

BAB 2

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 *Preliminary Design*

Gedung Jamu Artisan Center yang berada di Jalan C. Simanjuntak, Kecamatan Gondokusuman, Daerah Istimewa Yogyakarta terbagi menjadi dua Gedung yang bersifat tipikal. Dimana gedung satu memiliki tiga lantai dan gedung dua memiliki empat lantai. Lantai satu sampai lantai tiga memiliki tinggi empat meter, sedangkan untuk lantai empat memiliki tinggi tiga meter. Gedung Jamu Artisan Center ini memiliki kolom struktur dengan ukuran 70×70 cm. Selain itu, bangunan ini memiliki balok induk dengan ukuran 40×80 cm dan adapun balok anak pada bangunan ini memiliki ukuran 25×50 cm serta pelat lantai 150 mm.

Balok

- Balok Induk
Bentang = 10 Meter
Tinggi Balok = $L/21$
= $10/21$
= 0,4762 m, dibulatkan menjadi 0,5 m
Tinggi Dipakai = 0.8 m = 80cm
Lebar Balok = $\frac{1}{2} \times$ Tinggi Balok
= $\frac{1}{2} \times 0,4762$
= 0,2381 m, dibulatkan menjadi 0,25 m
Lebar Pakai = $1/2 \times 0.8$
= 0.4 m = 40 cm
Jadi, dimensi Balok Utama ialah : 40 cm x 80 cm
- Balok Anak
Bentang = 10 Meter
Tinggi Balok = $L/21$
= $10/21$
= 0,4762 m, dibulatkan menjadi 0,5 m
Lebar Balok = $\frac{1}{2} \times$ Tinggi Balok
= $\frac{1}{2} \times 0,4762$
= 0,2381 m, dibulatkan menjadi 0,25 m
Jadi, dimensi Balok Anak ialah : 25 cm x 50 cm

Pelat Lantai dan Atap

$$\begin{aligned}\text{Bentang} &= (L \text{ terpendek}) / 24 \\ \text{Tebal Pelat} &= 3,4/24 \\ &= 0,14167 \text{ meter} = 141,67 \text{ mm} \\ \text{Tebal Pelat Digunakan} &= 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kolom

- **Lantai 3**

Beban Mati (Qd) Pada lantai (PPBG Revisi Febuari 2014)

$$\text{Berat Pelat lantai} = 0,15 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Pasir} = 0,01 \times 17 \text{ kN/m}^3 = 0,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat penutup lantai} = 1 \times 0,24 \text{ kN/m}^3 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat Spesi 1cm} = 1 \times 0,21 \text{ kN/m}^3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat langit-langit} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ME} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total Qd} = 4,780 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Hidup (QL)} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Beban yang Dipikul Kolom

Beban Mati

$$\begin{aligned}\text{Beban dari Pelat Lantai} &= Qd \times A \\ &= 4,780 \times (10 \times 10) \\ &= 487 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban sendiri balok (X+Y)} &= 2 \times (0,4 \times 0,8 \times 10) \times 23,54 \\ &= 150,656 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Kolom} &= \text{asumsi kolom } 40 \times 40 \\ &= (0,4 \times 0,4 \times 4) \times 24 \\ &= 15,36 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Dinding} &= 2,5 \times \text{tinggi} \times \text{panjang dinding} \\ &= 2,5 \times 4 \times 10 \\ &= 100 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Total (Nd)} = 753,016 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Hidup (NI)} &= QL \times A \\ &= 4,79 \times (10 \times 10) \\ &= 479 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pu (Beban terpusat dipikul oleh Kolom)

$$\begin{aligned} P_u &= 1.2 N_d + 1.6 N_l \\ &= 1.2(830.104) + 1.6(479) \\ &= 1670,019 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi P_n = P_u$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \{0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} \\ &= 0,85 \{0,85 \times 25 (A_g - 0,01 A_g) + 420 \times 0,01 A_g\} \\ &= 21,4519 A_g \end{aligned}$$

$$P_u = 0,65 \times 21,4519 A_g$$

$$P_u = 13,9437 A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{13,9437}$$

$$A_g = \frac{1670,019 \times 1000 \text{ N}}{13,9437 \text{ N/mm}^2} = 119768,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi kolom} \sqrt{119768,6} = 346,076 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai} = 70 \times 70 \text{ cm}$$

- **Lantai 2**

$$\text{Beban Mati pada lantai (Qd)} = 4,87 \text{ kN/m}^2$$

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

Beban yang dipikul Kolom

Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Beban dari Pelat Lantai} &= Q_d \times A \\ &= 4,87 \times (10 \times 10) \\ &= 487 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok (X+Y)} &= 2 \times (0.4 \times 0.8 \times 10) \times 23.54 \\ &= 150,656 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Kolom} &= \text{asumsi kolom } 40 \times 40 \\ &= (0.4 \times 0.4 \times 4) \times 24 \\ &= 15.36 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat kolom sebelumnya} &= (0.5 \times 0.5 \times 4) \times 753,016 \\ &= 754,016 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Dinding} &= 2.5 \times \text{tinggi} \times \text{panjang dinding} \\ &= 2.5 \times 4 \times 10 \\ &= 100 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total (Nd)} = 1507,032 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Hidup (NI)} &= QL \times A \\ &= 4.79 \times (10 \times 10) \\ &= 479 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pu (Beban terpusat dipikul oleh Kolom)

$$\begin{aligned} P_u &= 1.2 N_d + 1.6 N_I \\ &= 1.2(1507,032) + 1.6 (479) \\ &= 2574,838 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi P_n = P_u$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \{0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} \\ &= 0,85 \{0,85 \times 25 (A_g - 0,01 A_g) + 420 \times 0,01 A_g\} \\ &= 21,4519 A_g \end{aligned}$$

$$P_u = 0,65 \times 21,4519 A_g$$

$$P_u = 13,9437 A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{13,9437}$$

$$A_g = \frac{2574,838 \times 1000 \text{ N}}{13,9437 \text{ N/mm}^2} = 184659.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi kolom} \sqrt{184659.4} = 429,7201 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai} = 70 \times 70 \text{ cm}$$

- **Lantai 1**

$$\text{Beban Mati pada lantai (Qd)} = 4.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Hidup} = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

Beban yang dipikul Kolom

Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Beban dari Pelat Lantai} &= Q_d \times A \\ &= 4,87 \times (10 \times 10) \\ &= 630 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok (X+Y)} &= 2 \times (0.4 \times 0.8 \times 10) \times 23.54 \\ &= 150,656 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Kolom} &= \text{asumsi kolom } 40 \times 40 \\ &= (0.4 \times 0.4 \times 4) \times 24 \\ &= 15.36 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat kolom sebelumnya} &= (0.5 \times 0.5 \times 4) \times 1507,032 \\
 &= 1508,032 \text{ kN} \\
 \text{Berat Dinding} &= 2.5 \times \text{tinggi} \times \text{panjang dinding} \\
 &= 2.5 \times 4 \times 10 \\
 &= 100 \text{ kN} \\
 \text{Total (Nd)} &= 2261,048 \text{ kN} \\
 \text{Beban Hidup (NI)} &= QL \times A \\
 &= 4.79 \times (10 \times 10) \\
 &= 479 \text{ kN} \\
 \text{Pu (Beban terpusat dipikul oleh Kolom)} & \\
 \text{Pu} &= 1.2 \text{ Nd} + 1.6 \text{ NI} \\
 &= 1.2(2261,048) + 1.6 (479) \\
 &= 3479,658 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= P_u \\
 P_n &= 0,85 \{0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} \\
 &= 0,85 \{0,85 \times 25 (A_g - 0,01 A_g) + 420 \times 0,01 A_g\} \\
 &= 21,4519 A_g
 \end{aligned}$$

$$P_u = 0,65 \times 21,4519 A_g$$

$$P_u = 13,9437 A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{13,9437}$$

$$A_g = \frac{3479,658 \times 1000 \text{ N}}{13,9437 \text{ N/mm}^2} = 249550,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi kolom} \sqrt{249550,2} = 499,55 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai} = 70 \times 70 \text{ cm}$$

- **Parkiran**

$$\text{Beban Mati pada lantai (Qd)} = 4,87 \text{ kN/m}^2$$

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

Beban yang dipikul Kolom

Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Beban dari Pelat Lantai} &= Q_d \times A \\
 &= 4,87 \times (10 \times 10) \\
 &= 487 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban sendiri balok (X+Y)} = 2 \times (0.4 \times 0.8 \times 10) \times 23.54$$

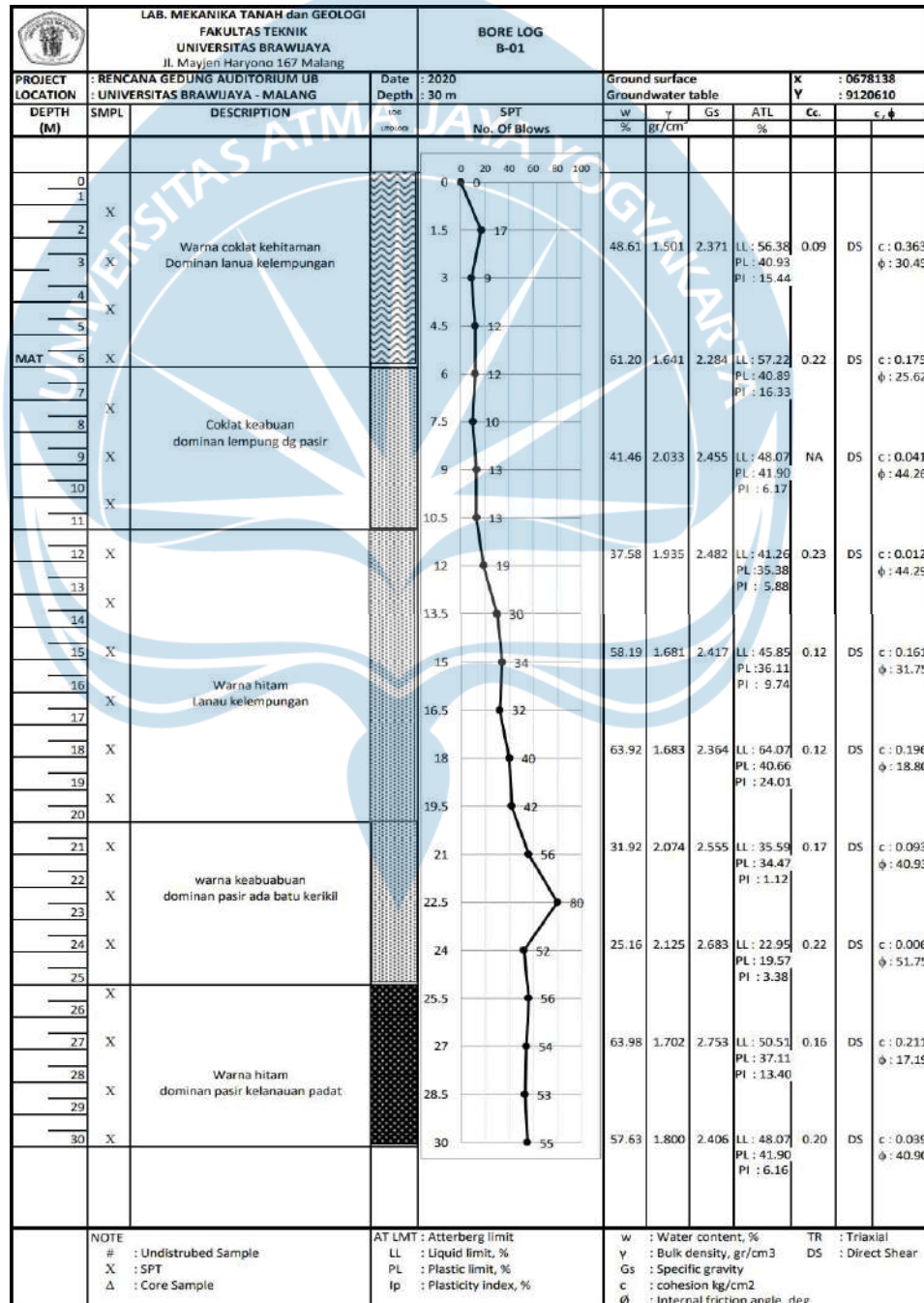
$$\begin{aligned}
&= 150,656 \text{ kN} \\
\text{Berat Kolom} &= \text{asumsi kolom } 40 \times 40 \\
&= (0.4 \times 0.4 \times 4) \times 24 \\
&= 15.36 \text{ kN} \\
\text{Berat kolom sebelumnya} &= (0.5 \times 0.5 \times 4) \times 2261,048 \\
&= 2262,048 \text{ kN} \\
\text{Berat Dinding} &= 2.5 \times \text{tinggi} \times \text{panjang dinding} \\
&= 2.5 \times 4 \times 10 \\
&= 100 \text{ kN} \\
\text{Total (Nd)} &= 3015,064 \text{ kN} \\
\text{Beban Hidup (NI)} &= QL \times A \\
&= 4.79 \times (10 \times 10) \\
&= 479 \text{ kN} \\
\text{Pu (Beban terpusat dipikul oleh Kolom)} \\
\text{Pu} &= 1.2 \text{ Nd} + 1.6 \text{ NI} \\
&= 1.2 (3015,064) + 1.6 (479) \\
&= 4384,477 \text{ kN} \\
\Phi P_n &= P_u \\
P_n &= 0,85 \{0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} \\
&= 0,85 \{0,85 \times 25 (A_g - 0,01 A_g) + 420 \times 0,01 A_g\} \\
&= 21,4519 A_g \\
P_u &= 0,65 \times 21,4519 A_g \\
P_u &= 13,9437 A_g \\
A_g &= \frac{P_u}{13,9437} \\
A_g &= \frac{4384,477 \times 1000 \text{ N}}{13,9437 \text{ N/mm}^2} = 314441 \text{ mm}^2 \\
\text{Dimensi kolom} &= \sqrt{314441} = 560,7504 \text{ mm} \\
\text{Dipakai} &= 70 \times 70 \text{ cm}
\end{aligned}$$

2.2 Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

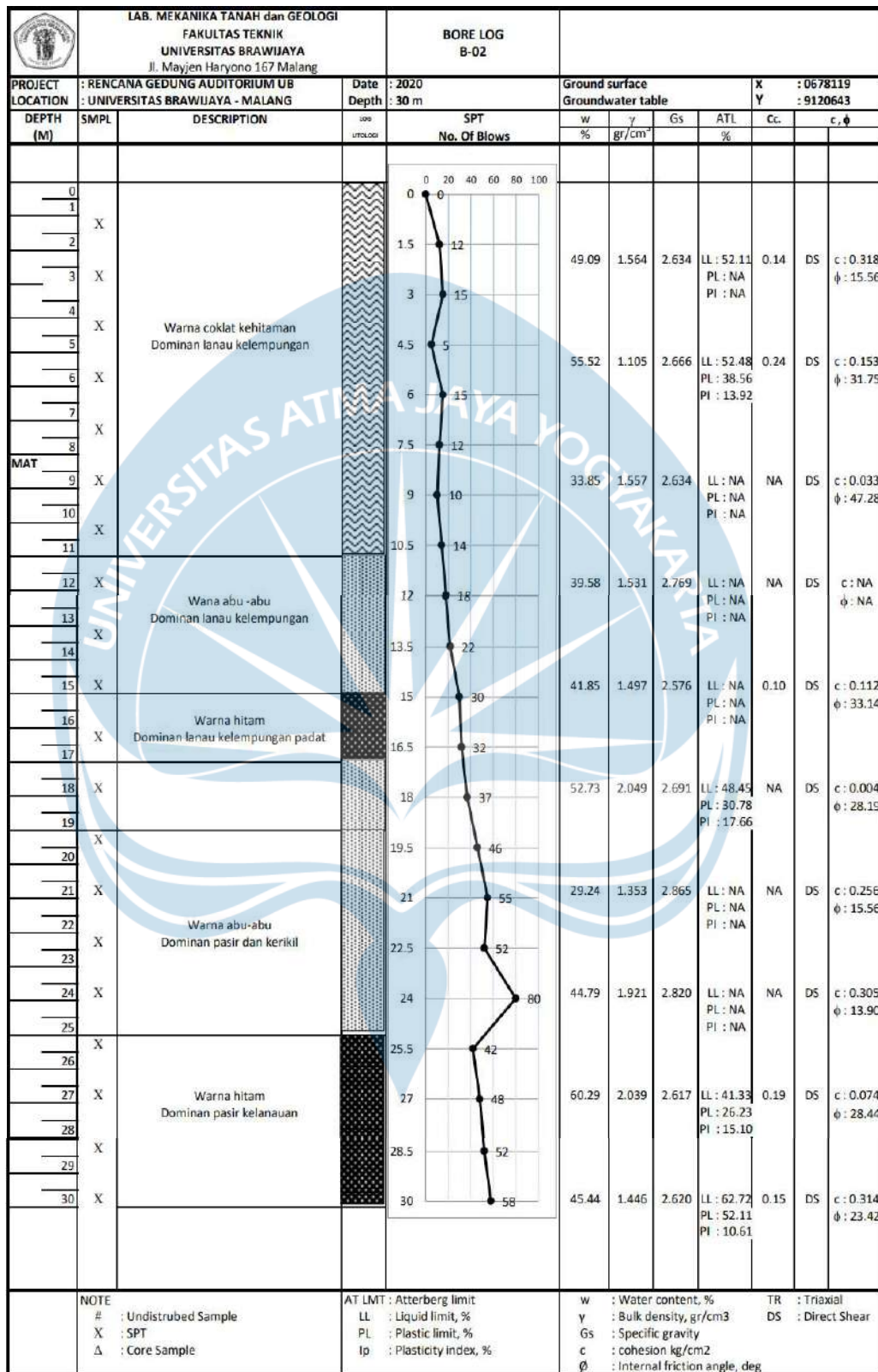
Proses Interpretasi data tanah dilakukan dengan cara menerjemahkan data tanah yang sudah disurvei. Data tanah yang kompleks ini diterjemahkan menjadi lebih sederhana sehingga dapat lebih mudah dipahami. Setelah melakukan interpretasi data

tanah maka langkah selanjutnya adalah menentukan kelas situs yang dapat dilihat dari respon spektrum.

Uji daya dukung tanah dapat dilakukan dari uji SPT atau *Standard Penetration Test* dan uji CPT atau *Cone Penetrometer Test*. Data tanah yang dimiliki oleh penulis yaitu dari uji SPT dimana akan diperoleh dari hasil *Bor Log* seperti pada Gambar 2.2 dan 2.3 yang nantinya akan didapatkan kelas situs.



Gambar 2.1 Bor Log-1



Gambar 2.2 Bor Log-2

2.2.1 Menentukan Kelas Situs

Berdasarkan data yang tertera pada Gambar 2.2. dan Gambar 2.3, dapat diketahui bahwa data tanah dari BOR LOG-1 dan BOR LOG-2 memiliki kedalaman tanah hingga 30 meter. Data tersebut dapat digunakan untuk menentukan klasifikasi situs. Menurut SNI 1726:2019 tentang cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan profil tanah. Profil tanah dapat dilihat sampai kedalaman 30 meter dari permukaan tanah dengan menggunakan rumus:

$$\text{Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata} = N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n N_i}$$

Tabel 2.1 Tabel Perhitungan Rata-Rata N

kedalaman (m)	d_i	N_i	$d_i N_i$
0 - 1,5	1,5	12	0,1250
1,5 - 3	1,5	15	0,1000
3 - 4,5	1,5	5	0,3000
4,5 - 6	1,5	15	0,1000
6 - 7,5	1,5	12	0,1250
7,5 - 9	1,5	10	0,1500
9 - 10,5	1,5	14	0,1071
10,5 - 12	1,5	18	0,0833
12 - 13,5	1,5	22	0,0682
13,5 - 15	1,5	30	0,0500
15 - 16,5	1,5	32	0,0469
16,5 - 18	1,5	37	0,0405
18 - 19,5	1,5	46	0,0326
19,5 - 21	1,5	55	0,0273
21 - 22,5	1,5	52	0,0288
22,5 - 24	1,5	80	0,0188
24 - 25,5	1,5	42	0,0357
25,5 - 27	1,5	48	0,0313
27 - 28,5	1,5	52	0,0288
28,5 - 30	1,5	58	0,0259
Jumlah	30		1,5252
Rata-rata		19,6692	

Dari data kedalaman 30, setelah dilakukan perhitungan pada table di atas, diketahui bahwa rata rata terkecil, $N = 19,6692$. Berdasarkan Gambar 2.3 dari SNI 1726:2019, angka tersebut masuk dalam situs tanah sedang (SD)

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

Gambar 2.3 SNI 1726:2019

2.2.2 Kategori Risiko

Berdasarkan Gambar 2.4 dari SNI 1726:2019 jenis pemanfaatan Jamu Artisan Center sebagai gedung pusat perbelanjaan, maka bangunan ini termasuk dalam kategori risiko II.

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Gambar 2.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

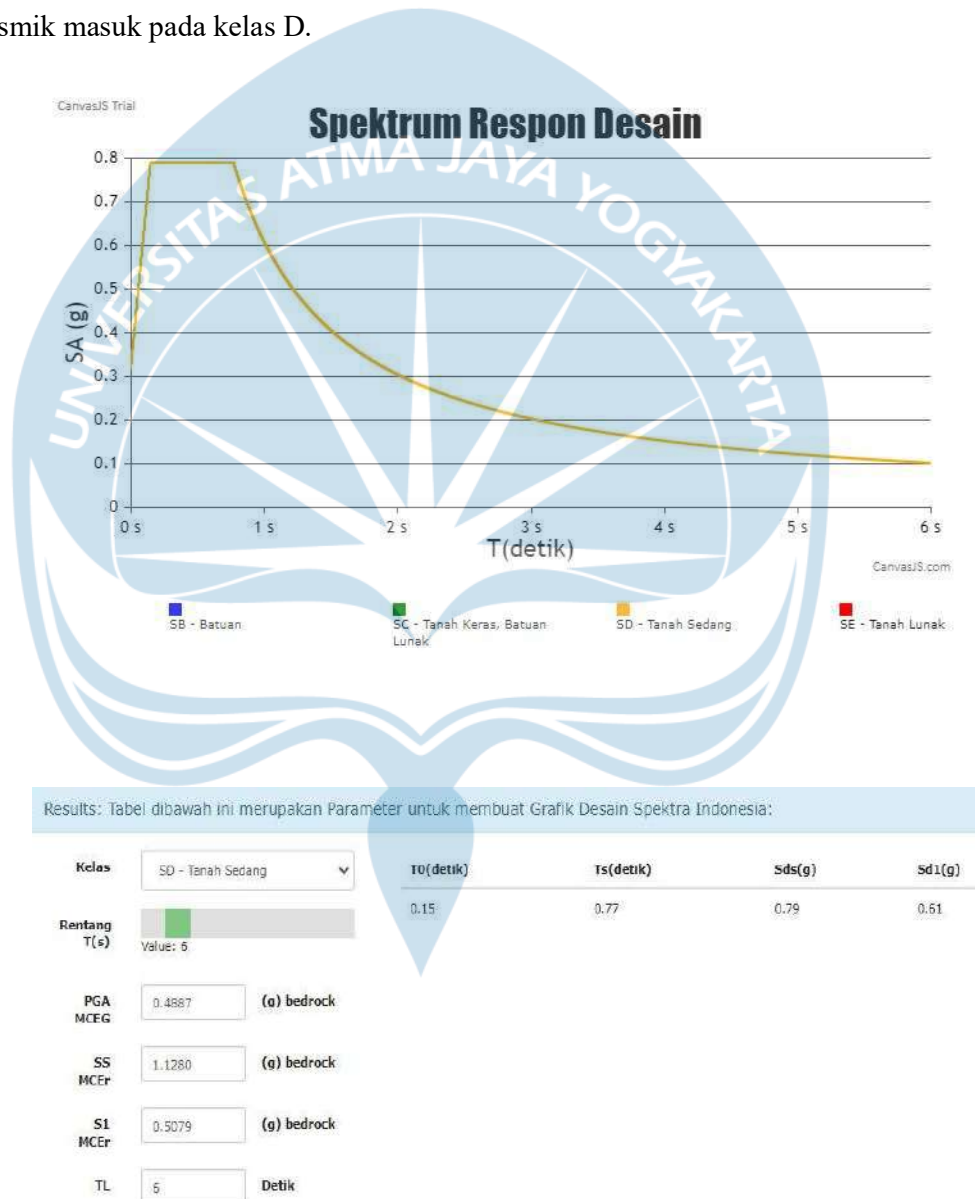
Dengan menggunakan informasi tersebut, dapat diketahui bahwa faktor keutamaan gempa Gedung Jamu Artisan Center sebesar 1,0. Seperti yang dapat dilihat pada data dari Gambar 2.5.

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

Gambar 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

2.2.3 Kategori Desain Seismik

Langkah pertama untuk menentukan kategori desain seismik dapat dilihat pada spektrum respon desain melalui *website* Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR dengan cara menginputkan nama kota yang tanahnya akan ditinjau. Dengan demikian, akan muncul nilai SDS dan SD1 seperti yang tertera pada Gambar 2.6 yang tertera pada SNI1726:2019. Berdasarkan penjabaran gambar yang ada di bawah ini, Kategori Desain Seismik masuk pada kelas D.



$$Sds = 0,79 \text{ g}; Sd1 = 0,61 \text{ g}; T0 = 0,15 \text{ s}; Ts = 0,77 \text{ s}$$

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

Gambar 2.8 Data Periode Fundamental Gedung

$T_a = 0,565059136$ detik; $H_n = 16$ meter; $C_t = 0,0466$; $X = 0,9$

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

Gambar 2.9 Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 detik

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

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Gambar 2.10 Data SNI

2.2.4 Penentuan Koefisien Modifikasi Respons (R)

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½		TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^g	TI ^g	TI ^g
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^f	TI ^f	TI ^f
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^h	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ^h	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10

Gambar 2.11 Data Koefisien Modifikasi Respons

Berdasarkan tabel di atas, maka digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan $R = 8$

2.3 Penentuan Sistem Struktur

Sistem struktur yang ada pada bangunan yang diatur pada SNI 2847:2019 dibedakan menjadi beberapa sistem, seperti berikut:

- Sistem pemikul gaya seismik (*Seismic-force-resisting system*). Sistem ini adalah bagian struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa. Pembangunan gedung umum yang dilakukan dengan menggunakan ketentuan yang sesuai dengan kombinasi beban yang legal.

- b) Sistem rangka pemikul momen (*Moment frame*), merupakan rangka dimana terdapat komponen balok, pelat, kolom dan joint untuk menahan gaya lentur, gaya geser, dan gaya aksial.
- c) Sistem rangka pemikul momen biasa atau (*Ordinary Moment Frame*). Rangka balok atau rangka pelan kolom yang dicor ditempat yang memenuhi persyaratan. KDS D merupakan persyaratan desain seismik yang harus dimiliki oleh sebuah bangunan.
- d) Sistem rangka pemikul momen khusus atau (*Special Moment Frame*) merupakan salah satu sistem yang digunakan sebuah bangunan. Sistem rangka ini mengharuskan bangunan tersebut termasuk KDS C, D dan E.
- e) Sistem rangka pemikul momen menengah atau (*intermediate Moment Frame*) merupakan sistem yang digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang di cor ditempat.

Pada Gedung Jamu Artisan Center, menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*Special Moment Frame*). Sistem rangka ini digunakan karena bangunan ini didesain untuk menahan gaya lentur dan geser.

2.4 Perencanaan Pembebanan Struktur

Gedung Jamu Artisan Center memiliki dua bangunan utama dan jembatan penghubung diantara dua gedung tersebut. Gedung satu memiliki tiga lantai dan gedung dua memiliki empat lantai. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur mengikuti data-data yang ada pada *preliminary design*, interpretasi data tanah, dan penentuan kelas situs.

Gedung Kanan

Berat Satuan Lantai Atap (t=150 mm)	
Berat Sendiri Pelat = $0,15 \times 24$	= 3,6 kN/m ²
Waterproofing	= 0,5 kN/m ²
Plafon, MEP, dll	= 0,25 kN/m ²
Dead Load	= 4,35 kN/m ²
DL input software (tanpa berat sendiri)	= 4,35 – 3,6
	= 0.75 kN/m ²

1. Berat Satuan Lantai Tipikal

Berat sendiri pelat	= 3,6 kN/m ²
Berat pasir 1 cm	= 0,17 kN/m ²
Spesi 1 cm	= 0,2 kN/m ²
Penutup lantai	= 0,24 kN/m ²
Partisi	= 0,5 kN/m ²
Plafon, MEP, dll	= 0,15 kN/m ²
Dead Load	= 4,86 kN/m ²
DL input software (tanpa berat sendiri)	= 4,86 – 3,6
	= 1,26 kN/m ²

2. Berat Satuan Balok dan Kolom

Balok Induk 400 mm x 800 mm	= 0,40 x (0,80-0,15) x 24
	= 6,24 kN/m
Balok Anak 250 mm x 500 mm	= 0,25 x (0,5-0,15) x 24
	= 2,1 kN/m
Kolom Induk 1 700 mm x 700 mm	= 0,70 x 0,70 x 24
	= 11,76 kN/m
Kolom Induk 2 700 mm x 900 mm	= 0,70 x 0,90 x 24
	= 15,12 kN/m

3. Berat Tiap Lantai

Lantai Parkiran : Pelat Lantai

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= ((10 \times 36) + (8 \times 4)) \times 4,86 \\ &= 1905,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Balok Induk 400 mm x 800 mm

$$\begin{aligned} &= ((5 \times 10) + (2 \times 36) + (2 \times 8) + (2 \times 8)) \times 6,24 \\ &= 911,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Anak 250 mm x 500 mm} &= (9 \times 10) \times 2,1 \\ &= 785,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 700 x 700} &= (10 \times 4/2) \times 11,76 \\ &= 235,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 700 x 900} &= (3 \times 4/2) \times 15,12 \\ &= 90,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{W1} = 3927,48 \text{ kN}$$

Lantai 1 : Pelat Lantai

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= ((10 \times 36) + (8 \times 4)) \times 4,86 \\ &= 1905,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Balok Induk 400 mm x 800 mm

$$\begin{aligned} &= ((5 \times 10) + (2 \times 36) + (2 \times 8) + (2 \times 8)) \times 6,24 \\ &= 911,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Anak 250 mm x 500 mm} &= (9 \times 10) \times 2,1 \\ &= 785,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 700 x 700} &= (10 \times 4/2) \times 11,76 \\ &= 235,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 700 x 900} &= (3 \times 4/2) \times 15,12 \\ &= 90,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{W2} = 3927,48 \text{ kN}$$

Lantai 2 : Pelat Lantai

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= ((10 \times 36) + (8 \times 4)) \times 4,86 \\ &= 1905,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Balok Induk 400 mm x 800 mm

$$\begin{aligned} &= ((5 \times 10) + (2 \times 36) + (2 \times 8) + (2 \times 8)) \times 6,24 \\ &= 911,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Anak 250 mm x 500 mm} &= (9 \times 10) \times 2,1 \\ &= 785,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 700 x 700} &= (10 \times 4/2) \times 11,76 \\ &= 235,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 700 x 900} &= (3 \times 4/2) \times 15,12 \\ &= 90,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{W3} = 3927,48 \text{ kN}$$

Lantai 3 : Pelat Lantai

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= ((10 \times 36) + (8 \times 4)) \times 4,86 \\ &= 1905,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Balok Induk 400 mm x 800 mm

$$\begin{aligned} &= ((5 \times 10) + (2 \times 36) + (2 \times 8) + (2 \times 8)) \times 6,24 \\ &= 911,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok Anak } 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} &= (9 \times 10) \times 2,1 \\ &= 785,4 \text{ kN} \\ \text{Kolom } 700 \times 700 &= (10 \times 4/2) \times 11,76 \\ &= 235,2 \text{ kN} \\ \text{Kolom } 700 \times 900 &= (3 \times 4/2) \times 15,12 \\ &= 90,72 \text{ kN} \\ \text{W4} &= 3927,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat Atap

$$\text{Watap} = (\text{Dari Perhitungan Atap}) = 1330,8 \text{ kN (Etabs)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat mati total (W)} &= W1 + W2 + W3 + W4 + \text{Watap} \\ &= 3927,48 + 3927,48 + 3927,48 + 3927,48 + 1330,8 \\ &= 17040,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Perhitungan Gaya Geser Dasar (V)

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

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ C_s \text{ yang digunakan} &= 0,099 \\ W \text{ yang digunakan} &= 14655,21 \text{ kN} \\ \text{Gaya geser dasar (V)} &= 0,099 \times 14655,21 \\ &= 1447,193 \text{ kN} \\ \text{Dengan menggunakan K} &= 1,0325 \end{aligned}$$

Tabel 2.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar

Lantai	W_x (Kg)	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x \cdot h_x^k$
3	339675.6	3331.08	15	54563.13
2	339675.6	3331.08	12	43335.09
1	339675.6	3331.08	8	28511.86
P	339675.6	3331.08	4	13938.37
Jumlah			39	140348.4

Pengaruh Beban Gempa Vertikal Pada Kombinasi Beban

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

$$S_{Ds} = 0,79$$

$$P = 1,3$$

$$1,2 + 0,2 S_{Ds} = 1,358$$

$$0,9 - 0,2 S_{Ds} = 0,742$$

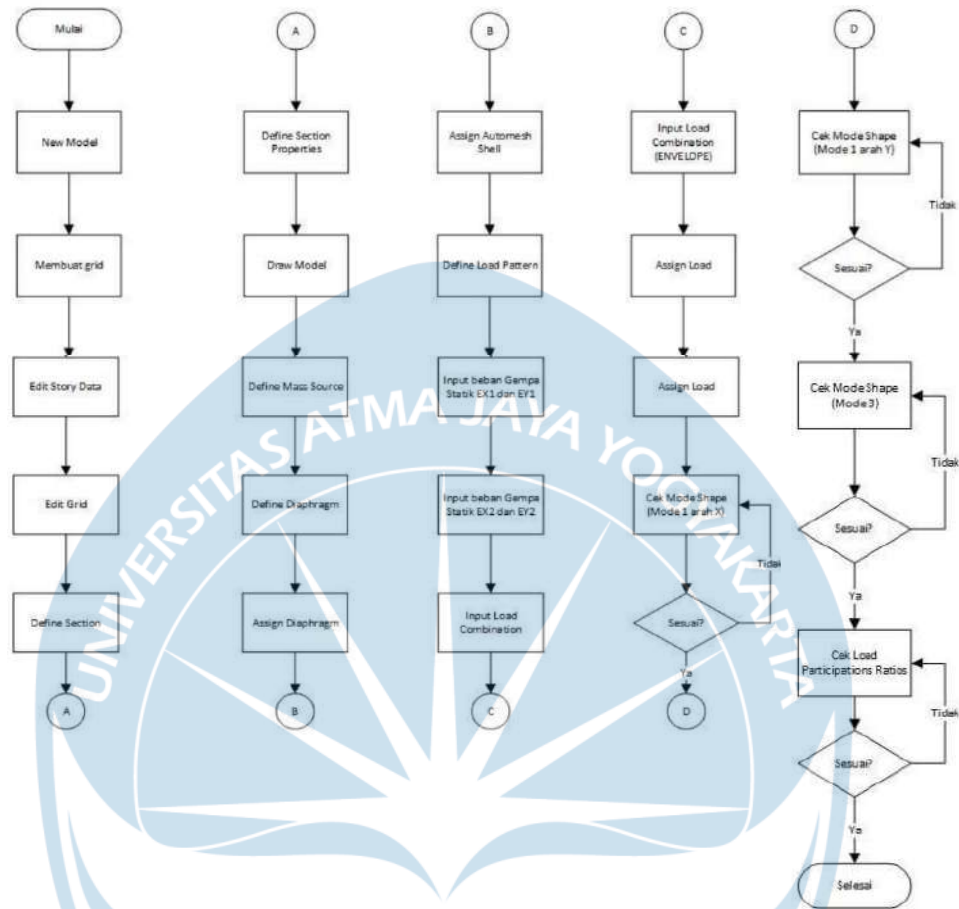
$$0,3 \rho = 0,39$$

Tabel 2.3 Kombinasi Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen

No	Kombinasi Beban
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L
3	1.358 D + 1.0 L + 1.3 Ex + 0.39 Ey
4	1.358 D + 1.0 L + 1.3 Ex - 0.39 Ey
5	1.358 D + 1.0 L - 1.3 Ex + 0.39 Ey
6	1.358 D + 1.0 L - 1.3 Ex - 0.39 Ey
7	1.358 D + 1.0 L + 0.39 Ex + 1.3 Ey
8	1.358 D + 1.0 L - 0.39 Ex + 1.3 Ey
9	1.358 D + 1.0 L + 0.39 Ex - 1.3 Ey
10	1.358 D + 1.0 L - 0.39 Ex - 1.3 Ey
11	0.742 D + 1.3 Ex + 0.39 Ey
12	0.742 D + 1.3 Ex - 0.39 Ey
13	0.742 D - 1.3 Ex + 0.39 Ey
14	0.742 D - 1.3 Ex - 0.39 Ey
15	0.742 D + 0.39 Ex + 1.3 Ey
16	0.742 D - 0.39 Ex + 1.3 Ey
17	0.742 D + 0.39 Ex - 1.3 Ey
18	0.742 D - 0.39 Ex - 1.3 Ey

2.5 Pemodelan Struktur

Pembuatan pemodelan struktur Gedung Jamu Artisan Center di Yogyakarta menggunakan software ETABS dengan langkah-langkah sebagai berikut:



Gambar 2.12 Langkah-Langkah Pemodelan Gedung

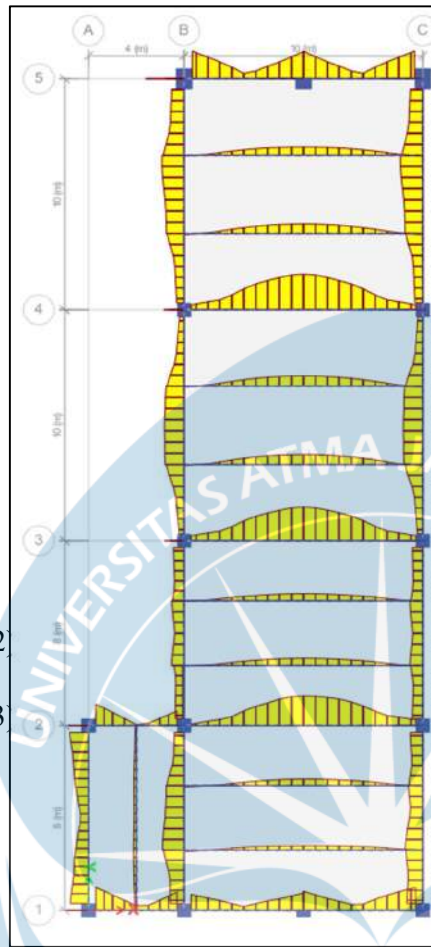
2.6 Interpretasi *Output* Pemodelan

Berikut adalah *output* dari pemodelan Gedung Jamu Artisan Center:

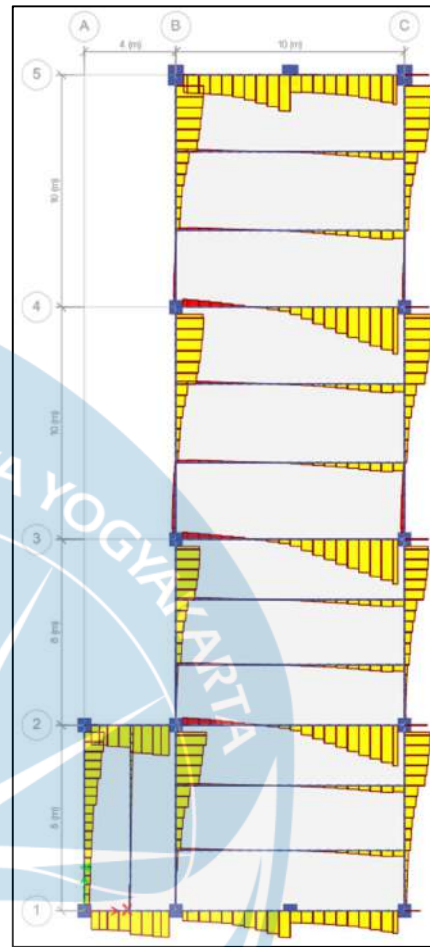
- 1) Gaya Dalam Balok

Tabel 2.4 *Output* Gaya Balok

	Balok Induk	Balok Anak
Mu+ (kNm)	386,8061	26,6928
Mu- (kNm)	731,0497	102,6271
Vu (kN)	401,5685	76,3212



2.13.a BMD



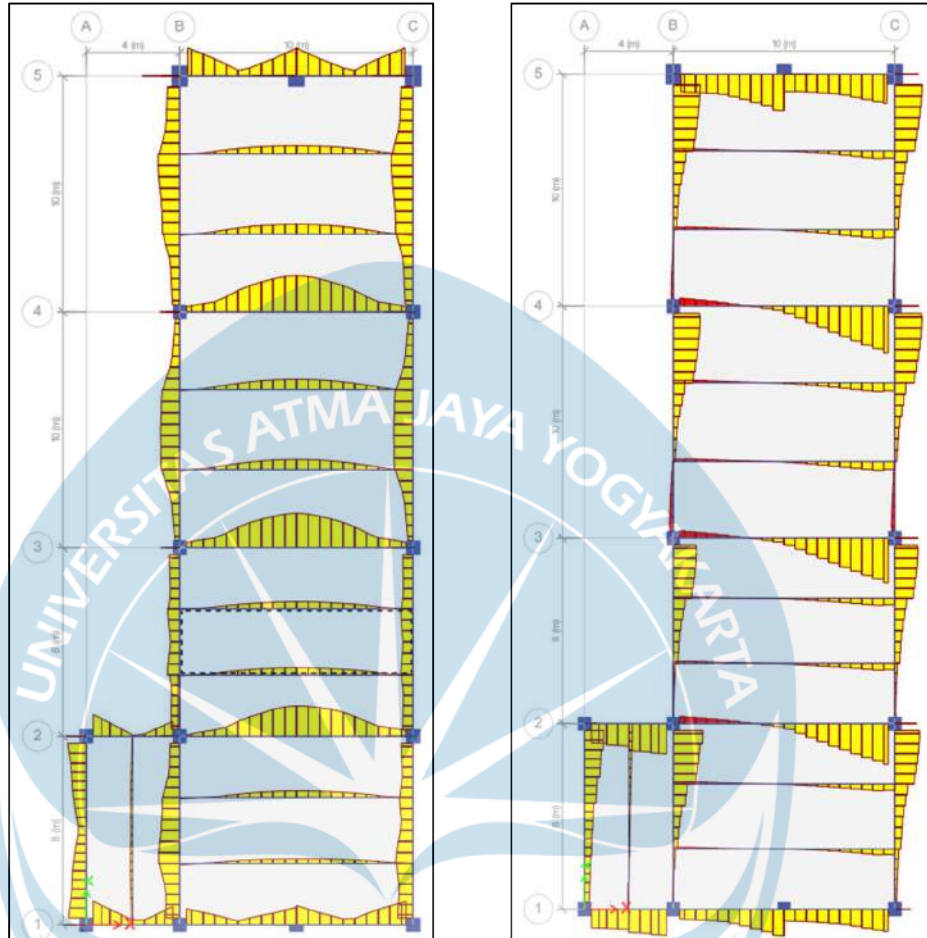
2.13.b SFD

2.13 Output Gaya Balok

2) Gaya Dalam Kolom

Tabel 2.5 Output Gaya Kolom

Kolom Dimensi 70 x 70 cm		
Pu (kN)	Max	362,0993
	Min	-3907,1849
Mu (kNm)	Max	57,9274
	Min	-406,1816
Vu (kNm)	-277,0621	



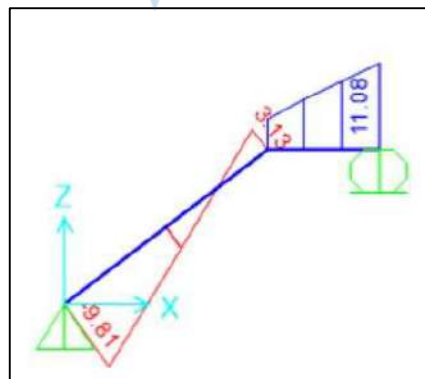
2.14.a BMD

2.14.b SFD

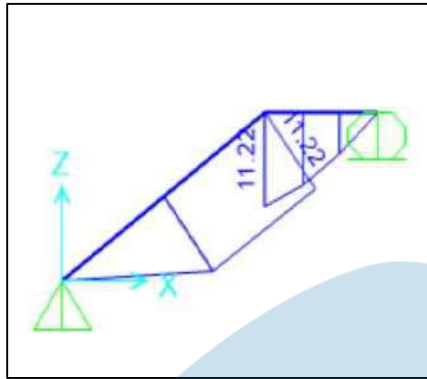
Gambar 2.14 Output Gaya Kolom

3) Tangga Utama & Tangga Workshop

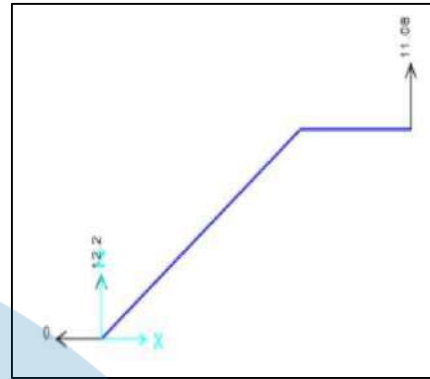
- a) *Output Live Load* Tangga Utama dapat dilihat pada Gambar 2.15 *Output Dead Load* Tangga Utama dapat dilihat pada Gambar 2.16.



2.15.a BMD

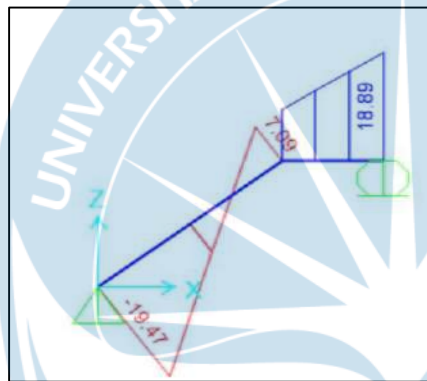


2.15.b SFD

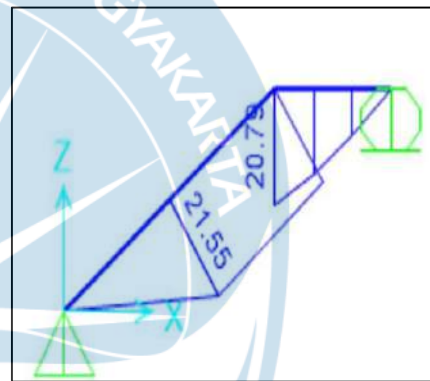


2.15.c NFD

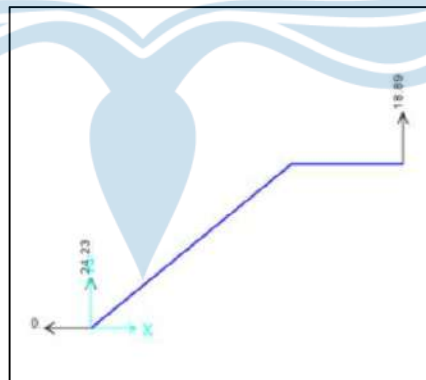
Gambar 2.15 Output LL Tangga Utama



2.16.a BMD



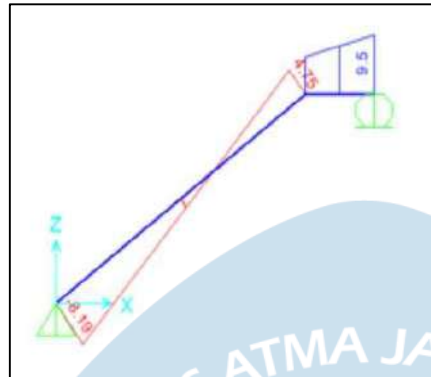
2.16.b SFD



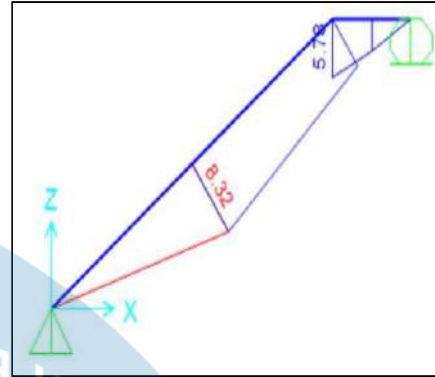
2.16.c NFD

Gambar 2.16 Output DL Tangga Utama

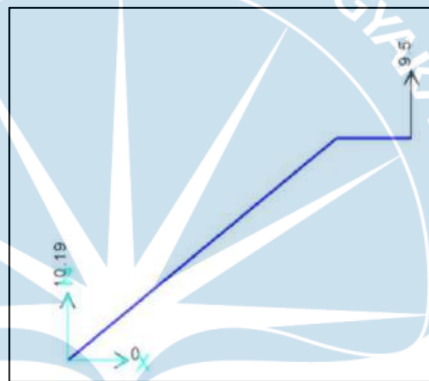
b) *Output Live Load* Tangga Workshop dapat dilihat pada Gambar 2.17 *Output Dead Load* Tangga Workshop dapat dilihat pada Gambar 2.18.



2.17.a BMD

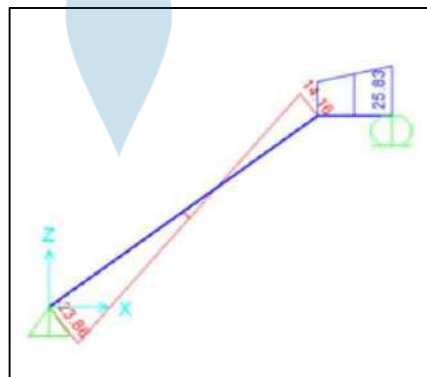


2.17.b SFD

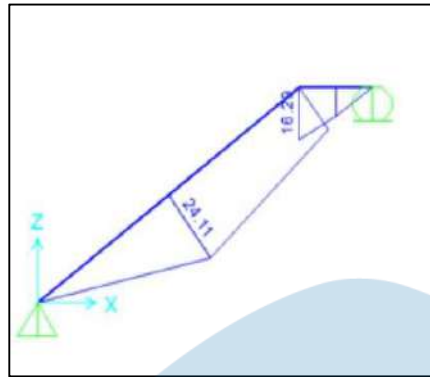


2.17.c NFD

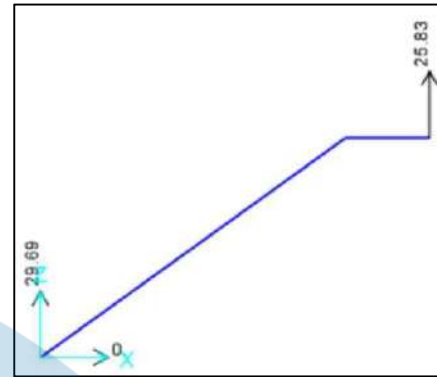
Gambar 2.17 *Output LL* Tangga Workshop



2.18.a BMD



2.18.b SFD



2.18.c NFD

Gambar 2.18 Output DL Tangga Workshop

2.7 Perancangan Struktur Atap

Jamu Artisan Center memiliki dua bangunan utama dan satu jembatan yang berfungsi sebagai penghubung antara dua bangunan utama tersebut. Terdapat tiga atap dengan struktur yang berbeda pada masing-masing bangunan, diantaranya adalah: Gedung A Atap Genteng, Gedung B Atap Genteng, Gedung B Atap Kaca. Dalam perancangannya, penulis menggunakan batang dengan profil C untuk gording dan profil 2L untuk batang interior dan batang eksterior. Berikut adalah tabel profil C dan tabel profil 2L, yang menjadi acuan dalam perhitungan struktur atap:

Tabel 2.6 Profil Kanal C

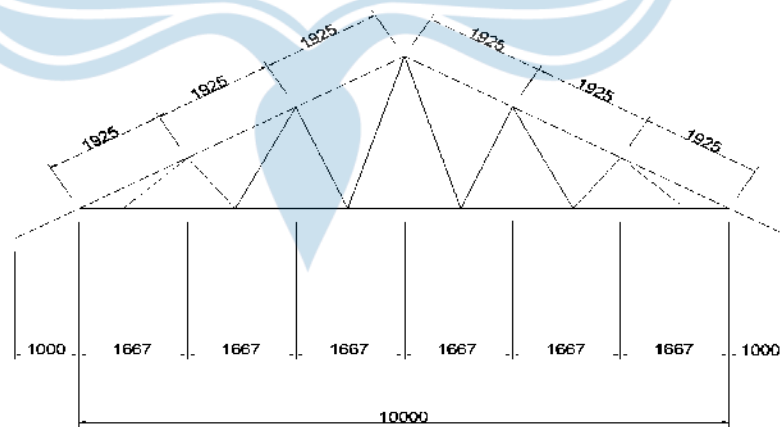
Dimension		Section Area	Unit Weight	Informative Reference									
H x B x C	t	A	Kg/m	Geometrical Moment of Inertia		Modulus of Section		Radius of Gyration		Center of Gravity	Shear Center	Torsion Constant	Warping Constant
mm	mm	cm ²	Kg/m	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	Z _x cm ³	Z _y cm ³	r _x cm	r _y cm	C _y cm	X _c cm	J cm ⁴	C _w cm ⁶
C 100 x 50 x 20	2	4.54	3.56	71	17	14.3	5.4	3.97	1.93	1.87	4.48	605	444
	2.3	5.17	4.06	81	19	16.1	6	3.95	1.92	1.86	4.46	912	496
	2.5	5.59	4.39	87	20	17.3	6.5	3.94	1.9	1.86	4.45	1164	528
	2.8	6.2	4.87	95	22	19.1	7.1	3.92	1.89	1.86	4.42	1621	574
	3	6.61	5.19	101	23	20.2	7.4	3.91	1.88	1.86	4.41	1982	603
3.2	7.01	5.5	106	24	21.3	7.8	3.9	1.87	1.86	4.4	2392	630	
C 125 x 50 x 20	2	5.04	3.95	120	18	19.3	5.5	4.89	1.91	1.69	4.15	672	675
	2.3	5.75	4.51	136	21	21.8	6.2	4.87	1.89	1.69	4.12	1013	755
	2.5	6.21	4.88	147	22	23.5	6.6	4.86	1.88	1.69	4.11	1295	805
	2.8	6.9	5.42	162	24	25.9	7.2	4.84	1.86	1.69	4.08	1804	877
	3	7.36	5.78	172	25	27.5	7.6	4.83	1.85	1.69	4.07	2207	922
3.2	7.81	6.13	181	27	29	8	4.82	1.84	1.68	4.05	2665	965	
C 150 x 50 x 20	2	5.54	4.35	185	19	24.7	5.6	5.79	1.87	1.55	3.86	738	971
	2.3	6.32	4.96	210	22	28	6.3	5.77	1.86	1.55	3.84	1115	1088
	2.5	6.84	5.37	226	23	30.2	6.8	5.75	1.85	1.55	3.82	1425	1162
	2.8	7.6	5.97	250	26	33.3	7.4	5.73	1.83	1.54	3.8	1987	1267
	3	8.11	6.37	265	27	35.4	7.8	5.72	1.82	1.54	3.78	2432	1334
3.2	8.61	6.76	280	28	37.4	8.2	5.71	1.81	1.54	3.77	2938	1398	
C 150 x 65 x 20	2	6.14	4.82	218	36	29.1	8.3	5.96	2.43	2.12	5.19	818	1784
	2.3	7.01	5.5	248	41	33	9.4	5.94	2.42	2.12	5.16	1236	2006
	2.5	7.59	5.96	267	44	35.6	10	5.93	2.41	2.12	5.15	1581	2148
	2.8	8.44	6.63	295	48	39.4	11	5.91	2.39	2.12	5.13	2207	2352
	3	9.01	7.07	314	51	41.8	11.6	5.9	2.38	2.11	5.11	2702	2482
3.2	9.57	7.51	332	54	44.2	12.2	5.89	2.37	2.11	5.09	3265	2608	
C 200 x 75 x 20	2	7.54	5.92	467	56	46.7	10.6	7.87	2.73	2.2	5.49	1005	4571
	2.3	8.62	6.77	531	64	53.1	12	7.85	2.72	2.2	5.47	1520	5159
	2.5	9.34	7.33	573	68	57.3	12.9	7.84	2.71	2.2	5.45	1946	5537
	2.8	10.4	8.17	636	75	63.6	14.2	7.82	2.69	2.2	5.42	2719	6085
	3	11.11	8.72	676	80	67.6	15	7.8	2.68	2.19	5.41	3332	6437
3.2	11.81	9.27	716	84	71.6	15.8	7.79	2.67	2.19	5.39	4030	6779	

Tabel 2.7 Profil 2L

Sectional Dimension								Sectional Properties							
A mm	x mm	B mm	t mm	T mm	r1 mm	r2 mm	Sec. of Area cm ²	Unit Weight kg/m	Geometrical Moment of Inertia (cm ⁴)		Radius of Gyration of Area (cm)		Modulus of Section (cm ³)		
									I _x	I _y	i _x	i _y	S _x	S _y	
2L 25	x	25	3,0	10,0	4,0	2,0	2,86	2,25	1,60	5,85	0,75	1,43	0,90	1,95	
2L 30	x	30	3,0	10,0	4,0	2,0	3,46	2,72	2,84	9,05	0,91	1,62	1,31	2,59	
2L 40	x	40	3,0	10,0	4,5	2,0	4,68	3,67	7,06	18,89	1,23	2,01	2,43	4,20	
			4,0	10,0	6,0	3,0	6,16	4,84	8,96	25,13	1,21	2,02	3,11	5,58	
2L 45	x	45	5,0	10,0	4,5	3,0	7,52	5,90	10,84	31,81	1,20	2,06	3,83	7,07	
			4,0	10,0	6,5	3,0	6,98	5,48	13,00	34,13	1,36	2,21	3,99	6,83	
2L 50	x	50	5,0	10,0	6,5	3,0	8,60	6,75	15,82	43,07	1,36	2,24	4,91	8,61	
			4,0	10,0	6,5	3,0	7,78	6,11	18,12	45,33	1,53	2,41	4,99	8,24	
2L 50	x	50	5,0	10,0	6,5	3,0	9,60	7,54	22,20	57,22	1,52	2,44	6,18	10,40	
			6,0	10,0	6,5	4,5	11,28	8,85	25,20	67,65	1,49	2,45	7,08	12,30	
2L 60	x	60	4,0	10,0	6,5	3,0	9,38	7,36	32,00	73,76	1,85	2,80	7,29	11,35	
			5,0	10,0	6,5	3,0	11,60	9,11	39,20	93,32	1,84	2,84	9,03	14,36	
2L 60	x	60	6,0	10,0	8,0	4,0	13,82	10,85	45,60	111,88	1,82	2,85	10,58	17,21	
			5,0	10,0	8,5	3,0	12,74	10,00	50,60	116,25	1,99	3,02	10,70	16,61	
2L 65	x	65	6,0	10,0	8,5	4,0	15,06	11,82	58,80	139,16	1,98	3,04	12,54	19,88	
			8,0	10,0	8,5	6,0	19,52	15,32	73,60	184,17	1,94	3,07	15,93	26,31	
2L 70	x	70	6,0	10,0	8,5	4,0	16,26	12,76	74,20	170,21	2,14	3,24	14,64	22,70	
			7,0	10,0	9,0	4,5	18,80	14,76	84,80	199,50	2,12	3,26	16,86	26,60	
2L 75	x	75	6,0	10,0	8,5	4,0	17,46	13,71	92,20	206,63	2,30	3,44	16,95	25,83	
			8,0	10,0	10,0	5,0	23,00	18,05	117,80	276,89	2,26	3,47	21,94	34,61	
2L 75	x	75	9,0	10,0	8,5	6,0	23,00	19,92	128,80	309,73	2,25	3,49	24,17	38,72	
			12,0	10,0	8,5	6,0	23,00	26,00	163,80	421,61	2,22	3,57	31,44	52,70	
2L 80	x	80	6,0	10,0	8,5	4,0	18,66	14,65	112,80	246,82	2,46	3,64	19,38	29,04	
			8,0	10,0	10,0	5,0	24,60	19,31	144,60	331,99	2,42	3,67	25,19	39,06	
2L 90	x	90	6,0	10,0	10,0	5,0	21,10	16,56	161,40	341,31	2,77	4,02	24,53	35,93	
			7,0	10,0	10,0	5,0	24,44	19,19	186,00	400,13	2,76	4,05	28,44	42,12	
2L 90	x	90	9,0	10,0	11,0	5,5	31,00	24,33	232,00	518,49	2,74	4,09	35,91	54,58	
			10,0	10,0	10,0	7,0	34,00	26,69	250,00	570,45	2,71	4,10	38,88	60,05	
2L 90	x	90	13,0	10,0	10,0	7,0	43,42	34,08	312,00	753,85	2,68	4,17	49,45	79,35	

2.7.1 Gedung A Atap Genteng

Berikut adalah layout atap Gedung A:



Gambar 2.19 Profil Kuda-Kuda Atap Gedung A

Berikut adalah data dari Atap Gedung A yang seterusnya akan dijadikan data untuk perhitungan:

Tinggi Atap = 3 m

Bentang Atap = 10 m

Jarak antar gording = 1925 mm = 1,925 meter

$\theta = 30^\circ$

Jarak Antar Kuda-Kuda = 5000 mm = 5 meter

Massa Atap Genteng Beton = 60 Kg

Massa Plafond = 20 Kg

Berat Gording (asumsi) = 7.33 Kg/m

Fy baja = 240 MPa

Tiupan Angin = 0.45 kN/m²

1) Gording

Beban Gording

Berat sendiri = 7.33 Kg/m = 0.0733 kN/m

Berat Atap = $\frac{1.925}{\cos 30} \times 0.6 = 1.3337$ kN/m

Berat Planfond = 1.925 x 0.2 = 0.385 kN/m

Total (Dead Load (D)) = 1.7920 kN/m

Beban Hidup (L) diambil sebesar 1 kN

Rencana Momen Gording

$M_{3,D} = \frac{1}{8} \times 1.7920 \times \cos 30 \times 5^2 = 4.8497$ kNm

$M_{3,L} = \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 30 \times 5 = 1.0825$ kNm

$M_{2,D} = \frac{1}{8} \times 1.7920 \times \sin 30 \times \left(\frac{5}{3}\right)^2 = 0.3111$ kNm

$M_{2,L} = \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 30 \times \frac{5}{3} = 0.2083$ kNm

$M_{3,U} = 1,4 \times 4.8497 = 6.790$ kNm

$M_{3,U} = 1,2 \times 4.8497 + 1,6 \times 1.0825 = 7.5517$ kNm

Dipilih $M_{3,U} = 7.5517$ kNm

$M_{2,U} = 1,4 \times 0.3111 = 0.4356$ kNm

$M_{2,U} = 1,2 \times 0.3111 + 1,6 \times 0.2083 = 0.7067$ kNm

Dipilih $M_{2,U} = 0.7067$ kNm

Dipilih Profil C 200 x 75 x 20 dengan tebal 2.5 mm

Dengan data :

I3 = Ix = 5.730.000 mm⁴

I3 = Iy = 680.000 mm⁴

W3 = Zx = 57.300 mm³

W2 = Zy = 12.900 mm³

$$F_b = \frac{7.5517}{0.9+57300} + \frac{0.7067}{0.9+12900} = 207.0321 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena 207.0321 MPa < 240 MPa maka tegangan profil C dinyatakan Aman.

Defleksi Gording

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{1.7920 \times \cos 30 \times 5000^4}{200.000 \times 5.730.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 30 \times 5000^3}{200.000 \times 5.730.000}$$

$$\delta_2 = 11.0224 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{1.7920 \times \sin 30}{200.000 \times 680.000} \times \left(\frac{5000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 30}{200.000 \times 680.000} \times \left(\frac{5000}{3}\right)^3$$

$$\delta_3 = 0.6623 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{11.0224^2 + 0.6623^2} \leq \frac{1}{240} \times 5000$$

$$\delta = 11.0423 \text{ mm} \leq 20.8333 \text{ mm}$$

2) Sag-rod

Rencana Sag-rod

$$F_{t,D} = 3 \left(\frac{5}{3} \times 1.790 \times \sin 30 \right)$$

$$F_{t,D} = 4.4799 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 30$$

$$F_{t,L} = 0.75 \text{ kN}$$

Kombinasi Pembebanan

$$F_{t,U} = 1.4 \times 4.4799 = 6.2719 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1.2 \times 4.4799 + 1.6 \times 0.75 = 6.5759 \text{ kN}$$

$$\text{Dipilih } F_{t,U} = 6.5759 \text{ kN}$$

Luas Batang Sag-rod yang dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{6.5759 \times 10^3}{0.9 \times 240} = 30.4442 \text{ mm}^2$$

3) Beban Angin

$$\text{Beban W1} = \frac{\left(\frac{1.667}{2}+1\right)}{\cos 30} \times 0.3 \times 5 \times 0.45 = 1.4291 \text{ kN}$$

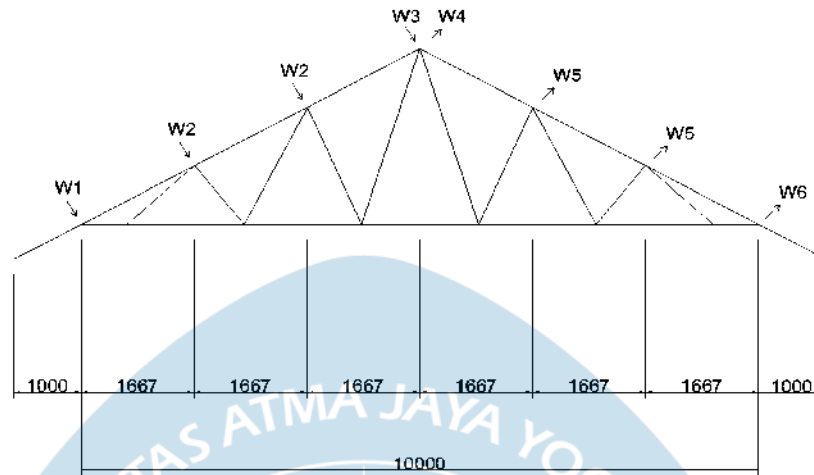
$$\text{Beban W2} = \frac{1.667}{\cos 30} \times 0.3 \times 5 \times 0.45 = 1.2993 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W3} = \frac{1}{2} \times \frac{1.667}{\cos 30} \times 0.3 \times 5 \times 0.45 = 0.6496 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W4} = \frac{1}{2} \times \frac{1.667}{\cos 30} \times -0.6 \times 5 \times 0.45 = -1.2993 \text{ kN}$$

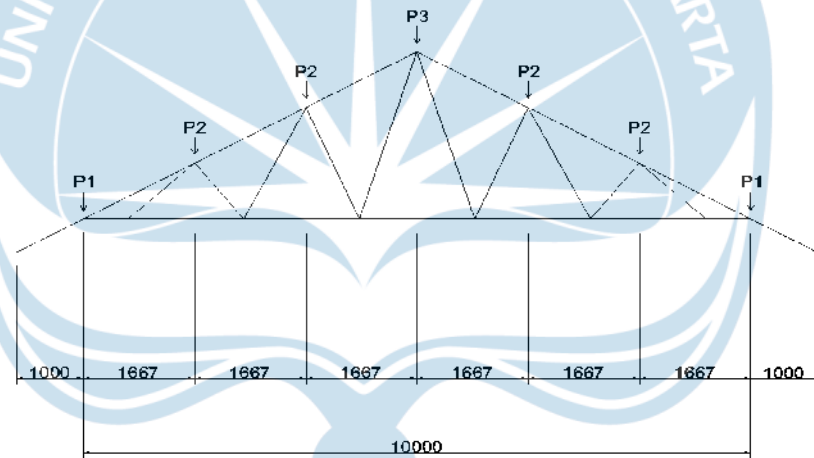
$$\text{Beban W5} = \frac{1.667}{\cos 30} \times -0.6 \times 5 \times 0.45 = -2.5986 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W6} = \frac{\left(\frac{1.667}{2}+1\right)}{\cos 30} \times -0.6 \times 5 \times 0.45 = -2.8581 \text{ kN}$$



Gambar 2.20 Rencana Beban Angin Atap Gedung A

4) Beban Kuda-Kuda



Gambar 2.21 Pembebanan Kuda-Kuda Atap Gedung A

Beban P1 :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri kuda-kuda} &= \frac{1.667}{2} \times 0.5 = 0.4168 \text{ kN} \\ \text{Berat gording} &= 5 \times 0.0733 = 0.3665 \text{ kN} \\ \text{Berat atap} &= \frac{\left(\frac{1.667}{2} \times 1\right)}{\cos 30} \times 5 \times 0.6 = 6.3514 \text{ kN} \\ \text{Berat plafond} &= \left(\frac{1.667}{2} + 1\right) \times 5 \times 0.2 = 1.8335 \text{ kN} \\ \text{Beban P1} &= 8.9682 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban P2 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = 1.667 \times 0.5 = 0.8335 \text{ kN}$$

Berat gording	$= 5 \times 0.0733 = 0.3665 \text{ kN}$
Berat atap	$= \frac{1.667}{\cos 30} \times 5 \times 0.6 = 5.7747 \text{ kN}$
Berat plafond	$= 1.667 \times 5 \times 0.2 = 1.6670 \text{ k}$
Beban P2	$= 8.6417 \text{ kN}$

Beban P3 :

berat sendiri kuda-kuda	$= 1.667 \times 0.5 = 0.8335 \text{ kN}$
Berat gording	$= 2 \times 5 \times 0.0733 = 0.7330 \text{ kN}$
Berat atap	$= \frac{1.667}{\cos 30} \times 5 \times 0.6 = 5.0010 \text{ kN}$
Berat plafond	$= 1.667 \times 5 \times 0.2 = 1.6670 \text{ kN}$
Beban P3	$= 8.2345 \text{ kN}$

5) Elemen Kuda-Kuda

Profil 2L 60x60x6 (Eksterior)

Diketahui:

A	:691	mm ²
I _x =I _Y	:228000	mm ⁴
i _x =i _y	:18,2	mm
C _x =C _y	:16,9	mm
tp	:10	mm
j	:8208,00	mm ³
G	:77200	MPa
Angka rasio	:0,3	SNI
E	:200000	
A _g	:1382	mm ²
I _{xg}	:456000	mm ⁴
I _{yg}	:1118821,02	mm ⁴
r _{xg}	:18,2	mm
r _{yg}	:28,45288359	mm
X ₀	:0	mm
Y ₀	:13,9	mm
r ₀	:1332,733169	mm ²
H	:0,855027244	

Profil 2L 50x50x5 (Interior)

Diketahui:

A	:480	mm ²
I _x =I _y	:111000	mm ⁴
i _x =i _y	:15,2	mm
C _x =C _y	:14,1	mm
t _p	:10	mm
j	:3958,33	mm ³
G	:77200	MPa
Angka rasio	:0,3	SNI
E	:200000	
A _g	:960,0	mm ²
I _{xg}	:222000	mm ⁴
I _{yg}	:572217,600	mm ⁴
r _{xg}	:15,2	mm
r _{yg}	:24,414	mm
X ₀	:0	mm
Y ₀	:11,6	mm
r ₀	:961,87	mm ²
H	:0,86	

Batang Tekan Eksterior

Pemeriksaan Tekuk Lentur Profi 2L 60x60x6

Batang Tekan : -71,812 kN L: 1,925 m

Batang tarik : 12,634 kN L: 2,402 m

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9903$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang non langsing.

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1925}{18,2} = 105,7692$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{105,7692} = 176,4457 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

$$\frac{KL}{rx} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{176,4457}\right] 240 = 135,8200 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Torsi

$$\frac{a}{r} = \frac{1925}{18,2} = 105,1692 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} = \sqrt{(105,7692)^2 + (0,5 \times 105,7692)^2} = 118,2536$$

$$\text{Karena } \left(\frac{KL}{r}\right)_m < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka menggunakan persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{118,2536} = 141,157 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{240}{141,157}\right] 240 = 117,8017 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 8208}{1382 \times 1332,733} = 344,0356 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{117,8017 + 344,0356}{2 \times 0,8550}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 117,8017 \times 344,0356 \times 0,8550}{(117,8017 + 344,0356)^2}}\right]$$

$$= 110,2622 \text{ Mpa}$$

Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 135,8200 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X-X)

$F_{cr} = 110,2622 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap torsi)

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 110,2622 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 110,2622 \times 1382 = 137,1441 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 137,1441 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 71,812 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tekan Interior

Pemeriksaan Tekuk Lentur Profi 2L 50x50x5

Batang Tekan : -20,124 kN L: 2,085 m

Batang tarik : 19,921 kN L: 3,014 m

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9903$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang non langsing.

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 2085}{15,2} = 137,171$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{137,171^2} = 104,907 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

$$\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 0,877 \times 104,907 = 92,0035 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Torsi

$$\frac{a}{r} = \frac{2085}{15,2} = 137,171 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_{ia}}{r_i}\right)^2} = \sqrt{(137,171)^2 + (0,5 \times 137,171)^2} = 153,3619$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka menggunakan persamaan $F_{cr} = 0,877 F_e$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{153,3619^2} = 84 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times 84 = 73,6028 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 3958,33}{960 \times 961,87} = 330,935 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \\ &= \left(\frac{73,6082 \text{ MPa} + 330,935}{2 \times 0,8601}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 73,6082 \times 330,935 \times 0,8601}{(73,6082 + 330,935)^2}}\right] \\ &= 70,8986 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 92,0035 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X-X)

$F_{cr} = 70,8986 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap torsi)

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 70,8986 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 70,8986 \times 960 = 61,2564 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 61,2564 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 20,124 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tarik Eksterior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{2402}{18,2} = 131,9780 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y A_g = 0,9 \times 240 \times 1382 = 298512 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 298,512 \text{ kN} > P_u = 12,634 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tarik Interior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{3014}{15,2} = 198,2895 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y A_g = 0,9 \times 240 \times 960 = 207360 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 207,360 \text{ kN} > P_u = 19,921 \text{ kN (OK)}$$

6) Sambungan Kuda-Kuda

Diketahui :

- Baut A325-X dengan diameter baut yang digunakan M-20
- Ukuran pelat yang digunakan 6 x 250 mm
- Plat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 (f_y : 240 MPa ; f_u : 370 MPa)
- Kekuatan batang tarik Atap Genteng Beton Gedung A:
 - 12,634 kN (Profil eksterior 2L 60 x 60 x 6)
 - 19,921 kN (Profil interior 2L 50 x 50 x 5)
- BJ 37 (f_y : 240 MPa, f_u : 370 MPa)

Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto

$$A_g = 6 \times 250 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y \times A_g = 0,9 \times 240 \times 1500$$

$$= 324000 \text{ N}$$

$$= 324 \text{ kN} > 12,634 \text{ kN (Profil eksterior 2L 60x60x6)}$$

$$= 324 \text{ kN} > 19,921 \text{ kN (Profil interior 2L 50x50x5)}$$

Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada PenaMPang Netto

$$A_n = (250 - 2 \times (22 + 2)) \times 6 = 1212 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max } A_n = 0,85 \times 1500 = 1275 \text{ mm}^2$$

$$A_e = A_n = 1212 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 1212 \\ &= 336330 \text{ N} \\ &= 336,33 \text{ kN} > 250 \text{ kN (AMAN)} \end{aligned}$$

Kekuatan Tumpu Baut

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times d_t \times F_u \\ &= 2,4 \times 20 \times 6 \times 370 \\ &= 106560 \text{ N} = 106,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times R_n (\phi : 0,75) \\ &= 0,75 \times 106,56 \\ &= 79,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan Geser Baut R

$$\begin{aligned} N &= F_{nv} A_b \\ &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 202) \times 2 \\ &= 287141,5 \text{ N} \end{aligned}$$

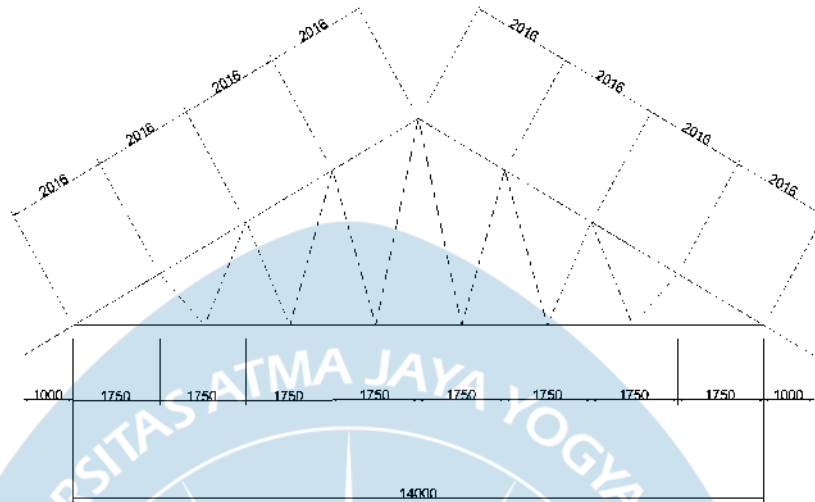
$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times R_n (\phi : 0,75) \\ &= 0,75 \times 287141,5 \\ &= 215356,1 \text{ N} \\ &= 215,3561 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih nilai terkecil dari kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut $\phi R_n = 79,92$ kN

Perhitungan Jumlah Baut

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Baut} &= 250 \times 79,92 = 3,1281 \text{ buah} \\ &= \text{dibulatkan menjadi 4 buah baut.} \end{aligned}$$

2.7.2 Gedung B Atap Genteng



Gambar 2.22 Layout Atap Genteng Gedung B

Diketahui :

Tinggi Atap = 4 m

Bentang Atap = 14 m

Jarak antar gording = 2016 mm = 2,016 meter

$\theta = 30^\circ$

Jarak Antar Kuda-Kuda = 4000 mm = 4 meter

Massa Atap Genteng Beton = 60 Kg

Massa Plafond = 20 Kg

Berat Gording (asumsi) = 7.33 Kg/m

Fy baja = 240 MPa

Tiupan Angin = 0.45 kN/m²

1) Gording

Beban Gording

Berat sendiri = 7.33 Kg/m = 0.0733 kN/m

Berat Atap = $\frac{2.016}{\cos 30} \times 0.6$ = 1.3967 kN/m

Berat Plafond = 2.016 x 0.2 = 0.4032 kN/m

Total (Dead Load (D)) = 1.8732 kN/m

Beban Hidup (L) diambil sebesar 1 kN

Rencana Momen Gording

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} \times 1.8732 \times \cos 30 \times 4^2 = 3.2445 \text{ kNm}$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 30 \times 4 = 0.8660 \text{ kNm}$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} \times 1.8732 \times \sin 30 \times \left(\frac{4}{3}\right)^2 = 0.2081 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 30 \times \frac{4}{3} = 0.1667 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,4 \times 3.2445 = 4.5423 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,2 \times 3.2445 + 1,6 \times 0.8660 = 5.2791 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipilih } M_{3,U} = 5.2791 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,4 \times 0.2081 = 0.2914 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,2 \times 0.2081 + 1,6 \times 0.1667 = 0.5164 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipilih } M_{2,U} = 0.5164 \text{ kNm}$$

Dipilih Profil C 200 x 75 x 20 dengan tebal 2.5 mm

Dengan data :

$$I_3 = I_x = 5.730.000 \text{ mm}^4$$

$$I_3 = I_y = 680.000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 57.300 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 12.900 \text{ mm}^3$$

$$F_b = \frac{5.2791}{0.9+573} + \frac{0.5164}{0.9+1290} = 146.8485 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $146.8485 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman

Cek Defleksi Gording

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{1.8732 \times \cos 30 \times 4000^4}{200.000 \times 5.730.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 30 \times 4000^3}{200.000 \times 5.730.000}$$

$$\delta_2 = 4.7196 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{1.8732 \times \sin 30}{200.000 \times 680.000} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 30}{200.000 \times 680.000} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^3$$

$$\delta_3 = 0.2836 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{4.7196^2 + 0.2836^2} \leq \frac{1}{240} \times 4000$$

$$\delta = 4.7281 \text{ mm} \leq 16.6667 \text{ mm}$$

2) Sag-rod

Rencana Sag-Rod

$$F_{t,D} = 4 \left(\frac{4}{3} \times 1.8732 \times \sin 30 \right)$$

$$F_{t,D} = 4.9953 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = \frac{4}{2} \times 1 \times \sin 30)$$

$$F_{t,L} = 1 \text{ kN}$$

Kombinasi Pembebanan

$$F_{t,U} = 1.4 \times 4.9953 = 6.9934 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1.2 \times 4.9953 + 1.6 \times 1 = 7.5943 \text{ kN}$$

Dipilih $F_{t,U} = 7.5943 \text{ kN}$

Luas Batang Sag-rod yang dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{7.5943 \times 10^3}{0.9 \times 240} = 35.1589 \text{ mm}^2$$

3) Beban Angin

$$\text{Beban W1} = \frac{\left(\frac{1.750}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 0.3 \times 4 \times 0.45 = 1.1691 \text{ kN}$$

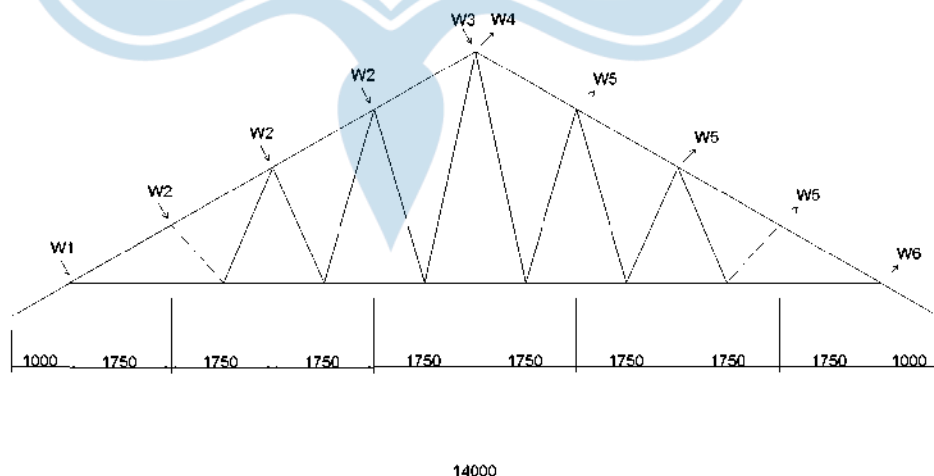
$$\text{Beban W2} = \frac{1.750}{\cos 30} \times 0.3 \times 4 \times 0.45 = 1.0912 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W3} = \frac{1}{2} \times \frac{1.750}{\cos 30} \times 0.3 \times 4 \times 0.45 = 0.5456 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W4} = \frac{1}{2} \times \frac{1.667}{\cos 30} \times 0.3 \times 4 \times 0.45 = -1.0912 \text{ kN}$$

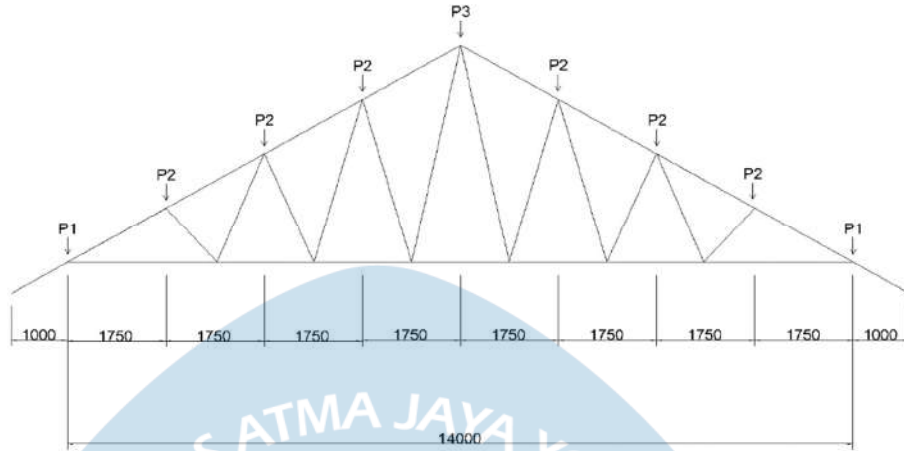
$$\text{Beban W5} = \frac{1.750}{\cos 30} \times 0.3 \times 4 \times 0.45 = -2.1824 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W6} = \frac{\left(\frac{1.750}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 0.3 \times 4 \times 0.45 = -2.3383 \text{ kN}$$



Gambar 2.23 Rencana Beban Angin Atap Gedung B

4) Beban Kuda-Kuda



Gambar 2.24 Rencana Kuda-Kuda Atap Gedung B

Beban P1 :

$$\begin{aligned} \text{berat sendiri kuda-kuda} &= \frac{1.750}{2} \times 0.5 = 0.4 \text{ kN} \\ \text{Berat gording} &= 5 \times 0.0733 = 0.2932 \text{ kN} \\ \text{Berat atap} &= \frac{(\frac{1.750}{2} \times 1)}{\cos 30} \times 4 \times 0.6 = 5.1962 \text{ kN} \\ \text{Berat plafond} &= \left(\frac{1.750}{2} + 1\right) \times 4 \times 0.2 = 1.5 \text{ kN} \\ \text{Beban P1} &= 7.4269 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban P2 :

$$\begin{aligned} \text{berat sendiri kuda-kuda} &= 1.750 \times 0.5 = 0.8750 \text{ kN} \\ \text{Berat gording} &= 4 \times 0.0733 = 0.2932 \text{ kN} \\ \text{Berat atap} &= \frac{1.750}{\cos 30} \times 4 \times 0.6 = 4.8 \text{ kN} \\ \text{Berat plafond} &= 1.750 \times 4 \times 0.2 = 1.4 \text{ kN} \\ \text{Beban P2} &= 7.4179 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban P3 :

$$\begin{aligned} \text{berat sendiri kuda-kuda} &= 1.750 \times 0.5 = 0.8750 \text{ kN} \\ \text{Berat gording} &= 2 \times 4 \times 0.0733 = 0.5864 \text{ kN} \\ \text{Berat atap} &= \frac{1.750}{\cos 30} \times 4 \times 0.6 = 4.2 \text{ kN} \\ \text{Berat plafond} &= 1.750 \times 4 \times 0.2 = 1.4 \text{ kN} \\ \text{Beban P3} &= 7.06114 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Elemen Kuda-Kuda

Profil 2L 70x70x7 (Eksterior)

Diketahui:

A	:940	mm ²
I _x =I _Y	:424000	mm ⁴
i _x =i _y	:21,2	mm
C _x =C _y	:16,9	mm
tp	:10	mm
j	:15206,33	mm ³
G	:77200	MPa
Angka rasio	:0,3	SNI
E	:200000	
A _g	:1880	mm ²
I _{xg}	:848000	mm ⁴
I _{yg}	:1749666,8	mm ⁴
r _{xg}	:21,2	mm
r _{yg}	:30,50694724	mm
X ₀	:0	mm
Y ₀	:13,9	mm
r ₀	:1574,94766	mm ⁴
H	:0,877322907	

Profil 2L 60x60x6 (Interior)

Diketahui:

A	:691	mm ²
I _x =I _Y	:228000	mm ⁴
i _x =i _y	:18,2	mm
C _x =C _y	:16,9	mm
tp	:10	mm
j	:8208,00	mm ³
G	:77200	MPa
Angka rasio	:0,3	SNI
E	:200000	

Ag	:1382	mm ²
I _{xg}	:456000	mm ⁴
I _{yg}	:1118821,02	mm ⁴
r _{xg}	:18,2	mm
r _{yg}	:28,45288359	mm
X ₀	:0	mm
Y ₀	:13,9	mm
r ₀	:1332,733169	mm ²
H	:0,855	

Batang Tekan Eksterior

Pemeriksaan Tekuk Lentur Profi 2L 70x70x7

Batang Tekan : -100,443 kN L: 2,016 m

Batang tarik : 20,930 kN L: 2,591 m

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{70}{7} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9903$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang non langsing.

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 2016}{21,2} = 90,0943$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{135,9660} = 218,2832 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

$\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, sehingga F_{cr} diambil dari persamaan

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{218,2832}\right] 240 = 151,4791 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Torsi

$$\frac{a}{r} = \frac{2016}{21,2} = 95,0943 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right) m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} = \sqrt{(95.0943)^2 + (0,5 \times 95.0943)^2} = 106.3187$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka menggunakan persamaan $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{106.3187^2} = 174.627 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left[0.658 \frac{240}{174.627}\right] 240 = 135.0169 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 15206.33}{1880 \times 1574.948} = 396.4768 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{135.0169 + 396.4768}{2 \times 0,8773}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 135.0169 \times 396.4768 \times 0,8773}{(135.0169 + 396.4768)^2}}\right]$$

$$= 127.5897 \text{ Mpa}$$

Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 151.4791 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X-X)

$F_{cr} = 127.5897 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap torsi)

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 127.5897 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 127.5897 \times 1880 = 215.8817 \text{ kN}$$

$\phi_c P_n = 215.8817 \text{ kN} >$ Gaya tekan maksimum = 100.443 kN (OK)

Batang Tekan Interior

Pemeriksaan Tekuk Lentur Profi 2L 60x60x6

Batang Tekan : -27,845 kN L: 3,315 m

Batang tarik : 28,552 kN L: 4,087 m

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9903$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang non langsing.

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 3135}{18,2} = 172,2537$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{172,2537^2} = 66,5269 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

$$\frac{KL}{rx} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 0,877 \times 66,5269 = 58,3441 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Torsi

$$\frac{a}{r} = \frac{3135}{18,2} = 172,2537 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} = \sqrt{(172,2537)^2 + (0,5 \times 172,2537)^2} = 192,5844$$

$$\text{Karena } \left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka menggunakan persamaan } F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{172,2537^2} = 53,2215 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times 53,2215 = 46,6753 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 8208}{1382 \times 1332,73} = 344,0356 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{46,6753 + 344,0356}{2 \times 0,855}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 46,6753 \times 344,0356 \times 0,855}{(46,6753 + 344,0356)^2}}\right]$$

$$= 45,6622 \text{ Mpa}$$

Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 58,3441 \text{ MPa (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X-X)}$$

$$F_{cr} = 45,6622 \text{ MPa (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap torsi)}$$

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 45,6622 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 45,6622 \times 1382 = 56,7947 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 56,7947 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 27,845 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tarik Eksterior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{2591}{21,2} = 122,217 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y \times A_g = 0,9 \times 240 \times 1880 = 406080 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 406,080 \text{ kN} > P_u = 20,930 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tarik Interior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{4087}{18,2} = 224,5604 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y A_g = 0,9 \times 240 \times 1382 = 298512 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 298,512 \text{ kN} > P_u = 28,552 \text{ kN (OK)}$$

6) Sambungan Kuda-Kuda

Diketahui :

- Baut A325-X dengan diameter baut yang digunakan M-20
- Ukuran pelat yang digunakan 6 x 250 mm
- Plat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 (f_y : 240 MPa ; f_u : 370 MPa)
- Kekuatan batang tarik Atap Genteng Beton Gedung B:
 - 20,930 kN (Profil eksterior 2L 70 x 70 x 7)
 - 28,552 kN (Profil interior 2L 60 x 60 x 6)
- BJ 37 (f_y : 240 MPa, f_u : 370 MPa)

Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto

$$A_g = 6 \times 250 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y \times A_g = 0,9 \times 240 \times 1500$$

$$= 324000 \text{ N}$$

$$= 324 \text{ kN} > 20,930 \text{ kN (Profil eksterior 2L 70x70x7)}$$

$$= 324 \text{ kN} > 28,552 \text{ kN (Profil interior 2L 60x60x6)}$$

Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada Penampang Netto

$$A_n = (250 - 2 \times (22 + 2)) \times 6 = 1212 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max } A_n = 0,85 \times 1500 = 1275 \text{ mm}^2$$

$$A_e = A_n = 1212 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \times F_u \times A_e$$

$$= 0,75 \times 370 \times 1212$$

$$= 336330 \text{ N}$$

$$= 336,33 \text{ kN} > 250 \text{ kN (AMAN)}$$

Kekuatan Tumpu Baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4 \times dt \times F_u \\
 &= 2,4 \times 20 \times 6 \times 370 \\
 &= 106560 \text{ N} = 106,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \times R_n (\phi : 0,75) \\
 &= 0,75 \times 106,56 = 79,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan Geser Baut R

$$\begin{aligned}
 N &= F_{nv} A_b \\
 &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 202) \times 2 \\
 &= 287141,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

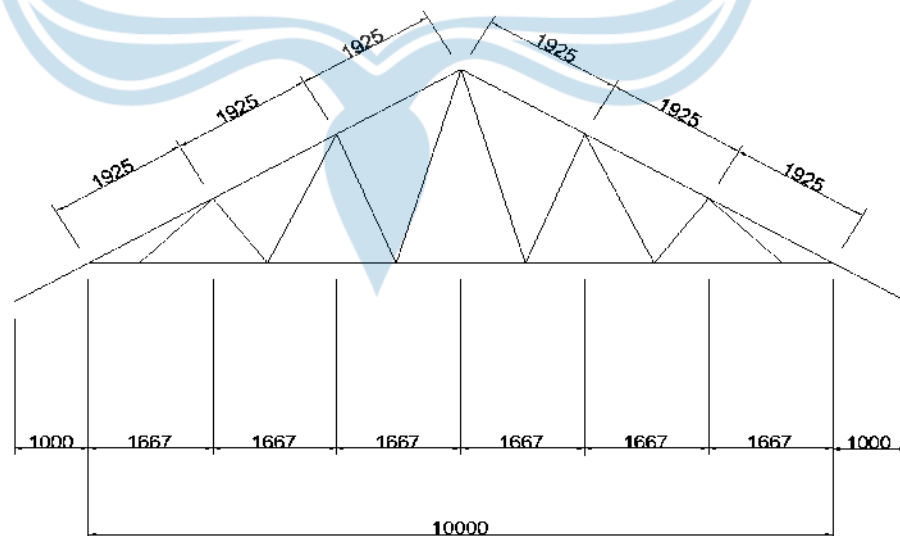
$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \times R_n (\phi : 0,75) \\
 &= 0,75 \times 287141,5 \\
 &= 215356,1 \text{ N} = 215,3561 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih nilai terkecil dari kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut $\phi R_n = 79,92$ kN

Perhitungan Jumlah Baut

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Baut} &= 250 \times 79,92 = 3,1281 \text{ buah} \\
 &= \text{dibulatkan menjadi 4 buah baut.}
 \end{aligned}$$

2.7.3 Gedung B Atap Kaca



Gambar 2.25 Layout Gedung B Atap Kaca

Diketahui:

Tinggi Atap = 3 m

Bentang Atap = 10 m

Jarak antar gording = 1925 mm = 1,925 meter

$\theta = 30^\circ$

Jarak Antar Kuda-Kuda = 5000 mm = 5 meter

Massa Atap Kaca tebal 10mm = 30 Kg/m²

Massa Plafond = 20 Kg

Berat Gording (asumsi) = 7.33 Kg/m

Fy baja = 240 MPa

Tiupan Angin = 0.45 kN/m²

1) Gording

Beban Gording :

$$\text{Berat sendiri} = 7.33 \text{ Kg/m} = 0.0733 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat Atap} = \frac{1.925}{\cos 30} \times 0.3 = 0.6668 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat Planfond} = 1.925 \times 0.2 = 0.385 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total (Dead Load (D))} = 1.1251 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup (L) diambil sebesar 1 kN

Rencana Momen Gording

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} \times 1.1251 \times \cos 30 \times 5^2 = 3.0450 \text{ kNm}$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 30 \times 5 = 1.0825 \text{ kNm}$$

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} \times 1.1251 \times \sin 30 \times \left(\frac{5}{3}\right)^2 = 0.1953 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 30 \times \frac{5}{3} = 0.2083 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,4 \times 3.0450 = 4.2630 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,2 \times 3.0450 + 1,6 \times 1.0825 = 5.3860 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipilih } M_{3,U} = 5.3860 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,4 \times 0.1953 = 0.2735 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,2 \times 0.1953 + 1,6 \times 0.2083 = 0.5677 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipilih } M_{2,U} = 0.5677 \text{ kNm}$$

Dipilih Profil C 200 x 75 x 20 dengan tebal 2.5 mm

Dengan data :

$$I_3 = I_x = 5.730.000 \text{ mm}^4$$

$$I_3 = I_y = 680.000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 57.300 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 12.900 \text{ mm}^3$$

$$F_b = \frac{5.3860}{0.9 + 57300} + \frac{0.5677}{0.9 + 12900} = 153.3422 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $153.3422 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman

Cek Defleksi Gording

$$\delta_2 = \frac{5}{384} x \frac{1.1251 x \cos 30 x 5000^4}{200.000 x 5.730.000} + \frac{1}{48} x \frac{1 x \cos 30 x 5000^3}{200.000 x 5.730.000}$$

$$\delta_2 = 6.9214 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} x \frac{1.1251 x \sin 30}{200.000 x 680.000} x \left(\frac{5000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} x \frac{1 x \sin 30}{200.000 x 680.000} x \left(\frac{5000}{3}\right)^3$$

$$\delta_3 = 0.4160 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{6.9214^2 + 0.4160^2} \leq \frac{1}{240} x 5000$$

$$\delta = 6.9339 \text{ mm} \leq 20.8333 \text{ mm}$$

2) Sag-rod

Rencana Sag-Rod :

$$F_{t,D} = 3 \left(\frac{5}{3} x 1.1251 x \sin 30 \right)$$

$$F_{t,D} = 2.8128 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = \frac{3}{2} x 1 x \sin 30$$

$$F_{t,L} = 0.75 \text{ kN}$$

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$F_{t,U} = 1.4 x 2.8128 = 3.9380 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1.2 x 2.8128 + 1.6 x 0.75 = 4.5754 \text{ kN}$$

$$\text{Dipilih } F_{t,U} = 4.5754 \text{ kN}$$

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$A_{sr} = \frac{4.5754 x 10^3}{0.9 x 240} = 21.1825 \text{ mm}^2$$

3) Beban Angin

$$\text{Beban } W_1 = \frac{\left(\frac{1.667}{2} + 1\right)}{\cos 30} x 0.3 x 5 x 0.45 = 1.4291 \text{ kN}$$

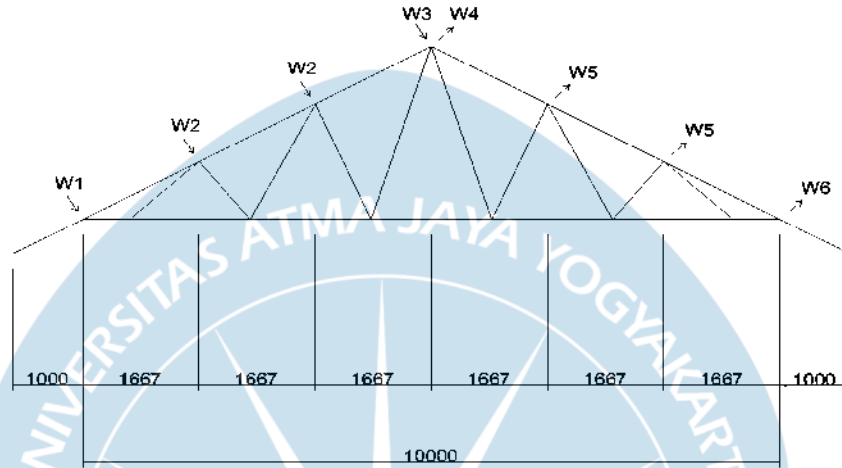
$$\text{Beban } W_2 = \frac{1.667}{\cos 30} x 0.3 x 5 x 0.45 = 1.2993 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} x \frac{1.667}{\cos 30} x 0.3 x 5 x 0.45 = 0.6496 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W4 = \frac{1}{2} \times \frac{1.667}{\cos 30} \times x - 0.6 \times 5 \times 0.45 = -1.2993 \text{ kN}$$

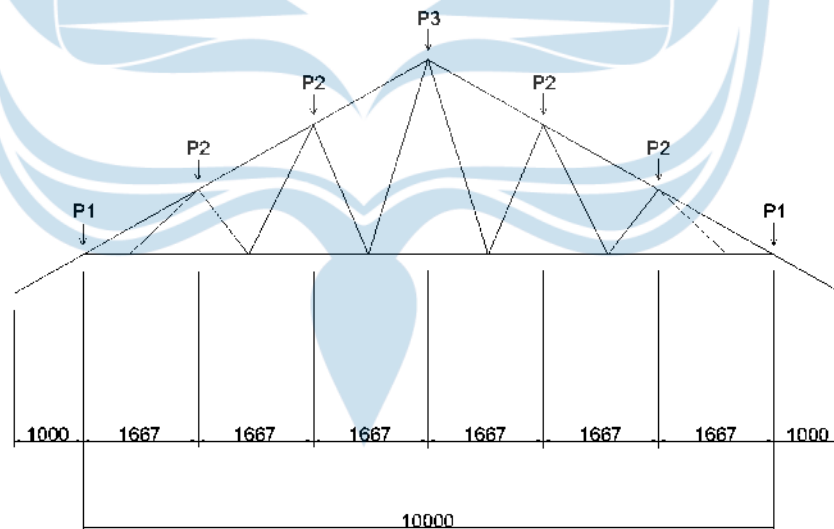
$$\text{Beban } W5 = \frac{1.667}{\cos 30} \times x - 0.6 \times 5 \times 0.45 = -2.5986 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W6 = \frac{(\frac{1.667}{2} + 1)}{\cos 30} \times x - 0.6 \times 5 \times 0.45 = -2.8581 \text{ kN}$$



Gambar 2.26 Rencana Beban Angin Atap Gedung B

4) Beban Kuda-Kuda



Gambar 2.27 Rencana Kuda-Kuda Atap Kaca Gedung B

Beban P1 :

$$\text{berat sendiri kuda-kuda} = \frac{1.667}{2} \times 0.5 = 0.4168 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 5 \times 0.0733 = 0.3665 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{(\frac{1.667}{2} \times 1)}{\cos 30} \times 5 \times 0.3 = 3.1757 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = \left(\frac{1.667}{2} + 1\right) \times 5 \times 0.3 = 1.8335 \text{ kN}$$

$$\text{Beban P1} = 5.7925 \text{ kN}$$

Beban P2 :

$$\text{berat sendiri kuda-kuda} = 1.667 \times 0.5 = 0.8335 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 5 \times 0.0733 = 0.3665 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{1.667}{\cos 30} \times 5 \times 0.3 = 2.8873 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = 1.667 \times 5 \times 0.2 = 1.6670 \text{ kN}$$

$$\text{Beban P2} = 5.7543 \text{ kN}$$

Beban P3 :

$$\text{berat sendiri kuda-kuda} = 1.667 \times 0.5 = 0.8335 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 2 \times 5 \times 0.0733 = 0.7330 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{1.667}{\cos 30} \times 5 \times 0.3 = 2.5005 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = 1.667 \times 5 \times 0.2 = 1.6670 \text{ kN}$$

$$\text{Beban P3} = 5.7340 \text{ kN}$$

**5) Elemen Kuda-Kuda
Profil 2L 60x60x6 (Eksterior)**

A	:691	mm ²
I _x =I _y	:228000	mm ⁴
i _x =i _y	:18,2	mm
C _x =C _y	:16,9	mm
t _p	:10	mm
j	:8208,00	mm ³
G	:77200	MPa
Angka rasio	:0,3	SNI
E	:200000	
A _g	:1382	mm ²
I _{xg}	:456000	mm ⁴
I _{yg}	:1118821,02	mm ⁴
r _{xg}	:18,2	mm
r _{yg}	:28,45288359	mm
X ₀	:0	mm
Y ₀	:13,9	mm

r0	:1332,733169	mm2
H	:0,855027244	

Profil 2L 50x50x5 (Interior)

A	:480	mm2
Ix=IY	:111000	mm4
ix=iy	:15,2	mm
Cx=Cy	:14,1	mm
tp	:10	mm
j	:3958,33	mm3
G	:77200	MPa
Angka rasio	:0,3	SNI
E	:200000	
Ag	:960,0	mm2
Ixg	:222000	mm4
Iyg	:572217,600	mm4
rxg	:15,2	mm
ryg	:24,414	mm
X0	:0	mm
Y0	:11,6	mm
r0	:961,87	mm2
H	:0,8601	

Batang Tekan Eksterior

Pemeriksaan Tekuk Lentur Profi 2L 60x60x6

Batang Tekan	:	-52,464	kN	L: 1,925	m
Batang tarik	:	10,532	kN	L: 2,402	m

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9903$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang non langsing.

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1925}{18,2} = 105,7692$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{105,7692} = 176,4457 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

$$\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{176,4457}\right] 240 = 135,8200 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Torsi

$$\frac{a}{r} = \frac{1925}{18,2} = 105,1692 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} = \sqrt{(105,7692)^2 + (0,5 \times 105,7692)^2} = 118,2536$$

$$\text{Karena } \left(\frac{KL}{r}\right)_m < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka menggunakan persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{118,2536} = 141,157 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{240}{141,157}\right] 240 = 117,8017 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 8208}{1382 \times 1332,733} = 344,0356 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{117,8017 + 344,0356}{2 \times 0,8550}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 117,8017 \times 344,0356 \times 0,8550}{(117,8017 + 344,0356)^2}}\right]$$

$$= 110,2622 \text{ Mpa}$$

Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 135,8200 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X-X)

$F_{cr} = 110,2622 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap torsi)

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 110,2622 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 110,2622 \times 1382 = 137,1441 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 137,1441 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 52,464 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tekan Interior

Pemeriksaan Tekuk Lentur Profi 2L 50x50x5

Batang Tekan : -15,616 kN L: 2,085 m

Batang tarik : 15,570 kN L: 3,014 m

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9903$$

$\lambda = 10 < \lambda r = 12,99$ maka penampang non langsing.

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 2085}{15,2} = 137,1711$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{137,1711^2} = 104,9071 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

$$\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 0,877 \times 104,9071 = 92,0035 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Torsi

$$\frac{a}{r} = \frac{2085}{15,2} = 137,1711 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{r_i}\right)^2} = \sqrt{(137,1711)^2 + (0,5 \times 137,1711)^2} = 153,3619$$

$$\text{Karena } \left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka menggunakan persamaan } F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{153,3619^2} = 83,9257 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times 83,9257 = 73,6028 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 3958,33}{960 \times 961,87} = 330,9345 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{73,6028 + 330,9345}{2 \times 0,8601}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 73,6028 \times 330,9345 \times 0,8601}{(73,6028 + 330,9345)^2}}\right]$$

$$= 70,8986 \text{ Mpa}$$

Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 92,0035 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X-X)

$F_{cr} = 70,8986 \text{ MPa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur terhadap torsi)

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 70,8986 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 70,8986 \times 960 = 61,2564 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 61,2564 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 15,616 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tarik Eksterior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{2402}{18,2} = 131,978 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y A_g = 0,9 \times 240 \times 1382 = 298512 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 298,512 \text{ kN} > P_u = 10.532 \text{ kN (OK)}$$

Batang Tarik Interior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{3014}{15,2} = 198,2895 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y A_g = 0,9 \times 240 \times 960 = 207360 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 207,360 \text{ kN} > P_u = 15.570 \text{ kN (OK)}$$

6) Sambungan Kuda-Kuda

Diketahui :

- Baut A325-X dengan diameter baut yang digunakan M-20
- Ukuran pelat yang digunakan $6 \times 250 \text{ mm}$
- Plat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 ($f_y: 240 \text{ MPa}$; $f_u: 370 \text{ MPa}$)
- Kekuatan batang tarik Atap Kaca Gedung B:
 - $10,532 \text{ kN}$ (Profil eksterior 2L 60 x 60 x 6)
 - $15,570 \text{ kN}$ (Profil interior 2L 50 x 50 x 5)
- BJ 37 ($f_y: 240 \text{ MPa}$, $f_u: 370 \text{ MPa}$)

Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto

$$A_g = 6 \times 250 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y \times A_g = 0,9 \times 240 \times 1500$$

$$= 324000 \text{ N}$$

$$= 324 \text{ kN} > 10,532 \text{ kN (Profil eksterior 2L 60x60x6)}$$

$$= 324 \text{ kN} > 15,570 \text{ kN (Profil interior 2L 50x50x5)}$$

Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada Penampang Netto

$$A_n = (250 - 2 \times (22 + 2)) \times 6 = 1212 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Max } A_n &= 0,85 \times 1500 && = 1275 \text{ mm}^2 \\
 A_e = A_n &= 1212 \text{ mm}^2 \\
 \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\
 &= 0,75 \times 370 \times 1212 \\
 &= 336330 \text{ N} \\
 &= 336,33 \text{ kN} > 250 \text{ kN (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Kekuatan Tumpu Baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4 \times d_t \times F_u \\
 &= 2,4 \times 20 \times 6 \times 370 \\
 &= 106560 \text{ N} = 106,56 \text{ kN} \\
 \phi R_n &= \phi \times R_n (\phi : 0,75) \\
 &= 0,75 \times 106,56 = 79,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan Geser Baut R

$$\begin{aligned}
 N &= F_{nv} A_b \\
 &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 20^2) \times 2 \\
 &= 287,1415 \text{ kN} \\
 \phi R_n &= \phi \times R_n (\phi : 0,75) \\
 &= 0,75 \times 287,1415 \\
 &= 215356,1 \text{ N} = 215,3561 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih nilai terkecil dari kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut $\phi R_n = 79,92$ kN

Perhitungan Jumlah Baut

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Baut} &= 250 \times 79,92 \\
 &= 3,1281 \text{ buah} \\
 &= \text{dibulatkan menjadi 4 buah baut.}
 \end{aligned}$$

2.8 Perancangan Balok

2.8.1 Balok Anak

Berdasarkan Tabel SNI 2847:2019 merencanakan balok beton bertulang perlu menentukan faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami lentur dan aksial.

Tabel 2.8 Penentuan Faktor Reduksi Kekuatan

Regangan tarik netto (ϵ_s)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\epsilon_s \leq \epsilon_{py}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\epsilon_{py} < \epsilon_s < 0,005$	Transisi ¹⁾	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{py})}{(0,005 - \epsilon_{py})}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{py})}{(0,005 - \epsilon_{py})}$	d)
$\epsilon_s \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

Berdasarkan SNI 2847:2019 dalam perencanaan tulangan geser terdapat beberapa perhitungan dari gaya geser yang terjadi pada balok dimana sebagian dipikul oleh beton dan sisanya dipikul oleh tulangan geser. Dasar perancangan tulangan geser dibedakan menjadi 3 kondisi, antara lain:

- a) Jika $0,5 \phi V_c \geq V_u$ maka secara teoritis tidak membutuhkan tulangan geser tetapi tetap dipasang tulangan sengkang dengan jarak bebas.
- b) Jika $0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ maka dipasang tulangan geser minimum dengan spasi mengikuti ketentuan spasi maksimum sengkang.
- c) Jika $V_u > \phi V_c$ maka dihitung kebutuhan tulangan geser.

Berikut merupakan perhitungan perencanaan balok anak yang terdapat pada gedung Jamu Artisan Center:

Balok Induk 40x80 dengan bentang 10 meter
 Lebar Balok (b) : 250 mm
 Tinggi Balok (h) : 500 mm
 Bentang Total : 10000 mm
 Bentang Bersih : 9400 mm
 Selimut Beton : 40 mm

Berdasarkan analisis struktur dengan program ETABS didapatkan gaya dalam balokseperti pada table berikut:

Tabel 2.9 Gaya Dalam Balok Etabs

Gaya	Lokasi	
	Tumpuan	Lapangan
Mu+ (kNm)	386,8061	466,8798
Mu- (kNm)	731,0497	553,9854
Vu (kN)	401,5685	305,9128

a) Tulangan Longitudinal

Direncanakan tulangan D22 ($F_y = 420 \text{ MPa}$)

$$\beta_1 = 0,85$$

$$D = h - \text{sel.beton} - D.\text{sengkang} - (0,5 \times D.\text{tulangan})$$

$$= 500 - 40 - 13 - (0,5 \times 22)$$

$$= 436 \text{ mm}$$

Tulangan Tarik Tumpuan

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{102,6271 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 436^2} = 2,39942158$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{0,85 f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{Mu}{\phi bd^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(2,39942158)}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,00607798 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As &= \rho bd \\ &= 0,00607798 \times 250 \times 436 \\ &= 662,499923 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} bd \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 250 \times 436 \\ &= 324,4047 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} bd \\ &= \frac{1,4}{420} 250 \times 436 \\ &= 363,3333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{Ast}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{662,499923}{\frac{1}{4}\pi 22^2} \\ &= 1,74211 = 2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D22 ($As = 760,5714 \text{ m}^2$)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2Cc - 2sengkang - xD}{n-1} \\ &= \frac{250 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - 2 \times 22}{2-1} \\ &= 100 \text{ mm} > 25 \text{ mm (AMAN)} \end{aligned}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'c b} = \frac{760,5714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 60,1299 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,1299}{0,85} = 70,7411 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{436-70,7411}{70,7411} 0,003$$

$$= 0,01549 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 760,5714 \times 420 \times \left(436 - \frac{60,1299}{2} \right)$$

$$= 116704706 \text{ Nmm} = 116,704706 \text{ kNm} > M_u = 102,6271 \text{ kNm (memenuhi)}$$

Tulangan Tekan Tumpuan

$$M_{u+} = 26,6928 \text{ kNm}$$

$$0,5M_{u-} = 0,5 \times 102,6271 = 51,31355 \text{ kNm}$$

Digunakan nilai momen sebesar 51,31355 kNm

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{51,31355 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 436^2} = 1,199711$$

$$P = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{M_u}{\phi b d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(1,199711)}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,002942$$

$$P_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$$

$$P_{maks} = 0,025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0,03333 \times 250 \times 436$$

$$= 363,3333 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{F'c}}{4f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 250 \times 436$$

$$= 324,4048 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\
 &= \frac{1,4}{420} 250 \times 436 \\
 &= 363,3333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{363,3333}{\frac{1}{4}\pi 25^2} \\
 &= 0,9554 = 2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D22 ($A_s = 760,5714 \text{ mm}^2$)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b - 2Cc - 2s \text{ sengkang} - n \times D}{n - 1} \\
 &= \frac{250 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - 2 \times 22}{2 - 1} \\
 &= 100 \text{ mm} > 25 \text{ mm (aman)}
 \end{aligned}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'c b} = \frac{760,5714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 60,1299 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,1299}{0,85} = 70,7411 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{436 - 70,7411}{70,7411} 0,003 \\
 &= 0,01549 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 760,5714 \times 420 \times \left(436 - \frac{60,1299}{2} \right)$$

$$= 116704706 \text{ Nmm} = 116,704706 \text{ kNm} > M_u = 26,6928 \text{ kNm}$$

(memenuhi)

Tulangan Tarik Lapangan

$$M_{u+} = 140,759 \text{ kNm}$$

$$0,25M_{u-} = 0,25 \times 102,6271 = 25,656775 \text{ kNm}$$

Digunakan nilai momen terbesar = 140,759 kNm

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{140,759 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 436^2} = 3,290945$$

$$P = \frac{0,85 f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{Mu}{\phi bd^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(3,290945)}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,008559639$$

$$P_{maks} = 0,025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0,008559639 \times 250 \times 436$$

$$= 933,0006 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 250 \times 436$$

$$= 324,4048 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{fy} b d$$

$$= \frac{1,4}{420} 250 \times 436$$

$$= 363,3333 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{933,0006}{\frac{1}{4} \pi 25^2}$$

$$= 2,453420116 = 3$$

Digunakan tulangan 3D22 ($A_s = 1140,857 \text{ mm}^2$)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$S = \frac{b - 2Cc - 2senggang}{n - 1} \times D$$

$$= \frac{250 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - 3 \times 22}{3 - 1}$$

$$= 39 \text{ mm} > 25 \text{ mm (aman)}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{As Fy}{0,85 F'c b} = \frac{1140,857 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 90,1948 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{90,1948}{0,85} = 106,1116 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{436-106,1116}{106,1116} 0,003 \\ &= 0,00932665 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 As Fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 1140,857 \times 420 \times \left(436 - \frac{90,1948}{2} \right) \\ &= 168574395 \text{ Nmm} = 168,5744 \text{ kNm} > M_u = 140,759 \text{ kNm (memenuhi)} \end{aligned}$$

Tulangan Tekan Lapangan

$$\begin{aligned} M_u &= 57,0043 \text{ kNm} \\ 0,25M_u &= 0,25 \times 102,6271 \\ &= 25,656775 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan nilai momen terbesar = 57,0043 kNm

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{57,0043 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 436^2} = 1,3328$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{M_u}{\phi b d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(1,3328)}{0,85 \times 25}} \right) \\ &= 0,00327 \end{aligned}$$

$$P_{maks} = 0,025$$

$$\begin{aligned} As &= \rho b d \\ &= 0,00327 \times 250 \times 436 \\ &= 357,4684 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$\begin{aligned} As_{min} &= \frac{\sqrt{F'c}}{4f} b d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 250 \times 436 \\ &= 324,4048 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{420} 250 \times 436 \\ &= 363,3333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_s t}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{357,4684}{\frac{1}{4} \pi 25^2} \\ &= 0,9399 = 2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D22 ($A_s = 760,5714 \text{ mm}^2$)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2c_c - 2senggang \times D}{n - 1} \\ &= \frac{250 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - 2 \times 22}{2 - 1} \\ &= 100 \text{ mm} > 25 \text{ mm (aman)} \end{aligned}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F' c b} = \frac{760,5714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 60,1299 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,1299}{0,85} = 70,7411 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{436 - 70,7411}{70,7411} 0,003 \\ &= 0,01549 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9) \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 760,5714 \times 420 \times \left(436 - \frac{60,1299}{2} \right)$$

$$= 116704706 \text{ Nmm} = 116,704706 \text{ kNm} > M_u = 57,0043 \text{ kNm}$$

(memenuhi)

b) Tulangan Transversal

Tumpuan

Perhitungan Mpr-

Mpr(-) ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tarik dengan tulangan 2D22

($A_s = 760,5714 \text{ mm}^2$).

$$A_{pr-} = \frac{1,25 s f_y}{0,85 ' c b_w}$$

$$= \frac{1,25 \times 760,5714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 75,1624 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr-} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr(-)}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 760,5714 \times 420 \left(436 - \frac{75,1624}{2} \right) \\ &= 159088636 \text{ Nmm} \\ &= 159,088636 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr+

Mpr + ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tekan dengan tulangan 2D22

(As = 760,5714 mm²)

$$\begin{aligned} \text{Apr-} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f' c b_w} \\ &= \frac{1,25 \times 760,5714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 75,1624 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr-} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr(-)}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 760,5714 \times 420 \left(436 - \frac{75,1624}{2} \right) \\ &= 159088636 \text{ Nmm} \\ &= 159,088636 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lapangan

Perhitungan Mpr-

Mpr(-) ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tarik dengan tulangan 2D22

(As = 760,5714mm²).

$$\begin{aligned} \text{Apr-} &= \frac{1,25 s f_y}{0,85 ' c b_w} \\ &= \frac{1,25 \times 760,5714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 75,1623529 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr-} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr(-)}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 1140,8571 \times 420 \left(436 - \frac{75,1623529}{2} \right) \\ &= 159088636 \text{ Nmm} \\ &= 159,088636 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr+

Mpr + ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tekan dengan tulangan 3D22

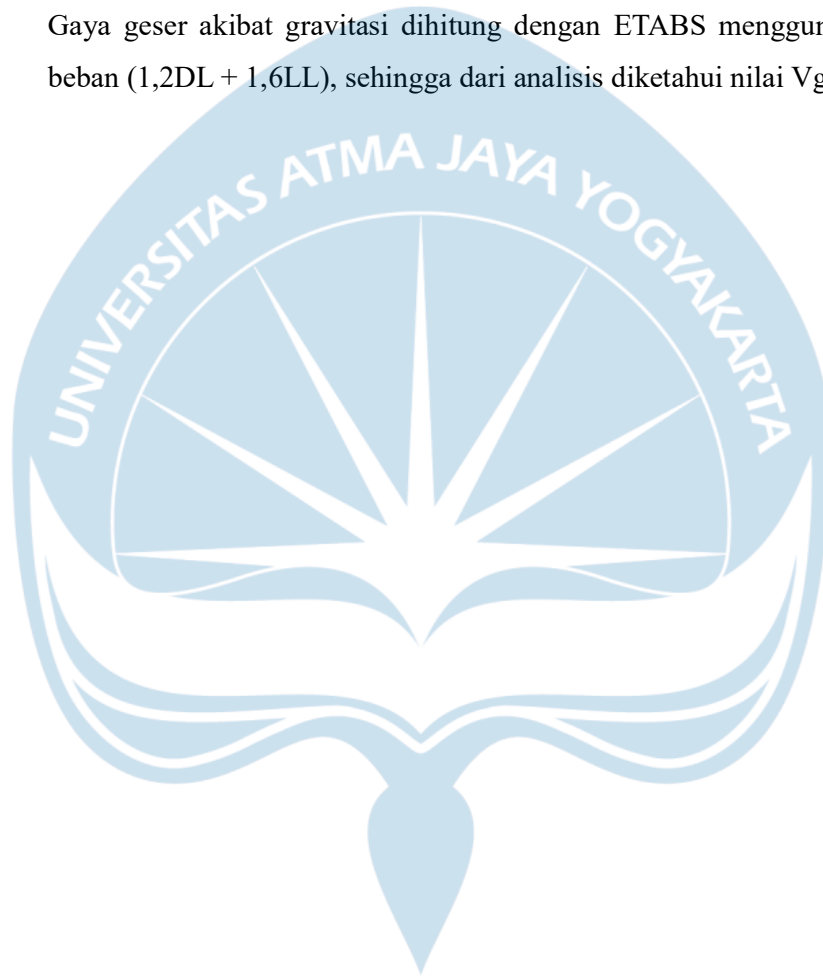
(As = 1140,85714 mm²).

$$\begin{aligned} \text{Apr-} &= \frac{1,25 s f_y}{0,85 f' c b_w} \\ &= \frac{1,25 \times 1140,85714 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 112,743529 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr-} &= 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-(-)}}{2} \right) \\
&= 1,25 \times 760,5714 \times 420 \left(436 - \frac{112,743529}{2} \right) \\
&= 227378331 \text{ Nmm} \\
&= 227,3783 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Gaya geser akibat gaya gravitasi

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban (1,2DL + 1,6LL), sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 76,8396 \text{ kN}$.



Gaya geser akibat gempa

$$V_e = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{l_n} = \frac{159,0886 + 15,0886}{9,6} = 33,1435 \text{ kN}$$

$$V_{e1} = V_e(+) + V_g = 33,1435 + 76,8396 = 109,4646659 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_e - V_g = 33,1435 - 76,8396 = -43,17773412 \text{ kN}$$

Untuk menentukan tulangan geser lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,50 m, maka $2h = 1$.

Perhitungan Kebutuhan tulangan daerah tumpuan:

$$V_u \text{ Etabs} = 76,3212 \text{ kN}$$

$$V_u = 109,4646659 \text{ kN}$$

$$d = 436 \text{ mm}$$

Nilai V_u digunakan 109,4646659 kN

$$0,5V_u = 0,5 \times 109,4646659 \\ = 54,7323 > V_e(33,14347), \text{ maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b d \\ = 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 250 \times 436 \\ = 92,65 \text{ kN}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c \\ = \left(\frac{109,4646659}{0,9}\right) - 92,65 \\ = 53,7323 \text{ kN}$$

$$V_{smaks} = 0,66\sqrt{f'_c} b d \\ = 0,66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 436 \\ = 394031,6079 \text{ N} \\ = 394,0316079 \text{ kN} > V_s = 53,7323 \text{ kN (memenuhi)}$$

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

$$\text{Jarak Sengkang}(s) = \frac{A_s F_y d}{V_s} \\ = \frac{265,571 \times 420 \times 436}{53,7323} \\ = 415,2755 \text{ mm}$$

Jarak Sengkang tidak boleh lebih dari :

$$d/4 = 436/4 \\ = 109 \text{ mm}$$

6 kali diameter tulangan lentur = $6(22) = 132 \text{ mm}$

Sehingga, digunakan tulangan 2D13 – 100

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban (1,2DL + 1,6LL), sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 68,1479 \text{ kN}$.

Gaya geser akibat gempa

$$V_e = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{l_n} = \frac{227,3783 + 159,0886}{9,6} = 40,2569 \text{ kN}$$

$$V_{e1} = V_e(+) + V_g = 40,2569 + 68,1479 = 108,4049 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_e - V_g = 40,2569 - 68,1479 = -27,8909 \text{ kN}$$

Untuk menentukan tulangan geser lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 1m, maka $2h = 1\text{m}$.

Perhitungan Kebutuhan tulangan daerah tumpuan:

$$V_u \text{ Etabs} = 68,1479 \text{ kN}$$

$$V_u = 108,4049 \text{ kN}$$

$$d = 436 \text{ mm}$$

Nilai V_u digunakan 108,4049 kN

$$0,5V_u = 0,5 \times 108,4049 = 54,20244 > V_e(40,25698), \text{ maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 250 \times 436 \\ &= 92,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c \\ &= \left(\frac{108,4049}{0,75}\right) - 92,65 \\ &= 51,88983 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{smaks} &= 0,66\sqrt{f'_c} b d \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 436 \\ &= 394031,6 \text{ N} \\ &= 394,0316 \text{ kN} > V_s = 51,88983 \text{ kN (memenuhi)} \end{aligned}$$

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

$$\text{Jarak Sengkang(s)} = \frac{A_s F_y d}{V_s}$$

$$= \frac{265,571 \times 250 \times 436}{51,88983}$$

$$= 426,5842 \text{ mm}$$

Jarak Sengkang tidak boleh lebih dari :

$$d/2 = 436/2$$

$$= 218$$

Sehingga, digunakan tulangan 2D13 – 150

Tulangan Susut (Pinggang)

Berdasarkan SNI 1991, pasal 3.16.12.2 :

Tabel 2.10 Ketentuan Mutu Baja

Mutu Baja (f_y)	Asst
\leq BJTD-30	0,0020.b.ht
BJTD-40	0,0018.b.ht
\geq BJTD-40	0,0018.b.ht $\left(\frac{400}{f_y}\right)$
Tetapi dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014.b.ht.	

Dipakai d = 13 mm

$$Ad = 0,25 \times \frac{22}{7} \times d^2 = 0,25 \times \frac{22}{7} \times 14^2$$

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

$$Asst = 0,0018 \text{ b.ht} \left(\frac{400}{f_y}\right)$$

$$= 0,0018 \times 250 \times 500 \left(\frac{400}{f_y}\right)$$

$$= 214,2857 \text{ mm}^2$$

$$n = Asst : Ad$$

$$= 214,2857 : 132,7857$$

$$= 1,6138$$

$$= 2$$

Digunakan 2D13

2.8.2 Balok Induk

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus atau SRPMK merupakan suatu sistem struktur yang dirancang dan diberi detailing untuk menahan beban gempa. SNI 2847:2019 mengatur penggunaan SRPMK pada daerah Kategori Desain Seismik D, E, dan F.

Berdasarkan SNI 2847:2019 yang mengatur sebuah komponen lentur dari bagian SRPMK harus memenuhi kriteria yang merupakan syarat dimensi penampang. Berikut ini adalah syarat dimensi penampang sebagai berikut:

- a. Panjang bentang bersih (l_n), harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ($l_n \geq 4d$)
- b. Lebar penampang (b_w), tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang dan tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ($b_w \geq 0,3h$ atau 250mm).
- c. Lebar penampang (b_w), tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom arah sejajar komponen lentur.

Jumlah tulangan lentur tarik disebelah atas atau disebelah bawah penampang, luas perlu (A_s) tidak boleh kurang dari perhitungan persamaan berikut:

$$\frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{1,4}{f_y} b_w d$$

Kedua rumus tersebut harus menghasilkan nilai $\leq A_s \leq 0,025b_w d$ yang merupakan salah satu syarat tulangan lentur. Kuat lentur positif dari sebuah komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal tersebut dapat dilihat pada rumus berikut ini:

$$\phi M_n + k_i \geq 1,2 \phi M_n - k_i \text{ (Tumpuan Kiri)}$$

$$\phi M_n + k_a \geq 1,2 \phi M_n - k_a \text{ (Tumpuan Kanan)}$$

Kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat lentur terbesar yang telah dihitung pada kedua muka kolom tersebut.

Sambungan lewatan pada tulangan lentur diizinkan jika ada tulangan sengkang tertutup yang mengikat pada sambungan tersebut. Spasi sengkang yang mengikat tidak lebih dari $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada daerah hubungan kolom, daerah muka kolom, tempat yang kemungkinan akan terjadi luluh lentur karena perpindahan inelastic struktur rangka.

Tulangan transversal memiliki syarat yaitu:

- a. Sengkang transversal harus dipasang pada daerah dua kali tinggi balok dari muka.tumpuan, dua kali tinggi balok pada kedua sisi diukur dari lokasi terjadinya luluh lentur.
- b. Jarak sengkang transversal dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

- c. Pada daerah yang tidak perlu sengkang transversal, kedua ujung Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$

Pada kekuatan geser balok terdapat syarat dimana daerah yang memerlukan tulangan tertutup harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$ jika gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum dan gaya aksial terfaktor (P_u) lebih kecil dari $ag^*c/20$. Tulangan transversal pada balok SRPMK didesain untuk memikul gaya geser rencana (V_e) akibat kuat lentur maksimum (M_{pr}) dengan tanda berlawanan yang bekerja pada muka-muka tumpuan. Komponen struktur secara bersamaan menahan beban gravitasi yang berfokus di sepanjang bentangnya dengan menggunakan rumus seperti berikut:

$$M_{pr} = A_s(1,25f_y)\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s(1,25f_y)}{0,85f_c b}$$

Besar gaya geser rencana dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2}$$

Kekuatan geser balok dapat dihitung dengan persamaan seperti dibawah ini. gempa dari kiri dapat dihitung dengan dengan rumus Gaya geser rencana(V_e) :

$$V_{e1} = V_{G1} - V_{E1}$$

$$V_{e2} = V_{G2} + V_{E2}$$

Gempa dari kanan dapat dihitung menggunakan persamaan Gaya geser rencana (V_e) juga dapat menggunakan rumus di atas.

Berikut merupakan perhitungan penulangan balok induk yang terdapat pada Gedung Jamu Artisan Center:

Balok Induk 40x80 dengan bentang 10 meter

Lebar Balok (b) : 400 mm

Tinggi Balok (h) : 800 mm

Bentang Total : 10000mm

Bentang Bersih : 9300 mm

Selimut Beton : 40 mm

Berdasarkan analisis struktur dengan program ETABS didapatkan gaya dalam balok seperti pada Tabel 2.6 berikut:

Tabel 2.11 Gaya Dalam Balok Induk

Gaya	Lokasi	
	Tumpuan	Lapangan
Mu+ (kNm)	386,8061	466,8798
Mu- (kNm)	731,0497	553,9854
Vu (kN)	401,5685	305,9128

a) Tulangan Longitudinal

Direncanakan tulangan D25 ($F_y = 420$ MPa)

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d = h - \text{sel. beton} - D. \text{senggang} - 0,5x D. \text{tulangan}$$

$$= 800 - 40 - 13 - 0,5 \times 25$$

$$= 734,5 \text{ mm}$$

Tulangan Tarik Tumpuan

$$\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{684,4731 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 734,5^2}$$

$$P = \frac{0,85 f' c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{Mu}{\phi b d^2} \right)}{0,85 \times F' c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(3,764097)}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,009938$$

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0,009938 \times 400 \times 734,5$$

$$= 2919,841 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f' c}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 400 \times 734,5$$

$$= 874,4048$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$= \frac{1,4}{420} 400 \times 734,5$$

$$= 979,3333$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{Ast}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$= \frac{2919,841}{\frac{1}{4}\pi 25^2}$$

$$= 5,945858 = 6$$

Digunakan tulangan 6D25 ($A_s = 2946,4 \text{ mm}^2$)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$S = \frac{b - 2Cc - 2sengakang \times D}{n - 1}$$

$$= \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - 6 \times 25}{6 - 1}$$

$$= 28,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm (aman)}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{As Fy}{0,85 F'c b} = \frac{2946,4 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 145,5882 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{145,5882}{0,85} = 171,2803 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{734,5 - 171,2803}{171,2803} 0,003$$

$$= 0,009865 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 2946,4 \times 420 \times \left(734,5 - \frac{145,5882}{2} \right)$$

$$= 736,9749 \text{ kNm} > M_u = 731,05 \text{ kNm (memenuhi)}$$

Tulangan Tekan Tumpuan

$$M_{u+} = 386,8061 \text{ kNm}$$

$$0,5M_{u-} = 0,5 \times 731,0497 = 365,52485 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M_{u+} > 0,5M_{u-}$, maka digunakan nilai momen sebesar 386,8061 kNm

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{386,8061 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 734,5^2} = 1,9916$$

$$P = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{M_{u+}}{\phi b d^2} \right)}{0,85 \times F'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(1,9916)}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,004988$$

$$P_{maks} = 0,025$$

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0,004988 \times 400 \times 734,5$$

$$= 1465,4205 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 400 \times 734,5$$

$$= 874,405$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$= \frac{1,4}{420} 400 \times 734,5$$

$$= 979,333$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$= \frac{1465,4205}{\frac{1}{4}\pi 25^2}$$

$$= 2,9841 = 3$$

Digunakan tulangan 3D25 ($A_s = 1473,2143 \text{ mm}^2$)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$S = \frac{b - 2Cc - 2senggang - n \times D}{n - 1}$$

$$= 109,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (AMAN)}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'c b} = \frac{1473,2143 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 72,7941 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72,7941}{0,85} = 85,6401 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{734,5 - 85,6401}{85,6401} 0,003$$

$$= 0,02273 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1473,2143 \times 420 \times \left(734,5 - \frac{72,7941}{2} \right)$$

$$= 388,7560754 \text{ kNm} > Mu = 386,8061 \text{ kNm} \text{ (memenuhi)}$$

Tulangan Tarik Lapangan

$$Mu+ = 466,8798 \text{ kNm}$$

$$0,25Mu- = 0,25 \times 731,0497$$

$$= 182,76243 \text{ kNm}$$

Karena nilai $Mu- > 0,25Mu-$, maka digunakan nilai momen sebesar 466,8798 kNm

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{466,8798 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 734,5^2} = 2,4039$$

$$P = \frac{0,85 f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{Mu}{\phi bd} \right)}{0,85 \times F'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(2,4039)}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,0060901$$

$$As = pbd$$

$$= 0,0060901 \times 400 \times 734,5$$

$$= 1789,2831 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$As \text{ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} bd$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 400 \times 734,5$$

$$= 874,404762$$

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{fy} bd$$

$$= \frac{1,4}{420} 400 \times 734,5$$

$$= 979,333333$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{Ast}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$= \frac{1789,2831}{\frac{1}{4}\pi 25^2}$$

$$= 3,6436311 = 4$$

Digunakan tulangan 4D25 (As = 1964,3)

Spasi antar tulangan apabila dipasang satu baris:

$$S = \frac{b-2c-2senggang-n \times D}{n-1}$$

$$= 64,6667 \text{ mm} > 25 \text{ mm (AMAN)}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'_c b} = \frac{1964,3 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 97,058824$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{97,058824}{0,85} = 114,18685$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{734,5-114,18685}{114,18685}$$

$$= 0,0162973 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1964,3 \times 420 \times \left(734,5 - \frac{97,058824}{2} \right)$$

$$= 509,33316 \text{ kNm} > M_u = 466,8798 \text{ kNm (memenuhi)}$$

Tulangan Tarik Lapangan

$$M_u^- = 553,9854 \text{ kNm}$$

$$0,25M_u^- = 0,25 \times 731,0497 = 182,76243 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M_u^+ > 0,25M_u^-$, maka digunakan nilai momen sebesar 553,9854 kNm

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{553,9854 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 734,5^2} = 2,8524$$

$$P = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x \left(\frac{M_u}{\phi b d} \right)}{0,85 \times F'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x(2,8524)}{0,85 \times 25}} \right)$$

$$= 0,00732114$$

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0,00732114 \times 400 \times 734,5$$

$$= 2150,95152 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah ini :

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} bd \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} 400 \times 734,5 \\ &= 874,404762 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} bd \\ &= \frac{1,4}{420} 400 \times 734,5 \\ &= 979,333333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{2150,95152}{\frac{1}{4}\pi 25^2} \\ &= 4,38011945 = 5 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 5D25 ($A_s = 2455,4$)

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2Cc - 2sengkan - n \times D}{n - 1} \\ &= 42,25 \text{ mm} > 25 \text{ mm (AMAN)} \end{aligned}$$

Periksa nilai regangan tulangan tarik terluar ϵ_t dan ϕ

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 F'c b} = \frac{2455,4 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 121,323529$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{121,323529}{0,85} = 142,733564$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{734,5 - 142,733564}{142,733564} \\ &= 0,01243785 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \phi = 0,9) \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 2455,4 \times 420 \times \left(734,5 - \frac{121,323529}{2} \right)$$

$$= 625,406112 \text{ kNm} > M_u = 553,9854 \text{ kNm (memenuhi)}$$

b) Tulangan Transversal

Tumpuan

Perhitungan M_{pr-}

M_{pr-} ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tarik dengan tulangan 6D25 ($A_s = 2946,429 \text{ mm}^2$).

$$A_{pr-} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'c b_w}$$

$$= \frac{1,25 \times 2946,429 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 181,9853 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr-} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-(-)}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 2946,429 \times 420 \left(734,5 - \frac{181,9853}{2} \right) \\ &= 9954254367 \text{ Nmm} \\ &= 995,4254 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr+

Mpr + ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tekan dengan tulangan 3D25 (As = 1473,21429 mm²).

$$\begin{aligned} \text{Apr-} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f' c b_w} \\ &= \frac{1,25 \times 1473,21429 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 90,9926471 \text{ mm} \\ \text{Mpr+} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-(-)}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 1473,21429 \times 420 \left(734,5 - \frac{90,9926471}{2} \right) \\ &= 532901281 \text{ Nmm} \\ &= 532,901281 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lapangan

Perhitungan Mpr-

Mpr(-) ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tarik dengan tulangan 4D25 (As = 1964,28571 mm²).

$$\begin{aligned} \text{Apr-} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f' c b_w} \\ &= \frac{1,25 \times 1964,28571 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 121,323529 \text{ mm} \\ \text{Mpr-} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-(-)}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 1964,28571 \times 420 \left(734,5 - \frac{121,323529}{2} \right) \\ &= 694895680 \text{ Nmm} \\ &= 694,8957 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mpr(+) ditinjau dari tumpuan yang mengalami Tekan dengan tulangan 5D25 (As = 2455,357143 mm²).

$$\begin{aligned} \text{Apr-} &= \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f' c b_w} \\ &= \frac{1,25 \times 2455,357143 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 151,6544118 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr+} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr(-)}}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 2455,357143 \times 420 \left(734,5 - \frac{151,6544118}{2} \right) \\
 &= 849070398,7 \text{ Nmm} \\
 &= 849,0703987 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser Akibat Gaya Gravitasi

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban (1,2DL + 1,6LL), sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 401,57 \text{ kN}$.

Gaya Geser Akibat Gempa

$$V_e = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} = \frac{995,425437 + 532,901281}{9,3} = 164,36206 \text{ kN}$$

$$V_{e1} = V_e(+) + V_g = 164,36206 + 401,57 = 565,904706 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_e - V_g = 164,36206 - 401,57 = -237,232294 \text{ kN}$$

Untuk menentukan tulangan geser lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,80 m, maka $2h = 1,6$.

Perhitungan Kebutuhan tulangan daerah tumpuan:

$$V_u \text{ Etabs} = 401,5685 \text{ kN}$$

$$V_u = 565,904706 \text{ kN}$$

$$d = 734,5 \text{ mm}$$

Nilai V_u digunakan 565,904706 kN

$$0,5V_u = 0,5 \times 565,904706$$

$$= 282,952353 > V_e(164,34), \text{ maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 400 \times 734,5 \\
 & &= 249,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c &= \left(\frac{565,904706}{0,75} \right) - 249,73 \\
 & &= 504,809608 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{smaks} &= 0,66 \sqrt{f'c} b d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 734,5 \\
 &= 1062077,857 \text{ N} \\
 &= 1062,077857 \text{ kN} > V_s = 504,809608 \text{ kN (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jarak Sengkang}(s) &= \frac{A_s F_y d}{V_s} = \frac{265,571 \times 420 \times 734,5}{504,809608} \\ &= 162,2911463 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak Sengkang tidak boleh lebih dari:

$$\begin{aligned} d/4 &= 734,5/4 \\ &= 183,625 \text{ mm} \end{aligned}$$

6 kali diameter tulangan lentur = 6(25) = 150 mm

Sehingga, digunakan tulangan 2D13 – 100 (Tumpuan)

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban (1,2DL + 1,6LL), sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 288,6615$ kN.

Gaya geser akibat gempa

$$V_e = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{l_n} = \frac{694,89568}{9,3} - \frac{849,0703987}{9,3} = 166,02 \text{ kN}$$

$$V_{e1} = V_e(+) + V_g = 166,02 + 323,0993 = 454,6793579 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_e - V_g = 166,02 - 323,0993 = -122,6436421 \text{ kN}$$

Untuk menentukan tulangan geser lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar 2h. Balok dengan tinggi (h) = 0,80 m, maka 2h = 1,6m.

Perhitungan Kebutuhan tulangan daerah tumpuan:

$$V_u \text{ Etabs} = 288,6615 \text{ kN}$$

$$V_u = 454,6793579 \text{ kN}$$

$$d = 734,5 \text{ mm}$$

Nilai V_u digunakan 454,6793579 kN

$$0,5V_u = 0,5 \times 454,6793579$$

$$= 227.339679 > V_e(166,02), \text{ maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} bd = 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 400 \times 734,5 \\ &= 249,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) - V_c = \left(\frac{454,6793579}{0,75} \right) - 249,73 \\ &= 356,5091439 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{smaks} &= 0,66\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 734,5 \end{aligned}$$

$$= 1062077,857 \text{ N}$$

$$= 1062,077857 \text{ kN} > V_s = 356,5091439 \text{ kN (memenuhi)}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jarak Sengkang(s)} &= \frac{A_s F_y d}{V_s} = \frac{265,571 \times 420 \times 734,5}{356,5091439} \\ &= 229,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak Sengkang tidak boleh lebih dari :

$$d/4 = 789/4$$

$$= 197,25 \text{ mm}$$

6 kali diameter tulangan lentur = $6(22) = 132 \text{ mm}$ dan 150 mm

Sehingga, digunakan tulangan 2D13 – 150 (Lapangan)

Tulangan Susut (Pinggang)

Berdasarkan SNI 1991, pasal 3.16.12.2 :

Tabel 2.12 Ketentuan Mutu Baja

Mutu Baja (f_y)	Asst
$\leq BJT D - 30$	0,0020.b.ht
BJTD – 40	0,0018
$\geq BJT D - 40$	0,0018.b.ht (400/ft)
Tetapi dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014.b.ht	

Dipakai $d = 14 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_d &= 0,25 \times \frac{22}{7} \times d^2 = 0,25 \times \frac{22}{7} \times 14^2 \\ &= 154 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 0,0018 \text{ b.ht} \left(\frac{400}{f_y} \right) \\ &= 0,0018 \times 400 \times 800 \left(\frac{400}{f_y} \right) \\ &= 548,5714 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= A_{st} : A_d \\ &= 548,5714 : 154 \\ &= 3,56215 = 4 \end{aligned}$$

Dipakai 4D12

2.9 Perancangan Kolom

Perancangan sebuah kolom dilakukan dengan memperhatikan syarat-syarat yang berlaku. Syarat dimensi penampang digunakan dengan memperhatikan dimensi penampang terkecil diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri dan tidak kurang dari 300 mm. Rasio dimensi penampang yang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak kurang dari 0,4.

Pada perancangan kolom harus memperhatikan kekuatan lentur kolom yang harus memenuhi $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$ dimana $\sum M_{nc}$ merupakan jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. $\sum M_{nb}$ yang merupakan jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Perhitungan tersebut harus mendapatkan hasil dimana *strong column – weak beam* perhitungan ini dilakukan dengan menggunakan persamaan: $(M_{nc a} + M_{nc b}) \geq 1,2(M_{nb ki} + M_{nb ka})$.

Untuk menghitung tulangan harus memperhatikan beberapa syarat. Luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak melebihi $0,006A_g$. Pada sambungan lewatan hanya diizinkan dalam daerah tengah tinggi kolom yang ada, hal tersebut juga harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal.

Pada syarat tulangan transversal daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang 10 dari muka hubungan balok-kolom, dikedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencakupi. Tulangan transversal harus sesuai dengan poin-poin seperti:

- a. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpuk atau yang biasa disebut dengan overlap, dimana Sengkang pengekang bunda atau pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang.
- b. Setiap tekukan ujung Sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c. 25.7.2.2 merupakan batasan yang diizinkan untuk Sengkang pengekang dimana ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih dari diameter Sengkang. Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujung sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d. Penggunaan Sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang tulangan transversal harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal harus sesuai.

e. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan-tulangan longitudinal disepanjang parameter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350mm. f. Nilai h_x tidak boleh melebihi 200 mm hal ini dikarenakan ketika $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70$ Mpa pada kolom dengan Sengkang pengekang di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekang ataupun kait gempa

Syarat kuat geser kolom SRPMK harus memiliki gaya geser rencana (V_e) yang ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap komponen struktur. Gaya pada hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menggunakan kuat momen maksimum yang dapat terjadi (probable moment) pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor P_u yang bekerja pada batang tersebut. Gaya geser rencana (V_e) tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor yang didapat dari hasil analisis struktur. Kemudian tulangan transversal sepanjang l_0 harus didesain sedemikian rupa untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ hal ini dapat terjadi jika gaya geser akibat gempa setidaknya 50% dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang l_0 dan gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$. Kekuatan geser rencana kolom SRPMK dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_e = \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c}$$

Berikut merupakan perhitungan penulangan kolom yang terdapat pada Gedung Jamu Artisan Center:

2.9.1 Perencanaan Kolom K1 Lantai Parkiran

Mutu Beton (F'_c)	= 25 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)	= 3200 mm
Lebar Kolom (b)	= 700 mm
Tinggi Kolom (h)	= 700 mm

Selimut Beton = 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi:

- 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 nya tidak dari 0,4.

Maka setelah dicek, didapat :

a) $700 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)

b) $b/h = 700/700$
 $= 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 20D25 ($A_s = 491,0714 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,02082

$$\begin{aligned} P_u &= 3907,18 \text{ kN} \\ 0,3A_gF'_c &= 0,3 \times (700 \times 700) \times (25) \\ &= 3675 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga, nilai $P_u (3907,18) > 0,3A_gF'_c (3675)$

$$\begin{aligned} \rho_g &= (n \times A_s) / (b \times h) \\ &= (20 \times 491,0714) / (700 \times 700) \\ &= 0,020044 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Luas Tulangan longitudinal Ast tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan tidak lebih dari 0,06 A_g .

$$0,01 < 0,020044 < 0,06 \text{ (OK)}$$

Cek SCWB (*Strong Column-Weak Beam*)

Balok 40x80 Bentang 10 Meter

Tumpuan Tarik 6D25 ($A_s = 2946,429 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 3D25 ($A_s = 1473,214 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned} a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_c \times b) \\ &= (2946,429 \times 420) / (0,85 \times 25 \times 400) \\ &= 145,5882 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s F_y (d - (a/2)) \\ &= 2946,429 \times 420 \times (734,5 - (145,5882 / 2)) \end{aligned}$$

$$= 818,8610 \text{ kNm}$$

Momen (+)

$$a = (AsxFy)/(0,85xF^2cxb)$$

$$= (1473,214 \times 420)/(0,85 \times 25 \times 400)$$

$$= 72,7941 \text{ mm}$$

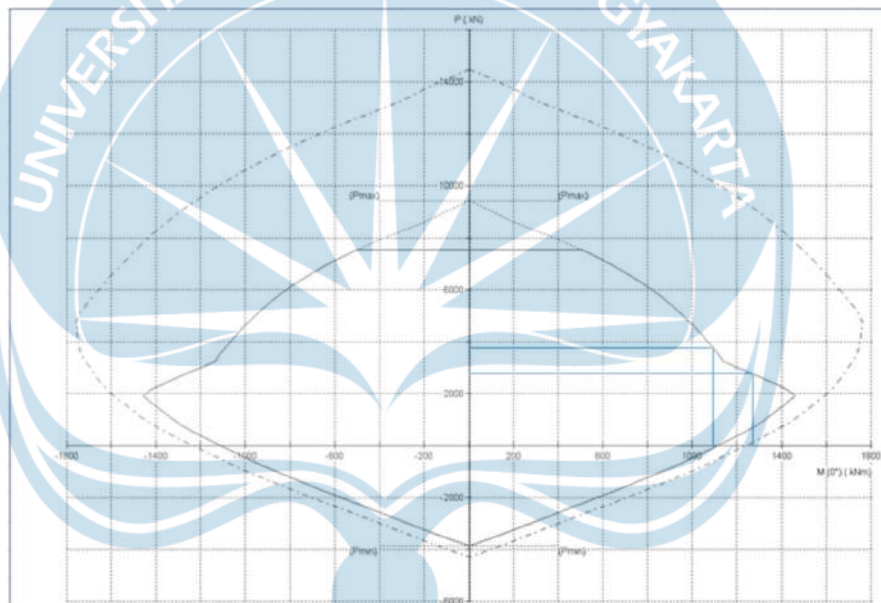
$$Mn = AsxFy(d-(a/2))$$

$$= 1473,214 \times 420 \times (734,5 - (72,7941 / 2))$$

$$= 409,4305 \text{ kNm}$$

$$Mnb,ki = 818,8610 \text{ kNm}$$

$$Mnb,ka = 409,4305 \text{ kNm}$$



Gambar 2.29 Ketentuan SCWB Balok 40x80

Pu :

$$\text{Lantai 1} = 2893,887 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai P} = 3907,185 \text{ kN}$$

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai : ($\phi = 0,65$)

Lantai 1 :

$$\phi Mn = 1265 \text{ kNm}$$

Lantai P :

$$\phi Mn = 0 \text{ kNm (dikarenakan Lantai P merupakan lantai dasar bangunan)}$$

Maka,

$$M_{nc,a} = 1946,1538 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = 0 \text{ kNm}$$

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

$$= \Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

$$= (1946,1538 + 0) \geq 1,2 \times (818,861 + 409,431)$$

$$= 1946,1538 \geq 1473,9499 \text{ (SCWB Terpenuhi)}$$

Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.4 yang mengatur tentang tulangan transversal untuk kolom-kolom system rangka pemikul khusus adalah sebagai berikut:

Tabel 2.13 Tulangan Transversal untuk Kolom-Kolom Sistem Rangka Pemikul Khusus

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
$A_{sh}/s_b c$ untuk sengkang pengeang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengeang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$b_c = 700 - 2(40)$$

$$= 620 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = b_c \times b_c$$

$$= 620 \times 620$$

$$= 384400 \text{ mm}^2$$

$$A_g = bh$$

$$= 700 \times 700$$

$$= 490000 \text{ mm}^2$$

$$X_i = (700 - 2(40) - 2(13) - 25)/3$$

$$= 189,667 \text{ mm}$$

Ash/sbc (MAX)

$$0,3 \times ((A_g/A_c h) - 1) \times (F'_c/F_{yt}) = 0,0049056$$

$$0,09 \times (F'_c/F_{yt}) = 0,00535714$$

Kf didapat 0,7429, dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,11

$$0,2 \times k_f \times k_n \times (P_u/(F_{yt} \times A_c)) = 0,005378$$

Dipakai Nilai 0,005378

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

$$\frac{1}{4} \times (700 \text{ mm}) = 175 \text{ mm}$$

$$6 \times (25 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$A_{sh/s} = bc \times (0,005378)$$

$$= 620 \times (0,005917)$$

$$= 3.3343 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 3.3343 \times (100)$$

$$= 333,4340 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Kaki Sengkang} = A_{sh}/(\frac{1}{4} \times \phi \times D^2)$$

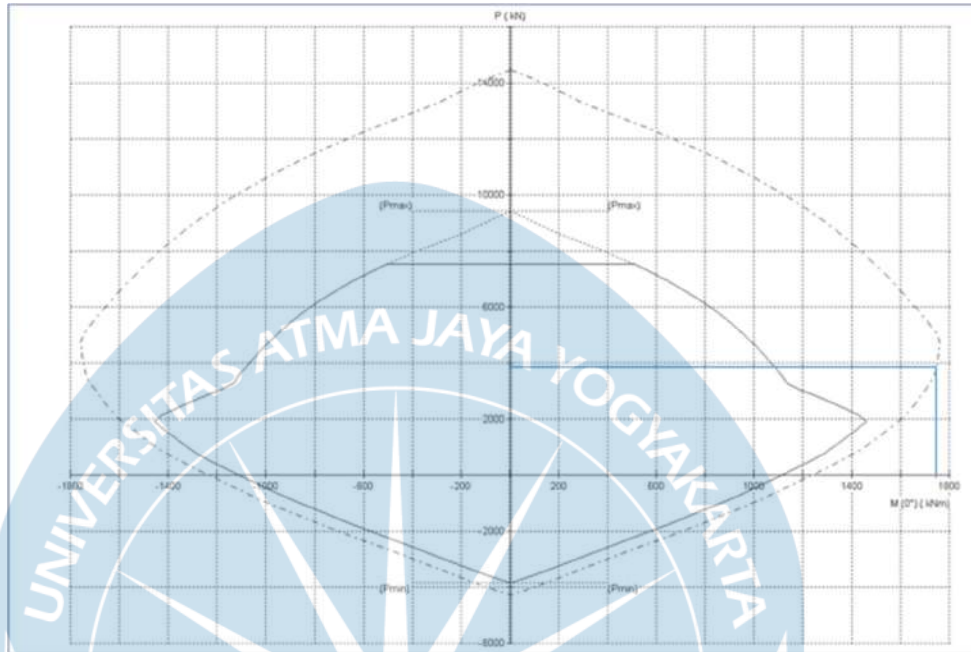
$$= 333,4340 / (\frac{1}{4} \times \phi \times 13^2)$$

$$= 2,5121 = 3 \text{ kaki}$$

Digunakan Sengkang 3D13 ($A_s = 398,357 \text{ mm}^2$)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2.30 Kekuatan Geser Balok

Dari hasil Plot didapat :

$$M_{prc \text{ atas}} = 1730 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 1730 \text{ kNm}$$

$$V_e = (1730 + 1730) / 4 \\ = 865 \text{ kN}$$

V_e tidak boleh melebihi dari :

$$V_e = (\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah}) / l_u \\ = 307,07 \text{ kN}$$

V_e tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor :

$$V_e = 277,06 \text{ (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 307,07 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka :

$$V_s = V_u / \phi \\ = 307,07 / 0,75 \\ = 409,431 \text{ kN}$$

$$A_v / s = V_s / (F_{yt} \times d) \\ = 409,431 / (420 \times 634,5)$$

$$= 1,5364$$

$$A_v = 1,5364 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)}$$

$$= 153,64 \text{ mm}^2$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 3D13 – 100 ($A_s = 398,357 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar l_0 , maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

$$V_c = 0,17 \times (1 + (N_u/14A_g)) \lambda (F'_c)^{0.5} \times b_w \times d$$

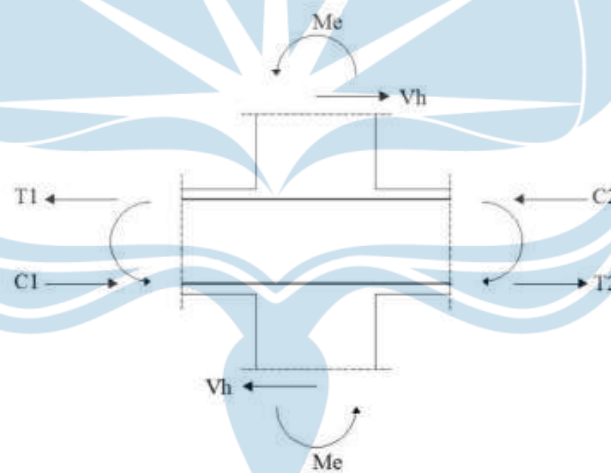
$$= 397,46 \text{ kN} > V_u (277,0621 \text{ kN})$$

Daerah luar l_0 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (634,5/2) = 317,25 = 350 \text{ mm}$

Namun, diambil jarak sepanjang 150 mm.

Maka tulangan yang dipakai 3D13 – 150.

Hubungan Balok Kolom



Gambar 2.31 Hubungan Balok - Kolom

Nilai M_{pr} Balok

$$V_h = 382,08 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (6D25 $A_s = 2946,4 \text{ mm}^2$)

$$T_1 = 1,25 \times A_s \times F_y$$

$$= 1,25 \times 2946,4 \times 420$$

$$= 1546,9 \text{ kN} = C_1$$

Tumpuan Tekan (3D25 $A_s = 1473,2 \text{ mm}^2$)

$$T_2 = 1,25 \times A_s \times F_y$$

$$= 1,25 \times 1473,2 \times 420$$

$$= 773,44 \text{ kN} = C2$$

$$V_u = V_h - T1 - C2$$

$$= 382,08 - 1546,9 - 773,44$$

$$= (-) 1938,2 \text{ kN}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'c^{0.5}) \times A_j$

$$A_j = b \times h \text{ (kolom)}$$

$$= 700 \times 700$$

$$= 490000 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1,7 \times (F'c^{0.5}) \times A_j$$

$$= 1,7 \times (25^{0.5}) \times 490000$$

$$= 4165 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 3060$$

$$= 3123,8 > V_u (1938,231) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi}$$

Penulangan geser di daerah HBK

$$A_{sh/s} = (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'c)/F_y) \times ((A_g/A_{ch}) - 1)$$

$$= 1,5207 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh/s} = 1/2 \times 0,09 \times ((bc \times F'c)/F_y)$$

$$= 1,6607 \text{ mm}^2$$

Diambil 1,6607 mm²/mm

Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$A_{sh} = 1,6607 \times 150$$

$$= 249,11 \text{ mm}^2$$

Jumlah Kaki Sengkang :

$$n = A_{sh}/(1/4 \times \Phi \times D^2)$$

$$= 249,11 / (1/4 \times \Phi \times 13^2)$$

$$= 1,8768$$

$$= 2 \text{ kaki}$$

Digunakan 2D13 – 150

2.9.2 Perencanaan Kolom K1 Lantai 1

Mutu Beton ($F'c$)	= 25 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)	= 3000 mm
Panjang Bersih Kolom (l_n)	= 2200 mm
Lebar Kolom (b)	= 700 mm
Tinggi Kolom (h)	= 700 mm
Selimit Beton	= 40 mm

Cek Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1 Kolom-kolom harus memenuhi:

- 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:

- $700 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)
- $b/h = 700/700$
 $= 1 > 0,4$ (OK)

Dari Aplikasi Spcolumn didapat jumlah tulangan 20D25 ($A_s = 491,0714 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan actual sebesar 0,02082

$$\begin{aligned}\rho_g &= (n \times A)/(b \times h) \\ &= (20 \times 491,0714)/(700 \times 700) \\ &= 0,020044 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Luas Tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan tidak lebih dari 0,06 A_g .

$$0,01 < 0,020044 < 0,06 \text{ (OK)}$$

Cek SCWB (*Strong Column-Weak Beam*)

Balok 40x80 Bentang 10 Meter

Tumpuan Tarik 6D25 ($A_s = 2946,429 \text{ mm}^2$)

Tumpuan Tekan 3D25 ($A_s = 1473,214 \text{ mm}^2$)

Momen (-)

$$\begin{aligned} a &= (A_s \times F_y) / (0,85 \times F'_{cxb}) \\ &= (2946,429 \times 420) / (0,85 \times 25 \times 400) \\ &= 145,5882 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s F_y (d - (a/2)) \\ &= 2946,429 \times 420 \times (734,5 - (145,5882 / 2)) \\ &= 818,8610 \text{ kNm} \end{aligned}$$

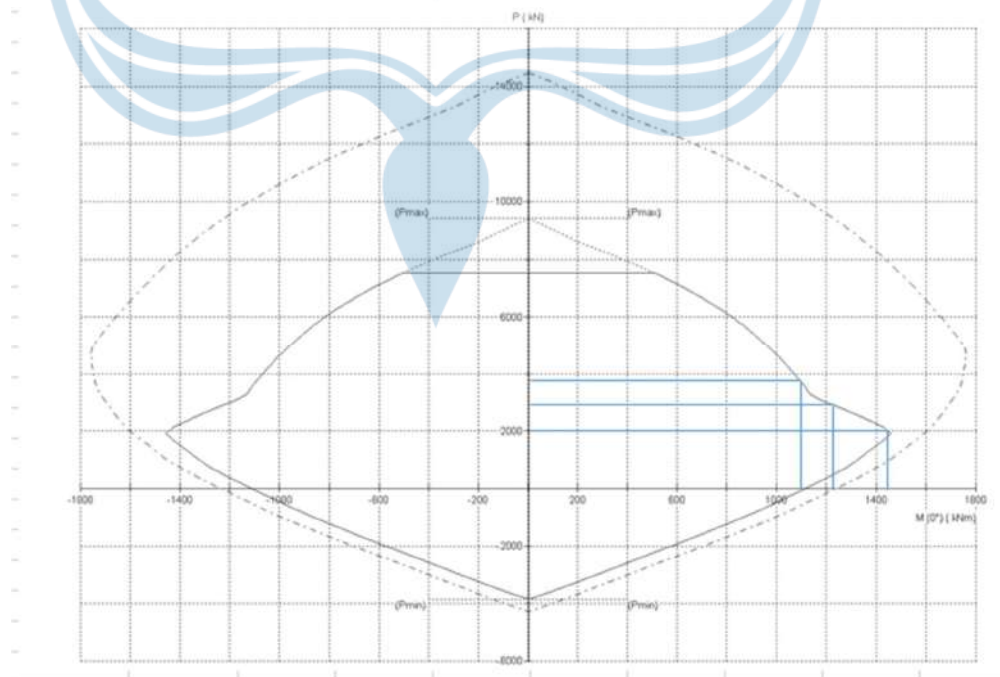
Momen (+)

$$\begin{aligned} a &= (A_s F_y) / (0,85 F'_{cxb}) \\ &= (1473,214 \times 420) / (0,85 \times 25 \times 400) \\ &= 72,7941 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s F_y (d - (a/2)) \\ &= 1473,214 \times 420 \times (734,5 - (72,7941 / 2)) \\ &= 409,4305 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{nb,ki} = 818,8610 \text{ kNm}$$

$$M_{nb,ka} = 409,4305 \text{ kNm}$$



Gambar 2.32 SCWB Balok 40x80

Pu :

$$\text{Lantai 2} = 2005,38 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai 1} = 2893,887 \text{ kN}$$

$$\text{Lantai P} = 3907,185 \text{ kN}$$

Dari Hasil plot nilai Pu tiap lantai, didapat nilai : ($\phi = 0,65$)

Lantai 2 :

$$\phi M_n = 1425 \text{ kNm}$$

Lantai P :

$$\phi M_n = 1100 \text{ kNm (dikarenakan Lantai P merupakan lantai dasar bangunan)}$$

Maka,

$$M_{nc,a} = 2192,3077 \text{ kNm}$$

$$M_{nc,b} = 1692,3077 \text{ kNm}$$

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

$$= \Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

$$= (2192,308 + 1692,308) \geq 1,2 \times (818,861 + 409,431)$$

$$= 3884,6154 \geq 1473,9499 \text{ (SCWB Terpenuhi)}$$

Tulangan Transversal

$$bc = 700 - 2(40)$$

$$= 620 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = bc \times bc$$

$$= 620 \times 620$$

$$= 384400 \text{ mm}^2$$

$$A_g = bh$$

$$= 700 \times 700$$

$$= 490000 \text{ mm}^2$$

$$X_i = (700 - 2(40) - 2(13) - 25)/3$$

$$= 189,667 \text{ mm}$$

Ash/sbc (MAX)

$$0,3 \times ((A_g/A_{ch}) - 1) \times (F'_c/F_{yt}) = 0,0049056$$

$$0,09 \times (F'_c/F_{yt}) = 0,00535714$$

Kf didapat 0,7429, dipakai nilai 1

Kn didapat nilai 1,11

$$0,2 \times k_f \times k_n \times (P_u / (F_{yt} \times A_{ch})) = 0,00398324$$

Dipakai Nilai 0,00535714

Syarat Jarak Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3

$$\frac{1}{4} \times (700 \text{ mm}) = 175 \text{ mm}$$

$$6 \times (25 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm.

$$A_{sh/s} = bc \times (0,00535714)$$

$$= 620 \times (0,00535714)$$

$$= 3,3214 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 3,32141 \times (100)$$

$$= 332,14285 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Kaki Sengkang} = A_{sh} / (1/4 \times \phi \times D^2)$$

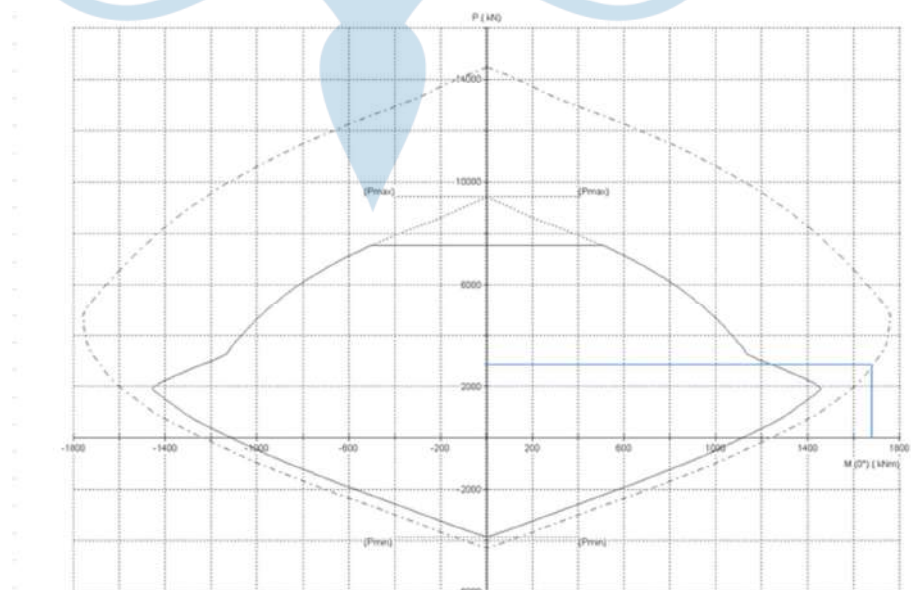
$$= 332,14285 / (1/4 \times \phi \times 13^2)$$

$$= 2,50235 = 3 \text{ kaki}$$

Digunakan Sengkang 3D13 ($A_s = 398,357 \text{ mm}^2$)

Kekuatan Geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1



Gambar 2.33 Kuat Geser Balok

Dari hasil Plot didapat :

$$M_{prc \text{ atas}} = 1730 \text{ kNm}$$

$$M_{prc \text{ bawah}} = 1730 \text{ kNm}$$

$$V_e = (1680 + 1680) / 4 \\ = 840 \text{ kN}$$

V_e tidak boleh melebihi dari :

$$V_e = (\Sigma M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \Sigma M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah}) / l_u \\ = 307,0729 \text{ kN}$$

V_e tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor :

$$V_e = 380,1139 \text{ (Output Etabs)}$$

Diambil $V_e = 380,1139 \text{ kN}$

Asumsikan Kuat Geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$, maka :

$$V_s = V_u / \phi \\ = 380,1139 / 0,75 \\ = 506,8185 \text{ kN}$$

$$A_v / s = V_s / (F_{yt} \times d) \\ = 506,8185 / (420 \times 634,5) \\ = 1,9018$$

$$A_v = 1,9018 \times 100 \text{ (untuk } s = 100 \text{ mm)} \\ = 190,1829 \text{ mm}^2$$

Sudah disediakan Sengkang tertutup dan ikat silang, 3D13 – 100 ($A_s = 398,357 \text{ mm}^2$)

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5

Untuk daerah diluar l_0 , maka nilai V_c ditentukan berdasar pada persamaan:

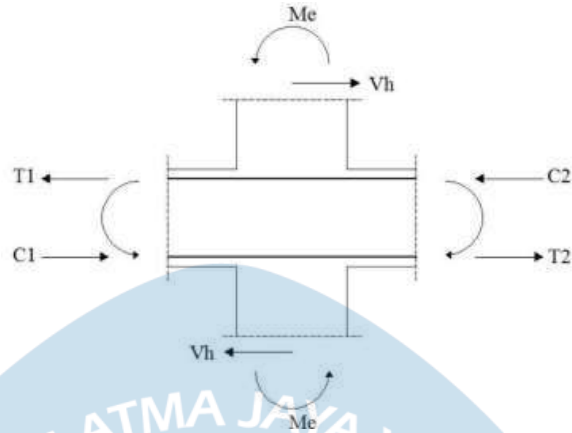
$$V_c = 0,17 \times (1 + (N_u / 14 A_g)) \lambda (F'_c)^{0,5} \times b_w \times d \\ = 388,1726 \text{ kN} > V_u (380,1139 \text{ kN})$$

Daerah luar l_0 dapat dipasang tulangan Sengkang dengan jarak $d/2 = (634,5/2) = 317,25 = 350 \text{ mm}$

Namun, diambil jarak sepanjang 150 mm.

Maka tulangan yang dipakai 3D13 – 150.

Hubungan Balok Kolom



Gambar 2.34 Hubungan Balok - Kolom

Nilai Mpr Balok

$$V_h = 382,08 \text{ kN}$$

Tumpuan Tarik (6D25 $A_s = 2946,4 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 2946,4 \times 420 \\ &= 1546,9 \text{ kN} = C_1 \end{aligned}$$

Tumpuan Tekan (3D25 $A_s = 1473,2 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1,25 \times 1473,2 \times 420 \\ &= 773,44 \text{ kN} = C_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_h - T_1 - C_2 \\ &= 382,08 - 1546,9 - 773,44 \\ &= (-) 1938,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1 Kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j$

$$\begin{aligned} A_j &= b \times h \text{ (kolom)} \\ &= 700 \times 700 \\ &= 490000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times (F'_c)^{0.5} \times A_j \\ &= 1,7 \times (25)^{0.5} \times 490000 \\ &= 4165 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 3060$$

$$= 3123,8 > V_u (1938,231) \rightarrow \text{Kuat geser mencukupi}$$

Penulangan geser di daerah HBK

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= (1/2 \times 0,3 \times ((bc \times F'c)/F_y) \times ((A_g/A_{ch}) - 1) \\ &= 1,5207 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s} &= 1/2 \times 0,09 \times ((bc \times F'c)/F_y) \\ &= 1,6607 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil 1,6607 mm²/mm

Pada daerah hubungan balok kolom diambil spasi sebesar 150 mm

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 1,6607 \times 150 \\ &= 249,11 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Kaki Sengkang:

$$\begin{aligned} n &= \text{Ash} / (1/4 \times \Phi \times D^2) \\ &= 249,11 / (1/4 \times \Phi \times 13^2) \\ &= 1,8768 \\ &= 2 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Digunakan 2D13 – 150

Tabel 2.14 Rekapitulasi Tulangan Kolom

Tipe Kolom	Lantai	Tulangan Longitudinal	Sengkang Daerah L0	Sekanggang Luar Daerah L0	Tulangan Geser HBK
K1	Parkiran	20D25	3D13-100	3D13-150	3D13-150
K1	Lantai 1	20D25	3D13-100	3D13-150	3D13-150
K1	Lantai 2	20D25	3D13-100	3D13-150	3D13-150
K1	Lantai 3	20D25	3D13-100	3D13-150	3D13-150

2.10 Perancangan Pelat Lantai

Pelat adalah salah satu bagian struktur horizontal dapat dipengaruhi oleh panjang bentang dan beban yang bekerja pada pelat tersebut. Pelat perlu diperkuat menggunakan tulangan baja karena strukturnya lebih banyak memikul momen lentur dan gaya geser sehingga perencanaan pelat lantai harus mempunyai ketinggian yang sama dan tidak miring. Selain itu, ketebalan pelat lantai dapat ditentukan dari beban, lendutan yang diijinkan, dan lebar bentang.

Sistem penulangan pelat satu arah hanya ditumpu pada kedua sisinya sehingga pelat mengalami lendutan dalam arah tegak lurus pada sisi tumpuan. Jika pelat bertumpu pada keempat sisi, hampir 95% beban akan didistribusikan dalam arah bentang yang pendek sehingga menjadi pelat satu arah. Terdapat beberapa syarat penggunaan keofisien momen yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 6.5.2, seperti berikut:

- a. Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan Panjang bentang yang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek
- b. Beban yang bekerja adalah beban merata
- c. Beban hidup < 3x beban mati

Jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat (3h) atau tidak lebih dari 450 hal ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 yang dapat dilihat pada gambar berikut:

Tabel 2.15 Plat satu arah non prategang

Tipe Tulangan	Fy, MPa	As, min
Batang Ulir	<420	0,0020 Ag
Batang Ulir atau kawat las	≥ 420	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} Ag$
		0,0014Ag

Berdasar kan SNI 2847:2019 tersebut mengatur tebal pelat minum yang digunakan adalah seperti tabel dibawah ini.

Tabel 2.16 Pelat Minimum

Kondisi Tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Setelah mengetahui tebal pelat minimum maka menentukan nilai ds dengan menggunakan rumus: ds = tebal plat – selimut beton – (diameter tulangan /2). Perhitungan pembebanan pelat dilakukan dengan menggunakan persamaan seperti: $qU = 1,2qD + 1,6qL$.

Berikut adalah perhitungan plat satu arah Gedung Jamu Artisan Center:

Tabel 2.17 Momen Pelat Lantai Satu Arah

Tipe	Ly (m)	Lx (m)	Ly/Lx	Fc (Mpa)	Fy (Mpa)	Jenis Plat	Tebal Plat asumsi (mm)	h min
A	10	3.4	2.941176471	25	420	Plat 1 Arah	150	141.6666667
B	10	3.3	3.03030303	25	420	Plat 1 Arah	150	137.5
C	10	2.8	3.571428571	25	420	Plat 1 Arah	150	116.6666667
D	10	2.6	3.846153846	25	420	Plat 1 Arah	150	108.3333333
E	10	2.5	4	25	420	Plat 1 Arah	150	104.1666667
F	10	3.5	2.857142857	25	420	Plat 1 Arah	150	145.8333333
G	5	1.75	2.857142857	25	420	Plat 1 Arah	150	72.91666667
H	8	2.5	3.2	25	420	Plat 1 Arah	150	104.1666667
I	8	2	4	25	420	Plat 1 Arah	150	83.33333333

2.10.1 Pelat Lantai Tipe A

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan:

Ukuran Pelat : 10000 x 3400 mm

Ukuran Balok : 800 x 400 mm

Ukuran Kolom : 700 x 700 mm

Beban Hidup : 4.79 kN/m²

Beban Mati : 4.87 kN/m²

Fc : 25 Mpa

Fy : 420 Mpa

Tebal Pelat : 150 mm

Diameter Tulangan : 10 mm

Tebal Selimut Beton : 20 mm

Menentukan tebal pelat minimum

$$\frac{l}{24} = \frac{3400}{24} = 141,67 \text{ mm}$$

Ambil tebal Pelat 150 mm

$$d_s = 150 - 20 - (10/2) = 125 \text{ mm}$$

Hitung pembebanan pelat

$$q_D = 4,87 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L = 1,2(4,87) + 1,6(4,79) = 13,5080 \text{ kN/m}^2$$

Menghitung momen PELAT

Pelat diasumsikan selebar 1000 mm

Titik A

$$M_u = 0.0417(13,5080)(3,4)^2 = 6,506 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1.7\phi f'c b d^2}} \right]$$

Tabel 2.18 Rekap Perhitungan Pelat Tipe A

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	6.506	11.154	17.350
ρ	0.001114	0.001925	0.003028
AS(mm ²)	139.23323	240.63613	378.52951
AS min	300	300	300
AS Pasang	300	300	300
S	261.7994	261.7994	261.7994
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

$$= \frac{0.85 \cdot 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 13,5080}{1.7 \times 0.9 \times 25 \times 1000 \times 125^2}} \right] = 0,001114$$

$$A_s = 0,001114 \times 1000 \times 125 = 139,2332 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002bh = 0.002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0.25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0.25 \cdot 10^2 \cdot 1000}{300} = 261,7994 \text{ mm} < 3h = 3(150) = 450 \text{ mm (OK)}$$

Digunakan D10-250

2.10.2 Pelat Lantai Tipe B

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat : 10000 x 3300 mm

Ukuran Balok : 800 x 400 mm

Ukuran Kolom : 500 x 500 mm

Beban Hidup : 4.79 kN/m²

Beban Mati : 4.87 kN/m²

F_c : 25 Mpa

F_y : 420 Mpa

Tebal Pelat : 150 mm

Diameter Tulangan : 10 mm

Tebal Selimut Beton : 20 mm

Tabel 2.19 Rekap Perhitungan Pelat Tipe B

	A	B	C
Koefisien	0,04167	0,0714	0,1111
Mu	6,129	10,507	16,345
ρ	0,001049	0,001811	0,002847
AS (mm ²)	131,07803	226,4299	355,93510
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	261,7994	261,7994	261,7994
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.3 Pelat Lantai Tipe C

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat	: 10000 x 2800 mm
Ukuran Balok	: 800 x 400 mm
Ukuran Kolom	: 500 x 500 mm
Beban Hidup	: 4.79 kN/m ²
Beban Mati	: 4.87 kN/m ²
Fc	: 25 Mpa
Fy	: 420 Mpa
Tebal Pelat	: 150 mm
Diameter Tulangan	: 10 mm
Tebal Selimut Beton	: 20 mm

Tabel 2.20 Rekap Perhitungan Pelat Tipe C

	A	B	C
Koefisien	0,04167	0,0714	0,1111
Mu	4,413	7,564	11,767
ρ	0,000753	0,001297	0,002033
AS (mm ²)	94,0885	162,17410	254,14267
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	261,7994	261,7994	261,7994
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.4 Pelat Lantai Tipe D

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat : 10000 x 2800 mm
 Ukuran Balok : 800 x 400 mm
 Ukuran Kolom : 500 x 500 mm
 Beban Hidup : 4.79 kN/m²
 Beban Mati : 4.87 kN/m²
 F_c : 25 Mpa
 F_y : 420 Mpa
 Tebal Pelat : 150 mm
 Diameter Tulangan : 10 mm
 Tebal Selimut Beton : 20 mm

Tabel 2.21 Rekap Perhitungan Pelat Tipe D

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	2.537	4.350	6.766
ρ	0.000197	0.000337	0.000526
AS (mm ²)	36.35450	62.40903	97.26241
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	186.9996	186.9996	186.9996
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.5 Pelat Lantai Tipe E

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat : 10000 x 2800 mm
 Ukuran Balok : 800 x 400 mm
 Ukuran Kolom : 500 x 500 mm
 Beban Hidup : 4.79 kN/m²
 Beban Mati : 4.87 kN/m²
 F_c : 25 Mpa
 F_y : 420 Mpa
 Tebal Pelat : 150 mm
 Diameter Tulangan : 10 mm
 Tebal Selimut Beton : 20 mm

Tabel 2.22 Rekap Perhitungan Pelat Tipe E

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	8.920	15.292	23.788
ρ	0.000694	0.001196	0.001873
AS (mm ²)	128.44185	221.29118	346.57798
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	186.9996	186.9996	186.9996
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.6 Pelat Lantai Tipe F

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat : 10000 x 2800 mm

Ukuran Balok : 800 x 400 mm

Ukuran Kolom : 500 x 500 mm

Beban Hidup : 4.79 kN/m²

Beban Mati : 4.87 kN/m²

F_c : 25 Mpa

F_y : 420 Mpa

Tebal Pelat : 150 mm

Diameter Tulangan : 10 mm

Tebal Selimut Beton : 20 mm

Tabel 2.23 Rekap Perhitungan Pelat Tipe F

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	8.920	15.292	23.788
ρ	0.000694	0.001196	0.001873
AS (mm ²)	128.44185	221.29118	346.57798
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	186.9996	186.9996	186.9996
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.7 Pelat Lantai Tipe G

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat : 10000 x 2800 mm
 Ukuran Balok : 800 x 400 mm
 Ukuran Kolom : 500 x 500 mm
 Beban Hidup : 4.79 kN/m²
 Beban Mati : 4.87 kN/m²
 F_c : 25 Mpa
 F_y : 420 Mpa
 Tebal Pelat : 150 mm
 Diameter Tulangan : 10 mm
 Tebal Selimut Beton : 20 mm

Tabel 2.24 Rekap Perhitungan Pelat Tipe G

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	1.943	3.330	5.180
ρ	0.000150	0.000258	0.000402
AS (mm ²)	27.82121	47.74439	74.37513
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	186.9996	186.9996	186.9996
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.8 Pelat Lantai Tipe H

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat : 10000 x 2800 mm
 Ukuran Balok : 800 x 400 mm
 Ukuran Kolom : 500 x 500 mm
 Beban Hidup : 4.79 kN/m²
 Beban Mati : 4.87 kN/m²
 F_c : 25 Mpa
 F_y : 420 Mpa
 Tebal Pelat : 150 mm
 Diameter Tulangan : 10 mm
 Tebal Selimut Beton : 20 mm

Tabel 2.25 Rekap Perhitungan Pelat Tipe H

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	10.149	17.399	27.065
ρ	0.000791	0.001363	0.002137
AS (mm ²)	146.27862	252.20160	395.37886
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	186.9996	186.9996	186.9996
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.10.9 Pelat Lantai Tipe I

Data yang berikutnya akan dijadikan sebagai data perhitungan dengan proses yang sama seperti pada tahap 2.10.1:

Ukuran Pelat	: 10000 x 2800 mm
Ukuran Balok	: 800 x 400 mm
Ukuran Kolom	: 500 x 500 mm
Beban Hidup	: 4.79 kN/m ²
Beban Mati	: 4.87 kN/m ²
Fc	: 25 Mpa
Fy	: 420 Mpa
Tebal Pelat	: 150 mm
Diameter Tulangan	: 10 mm
Tebal Selimut Beton	: 20 mm

Tabel 2.26 Rekap Perhitungan Pelat Tipe I

	A	B	C
Koefisien	0.04167	0.0714	0.1111
Mu	2.251	3.859	6.004
ρ	0.000383	0.000658	0.001027
AS (mm ²)	47.8281	85.2154	128.3632
AS min	300	300	300
AS pasang	300	300	300
S	186.9996	186.9996	186.9996
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

2.11 Perancangan Tangga

Pada perancangan tangga denah ruang tangga diharuskan memiliki lebar bordes minimum adalah selebar tangga jadi lebar bordes adalah setengah lebar dari L1. Dimana Tinggi Optrede (O) besarnya antara 150mm sampai 200mm, hal ini membuat jumlah anak tangga antar lantai adalah tinggi lantai dibagi dengan O ($ntg = hlt/o$). Sedapat mungkin

besarnya O merupakan bilangan bulat. Besarnya antrede (A) ditentukan 280 mm atau 300mm sehingga lebar tangga L_{tg} adalah $(1/2 \times hlt/O - 1) \times A$, sudut kemiringan sebuah tangga dapat dihitung dengan $\alpha = \tan^{-1}(O/A)$ dan tebal pelat tangga diperkirakan (htg).

Pada perancangan tangga momen rencana (M_{ur}) menghasilkan luas tulangan tegang (A_{tg}) dalam mm^2 . Gaya geser rencana (V_{ur}) digunakan untuk memeriksa ketebalan tangga (htg) dengan $V_c \geq V_{ur}$ jika $V_c < V_{ur}$ maka tebal tangga perlu diperbesar. Berikut adalah perencanaan tangga pada Gedung Jamu Artisan Center:

2.11.1 Tangga Utama

Diketahui:

L1	: 3 m
Lebar bordes	: $3 / 2 = 1,5$ m
Tinggi optrede (o)	: 0,2 m
Besar antrede (A)	: 0,3 m
Tinggi lantai (H_{et})	: 4 m
Jumlah anak tangga	: $4 / 0,2 = 20$ buah
Lebar tangga (L_{tg})	: $(0,5 \times (4/0,2) - 1) \times 0,3 = 2,7$ m
Alpha	: $33,69^\circ$
Htg	: 0,15
Berat volume beton	: 24
Berat volume ubin	: 21
Beban hidup	: 4,79 kN/m ²

Beban

Beban q_{tg}

Berat sendiri anak tangga	: $(htg/\cos\alpha) \times \text{berat volume beton}$
	: $(0,15/\cos 33,69) \times 24 = 4,327$ kN/m ²

Berat anak tangga	: $1/2 \times O \times \text{berat volume beton}$
	: $1/2 \times 0,2 \times 24 = 2,4$ kN/m ²

Berat sendiri ubin & spesi	: $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
	: $0,05 \times 21 = 1,05$ kN/m ²

Berat railing	: 1 kN/m ²
---------------	-----------------------

Beban q_{tg} (Total)	: $4,327$ kN/m ² + $2,4$ kN/m ² + $1,05$ kN/m ² + 1 kN/m ²
	= $8,7767$ kN/m ²

Beban q_{bd}

Berat sendiri tangga : $htg \times \text{berat volume beton}$
: $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin & spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Berat qbd (Total) : $3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 = 5,65 \text{ kN/m}^2$

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

Pembebanan

MDL = $21,55 \text{ kNm}$

MLL = $11,22 \text{ kNm}$

VDL = $19,47 \text{ kN}$

VLL = $11,08 \text{ kN}$

Kombinasi :

MU1 = $1,4 \times 21,55 = 30,1708 \text{ kNm}$

MU2 = $(1,2 \times 21,55) + (1,6 \times 11,22) = 43,8193 \text{ kNm}$

VU1 = $1,4 \times 19,47 = 27,2552 \text{ kN}$

VU2 = $(1,2 \times 19,47) + (1,6 \times 11,08) = 41,0816 \text{ kN}$

Dipilih :

Mur = $43,8193 \text{ kNm}$

Vur = $41,0816 \text{ kN}$

Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

Mux = $0,5 \times \text{Mur}$
= $21,9096 \text{ kNm}$

Direncanakan :

Tulangan pokok = D16 ; $A_s = 201,143 \text{ mm}^2$

Tulangan susut = P8 ; $A_s = 50,286 \text{ mm}^2$

Fy tulangan pokok = 420 MPa

Fy tulangan susut = 280 MPa

F'c = 25 MPa

B = 1000 mm

htg = 150 mm

Selimut beton = 20 mm

$\emptyset = 0,9$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} ds &= \text{htg} - \text{selimut beton} - (D/2) \\ &= 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{1,7\phi f'c b^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 21,91}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 122^2}} \right] \\ &= 0,005128 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho bd \\ &= 0,005128 \times 1000 \times 122 = 625,5728 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi \times 1^2 \times 1000}{625,5728} = 321,2416 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan} = D16-250$$

Cek Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 0,122 \\ &= 103,700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 103,700 = 77,775 \text{ kN} > V_{ur} = 28,112 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{tulangan susut} \times b}{A_s \text{ min}} \\ &= \frac{50,286 \times 1000}{300} = 167,62 \end{aligned}$$

Tulangan P8-150

Rencana Penulangan Tangga Lapangan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,8 \times M_{ur} \\ &= 0,8 \times 43,8193 = 35,0554 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok} = D16 ; A_s = 201,143 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = P8 ; A_s = 50,286 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 420 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f'c &= 25 \text{ MPa} \\
 B &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{htg} &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 20 \text{ mm} \\
 \phi &= 0,9 \\
 \beta_1 &= 0,85 \\
 d_s &= \text{htg} - \text{selimut beton} - (D/2) \\
 &= 150 - 20 - (10/2) = 122 \text{ mm} \\
 \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 35,05}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 122^2}} \right] \\
 &= 0,0085 \\
 A_s \text{ min} &= 0,002bh \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ perlu} &= \rho b d \\
 &= 0,0085 \times 1000 \times 122 = 1037,3665 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi \times 12^2 \times 1000}{1037,3665} = 194,7213 \text{ mm} \\
 \text{Digunakan} &= D16-150 \\
 \textbf{Cek Gaya Geser} \\
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 0,122 \\
 &= 103,700 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 103,700 = 77,775 \text{ kN} > V_{ur} = 28,112 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{tulangan susut} \times b}{A_s \text{ min}} \\
 &= \frac{50,286 \times 1000}{300} = 167,62
 \end{aligned}$$

Tulangan P8-150

Perencanaana Fondasi Tangga

$$\text{Beban mati tangga} = 24,23 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 12,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban dinding} = 9,6 \text{ kN/m}$$

Beban qtg	= 46,03 kN/m
γ tanah	= 17 kN/m ²
σ	= 200 kN/m ²
Tebal Fondasi	= 200 mm
d	= 3000 mm
Momen tumpuan	= 28,42
σ_{netto}	= $\sigma - ((2 \times 0,2)\gamma \text{ tanah} - (0,2 \times 24))$ = $200 - (2 \times 0,2)17 - (0,2 \times 24) = 188,40$
B(asumsi)	= 1600 mm
e	= $\frac{\text{Momen tumpuan}}{qtg}$ = $\frac{28,42}{46,03} = 0,62 \text{ m}$
Cek tegangan	= $\frac{qtg}{B} = \frac{46,03}{1,6} = 28,7687 < \sigma_{netto} = 188,4 \text{ (OK)}$

Menghitung Tegangan Terfaktor

Beban mati tangga x 1,2	= 24,23 x 1,2 = 29,08 kN/m
Beban hidup tangga x 1,6	= 12,2 x 1,6 = 19,52 kN/m
Beban dinding x 1,2	= 9,6 x 1,2 = 11,52 kN/m
Beban qtg	= 60,12 kN/m
e	= $\frac{\text{Momen tumpuan}}{qtg}$ = $\frac{28,43}{60,12} = 0,47 \text{ m} = 0,5 \text{ m}$
Cek tegangan	= $\frac{qtg}{B} = \frac{60,12}{1,6} = 37,5725 < \sigma_{netto} = 188,4 \text{ (OK)}$

Rencana Tulangan Fondasi Tangga

$$M_u = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{umi})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} \text{btg} \right)^2$$

$$= \frac{1}{2} \frac{37,5725}{2} \left(\frac{1,6}{2} + 0,47 - \frac{1}{2} 0,2 \right)^2 = 12,9188 \text{ kNm}$$

$$M_v = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{umi})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} \text{btg} \right)^2$$

$$= \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{umi})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} \text{btg} \right) = 22,0316 \text{ kN}$$

$$d_s = \text{tebal Fondasi} - 40 - (16/2)$$

$$= 200 - 40 - (16/2) = 152 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{1,7\phi f'c b^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 2}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 12,9188}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 1^2}} \right] = 0,0024$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002bh$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho bd$$

$$= 0,0024 \times 1000 \times 152 = 357,3251 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi \times 16^2 \times 1000}{300} = 669,8667 \text{ mm}$$

Digunakan D16-350

Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 0,152$$

$$= 129,20 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 129,20 = 96,90 \text{ kN} > V_{ur} = 22,0316 \text{ (AMAN)}$$

Tulangan Susut

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\text{tulangan susut} \times b}{A_{s \text{ min}}}$$

$$= \frac{50,286 \times 1000}{300} = 167,62 \text{ mm}$$

Tulangan P8-150

2.11.2 Tangga Workshop

Diketahui:

L1	: 1.5 m
Lebar bordes	: $1.5 / 2 = 0.75 \text{ m}$
Tinggi optrede (o)	: 0,2 m
Besar antrede (A)	: 0,3 m
Tinggi lantai (Het)	: 4 m
Jumlah anak tangga	: $4 / 0,2 = 20 \text{ buah}$
Lebar tangga (Ltg)	: $(0,5 \times (4/0,2) - 1) \times 0,3 = 2,7 \text{ m}$
Alpha	: $33,69^\circ$
Htg	: 0,15
Berat volume beton	: 24

Berat volume ubin : 21

Beban

Beban qtg

Berat sendiri anak tangga : $(htg/\cos\alpha) \times \text{berat volume beton}$
: $(0,15/\cos 33,69) \times 24 = 4,327 \text{ kN/m}^2$

Berat anak tangga : $1,2 \times 0 \times \text{berat volume beton}$
: $1,2 \times 0,2 \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2$

Berat sendiri ubin & spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Beban qtg (Total) : $4,327 \text{ kN/m}^2 + 2,4 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1$
 $\text{kN/m}^2 = 8,65 \text{ kN/m}^2$

Beban qbd

Berat sendiri tangga : $htg \times \text{berat volume beton}$
: $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin & spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Berat qbd (Total) : $3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 = 5,65 \text{ kN/m}^2$

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

Pembebanan

MDL = $24,11 \text{ kNm}$

MLL = $8,32 \text{ kNm}$

VDL = $25,83 \text{ kN}$

VLL = $9,50 \text{ kN}$

Kombinasi :

MU1 = $1,4 \times 24,11 = 33,7572 \text{ kNm}$

MU2 = $1,2 \times 24,11 + 1,6 \times 8,32 = 42,2480 \text{ kNm}$

VU1 = $1,4 \times 25,83 = 36,1648 \text{ kN}$

VU2 = $1,2 \times 25,83 + 1,6 \times 9,50 = 46,1984 \text{ kN}$

Dipilih :

Mur = $42,2480 \text{ kNm}$

Vur = $46,1984 \text{ kN}$

Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

$$\begin{aligned}M_{ux} &= 0,5 \times M_{ur} \\ &= 21,1240 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok} = D13 ; A_s = 132.7322 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = P8 ; A_s = 50,286 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 420 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned}d_s &= h_{tg} - \text{selimut beton} - (D/2) \\ &= 150 - 20 - (13/2) = 123.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 21,1240}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] \\ &= 0,004808\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \rho b d \\ &= 0,004808 \times 1000 \times 123.5 = 593.8426 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi \times 123,5^2 \times 1000}{609.3277} = 223.4009 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan} = D13-200$$

Cek Gaya Geser

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 0,123.5 \\ &= 104,975 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 104.975 = 78.73125 \text{ kN} > V_{ur} = 46.1984 \text{ (aman)}\end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\text{tulangan susut} \times b}{A_{s \text{ min}}} \\ = \frac{50,286 \times 1000}{300} = 167,62$$

Tulangan P8-150

Rencana Penulangan Tangga Lapangan

$$M_{ux} = 0,8 \times \text{Mur} \\ = 0,8 \times 42.2480 = 33.7984 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok} = D13 ; A_s = 132.7322 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = P8 ; A_s = 50,286 \text{ mm}^2$$

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

$$f_y \text{ tulangan susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d_s = h_{tg} - \text{selimut beton} - (D/2) \\ = 150 - 20 - (13/2) = 123.5 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{1,7\phi f'_c b^2}} \right] \\ = \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 33.7984}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 150^2}} \right] \\ = 0,007953$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002bh \\ = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho bd \\ = 0,007953 \times 1000 \times 123.5 = 982.1930 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi \times 150^2 \times 1000}{982.1930} = 135.07 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan} = D13-100$$

Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 0,123,5$$

$$= 104,975 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 104,975 = 78,73125 \text{ kN} > V_{ur} = 46,1984 \text{ (AMAN)}$$

Tulangan Susut

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\text{tulangan susut} \times b}{A_{s \text{ min}}}$$

$$= \frac{50,286 \times 1000}{300} = 167,62$$

Tulangan P8-150

Perencanaan Fondasi Tangga

Beban mati tangga	= 29,69 kN/m
Beban hidup tangga	= 10,19 kN/m
Beban dinding	= 9,6 kN/m
Beban qtg	= 49,48 kN/m
γ_{tanah}	= 17 kN/m ²
σ	= 200 kN/m ²
Tebal Fondasi	= 200 mm
d	= 3000 mm
Momen tumpuan	= 28,42
σ_{netto}	= $\sigma - ((2 \times 0,2)\gamma_{\text{tanah}} - (0,2 \times 24))$
	= $200 - (2 \times 0,2)17 - (0,2 \times 24) = 188,40$
B(asumsi)	= 1600 mm
e	= $\frac{\text{Momen tumpuan}}{qtg}$
	= $\frac{28,42}{49,48} = 0,57 \text{ m}$
Cek tegangan	= $\frac{qtg}{B} = \frac{49,48}{1,6} = 30,925 < \sigma_{\text{netto}} = 188,4 \text{ (OK)}$

Menghitung Tegangan Terfaktor

Beban mati tangga x 1,2	= 29,69 x 1,2 = 35,628 kN/m
Beban hidup tangga x 1,6	= 10,19 x 1,6 = 16,304 kN/m
Beban dinding x 1,2	= 9,6 x 1,2 = 11,52 kN/m
Beban qtg	= 63,452 kN/m
e	= $\frac{\text{Momen tumpuan}}{qtg}$

$$= \frac{28,43}{63.452} = 0,45 \text{ m} = 0,5\text{m}$$

$$\text{Cek tegangan} = \frac{qtg}{B} = \frac{63.452}{1,6} = 39.6575 < \sigma_{\text{netto}} = 188,4 \text{ (OK)}$$

Rencana Tulangan Fondasi Tangga

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} \text{btg} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \frac{39.6575}{2} \left(\frac{1,6}{2} + 0,45 - \frac{1}{2} 0,2 \right)^2 = 13.0639 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} \text{btg} \right)^2 \\ &= \frac{39.6575}{2} \left(\frac{1,6}{2} + 0,45 - \frac{1}{2} 0,2 \right)^2 = 22.7614 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_s &= \text{tebal Fondasi} - 40 - (16/2) \\ &= 200 - 40 - (16/2) = 153.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{1,7\phi f'c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 2}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 13.0639}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] = 0,002378 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho b d \\ &= 0,002378 \times 1000 \times 153,5 = 365,0025 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi \times 13^2 \times 1000}{300} = 442,22 \text{ mm}$$

Digunakan D13-350

Cek Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 0,153,5 \\ &= 130,475 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 130,475 = 97,86 \text{ kN} > V_{ur} = 28,112 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{tulangan susut} \times b}{A_{s \text{ min}}} \\ &= \frac{50,286 \times 1000}{300} = 167,62 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan P8-150