan Kolom K1

Data Perencanaan Kolom K1 Lantai 5

Mutu Beton ($F'c$)	= 28 MPa
β_1	= 0,85
Mutu Tulangan (F_y)	= 420 MPa
Tulangan Deform Longitudinal	= 25 mm
Tulangan Deform Geser	= 13 mm

Konfigurasi Kolom

Panjang Kolom (l)	= 4000 mm
Panjang Bersih Kolom (l_n)	= 3150 mm
Lebar Kolom (b)	= 800 mm

Tinggi Kolom (h)	= 800 mm
Selimut Beton	= 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi

a) dan b):

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak dari 0,4.

Maka setelah dicek, didapat:

- $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)
- $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 28D25 ($A_s = 13750 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,023.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \frac{22}{7} 25^2 \\
 &= 491,0714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_g &= (n \times A) / (b \times h) \\
 &= (28 \times 491,0714) / (800 \times 800) \\
 &= 0,0215 \\
 &= 2,15 \%, \text{ di antara } 1 - 6 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Cek SCWB (Strong Column-Weak Beam)

Balok 45 x 85 Bentang 10 Meter

Tumpuan Tarik 8D25 ($A_s = 3928,5714 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 5D25 ($A_s = 2455,3571 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (3928,5714 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 154,0616 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 3928,5714 \times 420 (784,5 - (154,0616 / 2)) \\
 &= 1167,3242 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

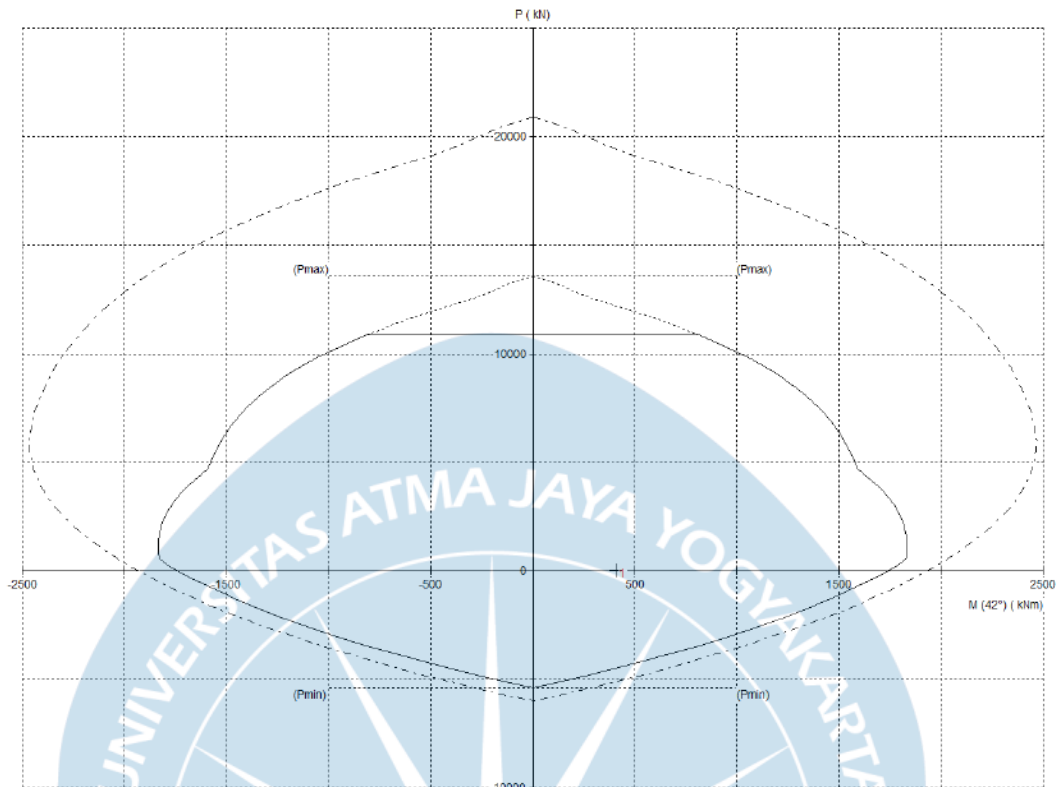
Momen (+)

$$\begin{aligned}
 a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\
 &= (2455,3571 \times 420) / (0,85 \times 28 \times 450) \\
 &= 96,2885 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times F_y (d - (a / 2)) \\
 &= 2455,3571 \times 420 \times (784,5 - (96,2885 / 2)) \\
 &= 759,3669 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nb,ki} = 1167,3242 \text{ kNm}$$

$$M_{nb,ka} = 759,3669 \text{ kNm}$$



Gambar 2. 67 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 5

Pu:

Lantai 4 = 1857,3 kN

Lantai 5 = 2769,2 kN

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai: ($\phi = 0,65$)

Kolom di atas Lantai 5 (Tidak ada):

$$\phi M_n = 0 \text{ kNm}$$

Kolom di bawah Lantai 5 (Lantai 4):

$$\phi M_n = 1750 \text{ kNm}$$

Maka,

$$M_{nc,a} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{0}{0,65} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{1750}{0,65} = 2692,308 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$

$$\begin{aligned} \text{Pengecekan SCWB} &= \Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \\ &= (0 + 2692,308) \geq 1,2 \times (1167,3242 + \\ &\quad 759,3669) \\ &= 2692,3 \geq 2312 \text{ (SCWB Terpenuhi)} \end{aligned}$$

Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4

$$\begin{aligned} bc &= 800 - 2(40) \\ &= 720 \text{ mm} \\ A_{ch} &= bc \times bc \\ &= 720 \times 720 \\ &= 518400 \text{ mm}^2 \\ A_g &= bh \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \\ X_i &= (800 - 2(40) - 2(13) - 25) / 7 \\ &= 95,5714 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ash/sbc (MAX)

$$\text{a) } 0,3 ((A_g / A_{ch}) - 1) \times (F'_c / F_{yt}) = 0,0047$$

$$\text{b) } 0,09 (F'_c / F_{yt}) = 0,006$$

Kf didapat 0,76 maka dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,09

$$\text{c) } 0,2 \times k_f \times k_n (P_u / (F_{yt} \times A_{ch})) = 0,0014$$

Dipakai Nilai 0,006

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

1. $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
2. $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= bc \times 0,006 \\ &= 720 \times 0,006 \\ &= 4,32 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

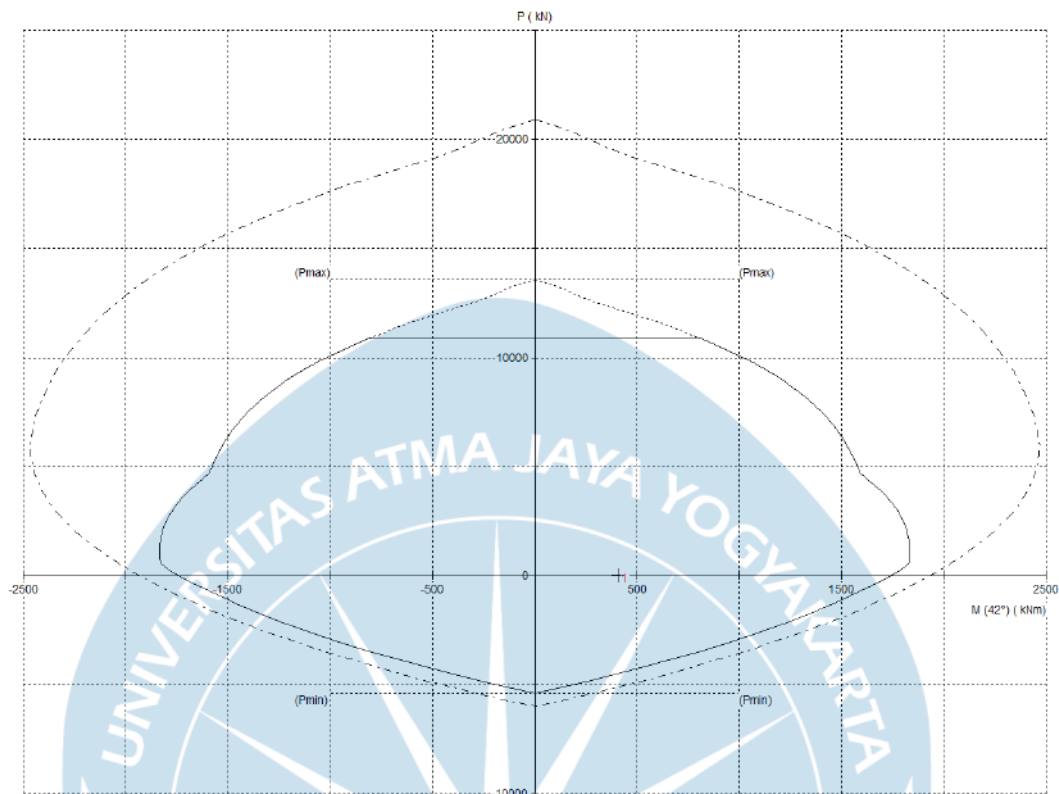
$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 4,32 \times 100 \\ &= 432 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Kaki Sengkang} &= \text{Ash} / \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) \\ &= 432 / \left(\frac{1}{4} \pi 13^2 \right) \\ &= 3,25 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan Sengkang 4D13 ($A_s = 531,14 \text{ mm}^2$)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2. 68 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 5

Dari hasil Plot didapat:

$$M_{prc \text{ atas}} = 2450 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 2450 \text{ kNm}$$

$$V_e = (2 \times 2450) / 4 \\ = 1225 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh melebihi dari:

Ve tidak boleh melebihi dari:

$$V_e = \frac{(\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah})}{l_u} \\ = \frac{(1167,3242 + 759,3669)}{4} \\ = 481,6728 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor:

$$V_e = 284,352 \text{ kN (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 481,6728 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka:

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi \\ &= 481,6728 / 0,75 \\ &= 642,2303 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v/s &= V_s / (F_yt \times d) \\ &= 642,2303 / (420 \times 734,5) \\ &= 2,0819 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 2,6319 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)} \\ &= 208,19 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 4D13 – 100 ($A_s = 531,14 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar 10, maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times (1 + (N_u/14A_g)) \lambda (F'_c)^{0.5} \times b_w \times d \\ &= 564,059 \text{ kN} > V_u (284,352 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Daerah luar 10 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (734,5/2) = 367,25 = 300 \text{ mm}$

namun persyaratan jarak tulangan transversal diluar 10 tidak boleh melebihi 150 mm atau 6db, sehingga dapat dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150.

Hubungan Balok Kolom

Nilai Mpr Balok

$$V_h = 588,282 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (8D25 $A_s = 3928,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 3928,6 \times 420 \\ &= 2062,5 \text{ kN} = C_1 \end{aligned}$$

Tumpuan Tekan (5D25 $A_s = 1964,286 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 2455,4 \times 420 \\ &= 1289,06 \text{ kN} = C_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_h - T_1 - C_2 \\ &= 588,282 - 2062,5 - 1289,06 \\ &= (-) 2763,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j$

$$\begin{aligned} A_j &= b \times h \text{ (kolom)} \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j \\ &= 1,7 \times (28)^{0.5} \times 640000 \\ &= 5755,1548 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 5755,1548 \\ &= 4317,9 > V_u (2763,3) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi} \end{aligned}$$

Penulangan geser di daerah HBK

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'c)/F_y) \times ((A_g/A_{ch}) - 1)) \\ &= 1,6889 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= 1/2 \times 0,09 \times ((bc \times F'c)/F_y) \\ &= 2,16 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Diambil 2,16 mm²/mm

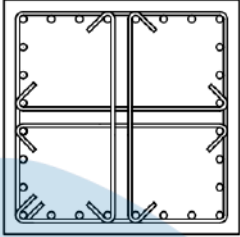
Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 2,16 \times 150 \\ &= 324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

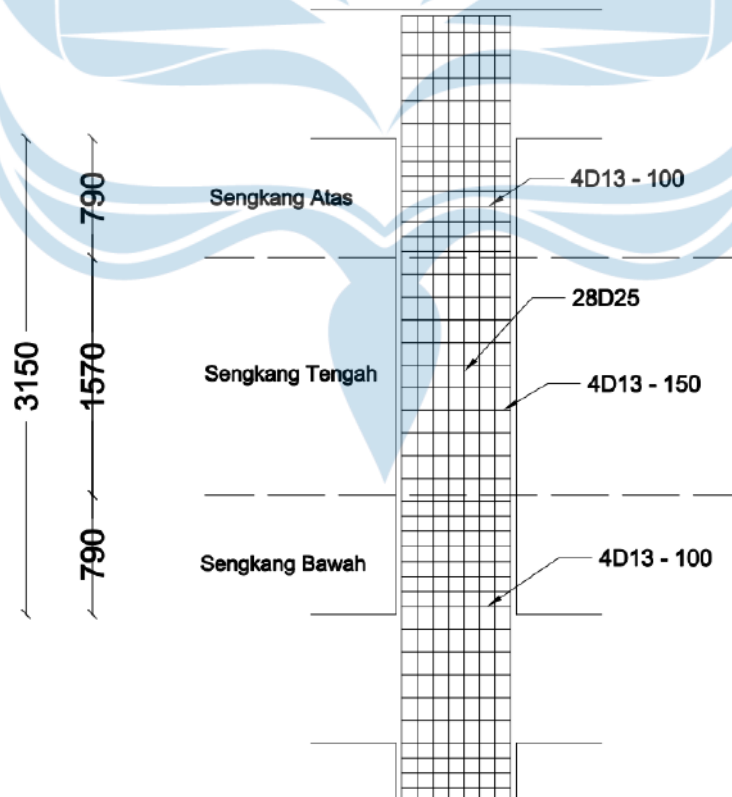
Jumlah Kaki Sengkang:

$$\begin{aligned} n &= \text{Ash} / (1/4 \times \text{Phi} \times D^2) \\ &= 234 / (1/4 \times \text{Phi} \times 13^2) \\ &= 2,44 \\ &= 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan 4D13 – 150

KOLOM	TULANGAN
K1	
UKURAN KOLOM	800 X 800 mm
TULANGAN LONGTUDINAL	28D25
SENGKANG ATAS	4D13-100
SENGKANG TENGAH	4D13-150
SENGKANG BAWAH	4D13-100

Gambar 2. 69 Kolom K1 800 x 800 mm



Gambar 2. 70 Potongan Penulangan Kolom K1