

BAB IV PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1. Pembebanan dan Pradimensi Struktur

4.1.1. Pembebanan Struktur

Analisis struktur menggunakan kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 2.3 kombinasi beban yang digunakan untuk desain kekuatan adalah sebagai berikut:

1. $1,4 D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$
6. $1,2D + E_v + E_{mh} + L + 0,2S$
7. $0,9D - E_v + E_{mh}$

Keterangan:

D = Beban mati

E = Beban gempa

L = Beban hidup

Lr = Beban hidup atap

S = Beban salju

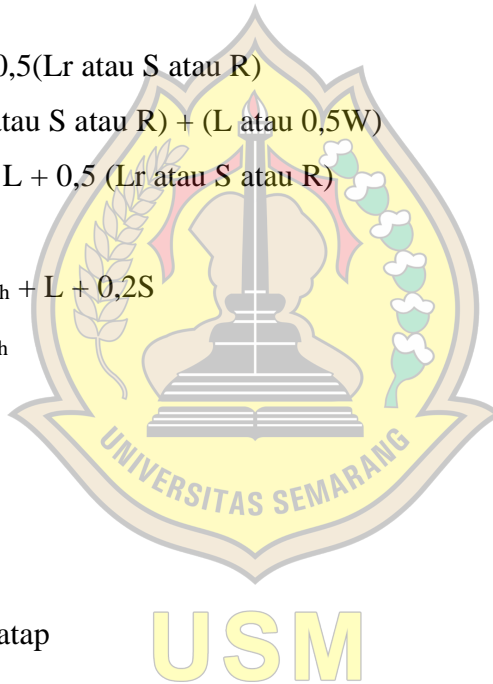
R = Beban hujan

W = Beban angin

E_m = Beban Seismik termasuk faktor kuat lebih

E_v = Beban Seismik Vertikal

E_{mh} = Beban Seismik Horizontal termasuk kuat lebih struktur



1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap,

finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material (SNI 1727:2020 Pasal 3.1.1).

2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup yang diperhitungkan pada struktur berbeda-beda sesuai dengan fungsi ruangan mengacu pada SNI:1727-2020 yang ditunjukkan pada tabel berikut ini.

Tabel 4. 1. Beban Hidup Terdistribusi Merata

Fungsi	Beban Hidup Luasan	Beban Hidup Terpusat
	(kN/m ²)	(kN)
Ruang Kantor	2,4	
Ruang Kelas	3,83	
Koridor	4,79	
Tangga	0,73	1,33
Atap	0,96	
Dudukan Lift		1,33
Ruang Rapat	4,79	
Panggung Ruang Seminar	4,79	
Ruang Seminar	4,79	
Ruang Baca Perpustakaan	2,87	

4.1.2. Pradimensi Komponen Struktur

Pradimensi dalam analisis ini lakukan agar perhitungan selanjutnya memiliki dimensi berdasarkan aturan yang berlaku. Rencana dimensi yang

dilakukan berdasarkan pedoman SNI:2847-2019. Analisis pradimensi dapat dilihat pada perhitungan berikut.

a) Pradimensi Struktur Portal

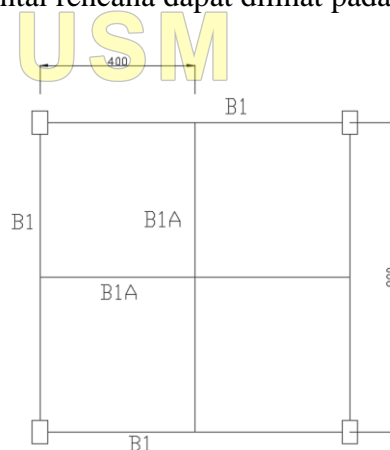
Analisis pradimensi balok mengacu pada SNI:2847-2019 pada tabel 9.3.1.1. Pada tabel tersebut dijelaskan tentang tinggi minimum (H) balok berdasarkan kondisi perletakan balok. Sedangkan lebar balok digunakan nilai $B = (1/2 \sim 2/3) H$. Hasil perhitungan untuk dimensi rencana balok tertera pada tabel 4.2.

Tabel 4. 2 Pradimensi Balok

Notasi	Keterangan	Bentang (<i>l</i>) (mm)	Kondisi	Syarat Hmin	Hmin	H digunakan	B digunakan
			Perletakan				
B1	Balok Induk lt 1	8000	Menerus dua sisi	$l/21$	380,95	800	500
B1A	Balok anak lt1	4000	Menerus satu sisi	$l/18,5$	216,22	600	400
B2	Balok Induk lt 2	8000	Menerus satu sisi	$l/21$	380,95	700	500
B2A	Balok anak lt 2	4000	Menerus satu sisi	$l/18,5$	216,22	500	300

b) Pradimensi Pelat Lantai

Analisis tebal pelat lantai rencana dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4. 1. Denah Parsial Pelat Lantai

Sumber : Data Pribadi, 2022

Perhitungan tebal pelat minimum :

Asumsi awal tebal pelat (h_f) = 150 mm

Plat $L_x = 4000$ mm, $L_y = 4000$ mm dengan

Keterangan: Sisi bentang pendek (L_x)

Sisi bentang panjang (L_y)

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{4000}{4000} = 1 < 2 \rightarrow \text{menggunakan plat lantai dua arah (two way slab)}$$

Syarat-Syarat Batas dan Bentang Pelat Lantai

c) Penulangan Pelat Model I-4

Pelat A $L_x = 400$ cm, $L_y = 400$ cm

Perencanaan pelat dalam menentukan tebal diambil dari bentang pelat yang lebih pendek (l_x) dari luasan pelat terbesar. Pada lantai 1 sampai 7 memiliki 1 type pelat. Dengan menggunakan asumsi pelat 2 arah. Tebal minimum pelat dua arah dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pada Tabel 8.3.1.1 dan 8.3.1.2. Asumsi awal tebal pelat (h_f) = 120 mm. Perencanaan

pelat dalam menentukan tebal diambil dari bentang pelat yang lebih pendek (l_y) dari luasan pelat terbesar. Dengan menggunakan asumsi pelat 2 arah, dan menggunakan standar pelat dengan ketebalan 12 cm. Asumsi menggunakan beton konvensional dengan perhitungan bahwa setiap plat dibatasi oleh balok.

Penentuan Tebal Pelat

USM

B1A 400 x 600, $b=400$ $h=600$ $L=4000$

$$\alpha f_1 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 600^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 12,5$$

B1A 400 x 600, $b=400$ $h=600$ $L=4000$

$$\alpha f_2 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 600^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 12,5$$

B1 500 x 800, $b=500$ $h=800$ $L=4000$

$$\alpha f_3 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 800^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 37,037$$

B1A 400 x 600, b=400 h=600 L=4000

$$\alpha f_2 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 600^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 12,5$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha f_1 + \alpha f_2 + \alpha f_3 + \alpha f_4}{3} = 74,537 > 2 \text{ sehingga menggunakan rumus}$$

$$h_{min} = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9 \frac{lx}{ly}}$$

$$h_{min} = \frac{3700 \left(0,8 + \frac{240}{1400} \right)}{36 + 9 \frac{400}{400}}$$

$$h_{min} = 11,28 \text{ mm}$$

(Maka tebal plat lantai yang akan digunakan yaitu 12 cm

4.2. Perhitungan Atap

4.2.1. Tinjauan Umum

Pada analisis ini, atap yang digunakan menggunakan penutup atap type galvalume, dengan kuda-kuda portal baja profil dengan baja mutu BJ 37 dengan profil single beam IWF dan gording yang terbuat dari baja mutu BJ 37 ($F_y = 240$ MPa, $F_u = 370$ MPa) dengan profil CNP. Analisis atap dilakukan berdasarkan tinjauan-tinjauan dari beban yang bekerja seperti di berikut :

A. Beban mati :

1. Berat sendiri kuda-kuda
2. Berat penutup atap yaitu: berat sendiri penutup atap (galvalum), berat gording
3. Berat plafond+penggantung

B. Beban hidup :

Beban hidup pada atap merupakan beban pekerja saat instalasi ataupun pemeliharaan, beban hidup merupakan beban terpusat yang terletak tidak pada setiap joint (apabila jenis rangka batang) dan letaknya tidak pada sepanjang

gelagar (apabila jenis portal) besarnya beban minimum 100 kg (Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987 pasal 2.1.2.2.1)

C. Beban angin:

beban angin tekan dan angin hisap yang arahnya tegak lurus terhadap bidang atap dan beban yang diterima sesuai dengan ketentuan yang berlaku, yaitu:

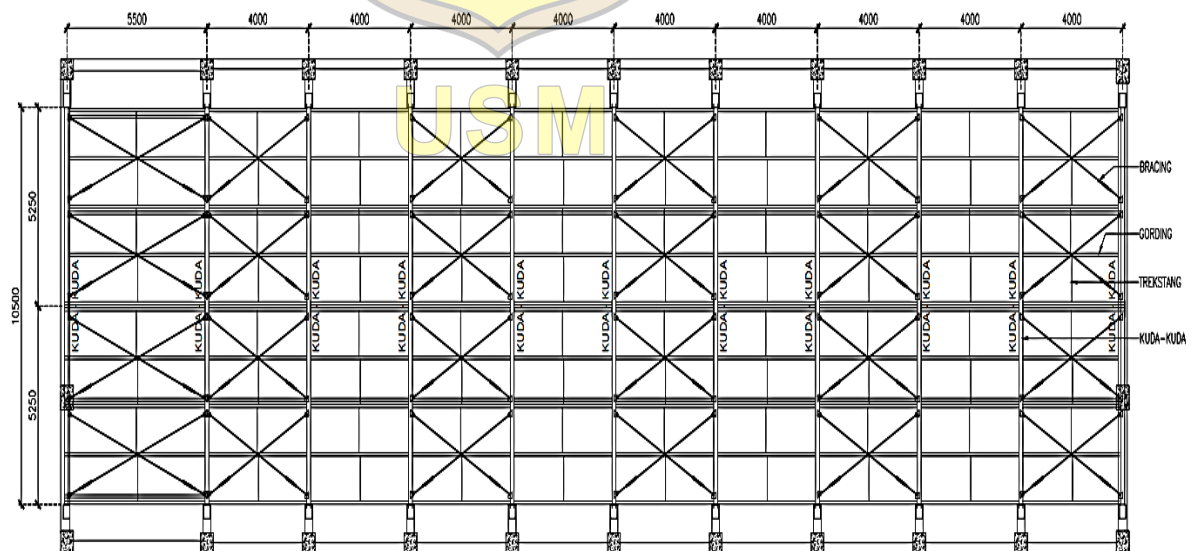
1. Tekanan angin tiup yang besarnya diambil minimal 40 kg/m² untuk daerah biasa (Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987 pasal 2.1.3.2.1)

2. Koefisien angin untuk atap segitiga dengan sudut kemiringan $\alpha < 650$ sesuai

dengan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987:

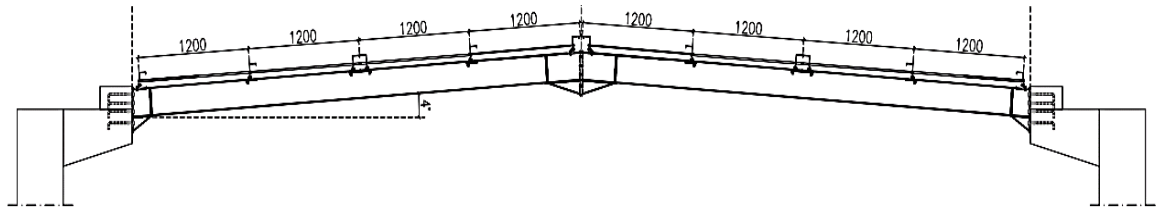
1. $(0,02\alpha - 0,4)$ untuk angin tekan
2. 0,4 untuk angin hisap

4.2.2. Spesifikasi Rangka Atap



Gambar 4. 2 Denah Kuda Kuda

Sumber : Data Pribadi, 2022



Gambar 4. 3 Potongan kuda kuda single beam IWF

Sumber : Data Pribadi, 2022

Tipe kuda kuda yang dianalisa adalah satu kuda-kuda portal (kuda-kuda utama)

Data rangka atap:

a. Bentang kuda – kuda	= 8,00 m
b. Jarak Gording	= 1,20m
c. Jarak Kuda-kuda	= 4,00 m
d. Sudut Kemiringan Atap	= 11°
e. Gording	= 125.50.20.3,2
f. Berat per volume	= 7850 kg/m ²
g. Plafond Eternit dan penggantung	= 18 kg/m ²
h. Beban hidup gording	= 100 kg/m ²
i. Tinggi kuda – kuda	= 0,8 m
j. Mutu baja	= BJ 37
k. Modulus elastisitas baja	= 200000 MPa
l. Beban angin	= 40 kg/m ²
m. Tegangan Leleh (fy)	=240 Mpa
n. Tegangan ultimit (fu)	= 370 Mpa
o. Peregangan Minimum	= 20 %
p. Berat penutup atap (galvalum)	= 12 kg/m ²
q. Beban pekerja	= 100 kg

4.2.3. Perencanaan Gording

Profil gording yang digunakan adalah CNP 125 x 50 x 20 x 3,2 dengan data profil sebagai berikut

Tabel 4. 3 Light Lip Channels

Size (mm)	Size								Section Area		Weight		
	A		B		C		t						
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	cm ²	in ²	Kg/m	Kg/ft	Lb/ft
125x50x25	125	4,921	50	3,937	20	0,787	3,2	0,126	7,807	1,210	6,13	1,867	4,119

Cx		Cy		Ix		Iy		ix		iy		Zy		Zx	
cm	in	cm	in	cm ⁴	In ⁴	cm ⁴	In ⁴	cm	in	cm	in	cm ³	In ³	cm ³	In ³
0	0	1,68	0,661	181	4,349	26,6	0,69	4,82	1,198	1,85	0,728	29,0	1,770	8,02	0,489

Sumber: Tabel Profil Konstruksi Baja

Pembebanan berdasarkan PPPURG 1987 :

- Berat penutup atap = 12 kg/m²
- Berat trackstang = 10% dari berat gording
- Beban angin = 40 kg/m²
- Berat hidup (pekerja) = 100 kg
- Berat penggantung & plafond = 18 kg/m²

Data mekanis baja struktural untuk perencanaan di tetapkan sebagai berikut:

- Modulus Elastisitas (E) = 200000 Mpa
- Modulus Geser (G) = 80000 Mpa
- Poisson Ratio (μ) = 30%
- Koefisien Pemuaiian (α) = $1,2 * 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

(SNI 03 – 1729 – 2002, hal 9)

- Mutu Baja = BJ 37
- Tegangan Leleh (fy) = 240 Mpa
- Tegangan Ultimit (fu) = 370 Mpa

- Tegangan Dasar = 160 Mpa
- Peregangan Minimum = 20%

Tabel 4. 4 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u (MPa)	Tegangan leleh minimum, f_y (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

(SNI 03-1729 – 2002, Tabel 5.3 hal 11)

1. Analisis Pembebanan

a. Beban Mati

- Berat penutup atap (Galvalum) $12 \times 1,2 = 14,4 \text{ kg/m}$
- Berat sendiri gording = $6,13 \text{ kg/m}$
- Berat alat sambung $10\% \times 6,13 = 0,613 \text{ kg/m}$

$$q = 21,143 \text{ kg/m}$$

- Berat platfond dan penggantung $18 \times 1,2 = 21,6 \text{ kg/m}$

b. Beban Hidup

- Pekerja (P) = 100 kg/m
- Beban hujan $40 - 0,8 \cdot 4 \cdot 1,2 = 36,16 \text{ kg/m}^2$

c. Beban Angin

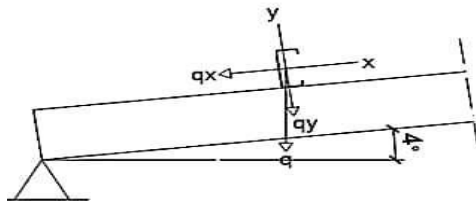
- Angin Tekan (Wt) $= 0,02 \cdot \alpha - 0,4 \cdot qa \cdot 1,2$
 $= 0,02 \cdot 11 - 0,4 \cdot 40 \cdot 1,2$
 $= 18,98 \text{ kg/m}$
- Angin Hisab (Wh) $= - 0,4 \cdot qa \cdot 1,2$

$$= - 0,4 \cdot 40 \cdot 1,2$$

$$= 19,2 \text{ kg/m}$$

2. Analisis Momen

a. Beban Mati

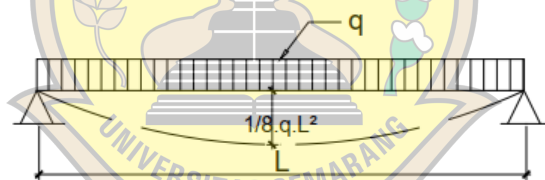


Gambar 4. 4 Uraian beban mati

$$q = 21,143 \text{ kg/m}$$

$$qx = q \cdot \sin \alpha = 21,143 \cdot \sin 11 = 4,034 \text{ kg/m}$$

$$qy = q \cdot \cos \alpha = 21,143 \cdot \cos 11 = 20,755 \text{ kg/m}$$



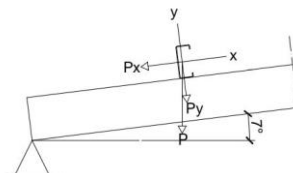
Gambar 4. 5 Ekuivalen beban mati merata

$$My = \frac{1}{8} \cdot qx \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 4,034 \cdot 4^2 = 8,069 \text{ kg.m}$$

$$Mx = \frac{1}{8} \cdot qy \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 20,755 \cdot 4^2 = 41,509 \text{ kg.m}$$

b. Beban Hidup

Beban Pekerja

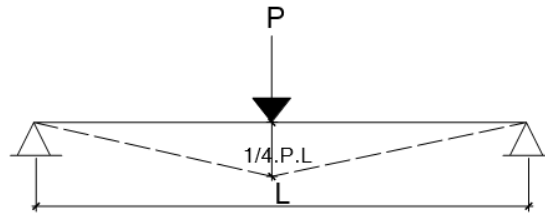


Gambar 4. 6 Uraian beban hidup

$$P = 100 \text{ kg}$$

$$P_x = P \cdot \sin a = 100 \cdot \sin 11 = 19,08 \text{ kg}$$

$$P_y = P \cdot \cos a = 100 \cdot \cos 11 = 98,163 \text{ kg}$$



Gambar 4. 7 Ekuivalen beban hidup pekerja

$$M_x = \frac{1}{4} \cdot P_y \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 98,162 \cdot 4 = 98,163 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{1}{4} \cdot P_x \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 19,081 \cdot 4 = 19,081 \text{ kg.m}$$

c. Beban Hujan

$$q_a = 36,16 \text{ kg/m}$$

$$q_{ax} = q_a \cdot \sin a = 36,16 \cdot \sin 11 = 6,900 \text{ kg/m}$$

$$q_{ay} = q_a \cdot \cos a = 36,16 \cdot \cos 11 = 35,50 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot q_{ay} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 35,50 \cdot 4^2 = 70,991 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot q_{ax} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 6,90 \cdot 4^2 = 13,799 \text{ kg.m}$$

d. Beban Angin

Angin Tekan

$$q_{Wt} = 18,98 \text{ kg/m}$$

$$q_{Wx} = 0 \text{ kg/m}$$

$$q_{Wy} = q_{Wt} = 18,98 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot q_{Wy} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 18,98 \cdot 4^2 = 37,96 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0 \text{ kg.m}$$

Angin Hisab

$$qW_h = -19,2 \text{ kg/m}$$

$$qW_x = 0 \text{ kg/m}$$

$$qW_y = qW_h = -19,2 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot qW_y \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 19,2 \cdot 4^2 = 38,4 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0 \text{ kg.m}$$

3. Tabel Perhitungan Momen

Tabel 4. 5 Hasil perhitungan momen

Momen	Beban (kgm)				
	Mati	Hidup		Angin	
		Pekerja (L)	Hujan(H)	Tekan	Hisap
My	8.069	19.081	70.991	0.00	0.00
Mx	41.509	98.163	13.799	37.96	38.40

4. Kombinasi Pembebanan

Muy

- 1,4. D

$$1,4 \times 8,068 = 11,295 \text{ kg.m}$$

- 1,2. D + 1,6. L + 0,5. H

$$1,2 \times 8,068 + 1,6 \times 19,08 + 0,5 \times 70,991 = 75,707 \text{ kg.m}$$

- 1,2. D + 1,6. H+ 0,5. W

$$1,2 \times 8,068 + 1,6 \times 70,991 + 0,5 \times 0 = 123,268 \text{ kg.m}$$

- 1,2. D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5. H

$$1,2 \times 8,068 + 1,0 \times 0 + 19,08 + 0,5 \times 70,991 = 64,259 \text{ kg.m}$$

Dipakai *Muy* yang terbesar 123,268 kg.m

Mux

$$\square \quad 1,4. D \quad = 1,4 \times 41,509 = 58,112 \text{ kg/m}$$

$$- \quad 1,2. D + 1,6. L + 0,5. H$$

$$1,2 \times 41,509 + 1,6 \times 98,168 + 0,5 \times 13,799 = 213,771 \text{ kg.m}$$

$$- \quad 1,2. D + 1,6. H + 0,5. W$$

$$1,2 \times 41,509 + 1,6 \times 13,799 + 0,5 \times 38,4 = 91,090 \text{ kg.m}$$

$$\square \square \square \square \square \square \square \square \quad 1,2. D + 1,0 W$$

$$+1,0 L + 0,5. H$$

$$1,2 \times 41,509 + 1,0 \times 38,40 + 1,0 \times 98,168 + 0,5 \times 13,799 = 193,273$$

kg.m

Dipakai Mux yang terbesar 213,771 kg.m

5. Kontrol terhadap tegangan

Perencanaan menggunakan gording profil *CNP 125.50.20.3,2* dengan data profil sebagai berikut:

$$A = 7,807 \text{ cm}^2$$

$$a = 125 \text{ mm}$$

$$b = 50 \text{ mm}$$

$$c = 20 \text{ mm}$$

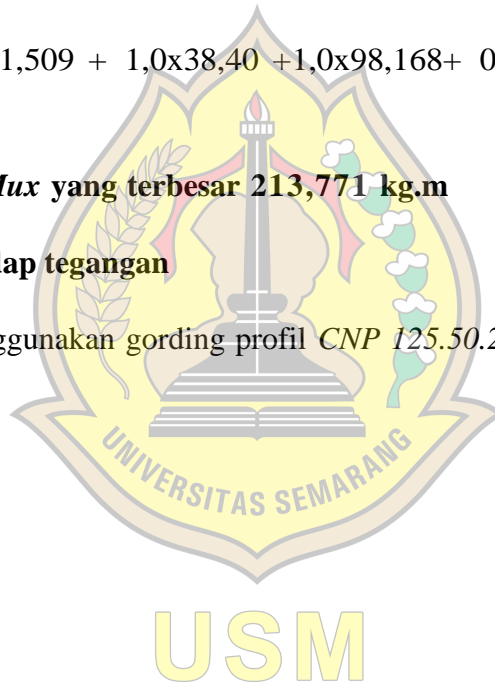
$$I_x = 181 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 26,6 \text{ cm}^4$$

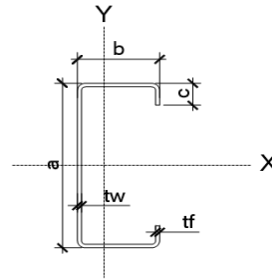
$$w = 6,13 \text{ kg/m}$$

$$t_f = t_w = 3,2 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,3$$



$$C_y = 1,68 \text{ cm} = 16,8 \text{ mm}$$



Gambar 4. 8 Penampang profil CNP

a. Cek kelangsingan elemen

Klasifikasi penampang sayap gording (λ) SNI 1729:2019

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{50}{3,2} = 15,625$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,969$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,0 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 28,867$$

Karena : $\lambda_p < \lambda_f < \lambda_r$**Pelat sayap termasuk penampang non kompak**

Klasifikasi penampang badan gording (λ) SNI 1729:2020

$$h_1 = H - 2t = 125 - 2 \cdot 3,2 = 118,6$$

$$\lambda_w = \frac{h_1}{t} = \frac{118,6}{3,2} = 37,063$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 108,542$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 164,545$$

Karena : $\lambda_w < \lambda_p < \lambda_r$**Pelat sayap termasuk penampang kompak**

b. Kontrol Momen Terhadap Momen Nominal

Kapasitas Tahanan Momen Sayap

$$M_{n_x} = Z_x \cdot f_y$$

$$= 29,0 \times 2400$$

$$= 69600 \text{ kg/cm} = 696 \text{ kg/m} > 213,771 \dots \text{OKE}$$

Kapasitas Tahanan Momen Badan

$$Mn_y = Z_y \cdot fy$$

$$= 8,02 \cdot 2400$$

$$= 19248 \text{ kg/cm} = 192,48 \text{ kg/m} > 123,268 \dots \text{OKE}$$

c. Kontrol Lendutan

Data Perencanaan:

- $E = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- $L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$
- $I_x = 181 \text{ cm}^4$
- $I_y = 26,6 \text{ cm}^4$

Lendutan yang terjadi:

1. Akibat beban mati

$$f_x = \frac{5 \cdot qx \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 4,034 \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 26,6} = 0,253 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot qy \cdot l^2}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 20,754 \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 181} = 0,191 \text{ cm}$$

2. Akibat beban hidup

$$f_x = \frac{Px \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{19,08 \cdot 400^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 26,6} = 0,478 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{Py \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{98,168 \cdot 400^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 181} = 0,362 \text{ cm}$$

3. Lendutan kombinasi

$$f_x \text{ total} = 0,253 + 0,478 = 0,731 \text{ cm}$$

$$f_y \text{ total} = 0,191 + 0,362 = 0,553 \text{ cm}$$

Syarat lendutan

$$(f \text{ ijin} = \frac{4000}{300} = \frac{4000}{300} = 1,111 \text{ cm}) > f \text{ yang timbul}$$

$$(f \text{ yang timbul} = \sqrt{0,72^2 + 0,55^2} = 0,906 \text{ cm})$$

Profil Aman Terhadap Lendutan.....**OKE**

Berdasarkan perencanaan gording diatas, maka profil CNP 125.50.20.3,2 dapat digunakan sebagai gording karena telah memenuhi semua kriteria perencanaan.

4.2.4. Perhitungan Treckstang Gording

Analisis Treckstang dapat dilihat sebagai berikut :

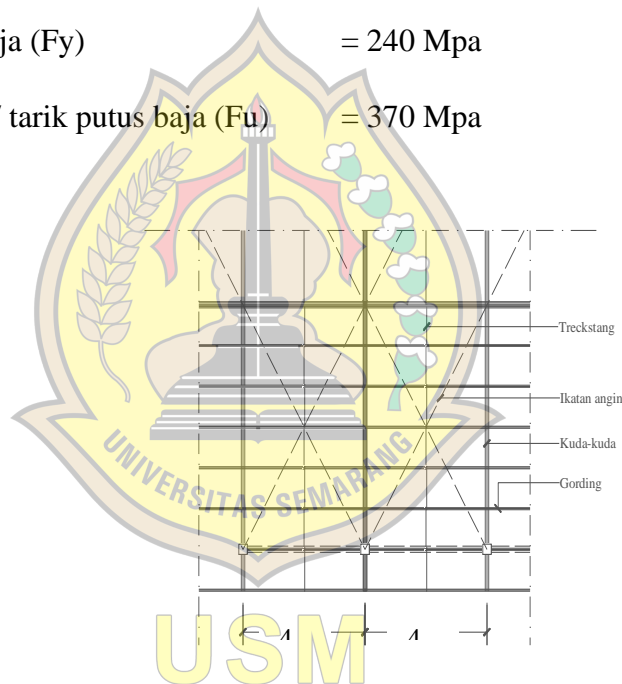
$$\text{Beban merata terfaktor pada gording (qx)} = 4,034 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban terpusat teraktor pada gording (Px)} = 19,08 \text{ kg}$$

$$Lx = (4,00 \text{ m} / 2) = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (Fy)} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan ultimit / tarik putus baja (Fu)} = 370 \text{ Mpa}$$



Gambar 4. 9 Perletakan Treckstang

1. Pembebanan Treckstang

$$\begin{aligned} P \text{ total} &= (qx \cdot Lx) + Px \\ &= (4,034 \text{ kg/m} \cdot 2,00 \text{ m}) + 19,08 \text{ kg} \\ &= 27,148 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Dimensi Treckstang

$$Fn = \frac{P \text{ total}}{\bar{\sigma}} = \frac{27,148 \text{ kg}}{1600} = 0,0170 \text{ cm}^2$$

$$Fbr = 125 \% \cdot Fn = 1,25 \cdot 0,0170 = 0,021 \text{ cm}^2$$

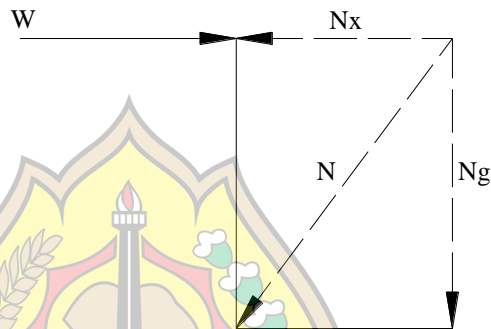
$$Fbr = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2, \text{ dimana :}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Fbr}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,021}{3,14}} = 0,164 \text{ cm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, maka tetap dipasang batang tarik $\varnothing 20 \text{ mm}$

4.2.5. Perhitungan Ikatan Angin

Analisis ikatan angin dilakukan dengan memperhitungkan beban angin yang bekerja, pada ikatan angin, hanya bekerja gaya Tarik atau tekan, sehingga apabila terjadi beban angin, ikatan angin hanya menderita gaya aksial.



N dicari dengan syarat keseimbangan, sedangkan P = gaya/tekan angin

Dengan jarak miring kuda-kuda adalah 4,079 m

$$P = \text{Beban Angin} \times \text{Jarak Miring}$$

$$= 19,200 \times 4,079$$

$$= 78,317 \text{ kg}$$

$$\Sigma H = 0, \quad \rightarrow N_x = P$$

$$\rightarrow N \cos \beta = P$$

$$\rightarrow N = \frac{P}{\cos \beta} = \frac{78,316}{\cos 11^\circ} = 79,78 \text{ kg}$$

$$F_n = \frac{N}{\sigma} = \frac{79,78}{1600} = 0,0499 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = 125 \% \cdot F_n = 1,25 \cdot 0,049 = 0,062 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2, \text{ dimana :}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{br}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0623}{3,14}} = 0,3 \text{ cm}$$

$$F_{br} = 0,3 \text{ cm} \rightarrow 3,0 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka batang tarik yang dipakai adalah $\emptyset 6$ mm

4.2.6 Perencanaan Rangka Atap Kuda-kuda

- a. Jarak gording = 1 m
- b. Bentang kuda-kuda = 8 m
- c. Tinggi kuda-kuda = 0,80 m
- d. Sudut kemiringan = 11°

Pembebanan kuda-kuda

1. Beban Mati

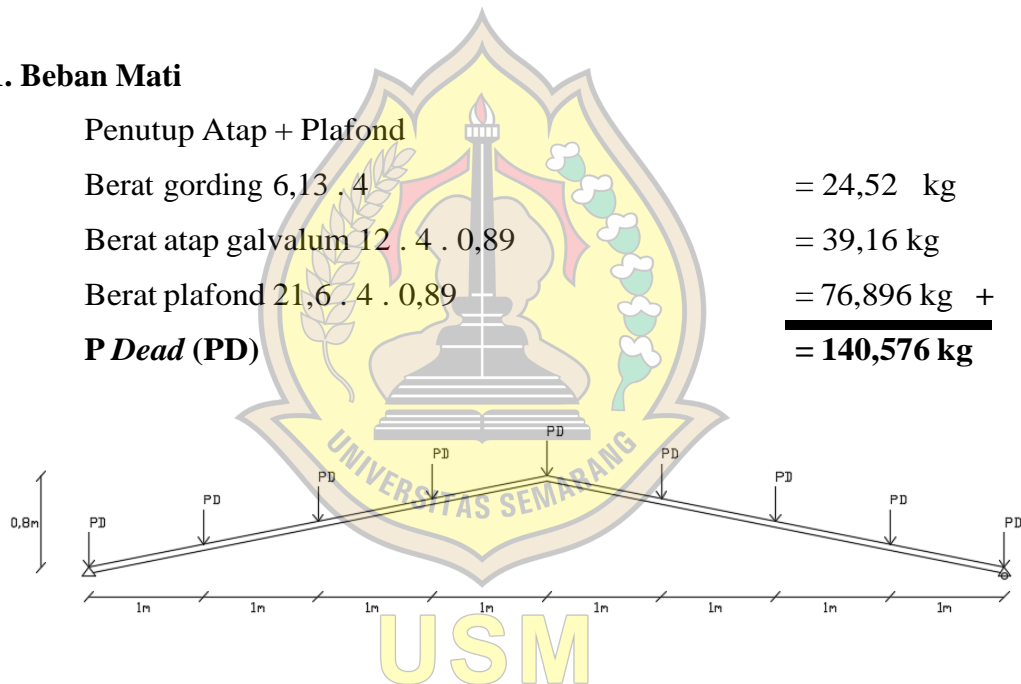
Penutup Atap + Plafond

Berat gording $6,13 \cdot 4 = 24,52$ kg

Berat atap galvalum $12 \cdot 4 \cdot 0,89 = 39,16$ kg

Berat plafond $21,6 \cdot 4 \cdot 0,89 = 76,896$ kg +

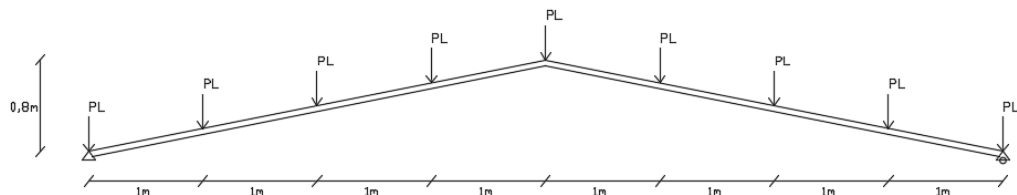
P Dead (PD) = 140,576 kg



Gambar 4. 10 Beban mati pada kuda-kuda *single beam*

2. Beban Hidup

P Live (PL) = 100 kg



Gambar 4. 11 Beban hidup pada kuda-kuda *single beam*

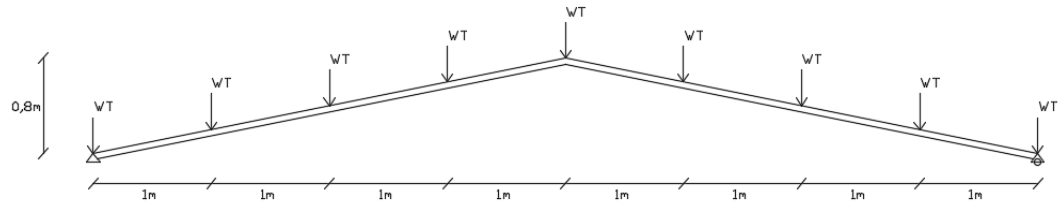
3. Beban Angin

Angin tekan, P Wind (PW)

$$0,02.4 - 0,4 \cdot 40 \cdot 4.0,89 = 56,88 \text{ kg}$$

Angin hisap, -P Wind (PW)

$$-0,4.40.4.0,89 = -56,96 \text{ kg}$$



Gambar 4. 12 Beban angin pada kuda-kuda *single beam*

Pada analisis berikutnya, beban-beban yang sudah diketahui diinput ke dalam program SAP2000 untuk dianalisis gaya dalam yang terjadi.

4.2.7. Analisis Gaya kuda-kuda *Single Beam IWF*

Data-data untuk perhitungan :

Kuda-kuda single beam = IWF 250.125.6.9

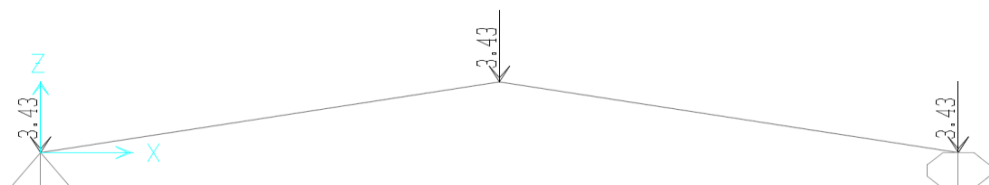
Berat unit = 29,6 kg/m

BJ = BJ37 (f_y 240 MPa; F_u 370 MPa)

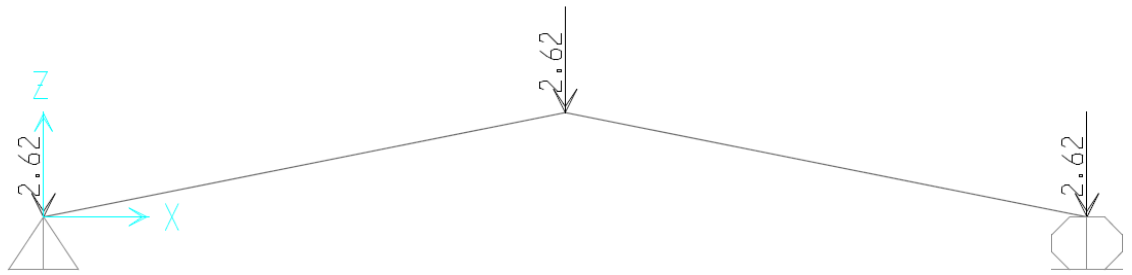
Modulus elastisitas = 200.000 Mpa

Poisson, U = 0,3

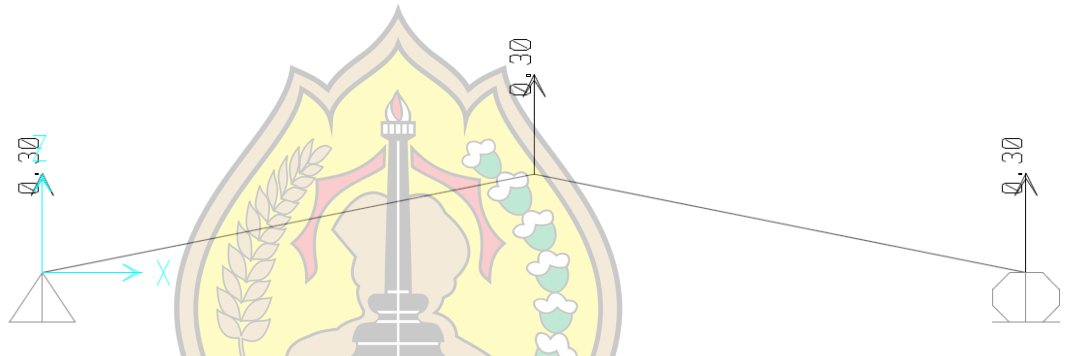
Kombinasi = 1,2.DL+1,6LL+0,8W



Gambar 4. 13 Beban mati pada SAP2000 kuda- *single beam* (kN)

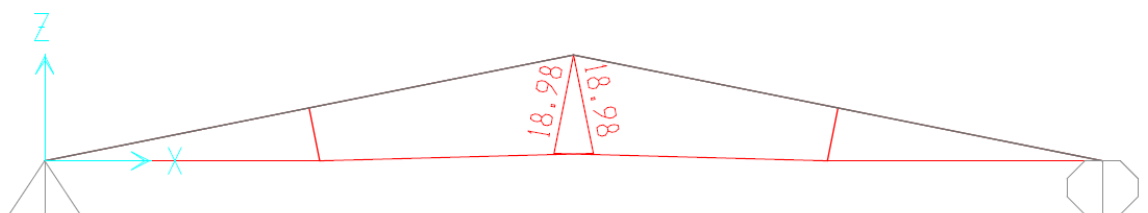


Gambar 4. 14 Beban hidup pada SAP2000 kuda-kuda *single beam* (kN)

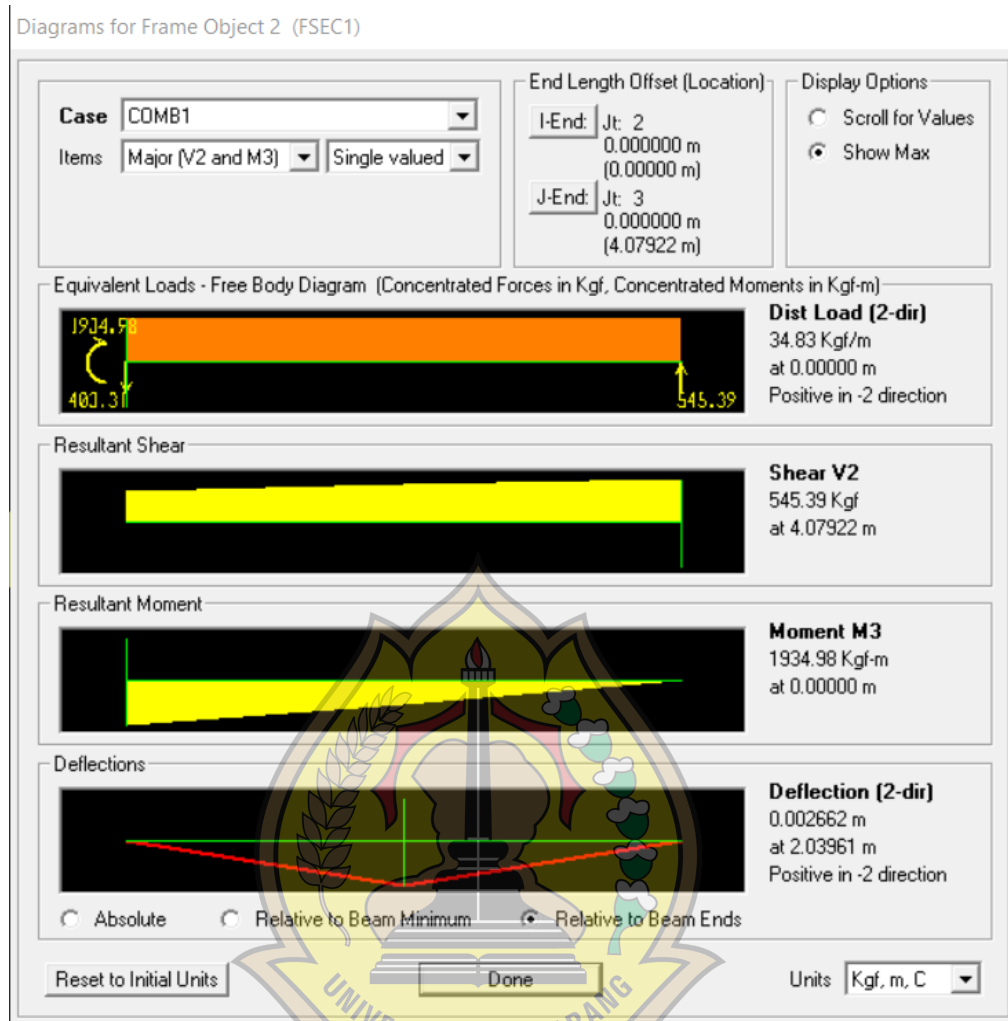


Gambar 4. 15 Beban angin pada SAP2000 kuda-kuda *single beam* (kN)

Dari perhitungan SAP2000 didapat gaya-gaya dalam maksimum :



Gambar 4. 16 Diagram momen kuda-kuda *single beam* (kNm)



Gambar 4. 17 Diagram for frame single beam

Diasumsikan Profil IWF kompak:

$$M_u = 1934,98 \text{ Kg m}$$

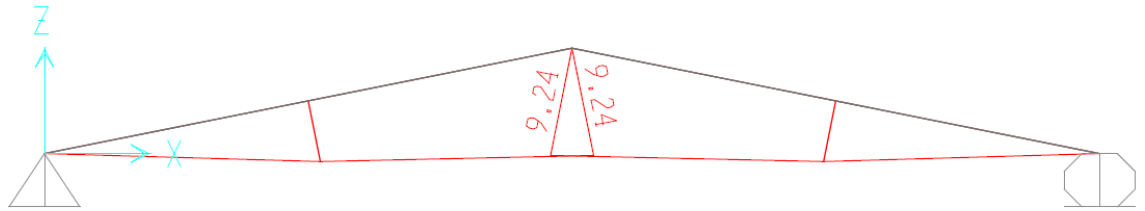
$$M_p = M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{1934,98}{0,9} = 2150 \text{ kgm} = 21500000 \text{ Nmm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$Z_x \text{ perlu} = M_p / f_y$$

$$Z_x \text{ perlu} = \frac{21500000}{240} = 89583,33 \text{ mm}^3 = 89,583 \text{ cm}^3$$

Digunakan profil single beam IWF 250.125.6.9 ($Z_x = 324 \text{ cm}^3$; $I_x = 4050 \text{ cm}^4$) Momen akibat beban sendiri beam terfaktor (M_{ud}) dari SAP2000 didapat :



Gambar 4. 18 Diagram untuk momen beban mati

$$M_{ud} = 941,86 \text{ Kg m}$$

$$M_u = M_{ud} + M_u = 941,86 + 2150 = 2752,690 \text{ kg m}$$

1. Kelangsingan Komponen Struktur Kuda-kuda

Berdasarkan SNI 1729 tabel 5.3, didapatkan:

Spesifikasi BJ 37 $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$; $f_r = 800 \text{ kg/cm}^2$

Dari data perencanaan:

L_x (panjang sisi miring kuda-kuda) = 815,84 cm

L_y (Jarak ikatan angin) = 400 cm

$kc = 1,0$ (jepit – jepit bergoyang)

SNI 1729, Gambar 7.6.1 didapatkan:

Kontrol kelangsingan komponen struktur

$$\lambda = \frac{Lk}{ix} \quad (\text{SNI 1729 Pasal 7.6.4})$$

$$\lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{kc \times Lx}{ix} = \frac{1 \times 815,841}{14,7} = 55,499$$

$$\lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{kc \times Ly}{iy} = \frac{1 \times 400}{3,95} = 101,265 \rightarrow \text{Menentukan}$$

Maka, parameter kelangsingan komponen struktur:

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \times \sqrt{\frac{fy}{E}} \quad (\text{SNI 1729 Pasal 7.6.4})$$

$$= \frac{101,265}{3,14} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$$

$$= 1,115 \text{ (SNI 1729 Pasal 7.6.4)}$$

Sehingga didapatkan koefisien faktor tekuk struktur:

$$\lambda_c = 1,115 \rightarrow 0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow w = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 (1,115)} = 1,678 \text{ (SNI 1729 Pasal 7.6.2)}$$

- Kontrol Kuat Tekan Kuda – Kuda

$$P_n = A_g \times \frac{f_y}{w} \text{ (SNI 1729 Pasal 10.1)}$$

$$P_n = 37,66 \times \frac{2400}{1,678} = 53864,12 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n \rightarrow 109,08 \text{ kg} < 0,85 \times 53864,12 \text{ kg} = 45784,5 \text{ kg. . . OKE}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{109,08}{45782,5} = 0,002 < 2 \rightarrow \text{Pakai rumus interaksi } ii$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} \right) \leq 1,0 \text{ (SNI 1729 Pasal 7.4.3.3)}$$

- Kontrol Interaksi Kuda-Kuda

Kontrol Interaksi Tekan dan Momen Lentur untuk Beban Gravitasi:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right] \leq 1,0 \text{ (SNI 1729 Pasal 7.4.3.3)}$$

$$\frac{109,08}{45782,5} + \left[\frac{2752,69}{0,9 \times 7776} + \frac{0}{0} \right] \leq 1,0$$

$$0,395 \leq 1,0 \rightarrow \text{OKE!!}$$

- Kontrol Geser

Kuat geser balok kuda-kuda pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{250}{6} \leq \frac{1100}{\sqrt{240}}$$

$$41,67 \leq 71,004$$

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w = 0,6 \cdot 240 \cdot (250 \cdot 6) = 21600 \text{ N} = 2160 \text{ kg}$$

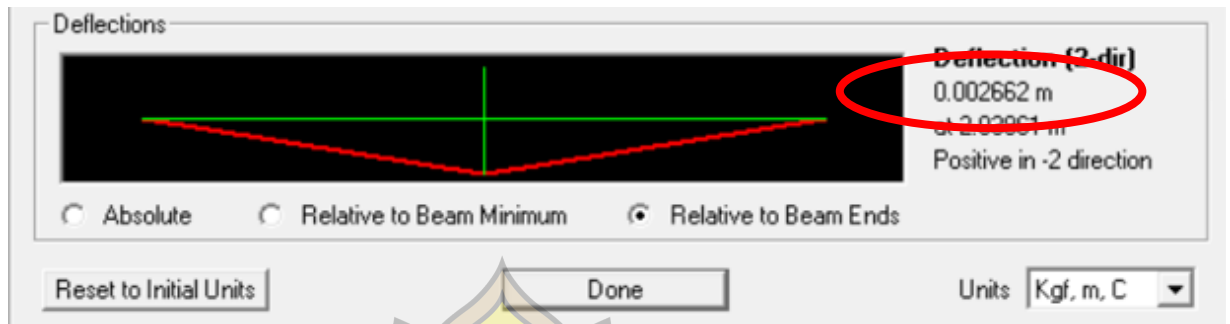
Syarat:

$$\emptyset \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \cdot 2160 = 1944 \text{ kg} \geq V_u \text{ (dari analisis SAP)} = 545,39 \text{ kg} \dots \text{ Memenuhi}$$

2. Periksa terhadap syarat lendutan

Lendutan dari perhitungan SAP2000



Gambar 4. 19 Diagram lendutan

Syarat :

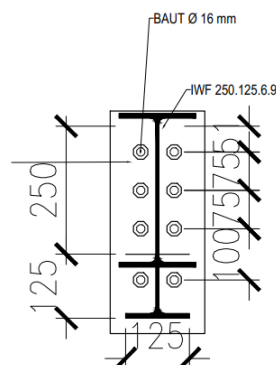
$$2,6 \text{ mm} < \frac{L}{360} = \frac{8000}{360} = 22,22 \text{ mm}$$

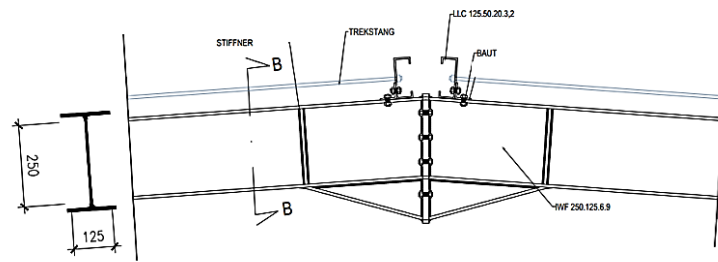
Berdasarkan dari analisa struktur kuda-kuda maka profil WF 250.125.6.9 bisa dipakai sebagai kuda-kuda karena telah memenuhi persyaratan.

4.2.8 Sambungan Kuda-kuda

Sambungan Baut Kuda-kuda IWF single Beam

Untuk tipe sambungan menggunakan sambungan End-Plate tipe MBMA (*Metal Building Manufacturers Association*)





Gambar 4. 20 Sambungan baja

Data-data untuk perhitungan :

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\gamma_r = 1,25 \text{ (faktor peningkatan sambungan untuk memenuhi syarat)}$$

sebagai sambungan rigid flush-end-plate)

$$b_p = 135 \text{ mm}$$

$$p_f = 51 \text{ mm}$$

$$p_b = 75 \text{ mm}$$

$$g = 58 \text{ mm}$$

$$h_1 = 201 \text{ mm}$$

$$h_2 = 126 \text{ mm}$$

$$d_b = 8 \text{ mm (diameter baut)}$$

$$f_{nt} = 620 \text{ MPa (kuat tarik baut A325)}$$

$$P_t = 0,25 \cdot \pi \cdot d_b^2 \cdot f_{nt} = 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 620 = 70084,8 \text{ N} = 70084,8 \text{ kN}$$

$$\phi M_p = \phi \cdot 2 \cdot P_t \cdot \sum_{i=1}^n d_i = 0,75 \cdot 2 \cdot 70084,8 \cdot (201 + 126) = 34,376 \text{ kNm}$$

$$M_u = 27,52 \text{ kNm}$$

Kekuatan baut mencukupi karena $\phi M_p > M_u$

Cek Pelat Ujung

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{pb \cdot g} = \text{jika } pf > s \text{ maka } = pf$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{75 \cdot 58} = 32,97 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} X_0 &= \frac{2}{g} \cdot h_1 \cdot pf + 0,75 \cdot pb + h_2 \cdot s + 0,25 \cdot pb + \frac{g}{2} \\ &= \frac{2}{58} \cdot 201 \cdot 51 + 0,75 \cdot 75 + 126 \cdot 51 + 0,25 \cdot 75 + \frac{2}{58} = 473,365 \end{aligned}$$

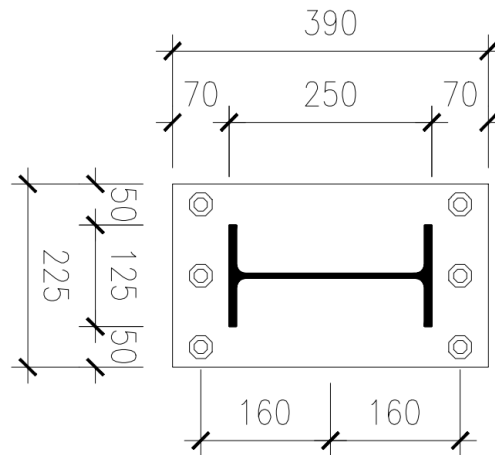
$$\begin{aligned} Y_p &= \frac{bp}{2} \cdot h_1 \cdot \frac{1}{pf} + h_2 \cdot \frac{1}{s} + X_0 \\ &= \frac{75}{2} \cdot 201 \cdot \frac{1}{51} + 126 \cdot \frac{1}{51} + 473,365 = 623,629 \end{aligned}$$

$$T_p \geq \sqrt{1,111 \cdot \frac{\gamma_r \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot Y_p}}$$

$$T_p \geq \sqrt{1,111 \cdot \frac{1,25 \cdot 2752000}{0,9 \cdot 240 \cdot 623,629}} = 5,23 \text{ mm digunakan tebal pelat ujung } 6 \text{ mm}$$

Base Plate

Suatu base plate penahan momen, sesuai konsep LRFD harus didesain agar kuat rencana minimal sama atau lebih besar dari pada kuat perlu, yaitu momen lentur (M_u), gaya aksial (P_u) dan gaya geser (V_u) untuk semua macam kombinasi pembebanan yang disyaratkan. Secara geometri, suatu struktur base plate ditunjukkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 4. 21 Penampang base plate

$$m = \frac{(N - 0.95).d}{2}$$

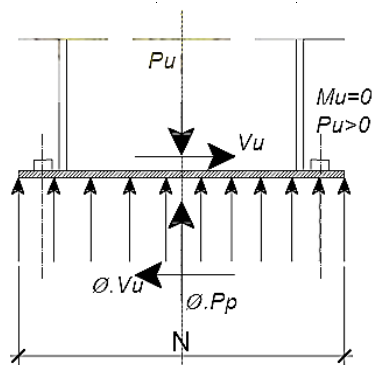
$$n = \frac{(B - 0.8.bf)}{2}$$

$$x = f \cdot \frac{d}{2} + \frac{tf}{2}$$

Keterangan:

- B = Lebar base plate
- N = Panjang base plate
- b = Lebar sayap / flens kolom = tinggi kolom
- f = jarak angkur ke sumbu base plate dan sumbu kolom

Struktur base plate tanpa beban momen lentur, atau dalam bentuk idealisasi tumpuan, adalah tumpuan berupa jepit. Dalam kasus ini suatu struktur harus base plate harus mampu memikul gaya aksial serta gaya geser. Karena tidak ada momen lentur yang bekerja, maka akan terjadi distribusi tegangan yang merata di sepanjang bidang kontak antara base plate dan beton penumpu. Sedangkan angkur yang terpasang ditujukan untuk menahan gaya geser yang terjadi.



Gambar 4. 22 Base plate dengan gaya aksial dan gaya geser

Untuk memenuhi syarat kesetimbangan statis, reaksi tumpuan pada beton (P_p) harus segaris dengan beban aksial yang bekerja

$$P_u = \phi \cdot P_p$$

$$P_p = 0,85 \cdot f'c \cdot A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{dengan} \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Keterangan:

$$\phi = 0,6$$

$f'c$ = Kuat tekan beton 30 MPa

A_1 = Luas penampang baja yang secara konsentris menumpu pada permukaan beton (mm^2)

A_2 = Luas maksimum bagian permukaan beton yang secara geometris samadengan dan konsentris dengan daerah yang terbebani (mm^2)

Maka,

$$A_1 = B \cdot N$$

Sehingga,

$$P_u \leq 0,6 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot N \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Data-data untuk perhitungan :

$$P_u = 1098 \text{ N (SAP2000)}$$

$$V_u = 5450 \text{ N (SAP2000)}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$B \times N = 225 \times 390 \text{ mm}$$

$$f_p \text{ max} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,6 \cdot 0,85 \cdot 30 = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P_u}{B \cdot N} < f_p \text{ max}$$

$$\frac{1098}{225 \cdot 390} < 15,3 \text{ MPa}$$

$$0,0125 < 15,3 \text{ MPa}$$

Ukuran Base plate dapat diterima

Menghitung besaran m , n dan $\lambda n'$

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{300 - 0,95 \cdot 20}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$n = \frac{(B - 0,8 \cdot bf)}{2} = \frac{(200 - 0,8 \cdot 125)}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$\phi P_p = 0,60 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 200 \cdot 300 = 918000 \text{ N}$$

$$X = \frac{4 \cdot d \cdot bf}{d + bf} \cdot \frac{P_u}{\phi P_p}$$

$$X = \frac{4 \cdot 250 \cdot 125}{2 + 125^2} \cdot \frac{1098}{918000} = 0,00956$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - x}} = \frac{2\sqrt{0,00956}}{1 + \sqrt{1 - 0,00956}} = 0,098$$

$$\lambda n' = \frac{1}{4} \cdot \lambda \cdot \sqrt{d \cdot bf} = \frac{1}{4} \cdot 0,098 \cdot \sqrt{250 \cdot 125} = 4,33 \text{ mm}$$

mencari tebal base plate minimum

$$N_a = \phi \cdot f_y \cdot B \times N \times 0,5 \times (t_p/l)^2$$

$$1098 = 0,85 \cdot 240 \cdot 225 \times 390 \times 0,5 \times (t_p/70)^2$$

$$0,000123 = (tp/70)^2$$

$$Tp = (0,000123)^{0.5} \times 70 = 0,75 \text{ mm}$$

Dipakai baseplate tebal 3 mm

Jadi memakai tebal base plate 3 mm Pemeriksaan angkur terhadap gaya geser dan tarik Digunakan 4 buah angkur berdiameter 8 mm

$$V_{ub} = \frac{Vu}{n} = \frac{545,39 \text{ kg}}{4} = 90,89 \text{ kg}$$

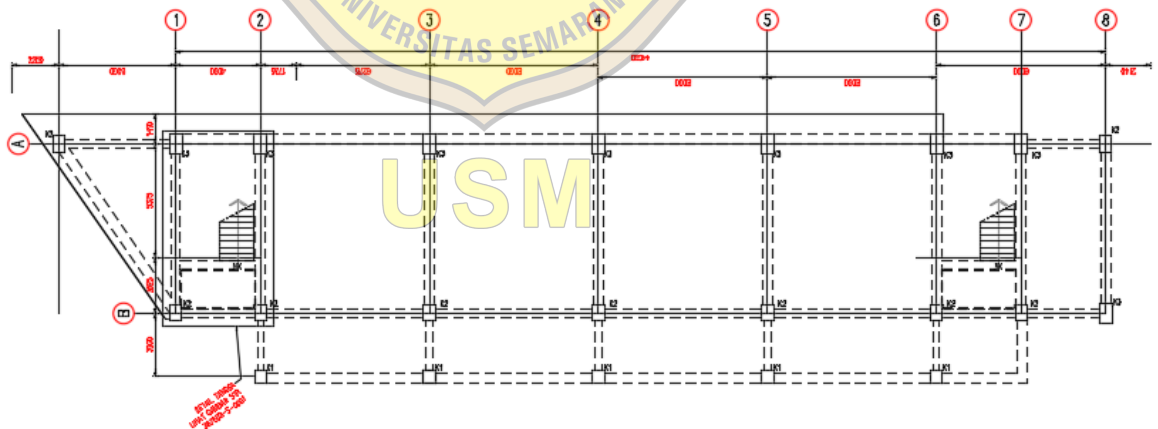
$$\phi \cdot f_v \cdot A_b = 0,75 \times 166 \times 0,25 \times 3,14 \times 8^2 = 6254,88 \text{ N}$$

$$624,48 \text{ kg} > 90,89 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

f_v adalah kuat geser nominal angkur (166 MPa) tipe A307 f_t adalah kuat tarik nominal angkur

4.3 Perhitungan Pelat Lantai

Pada sistem perencanaan pelat direncanakan sama dari lantai 1 – 5 dengan tumpuan berupa jepit ataupun bebas. Sistem penulangan direncanakan sama pada tiap-tiap lantai.



Gambar 4. 23 Denah Pelat Lantai

4.3.1 Data teknis pelat lantai rencana:

Material beton

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Berat per unit volume} = 2.400 \text{ Kg/m}^3$$

Modulus elastisitas = 23.500 Mpa

$$E_c = 4.700\sqrt{f'_c} \rightarrow 4.700\sqrt{25} = 23.500 \text{ Mpa}$$

Material tulangan

Fy = 240 Mpa

Berat per unit volume = 7.850 kg/m³

Modulus elastisitas = 200.000 Mpa

4.3.2 Data beban yang bekerja pada pelat

a. Beban Mati

Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³

Berat jenis Baja = 7850 Kg/m³

Berat jenis lapisan lantai = 1800 Kg/m³

Penutup lantai = 24 Kg/m²

Tebal lapisan lantai = 3 cm

Dinding pas. Setengah bata = 250 Kg/m² (tanpa lubang)

Berat plafond 11+7 = 18 Kg/cm

(PPPURG 1987, hal 5 dan 6)

b. Beban hidup

Beban hidup merata pada koridor adalah sebesar 4,79 kN/m² (479 kg/m²)

(SNI 1727:2013)

4.3.3 Pembebanan Pada Pelat

1. Beban mati (DL)

Berat plat lantai = 2400 x 0,12 = 288 Kg/m²

Berat spesi lantai = 0,03 x 1800 = 54 Kg/m²

Penutup lantai = 24 Kg/m²

Berat plafond = 18 Kg/m²

Total pembebanan (W_D) = 408 Kg/m²

2. Beban hidup (LL)

$$\text{Beban hidup} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

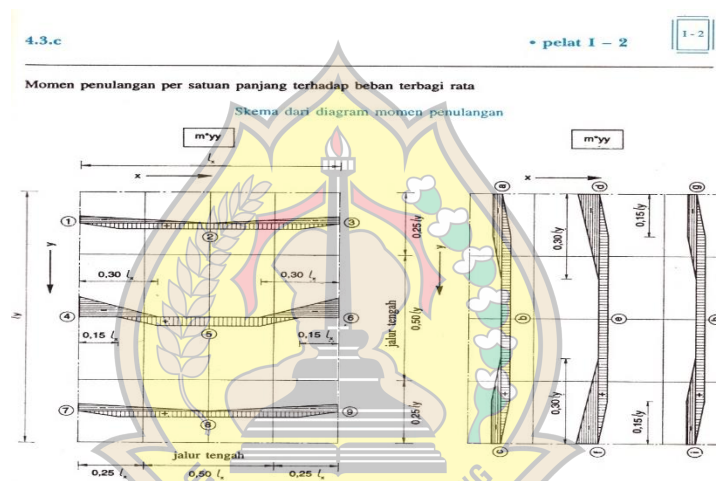
3. Kombinasi pembebanan

$$W_U = 1,2 W_D + 1,6 W_L$$

$$= 1,2 (408) + 1,6 (479)$$

$$= 1256 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 12,56 \text{ KN/m}^2$$

4.3.4 Perhitungan Momen pada Tumpuan dan Lapangan



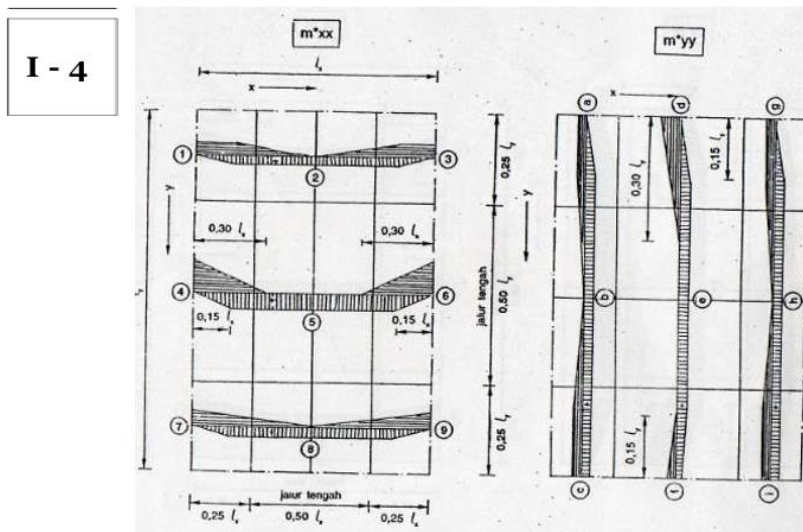
Gambar 4. 24 Skema Penulangan Pelat

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)

Tabel 4. 6 Skema Penulangan Pelat

Koefisien untuk momen penulangan																		
l_y/l_x	$m_{xx} = 0,001 w l_x^2 x$									$m_{yy} = 0,001 w l_y^2 x$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	-14	+11	-14	-44	+17	-44	-14	+11	-14	-14	+11	-14	-44	+17	-44	-14	+11	-14
1,2	-19	+13	-19	-56	+24	-56	-19	+13	-19	-15	+12	-15	-47	+17	-47	-15	+12	-15
1,4	-23	+15	-23	-65	+29	-65	-23	+15	-23	-15	+12	-15	-47	+16	-47	-15	+12	-15
1,6	-27	+17	-27	-71	+32	-71	-27	+17	-27	-15	+13	-15	-47	+15	-47	-15	+13	-15
1,8	-31	+18	-31	-75	+35	-75	-31	+18	-31	-15	+13	-15	-47	+15	-47	-15	+13	-15
2,0	-34	+19	-34	-78	+37	-78	-34	+19	-34	-15	+13	-15	-46	+15	-46	-15	+13	-15
2,5	-41	+20	-41	-81	+40	-81	-41	+20	-41	-15	+13	-15	-45	+15	-45	-15	+13	-15
3,0	-47	+23	-47	-83	+41	-83	-47	+23	-47	-15	+14	-15	-44	+15	-44	-15	+14	-15

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)



Keterangan : Tumpuanbebas (sederhana) = Garis tunggal

Tumpuan Terjepit penuh = Garis ganda

Gambar 4. 25 Skema Penulangan Pelat Model I – 4

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)

Tabel 4. 7 Skema Penulangan Pelat Model I – 4

Koefisien Untuk Momen Penulangan																		
Ly/ Lx	Mxx = 0,001 Wlx ² . X									Myy = 0,001 Wly ² . X								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	B	c	d	e	f	g	h	I
1	-15	12	-15	-53	22	-53	-30	20	-30	-15	17	+-	-47	21	+-	-15	17	+-17
1.2	-19	14	-19	-63	28	-63	-35	22	-35	-15	18	+-	-48	21	+-	-15	18	+-18
1.4	-23	15	-23	-70	32	-70	-39	24	-39	-15	18	+-	-48	20	+-	-15	18	+-18
1.6	-27	17	-27	-75	35	-75	-43	25	-43	-15	18	+-	-47	20	+-	-15	18	+-18
1.8	-31	18	-31	-76	37	-76	-46	25	-46	-15	17	+-	-47	20	+-	-15	17	+-17
2	-34	19	-34	-80	39	-80	-48	25	-48	-15	17	+-	-46	20	+-	-15	17	+-17

												17			11			
2.	-41	20	-41	-82	41	-82	-54	27	-54	-15	16	+-	-45	20	+-	-15	16	+ -16
5												16			12			
3	-47	23	-47	-83	42	-83	-58	29	-58	-15	16	+-	-44	20	+-	-15	16	+ -16
												16			13			

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)

4.3.5 Momen yang dihasilkan

Perhitungan pada pelat **A** dengan dimensi 4000 x 4000 mm, lantai utama. Untuk mempermudah dan mempercepat perhitungan maka diambil nilai koefisien dari Tabel 4.1 yang paling besar.

Untuk daerah tumpuan menggunakan koefisien (-)

Untuk daerah lapangan menggunakan koefisien (+)

1. Momen Tumpuan Tx

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{4} = 1$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1 \dots x = -53$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot x$$

$$M_t = 0,001 \cdot 12,56 \cdot 4^2 \cdot -53$$

$$M_{tx} = -10,651 \text{ KN.m}$$

2. Momen Lapangan Lx

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{4} = 1$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1 \dots x = +22$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot x$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot 12,56 \cdot 4^2 \cdot +22$$

$$M_{lx} = 4,421 \text{ KN.m}$$

3. Momen Tumpuan Ty

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{4} = 1$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1 \dots x = -47$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot Wu \cdot L_x^2 \cdot x$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot 12,56 \cdot 4^2 \cdot -47 = -9,445 \text{ KN.m}$$

4. Momen Lapangan Ly

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{4} = 1$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1 \dots x = +21$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot Wu \cdot L_x^2 \cdot x$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 12,56 \cdot 3^2 \cdot +21$$

$$M_{ly} = 4,220 \text{ KN.m}$$

4.3.6 Perhitungan Penulangan Pelat

Tebal pelat (h)	= 12 cm	→ 120	mm
Fc	= 25 Mpa	→ 250	kg/cm ²
Fy	= 240 Mpa	→ 2400	Kg/cm ²
ρ _{min}	= 0,0032		

(Buku Gideon jilid 1, tabel 6, hal 50)

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

(Buku Gideon jilid 1, tabel 3, hal 44)

$$\text{Diameter tulangan arah x} = \varnothing 8 \rightarrow 8 \text{ mm}$$

Tinggi evektif arah x

$$\begin{aligned} dx &= h - p - \frac{1}{2} \varnothing_{Dx} \\ &= 120 - 20 - \frac{1}{2} 8 \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan arah y} = \varnothing 8 \rightarrow 8 \text{ mm}$$

Tinggi evektif arah y

$$\begin{aligned} dy &= h - p - \varnothing_{Dy} - \frac{1}{2} \varnothing_{Dy} \\ &= 120 - 20 - 10 - \frac{1}{2} 8 \\ &= 86 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.3.7 Tulangan yang dihasilkan

Perhitungan tulangan pada pelat lantai secara manual dengan program Microsoft excel. Perhitungan tulangan pada interpolasi untuk menentukan (ρ), sesuai dengan tabel 5.1h, buku Gideon jilid 4 pada halaman 46. Adapun rumus dalam interpolasi:

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = A \quad \rightarrow \quad \rho = a$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = X \quad \rightarrow \quad \text{Interpolasi}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = B \quad \rightarrow \quad \rho = b$$

$$\rho = a + \frac{X-A}{100} \times (b - a)$$

Tabel 4. 8 Penentuan ρ pada Mutu beton Fc' 25

Mutu Beton F'c = 25 Mpa Faktor Reduksi= 0,8

Mu/bd ²	Fy= 240 Mpa		Fy= 400 Mpa		c/d	z/d
	P	Au	P	au		
100	0.0005	0.191	0.0003	0.319	0.007	0.997
200	0.001	0.191	0.0006	0.318	0.014	0.994
300	0.0016	0.19	0.0009	0.317	0.021	0.991
400	0.0021	0.19	0.0013	0.316	0.028	0.988
500	0.0026	0.189	0.0016	0.315	0.035	0.985
600	0.0032	0.189	0.0019	0.314	0.042	0.982
700	0.0037	0.188	0.0022	0.313	0.049	0.979
800	0.0043	0.187	0.0026	0.312	0.057	0.976
900	0.0048	0.187	0.0029	0.311	0.064	0.973
1000	0.0054	0.186	0.0032	0.31	0.071	0.97
1100	0.0059	0.186	0.0036	0.309	0.079	0.967
1200	0.0065	0.185	0.0039	0.308	0.086	0.963
1300	0.0071	0.184	0.0042	0.307	0.094	0.96
1400	0.0076	0.184	0.0046	0.306	0.101	0.957
1500	0.0082	0.183	0.0049	0.305	0.109	0.954
1600	0.0088	0.182	0.0053	0.304	0.116	0.95
1700	0.0093	0.182	0.0056	0.303	0.124	0.947
1800	0.0099	0.181	0.006	0.302	0.132	0.944
1900	0.0105	0.181	0.0063	0.301	0.14	0.941
2000	0.0111	0.18	0.0067	0.3	0.148	0.937
2200	0.0123	0.179	0.0074	0.298	0.164	0.93
2400	0.0135	0.177	0.0081	0.296	0.18	0.9224
2600	0.0148	0.176	0.0089	0.293	0.196	0.917
2800	0.016	0.175	0.0096	0.291	0.213	0.909
3000	0.0173	0.173	0.0104	0.289	0.23	0.902
3200	0.0186	0.172	0.0112	0.286	0.247	0.895
3400	0.02	0.17	0.012	0.284	0.265	0.887
3600	0.0213	0.169	0.0128	0.281	0.283	0.88
3800	0.0227	0.167	0.0136	0.279	0.302	0.872
4000	0.0241	0.166	0.0145	0.276	0.32	0.864
4200	0.0256	0.164	0.0153	0.274	0.34	0.856
4400	0.027	0.163	0.0162	0.271	0.359	0.847
4600	0.0286	0.161	0.0171	0.268	0.38	0.839
4800	0.0301	0.159	0.0181	0.266	0.4	0.83
5000	0.0317	0.158	0.019	0.263	0.422	0.821
5200	0.0334	0.156	0.02	0.26	0.443	0.812
5400	0.0351	0.154	0.021	0.257	0.466	0.802
5600	0.0368	0.152			0.489	0.792
5800	0.0386	0.15			0.513	0.782
6000	0.0405	0.148			0.538	0.771

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)

Sedangkan untuk mencari tulangan pada pelat lantai dibantu dengan tabel 13a, buku Gideon jilid 1 pada halaman 58.

Tabel 4. 9 Diameter Batang dalam mm² per meter lebar Pelat

Jarak pusat ke pusat dalam mm	Diameter dalam mm							
	6	8	10	12	14	16	19	20
50	565	1005	1571	2262	3079	4022	5671	6284
75	377	670	1047	1508	2053	2681	3780	4189
100	283	503	785	1131	1539	2011	2835	3142
125	226	402	628	905	1232	1608	2268	2513
150	188	335	524	754	1026	1340	1890	2094
175	162	287	449	646	880	1149	1620	1795
200	141	251	393	565	770	1005	1418	1571
225	126	223	349	503	684	894	1260	1396
250	113	201	314	452	616	804	1134	1257

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)

- Faktor reduksi lentur (Φ)

$$\Phi = 0,8$$

$$f'c \leq 30 \text{ Mpa, Maka } b = 0,85$$

$$f'c \geq 30 \text{ Mpa, Maka } b = 0,85 - 0,008 \times 9 (f'c - 30)$$

$$\rho_b = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,81 \times f'c}{f_y} = 0,032$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,024$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00583$$

Syarat rasio penulangan adalah $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$

Dalam menentukan diameter dan jumlah tulangan disesuaikan dengan perencanaan yang dibuat. Adapun hasil dari perhitungan tulangan, sebagai berikut:

Perhitungan pada pelat tipe A dengan dimensi 400 x 400 cm, lantai utama

1. Penulangan Arah X

$$\text{Momen Tumpuan (Mtx)} = 10,651 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{10,651}{1 \times 0,104^2} = 984,734 \text{ kn/m}^2$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 900 ; \quad \rho = 0,0048$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 84,734 \text{ kN/m}^2 \text{ (Interpolasi)}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 1000 \text{ kN/m}^2 ; \quad \rho = 0,0048$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0048 + \frac{84,734}{100} \times (0,0054 - 0,0048) \\ &= 0,0053 \quad \rho_{\min} > \rho \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d_x \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 96 = 556,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Didapat dari tabel 13a buku Gideon jilid 1, Tulangan yang dipakai

$$\emptyset 8 - 75 \text{ (} A_s = 670 \text{ mm}^2 \text{)} > 556,8 \text{ mm}^2 \text{ (tulangan memenuhi luas perlu)}$$

Periksa terhadap momen nominal :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{670 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 7,56 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \square M_n &= \square A_s \cdot f_y \left(d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 670 \times 240 \times \left(94 - \frac{1}{2} \cdot 7,56 \right) \\ &= 11605901 \text{ Nmm} = 11,60 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_n > M_u = 11,60 \text{ KNm} > 10,651 \text{ KNm (OK)}$$

2. Penulangan Arah X

$$\text{Momen Lapangan (Mtx)} = 4,421 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{4,421}{1 \times 0,104^2} = 408,757 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 400 \quad \square \quad \rho = 0,0021$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 8,757 \quad \square \quad \text{Interpolasi}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 500 \quad \square \quad \rho = 0,0026$$

$$\rho = 0,0021 + \frac{8,757}{100} \times (0,0026 - 0,0021)$$

$$= 0,00214 \quad \rho_{\min} > \rho$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d_x \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 96 = 556,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Didapat dari tabel 13a buku Gideon jilid 1, Tulangan yang dipakai

Periksa terhadap momen nominal :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{670 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 7,56 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \square M_n &= \square A_s \cdot f_y \left(d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 670 \times 240 \times \left(94 - \frac{1}{2} \cdot 7,56 \right) \end{aligned}$$

$$= 11605901 \text{ Nmm} = 11,60 \text{ KNm}$$

$\varnothing 8 - 75$ ($A_s = 670 \text{ mm}^2$) $> 556,8 \text{ mm}^2$ (**luas perlu tulangan memenuhi**)

$$M_n > M_u = 11,54 \text{ KNm} > 4,421 \text{ KNm} \quad \text{(OK)}$$

Penulangan Arah Y

$$\text{Momen Tumpuan (Mty)} = 9,445 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{9,445}{1 \times 0,94^2} = 1068,936 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 1000 \quad \square \quad \rho = 0,0054$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 68,936 \quad \square \quad \text{Interpolasi}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 1100 \quad \square \quad \rho = 0,0059$$

$$\rho = 0,0054 + \frac{68,396}{100} \times (0,0059 - 0,0054)$$

$$= 0,0057 \rightarrow \rho_{\min} > \rho$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d_y \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 86 = 498,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Didapat dari tabel 13a buku Gideon jilid 1, Tulangan yang dipakai

$$\square 8 - 75 (A_s = 670 \text{ mm}^2) > 498,8 \text{ mm}^2 \text{ (luas perlu tulangan memenuhi)}$$

Periksa terhadap momen nominal :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{670 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 2000} = 3,783 \text{ mm}$$

$$\square M_n = \square A_s \cdot f_y (d_y - \frac{1}{2} a)$$

$$= 0,8 \times 670 \times 240 \times (86 - \frac{1}{2} \cdot 3,783)$$

$$= 10,819 \text{ KNm}$$

CEK :

$$M_n > M_u = 10,819 \text{ KNm} > 9,445 \text{ KNm} \text{ (OK)}$$

5. Penulangan Arah Y (e)

$$\text{Momen Lapangan (Mly)} = 4,220 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{4,220}{1 \times 0,94^2} = 477,610 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 400 \quad \square \quad \rho = 0,0021$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 77,610 \quad \square \quad \text{Interpolasi}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 500 \quad \square \quad \rho = 0,0026$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0021 + \frac{77,610}{100} \times (0,0026 - 0,0021) \\ &= 0,0025 \quad \rho_{\min} > \rho \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d_y \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 86 = 498,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Didapat dari tabel 13a buku Gideon jilid 1, Tulangan yang dipakai

$$\square 8 - 75 \quad (A_s = 670 \text{ mm}^2) > 498,8 \text{ mm}^2 \quad (\text{luas perlu tulangan memenuhi})$$

Periksa terhadap momen nominal :

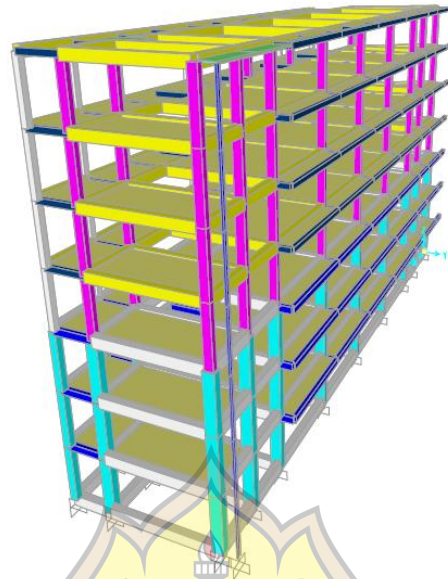
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{670 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 2000} = 3,783 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \square M_n &= \square A_s \cdot f_y \left(d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 670 \times 240 \times \left(86 - \frac{1}{2} \cdot 3,783 \right) \\ &= 10,819 \text{ KNm} \end{aligned}$$

CEK :

$$M_n > M_u \quad = 10,819 \text{ KNm} > 4,220 \text{ KNm} \quad (\text{OK})$$

4.4 Portal (Balok dan Kolom)



Gambar 4. 26 Prespektif Rangka Portal Struktur Beton

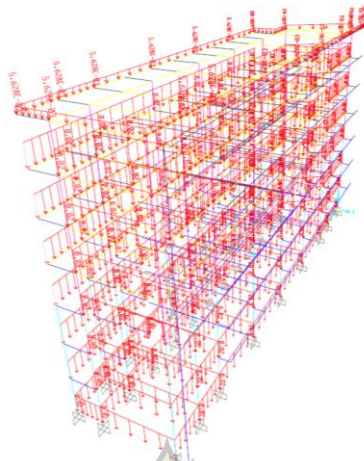
Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

Sesuai dengan Peraturan Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987), ada empat pembebanan yang ditinjau dalam struktur, yaitu beban mati tambahan, beban hidup, beban angin dan beban gempa. Sesuai dengan kegunaannya, diperoleh beban sebagai berikut :

1. Beban Mati Tambahan

Dalam menentukan beban yang dipikul balok, terdapat 2 type beban mati, yaitu beban mati struktur dan beban mati tambahan. Beban mati struktur dihitung secara otomatis oleh SAP2000 dengan ketentuan nilai koefisien dari beban mati adalah 0. Sehingga perencana hanya menambahkan beban mati tambahan untuk perancangan struktur balok, gunakan berat bahan, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui pihak yang berwenang. Sesuai dengan Peraturan Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987), Perhitungan beban mati tambahan elemen struktur adalah sebagai berikut:

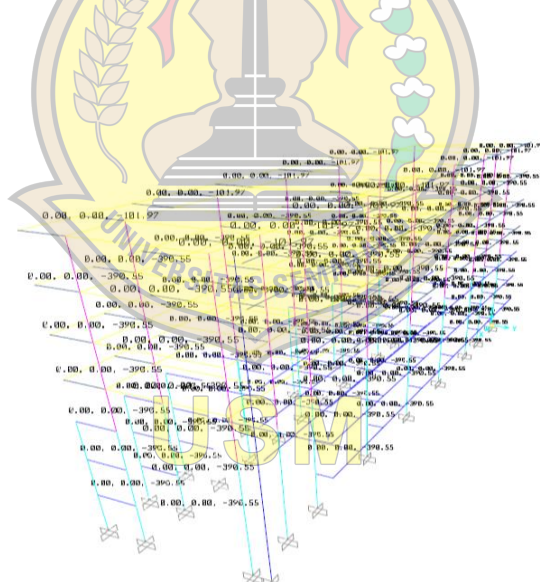
1. Beban mati tambahan (SdL)



Gambar 4. 27 Beban Pada Balok dan Beban Kuda-Kuda

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

2. Beban Hidup (WL)



Gambar 4. 28 Beban Hidup Pelat

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

2. Beban Gempa

1) Beban gempa

Berdasarkan kepada SNI 1726:2019 dengan mengadopsi Konsep Keselamatan Hidup. Dasar dari konsep tersebut, ketika gempa besar terjadi

sesuai dengan zona gempa, kerusakan pada struktur rencana sesuai energi gempa yang terserap oleh struktur. Sehingga ketika gempa besar terjadi, kemungkinan terjadi kerusakan pada struktur akibat gempa. Tetapi bangunan harus tidak runtuh untuk persiapan proses evakuasi.

Penentuan kategori resiko

Bangunan gedung dan struktur bangunan lainnya dapat diklasifikasikan berdasarkan risiko hidup manusia, kesehatan, dan kesejahteraan terkait dengan kerusakan atau kegagalan oleh alam pada hunian mereka atau penggunaan menurut

untuk tujuan ketetapan penerapan beban gempa. Kategori resiko bangunan untuk *Art Center* Universitas Diponegoro adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 10 Kategori Resiko Bangunan *Art Center*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, 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: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III
Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Beban desain minimum untuk struktur harus menggabungkan faktor keutamaan yang dipakai seperti pada

. Bangunan *Art Center* termasuk pada kategori risiko III yang mempunyai faktor keutamaan sebesar 1.25.

Tabel 4. 11 Faktor Keutamaan Gempa

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

Menentukan klasifikasi situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu berdasarkan Error! Reference source not found.. Kelas situs pada lokasi proyek *Art Center* dominan berada dalam kelas situs SD (tanah sedang).

Tabel 4. 12 Nilai SPT Berbobot di Lokasi Proyek Art Center Berdasarkan SNI-1726-2019

Kedalaman (m)	SPT	d_i (m)	d_i/N
2	16	2	0.125
4	26	2	0.076923
6	28	2	0.071429
8	32	2	0.0625
10	52	2	0.038462
12	60	2	0.033333
14	60	2	0.033333
16	60	2	0.033333
		16	0.474313

$$N = S d_i / S(d_i/N) =$$

33.73

Klasifikasi Situs Tanah Sedang

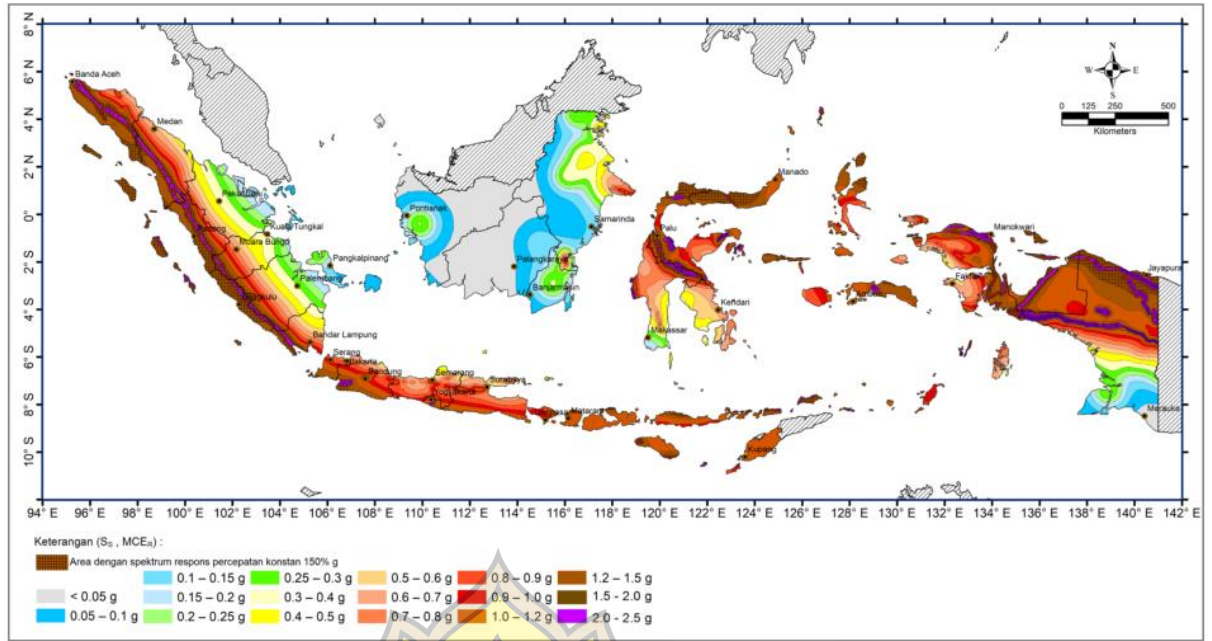
SD

Tabel 4. 13. Klasifikasi situs

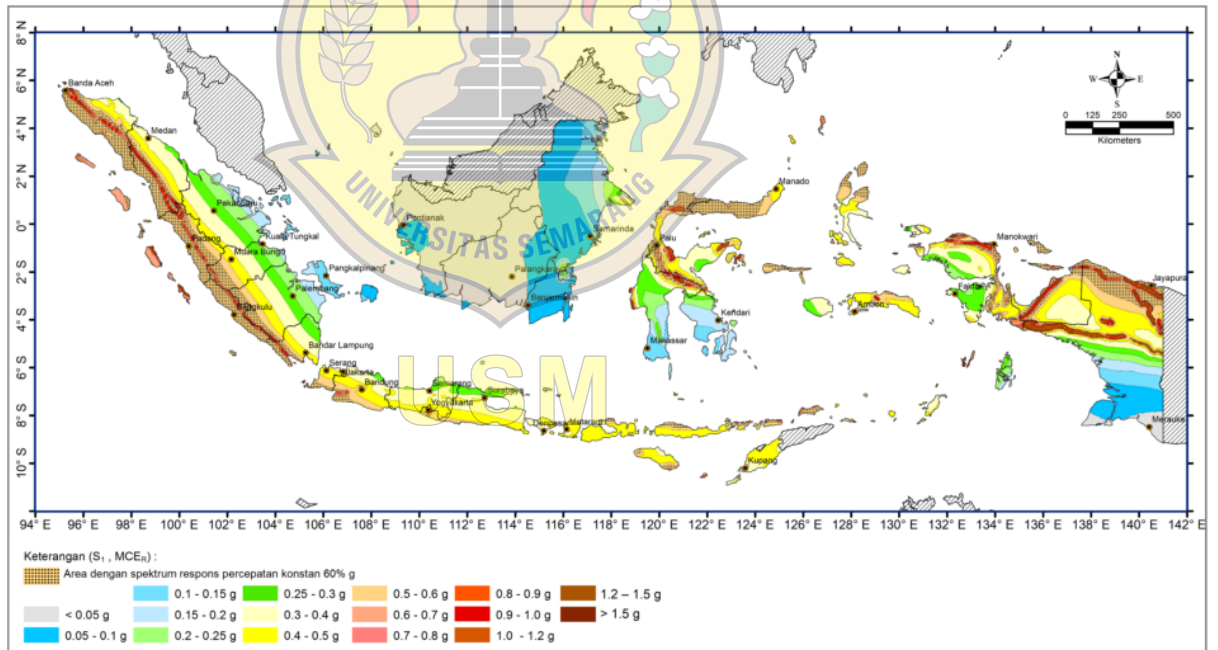
Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 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 6.10.1)	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) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Penentuan parameter percepatan

Parameter S_s dan S_1 harus ditentukan dari 0,2 dan 1 detik respon spektra seperti ditunjukkan pada Error! Reference source not found..29 dan 4.30 Peta Gempa Indonesia 2019. Untuk memperoleh parameter respon spektra yang sesuai dengan kondisi tanah tempat gedung direncanakan, bukan Kelas Situs SB, maka dibutuhkan suatu faktor modifikasi terhadap S_s dan S_1 . F_a merupakan faktor modifikasi untuk S_s dan F_v merupakan faktor modifikasi untuk S_1 . Koefisien lokasi (F_a dan F_v) ditentukan seperti pada Error! Reference source not found. dan Error! Reference source not found. berdasarkan kelas situs dan sifat tanah pada lokasi.



Gambar 4. 29 Beban Hidup Pelat Daerah Gempa Indonesia- Ss



Gambar 4. 30 Daerah Gempa Indonesia –S1

Tabel 4. 14. Koefisien F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Tabel 4. 15 Koefisien F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_l					
	$S_l \leq 0,1$	$S_l = 0,2$	$S_l = 0,3$	$S_l = 0,4$	$S_l = 0,5$	$S_l \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Menurut zona gempa Indonesia tahun 2019, parameter lokasi (Semarang, Jawa Tengah) :

- S_s : 0.8895 g
- S_l : 0.3799 g
- F_a : 1.1442 g
- F_v : 1.9201 g

Penentuan Pertimbangan Maksimum Beban Gempa (MCER)

Parameter spektra respon percepatan gempa MCE_R untuk periode pendek (S_{MS}) dan 1s (S_{M1}), menyesuaikan kepada Kelas Dampak Lokasi, harus ditentukan oleh :

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_l$$

Keterangan :

S_s = Parameter respon spektra percepatan gempa MCE_R terpetakan

untuk periode pendek

S_1 = Parameter respon spektra percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

Parameter spektra respon percepatan gempa MCE_R lokasi Proyek *Art Center*, yaitu :

- $S_{MS} = 1.0178$ g
- $S_{M1} = 0.7294$ g

Penentuan parameter percepatan spectra

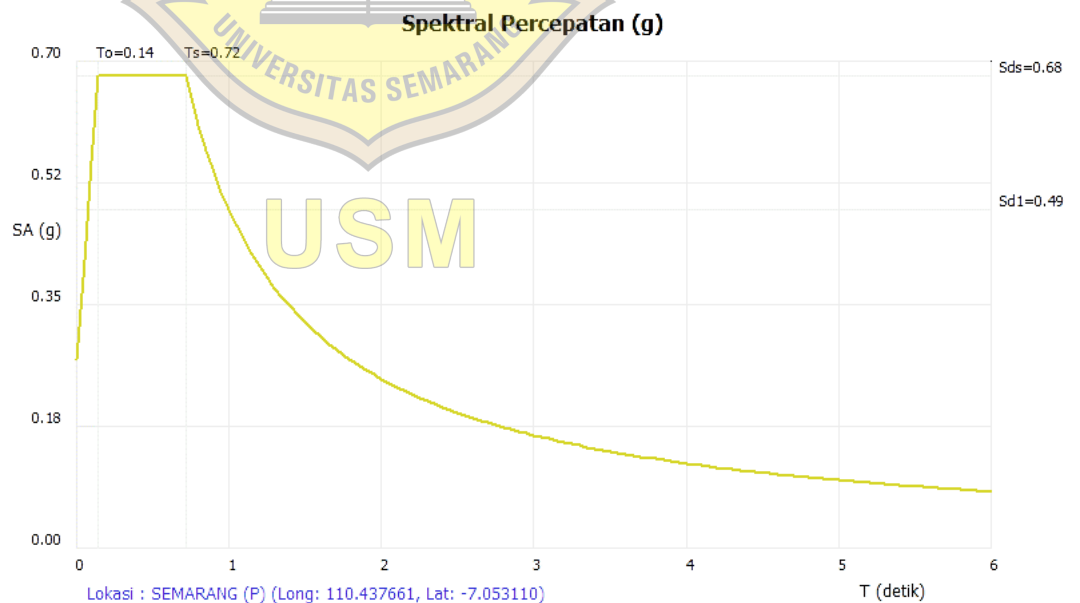
Desain parameter percepatan gempa respon spektra pada periode pendek, S_{DS} , dan pada periode 1s, S_{D1} , harus ditentukan dari perhitungan seperti dibawah berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Parameter percepatan spektra untuk lokasi Proyek *Art Center*, adalah :

- $S_{DS} = 0.6785$ g
- $S_{D1} = 0.4863$ g



Response Spectrum IBC 2006 Function Definition

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters:

Ss and S1 from USGS - by Lat./Long.
 Ss and S1 from USGS - by Zip Code
 Ss and S1 User Specified

Site Latitude (degrees):
 Site Longitude (degrees):
 Site Zip Code (5-Digits):

0.2 Sec Spectral Accel, Ss:
 1 Sec Spectral Accel, S1:
 Long-Period Transition Period:

Site Class:
 Site Coefficient, Fa:
 Site Coefficient, Fv:

Calculated Values for Response Spectrum Curve
 SDS = (2/3) * Fa * Ss:
 SD1 = (2/3) * Fv * S1:

Define Function:

Period	Acceleration
0.	0.2714
0.1223	0.6785
0.6115	0.6785
0.8	0.5186
1.	0.4149
1.2	0.3457
1.4	0.2963
1.6	0.2593
1.8	0.2305

Function Graph:

Convert to User Defined | Display Graph | [4.0377 , 0.1029]

OK | Cancel

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

Data Teknis Portal

1.) Material beton

a. Balok

Berat per unit volume = 2400 Kg/m³

f.c (balok) = 25 Mpa

Modulus elastisitas = 23500 Mpa

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \rightarrow 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

b. Kolom

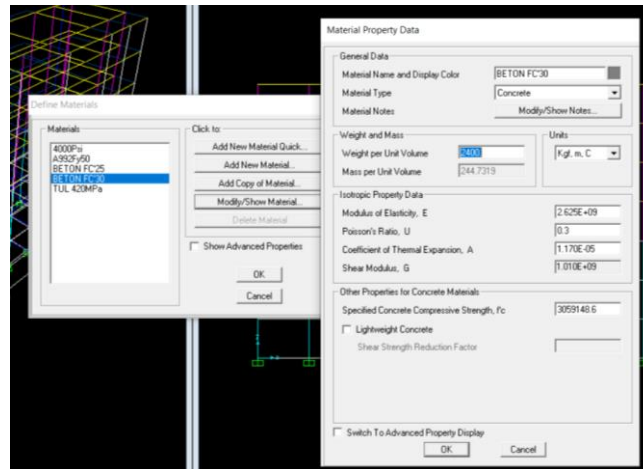
Berat per unit volume = 2400 Kg/m³

f.c (kolom) = 25 Mpa

Modulus elastisitas = 25742,960 Mpa

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \rightarrow 4700\sqrt{25} = 25742,960 \text{ Mpa}$$

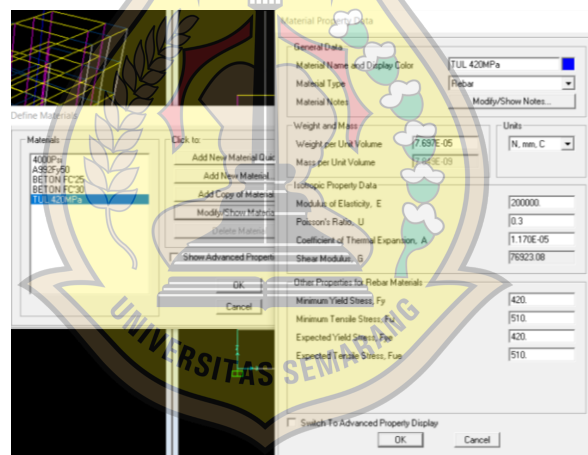
(SNI -03 -2847 -2002, pasal 10.5(1), hal 54)



Gambar 4. 31 Material Propety data

a. Tulangan

Tulangan yang digunakan type ulir fy 420 MPa fu 510 MPa.



USM

4.4.1. Partisipasi Ragam

Penentuan jumlah ragam ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1. Perhitungan partisipasi massa ragam terkombinasi menggunakan software SAP2000 dengan jumlah 12 ragam.

Tabel 4. 16 Rasio Partisipasi Massa

	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless
▶	1.926894	0.003359	0.633	0.00001132	0.003359	0.633	0.00001132	0.774	0.001003
	1.571276	0.668	0.016	0.0000003114	0.671	0.649	0.00001135	0.02	0.233
	1.494568	0.048	0.068	0.000004666	0.719	0.717	0.00001602	0.084	0.016
	0.670795	0.001465	0.135	0.00001624	0.721	0.852	0.00003226	0.002075	0.00005065
	0.581576	0.171	0.002492	0.0000002711	0.891	0.854	0.00003229	0.0000409	0.001015
	0.5291	0.002651	0.017	0.00000037	0.894	0.871	0.00003599	0.0002758	0.00002222
	0.369354	0.003044	0.039	0.000002583	0.897	0.909	0.00003867	0.004209	0.00006837
	0.35542	0.039	0.00337	0.0000003419	0.936	0.913	0.00003861	0.0003718	0.001359
	0.31318	0.000000908	0.000001003	0.094	0.936	0.913	0.094	0.003763	0.052
	0.311964	0.0000006635	0.0000282	0.00005261	0.936	0.913	0.094	0.0000007925	0.005161
	0.310875	0.0000006276	0.00005364	0.006972	0.936	0.913	0.101	0.0002828	0.003542
	0.309934	0.0000002114	0.000001027	0.00514	0.936	0.913	0.106	0.0002107	0.002994

Tabel di atas menunjukkan bahwa partisipasi massa memenuhi persyaratan, yaitu > 90% dari massa struktur.

4.4.2. Base Shear

Penentuan Batasan Periode

Periode fundamental pendekatan (T_a)

$$T_a = C_t h_n x$$

dimana $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$. Maka, $T_a = 0,0466 \times 29,4^{0,9} = 0,977$ detik

Periode maksimum, $T_{max} = C_u T_a$

Berdasarkan SNI 1729: 2019 didapat $C_u = 1,4$.

Maka $T_{max} = 1,4 \times 0,977 = 3,908$ detik

Dari analisis modal menggunakan SAP2000, periode ragam pertama didapat 1,926 detik. Sehingga analisis pada SAP2000 masih berada pada di dalam batas minimum dan maksimum hasil perhitungan.

Analisis Dinamik

Berdasarkan hasil perhitungan analisis respons spektrum dan riwayat waktu seismik menggunakan program SAP2000, diperoleh gaya geser dasar .

$$V_t \text{ arah X} = 2195,611 \text{ kN}$$

$$V_t \text{ arah Y} = 2195,611 \text{ kN}$$

$$V \text{ arah X} = 1486,476 \text{ kN}$$

$$V \text{ arah Y} = 1127,027 \text{ kN}$$

Cek gaya geser dasar dinamik (V_t) terbesar terhadap gaya geser dasar statik ekuivalen (V) untuk arah x dan arah y, sebagai berikut:

V_t arah x $>$ V , maka V_t arah x = 2195,611 kN V_t arah y $>$ V , maka V_t arah y = 2195,611kN

4.4.3 Story Drift (Simpangan Antar Tingkat)

Story drift (simpangan antar tingkat) dihitung berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6. Defleksi tiap lantai didapat dari analisis beban dinamik berupa respon spektrum desain yang menggunakan software SAP2000. Hasil defleksi yang digunakan merupakan defleksi yang terbesar dari kombinasi pembebanan yang digunakan. Hasil pengecekan *Story Drift* disajikan dalam tabel berikut.

Tabel 4. 17 Hasil Pengecekan *Story Drift* arah x (Δx)

Lantai	H (m)	DX (mm)	DA (mm)	Dx < Da
Dasar	0	0	0	YA
2	4.2	20.067817	105	YA
3	8.4	28.3825685	210	YA
4	12.6	25.452757	315	YA
5	16.8	43.0641475	420	YA
6	21	37.863496	525	YA
7	25.2	27.149001	630	YA
Atap	29.4	12.5172465	735	YA

Tabel 4. 18 Hasil Pengecekan *Story Drift* arah y (Δy)

Lantai	H (m)	DY (mm)	DA (mm)	Dx < Da
Dasar	0	0	0	YA
2	4.2	13.31834	105	YA
3	8.4	23.70679	210	YA
4	12.6	24.39338	315	YA
5	16.8	31.03102	420	YA
6	21	29.39516	525	YA
7	25.2	22.1076	630	YA
Atap	29.4	12.72107	735	YA

Keterangan :

Simpangan antar lantai yang diizinkan untuk kategori resiko I dan II $\Delta a : 0,025 * H$

; Kategori III : $\Delta a : 0,02 * H$; Kategori IV $\Delta a : 0,025 * H$

Perpindahan elastik pada lantai didapat δ_{ex} dari output SAP 2000

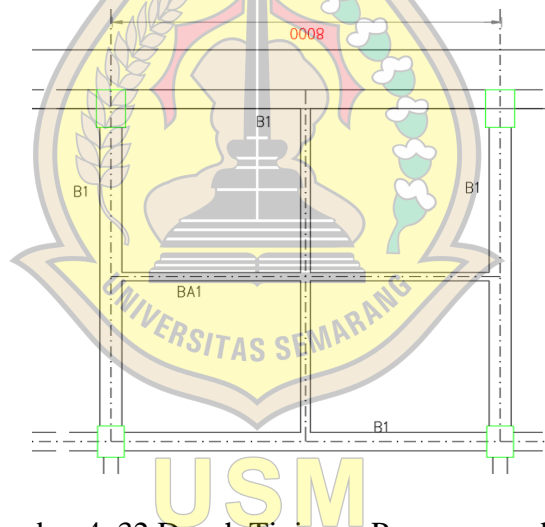
Perpindahan yang diperbesar pada lantai, $\Delta x = (\delta_{ex} * C_d) / I_e$

Simpangan antar lantai x dan lantai x-, Δx harus $< \Delta a$

Rasio Simpangan Antar Lantai $\Delta x / H (x-1)$ harus $< 0,02$

4.4.4. Perencanaan Balok Anak

Komponen balok anak yang akan dihitung memiliki spesifikasi mutu beton f'_c 25MPa dan mutu baja $f_y = 240$ MPa. Balok anak yang akan dijadikan sebagai contoh perhitungan adalah balok anak dengan bentang terpanjang.



Gambar 4. 32 Denah Tinjauan Perencanaan balok

4.4.5 Gaya Dalam Balok Anak

Desain Tulangan Lentur Balok B1A

Perhitungan penulangan lentur balok dengan kriteria sebagai berikut.

- | | |
|------------------------|-----------|
| a. Tinggi Balok | = 500 mm |
| b. Lebar Balok | = 300 mm |
| c. Selimut (p) | = 40 mm |
| d. Mutu Baja (f_y) | = 420 MPa |

- e. Mutu Beton($f'c$) = 25 MPa
- f. Modulus Elastisitas Baja (E_s) = 200000 MPa
- g. Modulus Elastisitas Beton (E_c) = 23500 MPa
- h. Regangan Baja (ϵ_y) = $f_y/E_s = 0,002$
- i. Regangan Beton = 0,003
- j. D tulangan utama = 22mm
- k. D tulangan Sengkang = 10mm
- l. d' = $p + D_{\text{sengkang}} + 0,5 \times D_{\text{tulangan utama}}$
 = $40 + 10 + 0,5 \times 22$
 = 61 mm
- m. d = $h - d'$
 = $500 - 61$
 = 439 mm
- n. β_1 = 0,85
- o. ρ_b = $\frac{0,85\beta_1 f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$
 = $\frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$
 = 0,025
- p. ρ_{min} = $\frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} = 0,0029$
 = $1,4/f_y = 1,4/420 = 0,0033$
 (dipakai 0,0029)

1. Desain Tulangan Lentur Pada Tumpuan

Desain penulangan didasarkan pada tumpuan yang memiliki gaya dalam terbesar, dengan nilai :

$$M_u = 179,68 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah desain penulangan lentur adalah sebagai berikut

- a. menghitung rasio tulangan

$$\rho_{\text{mak}} = \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,009} \right) \rho_b$$

$$= \left(\frac{0,003 + 420/200000}{0,009} \right) \times 0,025 = 0,014$$

$$R_u \text{ maks} = \phi \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho_{\text{maks}}}{1,7 \cdot f'c} \right)$$

$$= 0,9 \times 0,014 \times 420 \left(1 - \frac{420 \times 0,014}{1,7 \times 25} \right)$$

$$= 4,55 \text{ MPa}$$

- b. Menghitung kekuatan momen rencana balok bertulangan tunggal

$$M_n = R_u \cdot b \cdot d^2$$

$$= 4,55 \times 300 \times 439^2$$

$$= 263,63 \text{ kNm} > M_u$$

Penampang cukup didesain dengan tulangan tunggal, namun untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan, tetap diberikan tulangan tekan sebanyak 2 buah.

- c. Menghitung nilai ρ

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'_c} \right) \times \left(\frac{M_u}{b d^2} \right)$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 25} \right) \times \left(\frac{179,68 \times 10^6}{300 \times 439^2} \right)$$

$$= 0,234$$

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

$$= \left(\frac{25}{420} \right) \times \left(0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,234} \right)$$

$$= 0,009 < \rho_{\text{mak}} \rightarrow \text{OK}$$

- d. Menghitung luastulangan perlu

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,009 \times 300 \times 439$$

$$= 1188,84 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter 22mm dengan tulangan Tarik 4D22 dan tulangan tekan 4D22.

2. Desain Tulangan Lentur Pada Lapangan

Desain penulangan didasarkan pada tumpuan yang memiliki gaya dalam terbesar, dengan nilai :

$$M_u^+ = 144,90 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah desain penulangan lentur adalah sebagai berikut

- a. menghitung rasio tulangan

$$\rho_{\text{mak}} = \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,009} \right) \rho_b$$

$$= \left(\frac{0,003 + 420/200000}{0,009} \right) \times 0,025 = 0,014$$

$$\begin{aligned} \text{Ru maks} &= \phi \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho_{\text{maks}}}{1,7 \cdot f'c} \right) \\ &= 0,9 \times 0,014 \times 420 \left(1 - \frac{420 \times 0,014}{1,7 \times 25} \right) \\ &= 4,55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- b. Menghitung kekuatan momen rencana balok bertulangan tunggal

$$\begin{aligned} M_n &= \text{Ru} \cdot b \cdot d^2 \\ &= 4,55 \times 300 \times 439^2 \\ &= 263,63 \text{ kNm} > M_u \end{aligned}$$

Penampang cukup didesain dengan tulangan tunggal, namun untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan, tetap diberikan tulangan tekan sebanyak 2 buah.

- c. Menghitung nilai ρ

$$\begin{aligned} Q &= \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \times \left(\frac{M_u}{b d^2} \right) \\ &= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 25} \right) \times \left(\frac{144,90 \times 10^6}{300 \times 439^2} \right) \\ &= 0,189 \\ \rho &= \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \times \left(0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right) \\ &= (25/420) \times \left(0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,189} \right) \\ &= 0,0071 < \rho_{\text{mak}} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- d. Menghitung luastulangan perlu

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0071 \times 300 \times 439 \\ &= 939,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 22mm dengan tulangan tarik 3D22 dan tulangan tekan 2D22.

3. Penulangan Geser Balok Anak

Berdasarkan analisis struktur pada SAP2000, didapat nilai gaya geser maksimum tumpuan pada balok anak B1A adalah:

$$V_u = 127,842 \text{ kN}$$

Gaya geser dipikul oleh balok dengan tahanan geser sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,75 (0,17) (1,0) \sqrt{25} (300) (439) \\ &= 83958,75 \text{ N} = 83,95 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_u > \phi V_c$$

127,842 kN > 83,95 kg, sehingga tulangan geser diperlukan. Maka gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser adalah:

$$\begin{aligned}V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (127,842 - 83,95) / 0,75 \\ &= 58,522 \text{ kN}\end{aligned}$$

Analisis gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser:

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,33 \times \sqrt{25} \times 300 \times 439 \\ &= 217,30 \text{ kN} \\ V_{c2} &= 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 300 \times 439 \\ &= 434,610 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai $V_s < V_{c2}$ sehingga analisis desain dapat dilanjutkan ke proses selanjutnya. Dengan menggunakan diameter tulangan geser D10, maka jarak antar tulangan geser adalah diambil nilai terkecil dari:

$$s1 = (A_v f_{yt} d) / V_s = (157,08 \times 420 \times 439) / 58522 = 494,89 \text{ mm}$$

$$s2 = d/2 \leq 600 \text{ mm}$$

$$s2 = 342/2 = 221 \text{ mm}$$

$$s3 = A_v f_{yt} / 0,35 b_w = 157,08 (420) / (0,35 \times 300) = 628,32 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai jarak maksimum untuk tulangan geser pada balok anak adalah 200 mm

Analisis yang sama juga dilakukan pada balok anak B2A, dengan tabulasi seperti pada tabel di bawah ini.

Balok Anak		Dimensi	Atas	Bawah	Tulangan Sengkang
B1A	Tumpuan	300x500	4D22	2D22	D10-150
	Lapangan		2D22	3D22	D10-200
B2A	Tumpuan	300x400	3D22	2D22	D10-150
	Lapangan		2D22	2D22	D10-200

4.4.6 Perencanaan Balok Lift

a. Pembebanan Balok Lift

Balok Lift direncanakan menerima beban terpusat yang diakibatkan oleh beban lift. Beban lift diambil berdasarkan spesifikasi teknis lift yang akan dipasang pada bangunan tersebut. Beban tersebut dikategorikan sebagai beban hidup. Spesifikasi teknis lift yang akan dipasang adalah sebagai berikut.

Kapasitas = 900 kg

Car Internal Dimensions = 1600 mm x 1300 mm

Hostway Internal Dimensions = 2100 mm x 2050 mm (1-

unit installation) *Pit Depth* = 2800 mm

R1 (Reaction of Machine Room) = 94 kN

R2 (Reaction of Machine Room) =

63 kN *P1 (Reaction of Pit Lift)* =

137 kN

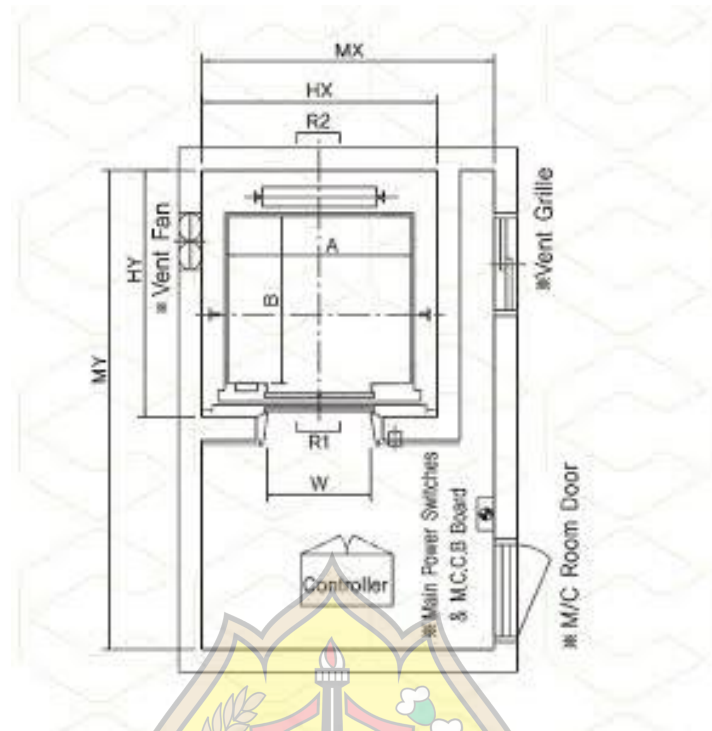
P2 (Reaction of Pit Lift) = 124 kN

Tabel 4. 19 Spesifikasi Teknis Lift

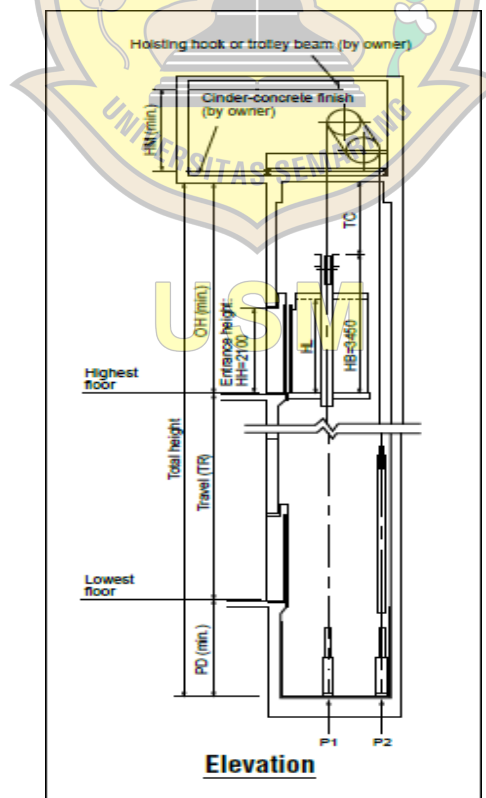
Rated speed (m/sec)	Code number	Rated capacity (kg)	Number of persons	Entrance width JJ (mm)	Car internal dimensions (mm)	Internal dimensions of hoistway (mm) ¹		
						In-line arrangement		
						1-unit installation	2-unit installation	2-unit installation
					Width × Depth AA × BB	Width × Depth AH × BH	Width × Depth AH × BH	Width × Depth AM × BM
2.0 2.5	P10	750	10	800	1400 × 1300	1900 × 2050	3900 × 2050	4500 × 3455
	P12	900	12	900	1600 × 1300	2100 × 2050	4300 × 2050	4700 × 3455
	P14	1050	14	900	1600 × 1500	2100 × 2250	4300 × 2250	4700 × 3655
	P16	1200	16	1000	1800 × 1500	2300 × 2250	4700 × 2250	4900 × 3655
	P18	1350	18	1100	2000 × 1500	2500 × 2250	5100 × 2250	5100 × 3655
	P21	1600	21	1100	2000 × 1700	2500 × 2450	5100 × 2450	5100 × 3855
	P24	1800	24	1100	2100 × 1750	2600 × 2550	5300 × 2550	5400 × 3955
3.0	P26	2000	26	1100	2100 × 1950	2600 × 2750	5300 × 2750	5400 × 4105
	P12	900	12	900	1600 × 1300	2100 × 2050	4300 × 2050	4700 × 3455
	P14	1050	14	900	1600 × 1500	2100 × 2300	4300 × 2300	4700 × 3655
	P16	1200	16	1000	1800 × 1500	2300 × 2300	4700 × 2300	4900 × 3655
	P18	1350	18	1100	2000 × 1500	2500 × 2300	5100 × 2300	5100 × 3655
	P21	1600	21	1100	2000 × 1700	2500 × 2500	5100 × 2500	5100 × 3855
	P24	1800	24	1100	2100 × 1750	2600 × 2550	5300 × 2550	5400 × 3955
	P26	2000	26	1100	2100 × 1950	2600 × 2750	5300 × 2750	5400 × 4105

Tabel 4. 20 Reaksi Beban Lift pada Balok Lift dan Pit Lift

Rated speed (m/sec)		Rated capacity (kg)							
		750	900	1050	1200	1350	1600	1800	2000
2.0 2.5	R1	94	94	123	112	149	156	174	200
	R2	63	63	82	74	100	104	116	134
	P1	129	137	178	159	191	195	227	246
	P2	121	124	164	142	182	181	196	227
3.0	R1	-	106	157	158	160	161	191	193
	R2	-	70	105	106	106	107	127	129
	P1	-	149	205	191	196	214	245	245
	P2	-	138	200	185	182	189	215	215



Gambar 4. 33 Layout Ruang Mesin dan *Hoistway*



Gambar 4. 34 Potongan Melintang Lift

Balok Lift menerima beban reaksi lift sesuai dengan spesifikasi teknis lift, beban hidup ruang mesin lift dan beban mati ruang lift. Besarnya beban-beban tersebut adalah sebagai berikut:

Beban merata ultimit (q_u) :

➤ Beban mati pelat lantai ruang mesin lift

$$\text{Beban pelat baja } t=3 \text{ mm} = 0,003 \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 23,55 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban profil baja L80.80.8 / m} = 2,4 \text{ m} \times 9,66 \text{ kg/m} = 23,184 \text{ kg/m}$$

(dianggap beban merata)

➤ Beban hidup ruang mesin lift

$$\text{Beban hidup area ruang mesin} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban pada balok lift} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0,55 = 165 \text{ kg/m}$$

➤ Beban merata ultimit (q_u)

menggunakan kombinasi beban 1,2DL + 1,6LL

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 (23,55 + 23,184) + 1,6 (300 + 165) \\ &= 800,080 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat :

➤ Beban Lift

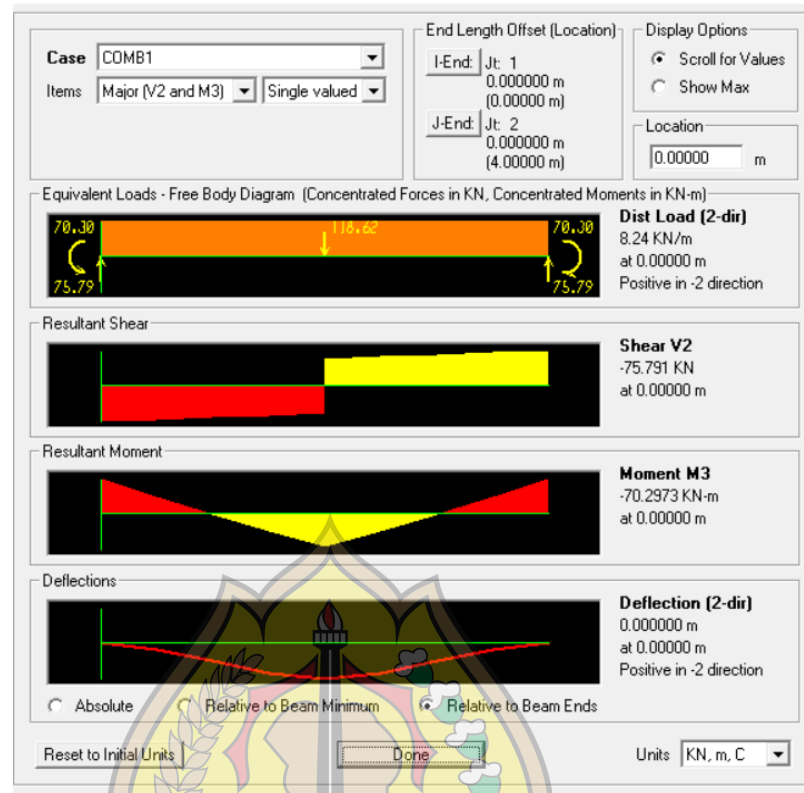
$$R_2 (\text{Reaction of Machine Room}) = 63 \text{ kN}$$

$$= 6300 \text{ kg}$$

$$\text{Beban } R_2 \text{ ultimit} = 1,6 \times 6300 \text{ kg} = 10080 \text{ kg}$$

Berdasarkan pembebanan di atas, maka balok lift dapat dianalisis dan dihitung diagram momen dan geser pada balok tersebut. Diagram momen dan geser dianalisis menggunakan aplikasi SAP2000 dengan tumpuan jepit. Berikut ini hasil analisis balok lift tersebut.

Diagrams for Frame Object 1 (FSEC1)



Gambar 4. 35 Diagram Momen dan Geser Balok Lift (dalam kN-m)

Berdasarkan analisis di atas, didapatkan data berikut ini yang akan digunakan sebagai dasar perhitungan penulangan balok lift:

$$M_u^+ = 64,80 \text{ kN.m}$$

$$M_u^- = 70,29 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 75,79 \text{ kN}$$

b. Penulangan Balok Lift Area Tumpuan

Setelah mendapatkan data tersebut, maka dapat dilakukan perhitungan penulangan balok lift (BL). Perhitungan tersebut adalah sebagai berikut.

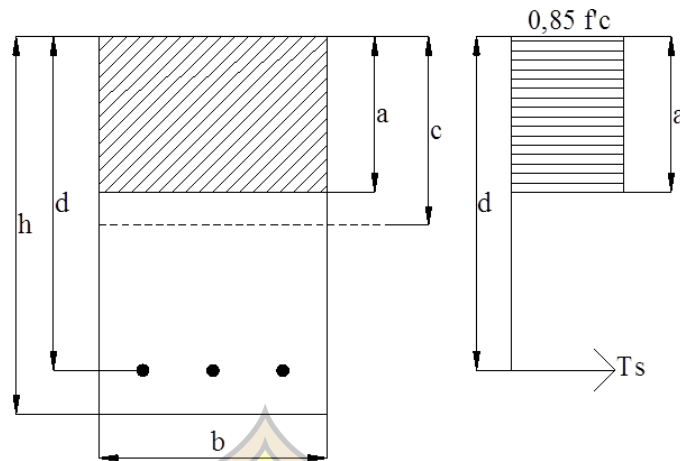
$$B = 300 \text{ mm} \qquad E = 200000 \text{ MPa} \qquad D_{\text{tul utama}} = 16 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm} \qquad f_y = 400 \text{ MPa} \qquad D_{\text{senggang}} = 10 \text{ mm}$$

$$p = 40 \text{ mm} \qquad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$d = h - p - D_{\text{senggang}} - \frac{1}{2} D_{\text{tul utama}}$$

$$= 400 - 40 - 10 - 8 = 342 \text{ mm}$$



Gambar 4. 36 Penampang Balok dan Blok Tegangan Pada Balok Lift

$$M_u^- = 70,29 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan (ρ)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \phi f'c b d^2}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 70,29 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 300 \times 342^2}} \right) = 0,0097$$

Rasio tulangan minimum (ρ_{min}) harus lebih besar dari nilai di bawah ini :

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 1,4/240 = 0,0058$$

Rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai di bawah ini:

$$\rho_{\text{max}} = \frac{0,003 + f_y/ES}{0,008} \rho_b$$

Untuk $f'c = 25 \text{ MPa}$, $\beta_1 = 0,85$

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

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{240} \times \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,054$$

$$\rho_{max} = \frac{0,003+240/200000}{0,008} 0,054 = 0,2106$$

Karena $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$, maka digunakan $\rho = 0,097$

$$A_s = \rho b d = 0,0097 \times 300 \times 342 = 995,22 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 5D16 untuk tulangan lentur area tumpuan.

$$A_s \text{ terpasang} = 1004,8 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tekan diambil 50% dari tulangan tarik

$$A_s' = 50\% \times 1004,8 \text{ mm}^2 = 502,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D16 untuk tulangan tekan area tumpuan

Periksa nilai ϵ_t :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b} = \frac{502,4 \times 250}{0,85 \times 25 \times 300} = 19,701 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 23,178 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,041 > 0,005$$

Maka, penampang tersebut terkendali tarik sehingga $\phi = 0,9$. Momen nominal penampang tersebut adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 0,9 \times 1004,8 \times 240 (342 - 75,66/2) \\ &= 71,711 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$71,711 \text{ kN.m} > 70,29 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

c. Penulangan Balok Lift Area Lapangan

$$M_u^- = 64,80 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan (ρ)

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f' c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \phi f' c b d^2}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 64,80 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 300 \times 342^2}} \right) = 0,009$$

Rasio tulangan minimum (ρ_{min}) harus lebih besar dari nilai di bawah ini :

$$\rho_{min} = 1,4/f_y = 1,4/240 = 0,0058$$

Rasio tulangan tidak boleh melebihi nilai di bawah ini:

$$\rho_{max} = \frac{0,003 + f_y/ES}{0,008} \rho_b$$

Untuk $f'_c = 25$ MPa, $\beta_1 = 0,85$

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

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{240} \times \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,054$$

$$\rho_{max} = \frac{0,003 + 240/200000}{0,008} \times 0,054 = 0,2106$$

Karena $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$, maka digunakan $\rho = 0,009$

$$A_s = \rho b d = 0,009 \times 300 \times 342 = 995,22 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 5D16 untuk tulangan lentur area lapangan.

$$A_s \text{ terpasang} = 1004,8 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tekan digunakan 2D16 untuk area lapangan

Periksa nilai ϵ_t :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{401,92 \times 240}{0,85 \times 25 \times 300} = 15,761 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 18,543 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,052 > 0,005$$

Maka, penampang tersebut terkendali tarik sehingga $\phi = 0,9$. Momen nominal penampang tersebut adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 0,9 \times 1004,8 \times 240 (342 - 18,543/2) \\ &= 72,214 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$72,214 \text{ kN.m} > 64,80 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

d. Penulangan Geser Balok Lift

Berdasarkan perhitungan gaya geser yang terjadi pada balok, didapatkan gaya geser maksimum pada tumpuan sebesar :

$$V_u = 75,79 \text{ kN}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton pada balok dengan $b = 300 \text{ mm}$ dan $d = 342 \text{ mm}$ adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d) = 0,75 (0,17) (1,0) \sqrt{25} (300) (342) \\ &= 65407,5 \text{ N} = 65,41 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_u > \phi V_c, 75,79 > 65,41$$

sehingga tulangan geser diperlukan. Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (75,79 - 65,41) / 0,75 = 13,84 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pengecekan gaya geser yang ditahan oleh tulangan :

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,33 \sqrt{25} (300) (342) \\ &= 169290 \text{ N} = 16929 \text{ kg} \\ V_{c2} &= 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,66 \sqrt{25} (300) (342) \\ &= 338580 \text{ N} = 33858 \text{ kg}\end{aligned}$$

Nilai $V_s < V_{c2}$ sehingga proses desain dapat dilanjutkan ke langkah berikutnya. Jarak antar sengkang untuk tulangan sengkang diameter 10 mm dua kaki pada balok lift (BL) adalah sebagai berikut.

$$s1 = (A_v f_{yt} d) / V_s = (157,08 \times 240 \times 342) / 13840 = 931,109 \text{ mm}$$

jarak maksimum yang disyaratkan diambil nilai terkecil dari $s2$ dan $s3$.

$$s2 = d/2 \leq 600 \text{ mm}$$

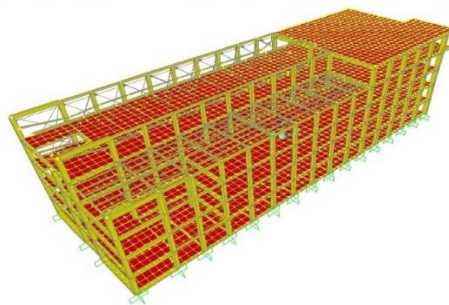
$$s2 = 342/2 = 221 \text{ mm}$$

$$s3 = A_v f_{yt} / 0,35b_w = 157,08 (240) / (0,35 \times 300) = 358,857 \text{ mm}$$

maka jarak antar sengkang maksimum yang digunakan adalah $s2 = 221 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$. Sehingga tulangan sengkang pada balok anak BA1 adalah **D10 – 250** untuk daerah tumpuan maupun lapangan karena jarak antar sengkang menggunakan jarak maksimum.

4.4.7 Perencanaan Balok Induk

Balok induk direncanakan berdasarkan analisis struktur menggunakan aplikasi SAP2000 dimana masing masing jenis balok induk diambil nilai momen dan geser maksimum pada semua kombinasi beban yang digunakan. Perencanaan balok induk juga memperhatikan persyaratan Struktur Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK) untuk beton bertulang.

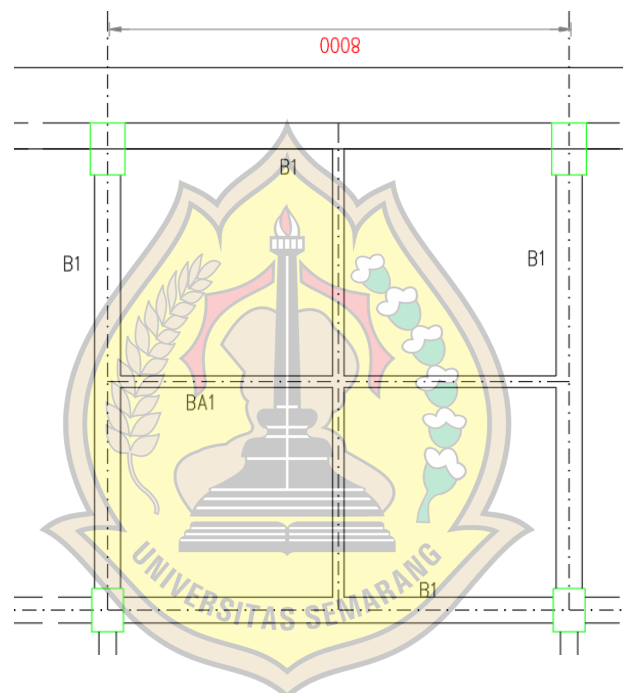


Gambar 4. 37 Pemodelan Gedung menggunakan Aplikasi SAP2000

Pada gedung ini, direncanakan dua jenis balok induk yang dibagi berdasarkan bentang balok dan kondisi perletakan balok tersebut, yaitu:

Tabel 4. 21 Pembagian Jenis Balok Induk Rencana

Notasi	Bentang (l) (mm)	Kondisi Perletakan	H (mm)	B (mm)
B1	8000	Menerus dua sisi	800	500
B2	8000	Menerus satu sisi	700	500



Gambar 4. 38 Lokasi Balok Induk Rencana pada Gedung

4.4.7.1 Analisis Struktur Balok Induk

Berdasarkan analisis struktur menggunakan aplikasi SAP2000 dengan kombinasi pembebanan rencana. Data tersebut akan digunakan sebagai dasar perhitungan tulangan pada balok induk.

Tabel 4. 22 Hasil Analisis Struktur Terbesar pada Balok Induk

Notasi	M_u^+ (kN.m)	M_u^- (kN.m)	V_u (kN)	τ_u (kN.m)
B1	452,06	750,01	324,76	147,64
B2	334,53	622,29	308,87	121,20

Penulangan Lentur Balok Induk


Analisis balok induk dilakukan pada balok induk yang memiliki gaya dalam terbesar berdasarkan hasil analisis dengan menggunakan SAP2000. Dengan tabulasi gaya dalam seperti yang disajikan pada table di bawah ini.

Notasi	Mu ⁺ (kN.m)	Mu ⁻ (kN.m)	Vu (kN)	τu (kN.m)
B1	452,06	750,01	324,76	147,64
B2	334,53	622,29	308,87	121,20

1. Analisis Balok B1

Desain Tulangan Lentur Balok B1

Perhitungan penulangan lentur balok dengan kriteria sebagai berikut.

- 
- a. Tinggi Balok = 800 mm
 - b. Lebar Balok = 500 mm
 - c. Selimut (p) = 40 mm
 - d. Mutu Baja (fy) = 420 MPa
 - e. Mutu Beton (f'c) = 25 MPa
 - f. Modulus Elastisitas Baja (Es) = 200000 MPa
 - g. Modulus Elastisitas Beton (Ec) = 23500 MPa
 - h. Regangan Baja (εy) = fy/Es = 0,002
 - i. Regangan Beton = 0,003
 - j. D tulangan utama = 22mm
 - k. D tulangan Sengkang = 10mm
 - l. d' = p + Dsengkang + 0,5xD tulangan utama
= 40 + 10 + 0,5x 25
= 62,5 mm
 - m. d = h - d'
= 800 - 62,5
= 737,5 mm
 - n. β1 = 0,85
 - o. ρb = $\frac{0,85\beta_1 f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600+420}$$

$$= 0,025$$

p. ρ_{\min}

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} = 0,0029$$

$$= 1,4/f_y = 1,4/420 = 0,0033$$

(dipakai 0,0029)

2. Desain Tulangan Lentur Pada Tumpuan

Desain penulangan didasarkan pada tumpuan yang memiliki gaya dalam terbesar, dengan nilai :

$$M_u = 750,01 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah desain penulangan lentur adalah sebagai berikut

a. menghitung rasio tulangan

$$\rho_{\max} = \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,009} \right) \rho_b$$

$$= \left(\frac{0,003 + 420/200000}{0,009} \right) \times 0,025 = 0,014$$

$$R_u \text{ maks} = \phi \cdot \rho_{\max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho_{\max}}{1,7 \cdot f'c} \right)$$

$$= 0,9 \times 0,014 \times 420 \left(1 - \frac{420 \times 0,014}{1,7 \times 25} \right)$$

$$= 4,55 \text{ MPa}$$

b. Menghitung kekuatan momen rencana balok bertulangan tunggal

$$M_n = R_u \cdot b \cdot d^2$$

$$= 4,55 \times 500 \times 737,5^2$$

$$= 1240,061 \text{ kNm} > M_u$$

Penampang cukup didesain dengan tulangan tunggal, namun untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan, tetap diberikan tulangan tekan sebanyak 2 buah.

c. Menghitung nilai ρ

$$Q = \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \times \left(\frac{M_u}{b d^2} \right)$$

$$= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 25} \right) \times \left(\frac{750,01 \times 10^6}{500 \times 737,5^2} \right)$$

$$= 0,20$$

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

$$= (25/420) \times (0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,20})$$

$$= 0,0079 < \rho_{\text{mak}} \rightarrow \text{OK}$$

d. Menghitung luas tulangan perlu

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0079 \times 500 \times 737,5$$

$$= 2918,67 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter 25mm dengan tulangan tarik 8D25 dan tulangan tekan 4D25.

3. Kontrol kuat momen positif :

Asumsi tulangan tekan belum leleh

Letak garis normal c

$$C_c = 0,85 f'_c a b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 0,85c \times 500 = 9031,25c$$

$$C_s = A_s' \epsilon_s E_s$$

$$= 1962,5 \times \left(\frac{c-61}{c} \right) \times 2 \times 10^5$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$= 1962,5 \times 420 = 824250 \text{ N}$$

$$T_s = C_s + C_c$$

$$824250 = 1962,5 \times \left(\frac{c-61}{c} \right) \times 2 \times 10^5 + 9031,25c$$

Dengan bantuan program solver, didapat nilai $c = 62,51 \text{ mm}$

Cek

$$\epsilon_s = 0,003 \times \left(\frac{c-61}{c} \right) = 0,003 \times \left(\frac{62,51-61}{62,51} \right) < 0,002 \text{ Tulangan tekan}$$

belum leleh (asumsi benar)

$$a = c \times \beta_1$$

$$= 62,51 \times 0,85$$

$$= 53,16 \text{ mm}$$

$$C_c = 9031,25 \times 62,51 = 564826,44 \text{ N}$$

$$C_s = 1962,5 \times \left(\frac{c-61}{c} \right) \times 2 \times 10^5$$

$$= 1962,5 \times \left(\frac{62,51-61}{62,51} \right) \times 2 \times 10^5$$

$$= 259426,58 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,9 \times (C_c x(d-a/2) + C_s(d-d')) \\
 &= 0,9 \times (564826,44 \times (737,5-53,16/2) + 259426,58 \times (737,5-62,5)) \\
 &= 518,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4. Kontrol kuat momen negative

Asumsi tulangan tekan belum leleh

Letak garis normal c

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f'_c a b \\
 &= 0,85 \times 25 \times 0,85c \times 500 = 9031,25c
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \epsilon_s E_s \\
 &= 3925 \times \left(\frac{c-61}{c}\right) \times 2 \times 10^5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= A_s' f_y \\
 &= 3925 \times 420 = 1648500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= C_s + C_c \\
 1648500 &= 3925 \times \left(\frac{c-61}{c}\right) \times 2 \times 10^5 + 9031,25c
 \end{aligned}$$

Dengan bantuan program solver, didapat nilai $c = 62,51 \text{ mm}$

Cek

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= 0,003 \times \left(\frac{c-61}{c}\right) = 0,003 \times \left(\frac{62,51-61}{62,51}\right) < 0,002 \text{ Tulangan tekan} \\
 &\text{belum leleh (asumsi benar)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c x \beta_1 \\
 &= 62,51 \times 0,85 \\
 &= 53,136 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$C_c = 9031,25 \times 62,51 = 565233,123 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= 3925 \times \left(\frac{c-61}{c}\right) \times 2 \times 10^5 \\
 &= 3925 \times \left(\frac{62,51-61}{62,51}\right) \times 2 \times 10^5 \\
 &= 1083267,12 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,9 \times (C_c x(d-a/2) + C_s(d-d')) \\
 &= 0,9 \times (565233,123 \times (737,5-53,198/2) + 1083267,12 \times (737,5-62,5)) \\
 &= 1019,726 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5. Desain Tulangan Lentur Pada Lapangan

Desain penulangan didasarkan pada lapangan yang memiliki gaya dalam terbesar, dengan nilai :

$$Mu = 452,06 \text{ kNm}$$

Langkah-langkah desain penulangan lentur adalah sebagai berikut

- a. menghitung rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho_{\text{mak}} &= \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,009} \right) \rho_b \\ &= \left(\frac{0,003 + 420/200000}{0,009} \right) \times 0,025 = 0,014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_u \text{ maks} &= \phi \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho_{\text{maks}}}{1,7 \cdot f'c} \right) \\ &= 0,9 \times 0,014 \times 420 \left(1 - \frac{420 \times 0,014}{1,7 \times 25} \right) \\ &= 4,55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- b. Menghitung kekuatan momen rencana balok bertulangan tunggal

$$\begin{aligned} M_n &= R_u \cdot b \cdot d^2 \\ &= 4,55 \times 500 \times 737,5^2 \\ &= 1245,11 \text{ kNm} > Mu \end{aligned}$$

Penampang cukup didesain dengan tulangan tunggal, namun untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan, tetap diberikan tulangan tekan sebanyak 2 buah.

- c. Menghitung nilai ρ

$$\begin{aligned} Q &= \left(\frac{1,7}{\phi f'c} \right) \times \left(\frac{Mu}{bd^2} \right) \\ &= \left(\frac{1,7}{0,9 \times 25} \right) \times \left(\frac{452,06 \times 10^6}{500 \times 737,5^2} \right) \\ &= 0,125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \times \left(0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - Q} \right) \\ &= (25/420) \times \left(0,85 - \sqrt{(0,85)^2 - 0,125} \right) \\ &= 0,0045 < \rho_{\text{mak}} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- d. Menghitung luas tulangan perlu

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0045 \times 500 \times 737,5 \\ &= 1695,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 25mm dengan tulangan tarik 4D25 dan tulangan tekan 2D25. Analisis yang sama juga dilakukan pada balok Induk B2 dan didapatkan tabulasi sebagai berikut:

Balok Induk		Atas		Bawah	
			As		As
B1	Tumpuan	8D25	3925,00	3D25	1471,87
	Lapangan	2D25	981,25	4D25	1962,50
B2	Tumpuan	7D25	3434,37	3D25	1471,87
	Lapangan	2D25	981,25	4D25	1962,50

Desain tulangan torsi contoh balok induk B2 adalah sebagai berikut.

- a. Nilai momen torsi yang dipakai untuk desain adalah $T_u = 121,20$ kN.m. Besaran-besaran yang diperlukan dalam perhitungan torsi dengan tebal selimut beton 40mm dan menggunakan sengkang diameter 10 mm.

$$x_o = \text{lebar as ke as tulangan} = 500 - 2(40 + 10/2) = 410 \text{ mm}$$

$$y_o = \text{tinggi as ke as tulangan sengkang} = 700 - 2(40 + 10/2) = 610 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = x_o y_o = 410 \times 610 = 250100 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 0,85 (250100) = 212585 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2 (x_o + y_o) = 2(410 + 610) = 2040 \text{ mm}$$

- b. Periksa kebutuhan tulangan torsi Tulangan torsi diperlukan apabila :

$$T_u = \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$121,20 \times 10^6 > 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{500 \cdot 700^2}{2 \cdot (500 + 700)} \right)$$

$$121,20 \times 10^6 \text{ Nmm} > 15,88 \times 10^6 \text{ Nmm} \text{ (diperlukan tulangan torsi)}$$

c. Desain tulangan torsi

Periksa kecukupan penampang :

dengan $V_c = 270937,5 \text{ N}$

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bwd}\right)^2 + \left(\frac{Tu ph}{1,7 Aoh^2}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{308,87 \times 10^3}{500 \times 637,5}\right)^2 + \left(\frac{121,20 \times 10^6 \times 2040}{1,7 \times 250100^2}\right)^2}$$

$$= 2,51$$

$$\frac{Vc}{bwd} + 0,66\sqrt{f'c} = \frac{270937,5}{500 \times 637,5} + 0,66\sqrt{25}$$

$$= 3,112 \times 0,75 = 4,15$$

Sehingga $2,51 < 4,15 \rightarrow$ dimensi penampang mencukupi

Penentuan kebutuhan tulangan sengkang tertutup :

Dengan

$$\frac{At}{s} = \frac{Tn}{2A_0 f_{yt} \cot \theta} = \frac{121,20 \times 10^6 / 0,75}{2 \times 250100 \times 400 \times 1} = 0,807 \text{ mm}^2 / \text{mm satu kaki}$$

Penentuan kebutuhan tulangan memanjang torsi

$$A_l = \left(\frac{At}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cos^2 \theta = (0,80) 2040 \left(\frac{400}{420}\right) 1^2 = 1923,42 \text{ mm}^2$$

- d. Tulangan memanjang didistribusikan pada keliling penampang. Luas total tulangan memanjang untuk dipikul torsi adalah $A_l = 1923,42 \text{ mm}^2$. Tulangan memanjang torsi didistribusikan pada setiap sudut penampang balok masing masing $\frac{1}{4} A_l$. sehingga pada tulangan lentur atas dan bawah balok akan ditambah tulangan memanjang torsi sebesar $\frac{1}{2} A_l = \frac{1}{2} (1923,42) = 961,71 \text{ mm}^2$.

Tabel 4. 23 Perhitungan Tulangan Torsi Balok Induk

Balok	B1	B2
Tu (N)	147,64	121,2
xo (mm)	410	410
yo (mm)	710	610
Aoh (mm ²)	291100	250100
Ao (mm ²)	247435	212585
ph (mm)	2240	2040
Cek Penampang	Cukup	Cukup
At/s (mm ² /mm)	0,99	0,807
Al (mm ²)	2112	1923,42
Desain Tulangan Lentur		
As Tumpuan Atas	3925	3434.375
As Tumpuan Bawah	1962.5	1962.5
As Lapangan Atas	981.25	981.25
As Lapangan Bawah	1962.5	1962.5
Desain Tulangan Lentur Torsi		
As Tumpuan Atas	4906.25	4415.625
As Tumpuan Bawah	2943.75	2943.75
As Lapangan Atas	1962.5	1962.5
As Lapangan Bawah	2943.75	2943.75
As Samping	759.88	759.88

4.4.7.2. Penulangan Geser Balok Induk

Analisis penulangan Geser Balok B1:

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + V_u$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} - V_u$$

Nilai M_{pr} dihitung sebagai berikut :

Untuk tulangan 10D25 di sisi atas :

$$a = \frac{A_s \cdot 1,5 \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{4906,25 \times 1,25(420)}{0,85 \cdot 25 \cdot 500} = 242,426 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 4906,25 \times 1,25 \times 420 \times \left(737,5 - \frac{242,43}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 1587,415 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk tulangan 6D25 di sisi bawah :

$$a = \frac{A_s \cdot 1,5 \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{2943,75 \times 1,25(420)}{0,85 \cdot 25 \cdot 500} = 145,455 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2943,75 \times 1,25 \times 420 \times \left(737,5 - \frac{145,55}{2}\right) \times 10^{-6} = 1027,311 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dengan gaya geser pada tumpuan (V_u) Balok B1 berdasarkan analisis struktur dengan program SAP2000 adalah 324,76 kN.

$$V_{ki} = \frac{1587,415 + 1027,311}{8} + 324,76 = 651,6 \text{ kN}$$

$$V_{ka} = \frac{1587,415 + 1027,311}{8} - 324,76 = 2,080 \text{ kN}$$

Berdasarkan analisis dengan program SAP2000, gaya geser maksimum pada semua kombinasi pembebanan untuk balok induk B1 adalah 651,6 kN.

Kebutuhan tulangan geser untuk menahan gaya geser pada tabel 5.24 adalah sebagai berikut :

Contoh perhitungan balok B1 :

$$V_u = 651,6 \text{ kN}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

$$= (V_u - \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d) / \phi$$

$$= (651,6 - (0,75) (0,17) (1) \sqrt{25} (500) (737,5) 10^{-3}) / 0,75 = 555,362$$

kN

Periksa apakah penampang cukup menahan geser

$$\begin{aligned} (V_s < V_{c2}) V_{c2} &= 0,66 \sqrt{f'c} b_w d \\ &= 0,66 \sqrt{25} (500) (737,5) \\ &= 1843,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s < V_{c2}$$

$$555,362 \text{ kN} < 1843,75 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Kebutuhan tulangan untuk menahan geser :

$$A_v / s = V_s / (f_y d) = 555362 / (500 \times 737,5) = 1,50 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan sengkang untuk menahan geser dan torsi :

$$A_{vt} = A_v + A_t$$

$$A_{vt} = 1,5 + 0,99 = 2,49 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 10 mm (3 kaki), maka jarak antar sengkang s_s adalah :

$$A_{vt} / s_s = 2,49$$

$$s_s = A_{vt} / 2,659 = 3 (78,54) / 2,49 = 94,62 \text{ mm}$$

Pada area tumpuan, jarak maksimum sengkang tertutup adalah sebagai berikut :

$$S_2 = d/4 = 737,5/4 = 185 \text{ mm}$$

$$S3 = Avfy/0,35bw = 3*78.54*420/(0,35*500) = 565,48 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang sengkang tertutup 3D10 – 75.

Pada area lapangan, gaya geser yang bekerja $V = 324,599 \text{ kN}$. Sehingga kebutuhantulangan geser pada area lapangan adalah sebagai berikut :

$$V = 324,599 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (V - \phi 0,17\lambda \sqrt{f'c} b_w d) / \phi \\ &= (324,599 - (0,75) (0,17) (1) \sqrt{25} (500) (737,5) 10^{-3}) / 0,75 = 89,52 \\ &\text{kN} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan untuk menahan geser :

$$A_v / s = V_s / (f_y d) = 89520 / (500 \times 737,5) = 0,24 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan sengkang untuk menahan geser dan torsi :

$$\begin{aligned} A_{vt} &= A_v + A_t \\ A_{vt} &= 0,24 + 0,99 = 1,23 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 10 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang s_s adalah :

$$A_{vt} / s_s = 1,23$$

$$s_s = A_{vt} / 1,23 = 2 (78,54) / 1,23 = 127,70 \text{ mm}$$

Pada area tumpuan, jarak maksimum sengkang tertutup adalah sebagai berikut :

$$S2 = d/4 = 737,5/4 = 185 \text{ mm}$$

$$S3 = Avfy/0,35bw = 3*78.54*420/(0,35*500) = 565,48 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang sengkang tertutup D10 – 100.

4.4.7.3. Hasil Penulangan Balok Induk

Tabel 4. 24 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Balok Induk		Atas	Bawah	Tulangan Samping	Tulangan Sengkang
B1	Tumpuan	10D25	6D25	2D22	3D10-150
	Lapangan	4D25	6D25	2D22	D10-200
B2	Tumpuan	9D25	6D25	2D22	3D10-150
	Lapangan	4D25	6D25	2D22	D10-200

4.5. Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom utama ditinjau pada kolom yang memiliki gaya aksial maksimum. Gaya dalam pada kolom tinjauan akan dijelaskan pada tabel.

Tabel 4. 25 Gaya Normal pada Kolom

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	N (kN)
1	1.4D	-2410.04
2	1.2D+1.6L	-2789.96
3	1.33D+L+Edx+0.3Edy	-2073.6
4	1.33D+L+Edx-0.3Edy	-2963.16
5	1.33D+L-Edx+0.3Edy	-2500.34
6	1.33D+L-Edx-0.3Edy	-2536.41
7	1.33D+L+0.3Edx+Edy	-1104.53
8	1.33D+L+0.3Edx-Edy	-1994.09
9	1.33D+L-0.3Edx+Edy	-1531.28
10	1.33D+L-0.3Edx-Edy	-1567.34
11	0.7D+Edx+0.3Edy	-2771.83
12	0.7D+Edx-0.3Edy	-2530.48
13	0.7D-Edx+0.3Edy	-1802.76
14	0.7D-Edx-0.3Edy	-1561.41

Tabel 4. 26 Gaya Dalam pada Kolom Arah Sumbu X

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	M (kNm)	V (kN)
1	1.4D	-23.3083	-30.424
2	1.2D+1.6L	-25.4149	-38.344
3	1.33D+L+Edx+0.3Edy	-345.508	-33.307
4	1.33D+L+Edx-0.3Edy	-133.435	-34.181
5	1.33D+L-Edx+0.3Edy	-23.8771	104.486
6	1.33D+L-Edx-0.3Edy	-22.8755	-171.974
7	1.33D+L+0.3Edx+Edy	-337.116	-19.121
8	1.33D+L+0.3Edx-Edy	-151.424	-19.995
9	1.33D+L-0.3Edx+Edy	-15.4847	118.672
10	1.33D+L-0.3Edx-Edy	-14.4831	-157.788
11	0.7D+Edx+0.3Edy	-240.886	-51.011
12	0.7D+Edx-0.3Edy	-33.7476	-91.655
13	0.7D-Edx+0.3Edy	-232.494	-36.825
14	0.7D-Edx-0.3Edy	-25.3553	-77.469

Tabel 4. 27 Gaya Dalam pada Kolom Arah Sumbu Y

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	M (kNm)	V (kN)
1	1.4D	-73.3414	-17.486
2	1.2D+1.6L	-96.8351	-19.043
3	1.33D+L+Edx+0.3Edy	-85.8204	-137.947
4	1.33D+L+Edx-0.3Edy	-82.3715	102.903
5	1.33D+L-Edx+0.3Edy	11.4735	-17.795
6	1.33D+L-Edx-0.3Edy	-618.507	-17.249
7	1.33D+L+0.3Edx+Edy	-48.8725	-131.666
8	1.33D+L+0.3Edx-Edy	-45.4236	109.184
9	1.33D+L-0.3Edx+Edy	-11.1584	-11.514
10	1.33D+L-0.3Edx-Edy	-581.559	-10.968
11	0.7D+Edx+0.3Edy	-148.567	-99.687
12	0.7D+Edx-0.3Edy	-302.018	-21.502
13	0.7D-Edx+0.3Edy	-111.619	-93.406
14	0.7D-Edx-0.3Edy	-265.07	-15.221

4.5.1 Penentuan Struktur Bergoyang atau Tidak Bergoyang

Pembesaran momen dapat terjadi apabila struktur termasuk struktur bergoyang. Oleh karena itu perlu dilakukan penentuan jenis struktur bergoyang atau tidak bergoyang.

Suatu kolom dapat dianggap tidak bergoyang apabila perbesaran momen pada ujung kolom akibat pengaruh orde kedua tidak melebihi 5% dari momen

ujung orde pertama. Untuk mengecek suatu kolom bergoyang atau tidak bergoyang dapat menggunakan persamaan berikut :

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} \leq 0,05$$

dimana,

Q = Indeks stabilitas suatu tingkat

ΣP_u = Beban vertikal total pada tiap kolom di lantai tinjauan

V_{us} = Gaya geser lantai total pada tingkat yang ditinjau

Δ_o = Simpangan relatif antar tingkat orde pertama pada tingkat yang ditinjau

l_c = Panjang kolom

Jika nilai $Q \leq 0.05$, maka suatu kolom dianggap tidak bergoyang. Setelah itu nilai Q dicari berdasarkan kombinasi pembebanan yang dipakai. Pengecekan struktur bergoyang atau tidak bergoyang dijelaskan pada tabel di bawah ini.

Tabel 4. 28 Penentuan Kolom Arah Sumbu X Bergoyang atau Tidak Bergoyang

NO	Kombinasi Pembebanan	ΣP_u	V_{us}	Δ_o	l_n (mm)	Q	KONDISI
		(kN)	(kN)	(mm)			
1	1.4D	50835.9	17.486	0.021292	4200	0.014738	Tak Goyang
2	1.2D+1.6L	61368.62	19.043	0.022114	4200	0.016968	Tak Goyang
3	1.33D+L+Edx+0.3Edy	54015.79	137.947	5.325758	4200	0.496524	Bergoyang
4	1.33D+L+Edx-0.3Edy	55375.21	102.903	5.367088	4200	0.687665	Bergoyang
5	1.33D+L-Edx+0.3Edy	54181.73	17.795	0.016329	4200	0.011838	Tak Goyang
6	1.33D+L-Edx-0.3Edy	55209.26	17.249	0.025001	4200	0.019053	Tak Goyang
7	1.33D+L+0.3Edx+Edy	32000.51	131.666	5.332735	4200	0.308592	Bergoyang
8	1.33D+L+0.3Edx-Edy	33359.93	109.184	5.36011	4200	0.389933	Bergoyang
9	1.33D+L-0.3Edx+Edy	32166.45	11.514	0.009351	4200	0.00622	Tak

							Goyang
10	$1.33D+L-0.3Edx-Edy$	33193.99	10.968	0.018024	4200	0.012988	Tak Goyang
11	$0.7D+Edx+0.3Edy$	111709.8	99.687	3.59	4200	0.957851	Bergoyang
12	$0.7D+Edx-0.3Edy$	109391	21.502	0.188	4200	0.227725	Bergoyang
13	$0.7D-Edx+0.3Edy$	65360.44	93.406	3.58	4200	0.59645	Bergoyang
14	$0.7D-Edx-0.3Edy$	65360.44	15.221	0.18	4200	0.184033	Bergoyang

Tabel 4. 29 Penentuan Kolom Sumbu Y Bergoyang atau Tidak Bergoyang

NO	Kombinasi	ΣPu	Vus	Δo	Ln	Q	KONDISI
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)		
1	1.4D	50835.9	30.424	0.62	4200	0.246715	Bergoyang
2	1.2D+1.6L	61368.62	38.344	0.87	4200	0.329903	Bergoyang
3	$1.33D+L+Edx+0.3Edy$	54015.79	33.307	0.78	4200	0.302967	Bergoyang
4	$1.33D+L+Edx-0.3Edy$	55375.21	34.181	0.70	4200	0.268549	Bergoyang
5	$1.33D+L-Edx+0.3Edy$	54181.73	104.486	5.92	4200	0.731377	Bergoyang
6	$1.33D+L-Edx-0.3Edy$	55209.26	171.974	7.40	4200	0.565978	Bergoyang
7	$1.33D+L+0.3Edx+Edy$	32000.51	19.121	0.44	4200	0.176469	Bergoyang
8	$1.33D+L+0.3Edx-Edy$	33359.93	19.995	0.35	4200	0.140806	Bergoyang
9	$1.33D+L-0.3Edx+Edy$	32166.45	118.672	6.27	4200	0.404353	Bergoyang
10	$1.33D+L-0.3Edx-Edy$	33193.99	157.788	7.06	4200	0.353764	Bergoyang
11	$0.7D+Edx+0.3Edy$	111709.8	51.011	1.53	4200	0.797755	Bergoyang
12	$0.7D+Edx-0.3Edy$	109391	91.655	3.42	4200	0.971857	Bergoyang
13	$0.7D-Edx+0.3Edy$	65360.44	36.825	1.18	4200	0.49866	Bergoyang
14	$0.7D-Edx-0.3Edy$	65360.44	77.469	3.07	4200	0.616703	Bergoyang

Berdasarkan perhitungan di atas, seluruh kombinasi pembebanan kolom menyebabkan kolom mengalami dua kondisi, bergoyang dan tidak bergoyang. Oleh karena itu, perlu dipertimbangkan perbesaran momen pada struktur bergoyang dan tidak bergoyang.

4.5.2 Kontrol Kelangsingan Kolom

Pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika :

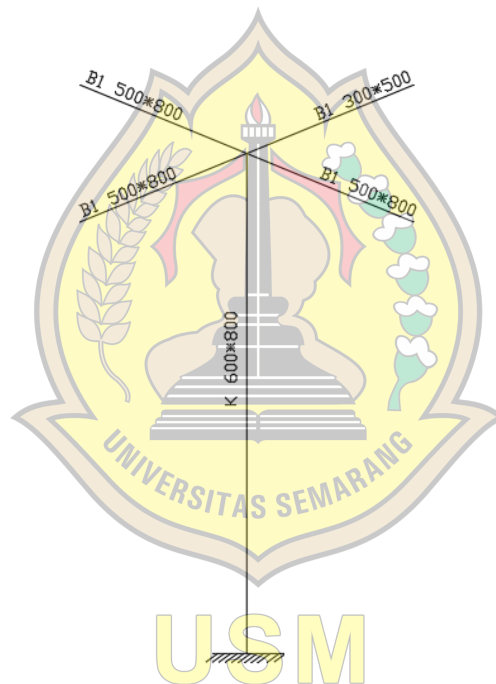
1. Untuk kolom yang tidak ditahan terhadap goyangan samping :

$$\frac{K_{lu}}{r} \leq 22$$

2. Untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan samping:

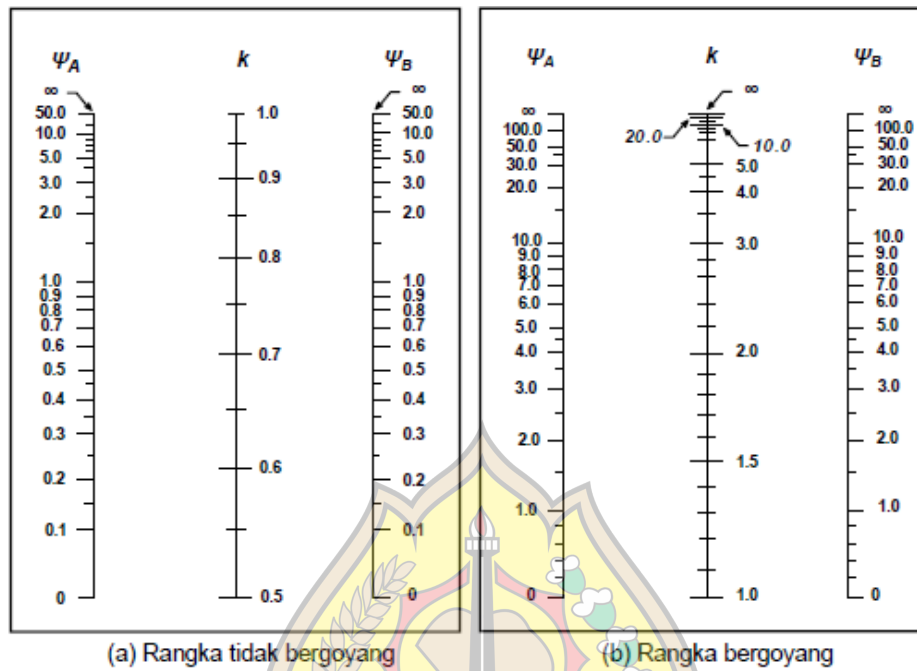
$$\frac{K_{lu}}{r} \leq 34 + 12 \frac{M_1}{M_2} \text{ dan } \frac{K_{lu}}{r} \leq 22$$

Ilustrasi kolom tinjauan dapat dilihat pada gambar 4.55



Gambar 4. 39 Ilustrasi Kondisi Kolom Tinjauan

Nilai faktor panjang efektif, k , ditentukan berdasarkan nomogram pada SNI 2847:2019 pasal 6.2.5.1. yang dijelaskan pada gambar 5.24.



Ψ = rasio $\sum(EI/l_c)$ untuk kolom terhadap $\sum(EI/l)$ untuk balok pada satu ujung kolom dalam bidang yang ditinjau
 l = panjang bentang balok diukur dari pusat ke pusat *joint*

Gambar 4. 40 Faktor panjang efektif, k

Parameter Ψ_A dan Ψ_B ditentukan berdasarkan perhitungan berikut ini :

Tinjauan arah X :

➤ Kolom Tinjauan (K1 600 x 800)

$$B = 600 \text{ mm}$$

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

$$L_c = 4200 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (600) (800^3) = 2,56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_k = 0,7 I_g = 0,7 \times 2,56 \times 10^{10} = 1,792 \times 10^{10} \text{ mm}^4,$$

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,792 \times 10^{10}) = 4,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,636 \times 10^{14}$$

➤ Kolom Atas (K1 600 x 800)

$$B = 600 \text{ mm}$$

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

$$L_c = 4200 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (600) (800^3) = 2,56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_k = 0,7 I_g = 0,7 \times 2,56 \times 10^{10} = 1,792 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,792 \times 10^{10}) = 4,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,636 \times 10^{14}$$

➤ Balok Atas Kanan dan Kiri (B1 500 x 800)

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

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

$$L_c = 8000 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (500) (800^3) = 2,133 \times 10^{10}$$

$$I_B = 0,35 I_g = 0,35 \times 1,14 \times 10^{10} = 7,46 \times 10^9$$

$$EI_B = E_c I_B = (23500) (7,46 \times 10^9) = 1,75 \times 10^{14}$$

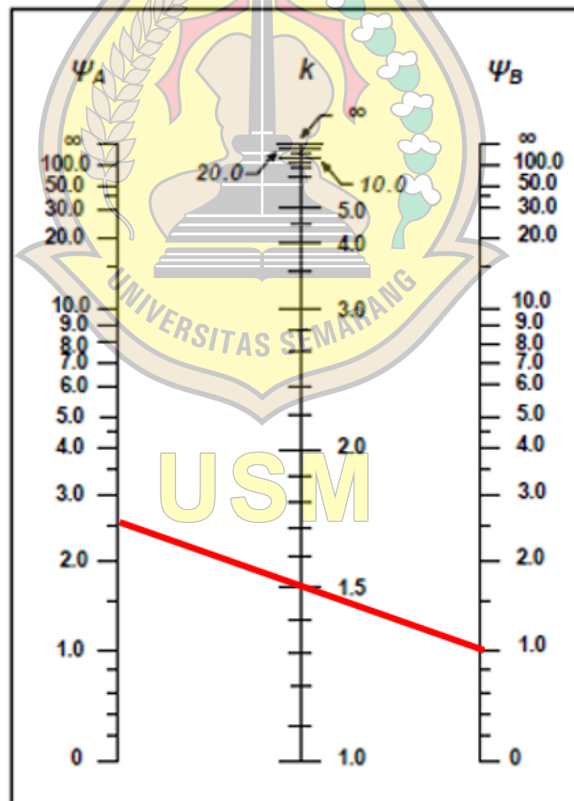
➤ Pondasi

Untuk joint kolom tinjauan bagian bawah yang menumpu pada pondasi, nilai $\Psi_B = 1,0$.

Maka,

$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{EI_k \text{ kolom tinjauan}}{L \text{ kolom tinjauan}}\right) + \left(\frac{EI_k \text{ kolom atas}}{L \text{ kolom atas}}\right)}{\left(\frac{EI \text{ balok kiri}}{L \text{ balok kiri}}\right) + \left(\frac{EI \text{ balok kanan}}{L \text{ balok kanan}}\right)}$$

$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{4,61 \times 10^{14}}{4200}\right) + \left(\frac{4,61 \times 10^{14}}{4200}\right)}{\left(\frac{1,75 \times 10^{14}}{8000}\right) + \left(\frac{1,75 \times 10^{14}}{8000}\right)} = 2,63$$



Gambar 4. 41 Penentuan Nilai k untuk Tinjauan Rangka Bergoyang Sumbu X
Berdasarkan penentuan nilai k pada gambar 4.3 , didapatkan nilai k = 1,5

$$\text{Jari – jari girasi kolom } (r) = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{2,56 \times 10^{10}}{600 \times 800}} = 230,94 \text{ mm}$$

$$l_u = 4200 - 800 = 3400 \text{ mm}$$

$$\frac{K_l u}{r} = \frac{(1,5)(3400)}{230,04} = 22,083$$

$\frac{K_l u}{r} > 22$, sehingga perbesaran momen perlu diperhitungkan

Tinjauan arah Y :

➤ Kolom Tinjauan (K1 600 x 800)

$$B = 600 \text{ mm}$$

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

$$L_c = 4200 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (600) (800^3) = 2,56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_k = 0,7 I_g = 0,7 \times 2,56 \times 10^{10} = 1,792 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,792 \times 10^{10}) = 4,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96) (2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,636 \times 10^{14}$$

➤ Kolom Atas (K1 600 x 800)

$$B = 600 \text{ mm}$$

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

$$L_c = 4200 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (600) (800^3) = 2,56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_k = 0,7 I_g = 0,7 \times 2,56 \times 10^{10} = 1,792 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,792 \times 10^{10}) = 4,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,059 \times 10^{14}$$

➤ Balok Atas Kanan (B2)

500 x 800)

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

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

$$L_c = 8000 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (500) (800^3) = 2,133 \times 10^{10}$$

$$I_B = 0,35 I_g = 0,35 \times 2,133 \times 10^{10} = 7,46 \times 10^9$$

$$EI_B = E_c I_B = (23500) (7,46 \times 10^9) = 1,75 \times 10^{14}$$

➤ Balok Atas Kiri (B1B 300x500)

$$B = 300 \text{ mm}$$

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

$$L_c = 8000 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (300) (500^3) = 3,12 \times 10^{10}$$

$$I_B = 0,35 I_g = 0,35 \times 3,12 \times 10^{10} = 1,09 \times 10^9$$

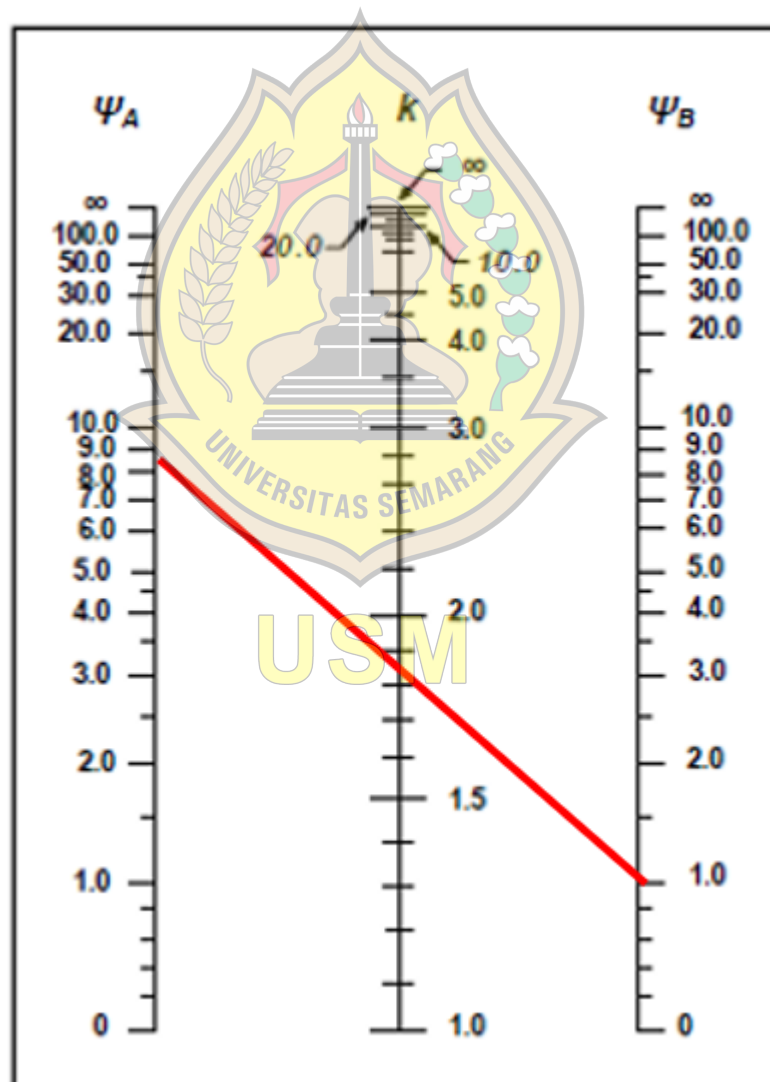
$$EIB = E_c I_k = (23500) (1,09 \times 10^9) = 2,57 \times 10^{13}$$

➤ Pondasi

Untuk joint kolom tinjauan bagian bawah yang menumpu pada pondasi, nilai $\Psi_B = 1,0$.

$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{EIk \text{ kolom tinjauan}}{L \text{ kolom tinjauan}}\right) + \left(\frac{EIk \text{ kolom atas}}{L \text{ kolom atas}}\right)}{\left(\frac{EI \text{ balok kiri}}{L \text{ balok kiri}}\right) + \left(\frac{EI \text{ balok kanan}}{L \text{ balok kanan}}\right)}$$

$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{4,61 \times 10^{14}}{4200}\right) + \left(\frac{4,61 \times 10^{14}}{4200}\right)}{\left(\frac{1,75 \times 10^{14}}{8000}\right) + \left(\frac{2,57 \times 10^{13}}{8000}\right)} = 8,75$$



Gambar 4. 42 Penentuan Nilai k untuk Tinjauan Rangka Bergoyang Sumbu Y
Berdasarkan penentuan nilai k pada gambar 4.4, didapatkan nilai k = 1,85

$$\text{Jari - jari girasi kolom (r)} = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{2,56 \times 10^{10}}{600 \times 800}} = 230,94 \text{ mm}$$

$$l_u = 4200 - 800 = 3400 \text{ mm}$$

$$\frac{K l_u}{r} = \frac{(1,85)(3400)}{230,94} = 27,23$$

$$\frac{K l_u}{r} > 22, \text{ sehingga perbesaran momen perlu diperhitungkan}$$

4.5.3 Perbesaran Momen Portal Tidak Bergoyang

a. Perbesaran momen kolom arah sumbu-x

Momen tidak bergoyang ditinjau pada kombinasi 1,2DL+1,6LL. Berdasarkan hasil analisis pada program SAP2000, didapatkan nilai momen sebagai berikut:

$$M_1 = 64,20 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -96,83 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor efektif (k) = 1,5 Kekakuan kolom dihitung sebagai berikut :

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + \beta_{dns})$$

β_{dns} = beban tetap aksial terfaktor maksimum / beban aksial terfaktor maks.

$$\beta_{dns} = 2410,036 \text{ kN} / 2789,958 \text{ kN} = 0,863$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$I_g = 1/12 (600) (800)^3 = 2,56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI = 0,4 (25742,96) (2,56 \times 10^{10}) / (1 + 0,863) = 1,414 \times 10^{14}$$

Penentuan beban tekuk Euler, P_c :

$$P_c = \pi^2 EI / (k l_u)^2$$

$$= 53637005 \text{ N}$$

$$= 53637,00 \text{ kN}$$

Hitung nilai C_m :

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 + ((0,4M_1)/M_2) \geq 0,4 \\ &= 0,6 + ((0,4 \times (64,20)) / (-96,83)) \geq 0,4 \\ &= 0,86 \end{aligned}$$

Faktor perbesaran momen

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} = \frac{0,86}{1 - \frac{2789,95}{0,75 (53637,00)}} = 0,96$$

$\delta_{ns} < 1$, maka perbesaran momen pada portal tidak bergoyang tidak ada.

b. Perbesaran momen kolom arah sumbu-y

Momen tidak bergoyang ditinjau pada kombinasi 1,2DL+1,6LL.
Berdasarkan hasil analisis pada program SAP2000, didapatkan

nilai momen sebagai berikut: $M_1 = 25,415 \text{ kN.m}$

$M_2 = 54,564 \text{ kN.m}$

Nilai dari faktor efektif (k) = 1,85

Kekakuakan kolom dihitung sebagai berikut :

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + \beta_{dns})$$

β_{dns} = beban tetap aksial terfaktor maks. / beban aksial terfaktor maks.

$$\beta_{dns} = 2410,036 \text{ kN} / 2789,958 \text{ kN} = 0,863$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$I_g = 1/12 (600) (800)^3 = 2,56 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI = 0,4 (25742,96) (2,56 \times 10^{10}) / (1 + 0,863) = 1,414 \times 10^{14}$$

Penentuan beban tekuk Euler, P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$= 35261727 \text{ N}$$

$$= 35261,727 \text{ kN}$$

Hitung nilai C_m :

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 + ((0,4M_1)/M_2) \geq 0,4 \\ &= 0,6 + ((0,4 \times (-25,415)) / (54,564)) \geq 0,4 \\ &= 0,78 \end{aligned}$$

Faktor perbesaran momen :

$$\delta_{ns} = C_m / \left(1 - \frac{P_u}{0,75 P_c} \right) = 0,78 / \left(1 - \frac{7840,61}{0,75 (23036,693)} \right) = 0,87$$

$\delta_{ns} < 1,0$ maka perbesaran momen pada portal tidak bergoyang tidak ada.

4.5.4 Perbesaran Momen Portal Bergoyang

a. Perbesaran momen kolom arah sumbu-x

Berdasarkan hasil analisis pada program SAP2000, didapatkan nilai momenseperti berikut:

Untuk momen kondisi *non sway* digunakan kombinasi 1,3808DL + 1LL

$$M_{1ns} = 96,835 \text{ kN.m}$$

$$M_{2ns} = 64,208 \text{ kN.m}$$

Untuk momen kondisi *sway* digunakan kombinasi 1E

$$M_{1s} = 85,820 \text{ kN.m}$$

$$M_{2s} = 54,068 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor panjang efektif (k) = 1,85 $EI_g = 2,56 \times 10^{14}$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l u^2)} = \frac{\pi^2 (2,56 \times 10^{14})}{(1,85 \times 3400)^2} = 63796664,15 \text{ N} = 63796,66 \text{ KN}$$

Portal arah X memiliki 18 kolom dengan penampang yang sama (600x800) dan panjang yang sama, sehingga:

$$\Sigma P_c = 18 \times 63796,66 \text{ kN} = 1148339,955 \text{ kN}$$

ΣP_u adalah jumlah beban vertikal terfaktor pada suatu tingkat, sehingga digunakan P_u (gaya aksial) kolom akibat kombinasi 1,2DL + 1,6LL.

ΣP_u untuk kolom lantai yang tinjauan sebesar 61368,62 kN.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6, faktor perbesaran momen dapat dihitung :

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,00$$

$$\delta_s = \frac{1}{1-0,0742} = 1,076 \geq 1,00$$

Nilai momen terfaktor yang diperbesar dihitung sesuai SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6. sebagai berikut:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} = 96,835 + (1,076) (85,82) = 189,177 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 64,208 + (1,076) (54,068) = 122,385 \text{ kN.m}$$

Sehingga nilai momen arah sumbu-x pada kolom K1 (600x800) dengan memperhitungkan perbesaran momen adalah $M_1 = 189,177 \text{ kN.m}$ dan

$$M_2 = 122,385 \text{ kN.m}$$

b. Perbesaran momen kolom arah sumbu-y

Berdasarkan hasil analisis pada program SAP2000, didapatkan nilai momen seperti berikut:

Untuk momen kondisi *non sway* digunakan kombinasi 1,2DL + 1,6LL

$$M_{1ns} = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{2ns} = 0 \text{ kN.m}$$

Untuk momen kondisi *sway* digunakan kombinasi 1E

$$M_{1s} = 25,414 \text{ kN.m}$$

$$M_{2s} = 54,564 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor panjang efektif (k) = 1,85

$$EI_g = 2,56 \times 10^{14}$$

Portal arah X memiliki 16 kolom dengan penampang yang sama (600x800) dan panjang yang sama, sehingga:

$$\Sigma P_c = 18 \times 63796,66 \text{ kN} = 1148339,955 \text{ kN}$$

ΣP_u adalah jumlah beban vertikal terfaktor pada suatu tingkat, sehingga digunakan P_u (gaya aksial) kolom akibat kombinasi 1,2DL + 1,6LL.

ΣP_u untuk kolom lantai yang tinjauan sebesar 61368,62 kN.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6, faktor perbesaran momen dapat dihitung:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,00$$

$$\delta_s = \frac{1}{1-0,0742} = 1,076 \geq 1,00$$

Nilai momen terfaktor yang diperbesar dihitung sesuai SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6. (persamaan 2.82) sebagai berikut:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} = 0 + (1,076) (25,414) = 27,345 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 0 + (1,076) (54,564) = 58,710 \text{ kN.m}$$

Sehingga nilai momen arah sumbu-x pada kolom K1 (600x800) dengan memperhitungkan perbesaran momen adalah $M_1 = 27,345 \text{ kN.m}$ dan $M_2 = 58,710 \text{ kN.m}$

4.5.5 Momen Nominal Kolom Berdasarkan Kapasitas Joint

Momen nominal kolom yang direncanakan dihitung berdasarkan momen nominal balok yang terpasang pada hubungan balok dan kolom. Persyaratan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus pada RSNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

a.) Tinjauan arah sumbu-x

Momen nominal balok kiri dan kanan B1 dengan tulangan 10D25 ($A_s = 4906,25 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{4906,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 500} = 193,941 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 12,5 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 800 - 62,5 = 737,5 \text{ mm}$$

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'_c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d'\right)$$

$$M_{nki} = 4906,25 \times 420 \times (737,5 - 62,5) -$$

$$0,85(25) \times 193,941 \times 500 \times \left(\frac{193,941}{2} - 62,5 \right)$$

$$M_{nki} = 1319,891 \text{ kNm}$$

M_n balok = M_n balok kiri + M_n balok kanan

$$M_n \text{ balok} = 2 \times 1319,891 = 2639,783 \text{ kN.m}$$

M_n kolom atas diasumsikan sama dengan M_n kolom desain, sehingga M_n kolom dihitung sebagai berikut :

M_n kolom atas + M_n kolom desain = 1,2 M_n balok

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2 M_n \text{ balok}$$

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2(2639,783)$$

$$M_n \text{ kolom} = 1583,86 \text{ kN.m}$$

b.) Tinjauan arah sumbu-y

Momen nominal balok kiri B1 dengan tulangan 10D25 (A_s = 4906,25 mm²)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{4906,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 500} = 193,941 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 12,5 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 800 - 62,5 = 737,5 \text{ mm}$$

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'_c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d' \right)$$

$$M_{nki} = 4906,25 \times 420 \times (737,5 - 62,5) - 0,85(25) \times 193,941 \times 500 \times \left(\frac{193,941}{2} - 62,5 \right)$$

$$M_{nki} = 1319,891 \text{ kNm}$$

Momen nominal balok kanan B1A dengan tulangan 3D22 (A_s = 1139,82 mm²)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1139,82 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} = 75,09 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 11 = 61 \text{ mm}$$

$$d = 439 \text{ mm}$$

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'_c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d' \right)$$

$$M_{nki} = 1139,82 \times 420 \times (439 - 61) - 0,85(25) \times 75,09 \times 300 \times \left(\frac{75,09}{2} - 61 \right)$$

$$M_{nki} = 192,185 \text{ KN}$$

M_n balok = M_n balok kiri + M_n balok kanan

$$M_n \text{ balok} = 1319,89 + 192,185 = 1512,075 \text{ kN.m}$$

M_n kolom atas diasumsikan sama dengan M_n kolom desain, sehingga M_n kolom dihitung sebagai berikut :

M_n kolom atas + M_n kolom desain = 1,2 M_n balok

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2 M_n \text{ balok}$$

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2 (1512,075)$$

$$M_n \text{ kolom} = 907,245 \text{ kN.m}$$

Hasil nilai momen yang didapatkan berdasarkan kapasitas joint dibandingkan dengan momen yang didapatkan dari analisis yang mempertimbangkan perbesaran momen, lalu dipilih momen terbesar sebagai momen desain kapasitas. Hasil rekapitulasi momen kolom yang akan digunakan sebagai dasar untuk desain kolom dijelaskan pada tabel.

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Momen pada Kolom K1 (600x800)

Keterangan	Momen Hasil Perbesaran		Momen Kapasitas Joint	
	X	Y	X	Y
Nilai Momen	524,47 kN.m	655,08 kN.m	855,25 kN.m	1070,57 kN.m

Maka, momen kapasitas joint akan digunakan untuk data dasar perencanaan tulangan kolom.

4.5.6. Desain Tulangan Longitudinal pada Kolom

Perencanaan Awal

Kapasitas penampang kolom beton bertulang dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi Pn-Mn yang menunjukkan hubungan beban aksial P dan momen lentur M pada kondisi batas-batas. Contoh analisis kapasitas momen K1 hanya ditinjau terhadap satu arah, sedangkan pada arah yang lain akan ditabulasikan. Digunakan kolom dengan ukuran 600x800 mm, yang bertulangan 20D25 dengan sengkang D10 dengan data penampang sebagai berikut:

$$B = 600 \text{ mm}$$

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

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$D_{tul \text{ utama}} = 25 \text{ mm}$$

$$D \text{ Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

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

Dengan data penulangan:

$$\text{Jumlah Tulangan utama} = 20 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah baris tulangan} = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$d' = p + D \text{ Sengkang} + 0.5 * D \text{ utama}$$

$$= 40 + 10 + 0.5 \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = H - d' = 800 - 62,5 = 737,5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan = 112,5 mm

Perhitungan As dan d tiap baris tulangan.

Baris	Jumlah tulangan	Luas Tulangan (mm ²)	Jarak tulangan dengan selimut beton terluar (mm)
1	4	1962.5	62.5
2	2	981.25	175
3	2	981.25	287.5
4	2	981.25	400
5	2	981.25	512.5
6	2	981.25	625
7	4	1962.5	737.5

1. Kondisi aksial murni

1. Kondisi Aksial Murni

Kondisi ini akan terjadi Ketika $e=0$ dan kolom hanya menerima beban aksial tekan sentris P_n , sehingga $M_n=0$ kNm

$$\begin{aligned} P_{n0} &= P_{\text{concrete}} + P_{\text{steel}} \\ &= 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \\ &= 0,85 \times 30 \times (480000 - 9812,5) + 420 \times 9812,5 \end{aligned}$$

$$= 16111,031 \text{ kN}$$

$$P_{n \text{ max}} = 0,8 P_o$$

$$= 0,8 \times 16111,03$$

$$= 12888,82 \text{ kN}$$

$$\phi P_{n \text{ max}} = 0,65 \times P_n$$

$$= 0,65 \times 12888,82$$

$$= 8377,736 \text{ kN}$$

2. Kondisi seimbang

Kondisi ini akan terjadi pada saat kolom mencapai kapasitas optimum antara P dan M dimana tulangan Tarik sudah mengalami leleh ($f_s = f_y$)

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{600}{600+f_y} d \\ &= \frac{600}{600+420} \times 737,5 \\ &= 433,823 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table

KONDISI BALANCE										
Material	No	d'	Σ tul	ΣA_s	esteele'	Fs (MPa)	Gaya (N)		Lengan (mm)	Mnb (Nmm)
							Cc	Cs		
Beton							5641875.000		215.625	1216529297
Baja	1	62.5	5	2453.125	0.0025678	420		1030312.5	337.5	347730468.8
Baja	2	175	2	981.25	0.0017898	357.9661		351254.2373	225	79032203.39
Baja	3	287.5	2	981.25	0.0010119	202.3729		198578.3898	112.5	22340068.86
Baja	4	400	2	981.25	0.0002339	46.77966		45902.54237	0	0
Baja	5	512.5	2	981.25	0.0005441	108.8136		-106773.3051	-112.5	12011996.82
Baja	6	625	2	981.25	0.0013220	264.4068		-259449.1525	-225	58376059.32
Baja	7	737.5	5	2453.125	0.0021000	420		-1030312.5	-337.5	347730468.8
								Pnb (Nmm)		2083750563
								eb (mm)		354.8991593

$$M_b = 2083,750 \text{ kNm}$$

$$P_b = 5871,387 \text{ kN}$$

$$e \text{ (mm)} = M_b/P_b = 2083,750 / 5871,387 = 354,899 \text{ mm}$$

Kondisi Lentur Murni

Kondisi dimana kolom menerima momen saja, sehingga gaya aksial = 0 kN

Asumsi : - Tulangan 1 (Tekan belum leleh)

- Tulangan 2 (Tarik belum leleh)
- Tulangan 3,4,5,6,7 (Tarik sudah leleh)

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b = 0,85 \times 30 \times 0,85c \times 600 = 13005c$$

$$Cs1 = As' (fs' - 0,85 f'c)$$

$$= 2453,125 (600(c-62,5)/c)-0,85 \times 30$$

$$Ts2 = 981,25 (0,003(175-c)/c)$$

$$Ts3 = 981,25 \times 420$$

$$Ts4 = 981,25 \times 420$$

$$Ts5 = 981,25 \times 420$$

$$Ts6 = 981,25 \times 420$$

$$Ts7 = 2453,125 \times 420$$

$$\Sigma Ts = Cc + Cs$$

Dengan menggunakan analisis solver di excel, didapat nilai c untuk lentur murni adalah 151,396 mm, terletak di antara tulangan baris pertama dan kedua.

Cek asumsi

$$fs' = 600 \times (151,396 - 62,5) / 151,396 = 352,306 \text{ MPa} < 420 \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

tulangan tekan baris 1 belum leleh

$$\epsilon_2 = 0,003 \times (175 - 151,396) / 151,396 = 0,0004 < \epsilon_y (0,002) \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

tulangan Tarik baris 2 belum leleh

$$\epsilon_3 = 0,003 \times (287,5 - 151,396) / 151,396 = 0,0026 > \epsilon_y (0,002) \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

tulangan Tarik baris 3 sudah leleh

$$\epsilon_4 = 0,003 \times (400 - 151,396) / 151,396 = 0,0049 > \epsilon_y (0,002) \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

tulangan Tarik baris 4 sudah leleh

$$\epsilon_5 = 0,003 \times (512,5 - 151,396) / 151,396 = 0,0071 > \epsilon_y (0,002) \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

tulangan Tarik baris 5 sudah leleh

$$\epsilon_6 = 0,003 \times (625 - 165,665) / 165,665 = 0,0093 > \epsilon_y (0,002) \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

tulangan Tarik baris 6 sudah leleh

$$\epsilon_7 = 0,003 \times (737,5 - 165,665) / 165,665 = 0,011 > \epsilon_y (0,002) \rightarrow \text{Asumsi benar}$$

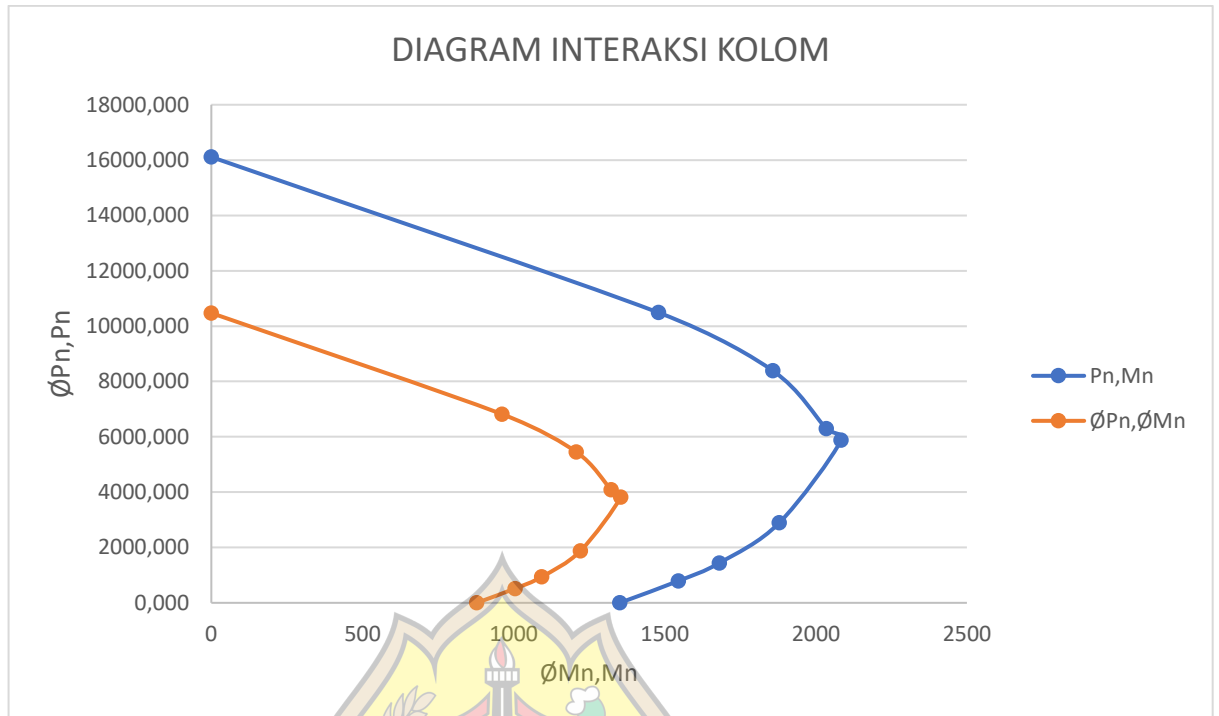
tulangan Tarik baris 7 sudah leleh

Untuk analisis selanjutnya disajikan pada table berikut.

KONDISI LENTUR MURNI										
Material	No	d'	Σt_{ul}	ΣA_s	esteeel'	Fs (MPa)	Gaya (N)		Lengan (mm)	Mnb (Nmm)
							Cc	Cs		
Beton							1968907.949		335.6566	660876953.6
Baja	1	62.5	5	2453.125	0.0017615	352.3056		801694.9539	337.5	270572046.9
Baja	2	175	2	981.25	0.0004677	93.54436		-91790.40168	225	-20652840.38
Baja	3	287.5	2	981.25	0.0026970	420			112.5	-46364062.5
Baja	4	400	2	981.25	0.0049262	420		-412125	0	0
Baja	5	512.5	2	981.25	0.0071555	420		-412125	-112.5	46364062.5
Baja	6	625	2	981.25	0.0093847	420		-412125	-225	92728125
Baja	7	737.5	5	2453.125	0.0116140	420		-1030312.5	-337.5	347730468.8
					Pnb (Nmm)			0.000		1351254754
					eb (mm)					tak hingga

Pada setiap kondisi keruntuhan kolom, disajikan pada table berikut:

NO	Kondisi	c	e	Pn	Mn
1	Lentur Murni	151.3962	tak hingga	0.000	1351.255
2	Runtuh Tarik	200	1954.55	790.65	1545.369
3	Runtuh Tarik	250	1166.71	1440.90	1681.108
4	Runtuh Tarik	300	650.13	2890.38	1879.125
5	Balance	433.83	354.89	5871.51	2083.751
6	Runtuh Tekan	500	323.53	6290.61	2035.185
7	Runtuh Tekan	600	221.38	8390.34	1857.489
8	Runtuh Tekan	700	141.02	10490.06	1479.336
9	Aksial Murni	Tak hingga	0.00	16111.03	0



4.5.7 Pemeriksaan Kolom Terhadap Lentur Dua Arah

Metode yang digunakan untuk memeriksa kekuatan kolom terhadap beban aksial dan beban lentur dua arah dilakukan dengan metode Resiprokal Bresler dengan menggunakan kombinasi pembebanan yang terbesar. Gaya dalam pada kolom dengan kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut:

$$M_{ux} = 345,508 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = 618,507 \text{ kN.m}$$

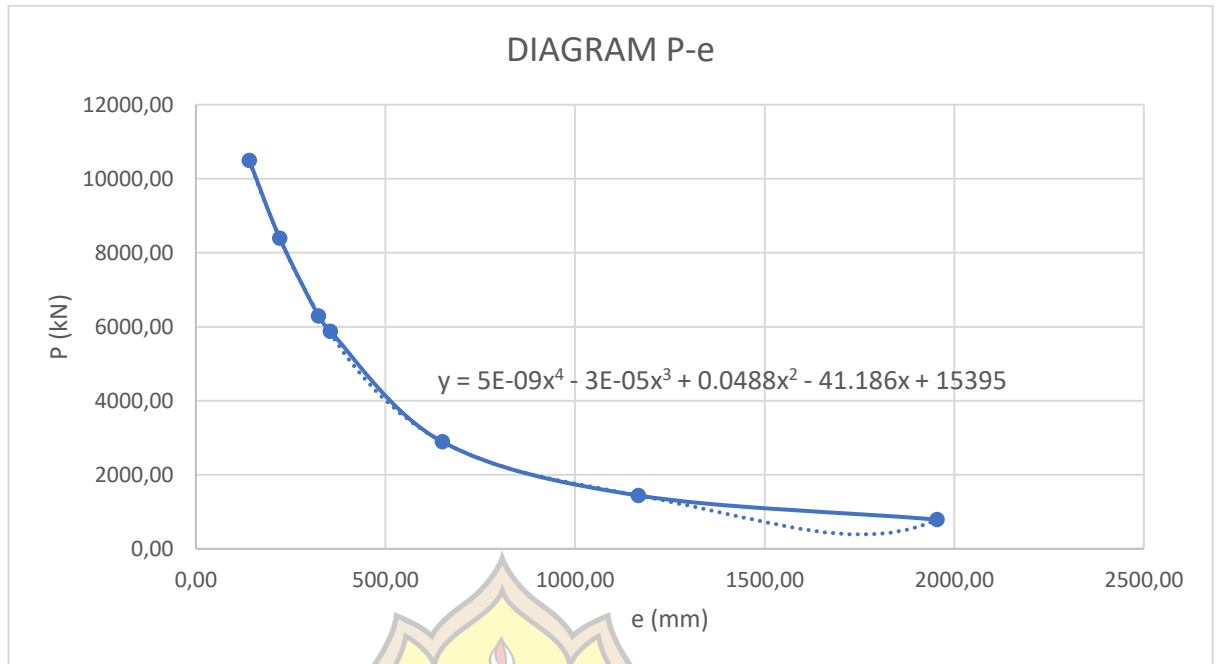
$$P_u = 2963,16 \text{ kN}$$

$$e_x = M_{ux} / P_u$$

$$= 345,508 / 2963,16 = 116,6 \text{ mm}$$

$$e_y = M_{uy} / P_u$$

$$= 618,507 / 2963,16 = 208,73 \text{ mm}$$



Gambar 4. 43 Diagram Interaksi P - e

Persamaan regresi pada gambar 5.66 digunakan untuk menghitung nilai Pnx dan Pny. Pnx dihitung berdasarkan nilai ey sedangkan Pny dihitung berdasarkan nilai ex.

$$\begin{aligned}
 P_{nx} &= 5 \times 10^{-9}(ex)^4 - 3 \times 10^{-5}(ex)^3 + 0,0488(ex)^2 - 41,186(ex) + 15395 \\
 &= 5 \times 10^{-9}(116,6)^4 - 3 \times 10^{-5}(116,6)^3 + 0,0488(116,6)^2 - 41,186(116,6) + 15395 \\
 &= 11209,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ny} &= 5 \times 10^{-9}(ex)^4 - 3 \times 10^{-5}(ex)^3 + 0,0488(ex)^2 - 41,186(ex) + 15395 \\
 &= 5 \times 10^{-9}(116,6)^4 - 3 \times 10^{-5}(116,6)^3 + 0,0488(116,6)^2 - 41,186(116,6) + 15395 \\
 &= 8661,046 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_o = 16111,031 \text{ kN}$$

Kapasitas tekan yang dipengaruhi oleh beban lentur dua arah adalah sebagai berikut :

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{11209,54} + \frac{1}{8661,046} - \frac{1}{16111,031}$$

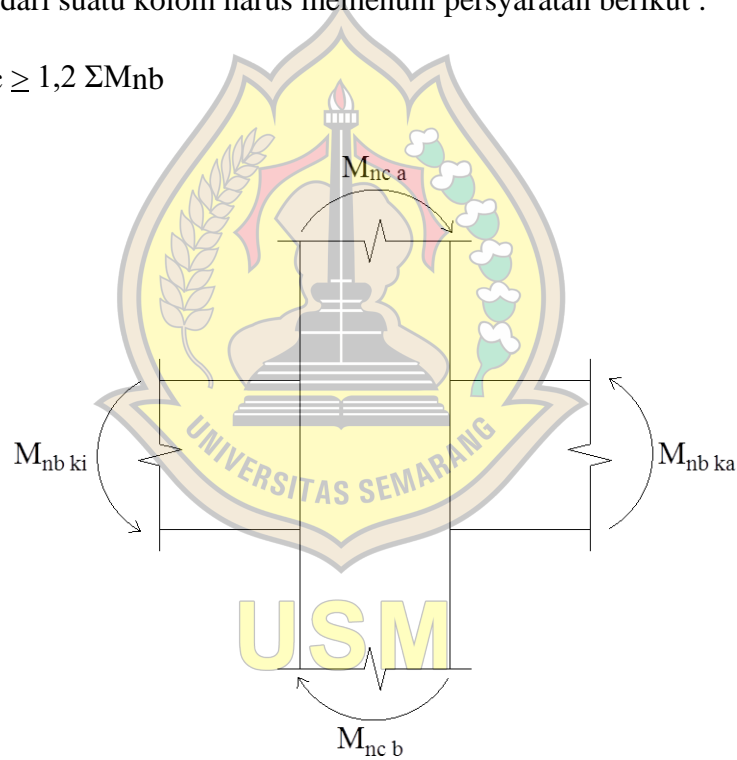
$$P_n = 7012.625 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 0,65(7012.625) = 4558,206 \text{ kN} > P_u = 2963,16 \quad (\text{OK})$$

4.5.8 Pengecekan Tulangan Lentur Terhadap Persyaratan SRPMK

Kuat lentur dari suatu kolom harus memenuhi persyaratan berikut :

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



Gambar 4. 44 Konsep kolom kuat – balok lemah (*strong column – weak beam*)

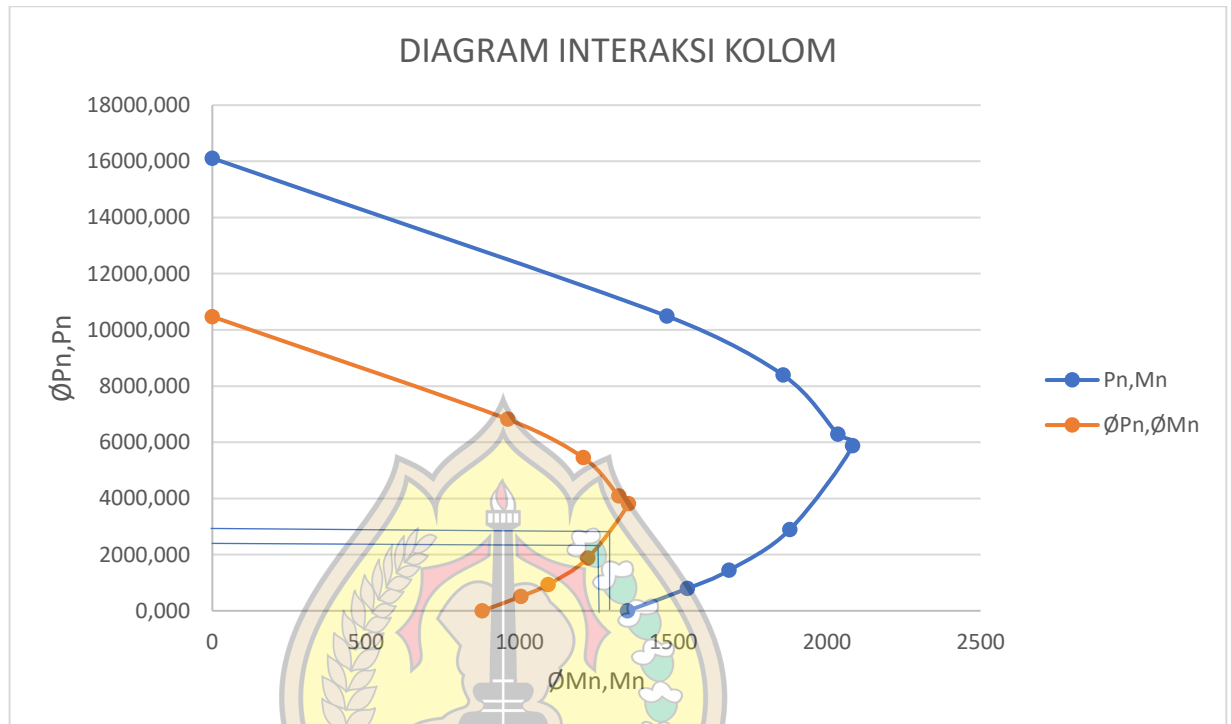
$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(M_{nc a} + M_{nc b}) \geq 1,2 (M_{nb ki} + M_{nb ka})$$

Pengecekan ini dilakukan pada joint atas kolom tinjauan. Nilai momen balok pada tinjauan ini diambil dari momen kapasitas balok pada joint tersebut. Sedangkan nilai momen kolom diambil dari diagram interaksi P – M kolom tinjauan dengan memasukkan nilai gaya aksial yang terjadi pada kolom tinjauan dan kolom di atas tinjauan berdasarkan analisis menggunakan program SAP2000.

$$P_{c a} = 2439,57 \text{ kN}$$

$$P_{c b} = 2963,16 \text{ kN}$$



Gambar 4. 45 Penentuan Momen Kapasitas Kolom

Nilai momen pada joint atas kolom tinjauan arah sumbu x dan y adalah sebagai berikut :

$$M_{nca} = 1290 \text{ kN.m}$$

$$M_{ncb} = 1320 \text{ kN.m}$$

Momen nominal balok pada arah x dan y pada joint atas kolom adalah sebagai berikut :

Tabel 4. 31 Momen Nominal Balok pada Joint Kolom Atas K1

	Arah X		Arah Y	
	Balok Kanan	Balok Kiri	Balok Kanan	Balok Kiri
Notasi	B1A	B1A	B2A	B2B
Mn	352,74 kN.m	380,96 kN.m	482,197 kN.m	127,96 kN.m

Pengecekan arah x :

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

$$(1290+1320) \geq 1,2 (352,74+380,96)$$

$$2610 \text{ kN.m} > 880,44 \text{ kN.m (Memenuhi)}$$

Pengecekan arah y

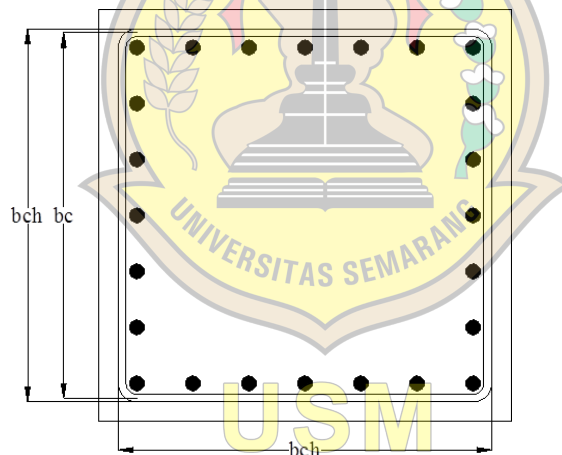
$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(1290+1320) \geq 1,2 (482,19+127,96)$$

$$2250 \text{ kN.m} < 732,188 \text{ kN.m (Memenuhi)}$$

4.5.9 Desain Tulangan Transversal Kolom Sepanjang Lo

Luas tulangan transversal kolom (A_{sh}) yang dibutuhkan ditentukan berdasarkan Pasal 18.7.5.4. SNI 2847:2019 seperti berikut ini :



Gambar 4. 46 Penampang Kolom yang Menahan Geser

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \frac{b_c \times f_c'}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

dimana,

b_c = lebar penampang kolom dari as tulangan sengkang terluar ke as tulangan sengkang terluar = $600 - 2(40) - 13 = 507 \text{ mm}$

A_{sh} = luar penampang kolom dihitung dari tulangan terluar kolom ke tulangan terluar kolom = $(600 - 2(40))^2 = 270400 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \frac{507 \times 30}{420} \left[\frac{600 \times 800}{270400} - 1 \right] = 8,42143 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \frac{b_c f_c}{f_y t}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \frac{507 \times 30}{420} = 3,2593 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal :

a.) $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur = $\frac{1}{4} (600) = 150 \text{ mm}$

b.) 6 kali diameter tulangan memanjang = $6 (25) = 150 \text{ mm}$

c.) $s_o = 100 + (350 - h_x)/3$, nilai h_x dapat diperkirakan sebesar

$\frac{1}{3} h_c = \frac{1}{3} (710) = 236,667 \text{ mm}$ yang lebih kecil dari syarat yaitu 350 mm ,
sehingga besar s_o adalah : $s_o = 100 + (350 - 236,6)/3 = 137,8 \text{ mm}$

Sehingga jarak maksimum tulangan transversal yang dapat diambil adalah $137,8 \text{ mm}$.

Jika jarak antar sengkang tertutup disediakan sebesar $s = 50 \text{ mm}$, maka $A_{sh} = 3,259 (50) = 162,95 \text{ mm}^2$. Dapat dipasang sengkang tertutup 3 kaki D10-50 ($A_{sh} = 235,62 \text{ mm}^2$). Sengkang tertutup ini dipasang hingga sejarak l_o diukur dari muka hubungan balok kolom, di mana l_o diambil dari nilai terbesar antara :

a.) tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom = 800 mm

b.) $\frac{1}{6}$ dari bentang bersih komponen struktur = $\frac{1}{6} (3850) = 641,67 \text{ mm}$

c.) 450 mm .

Jadi sepanjang 700 mm dari muka hubungan kolom balok dipasang sengkang tertutup 3 kaki D10-50.

4.5.10 Desain Tulangan Geser pada terhadap Gaya Geser yang Bekerja pada Kolom

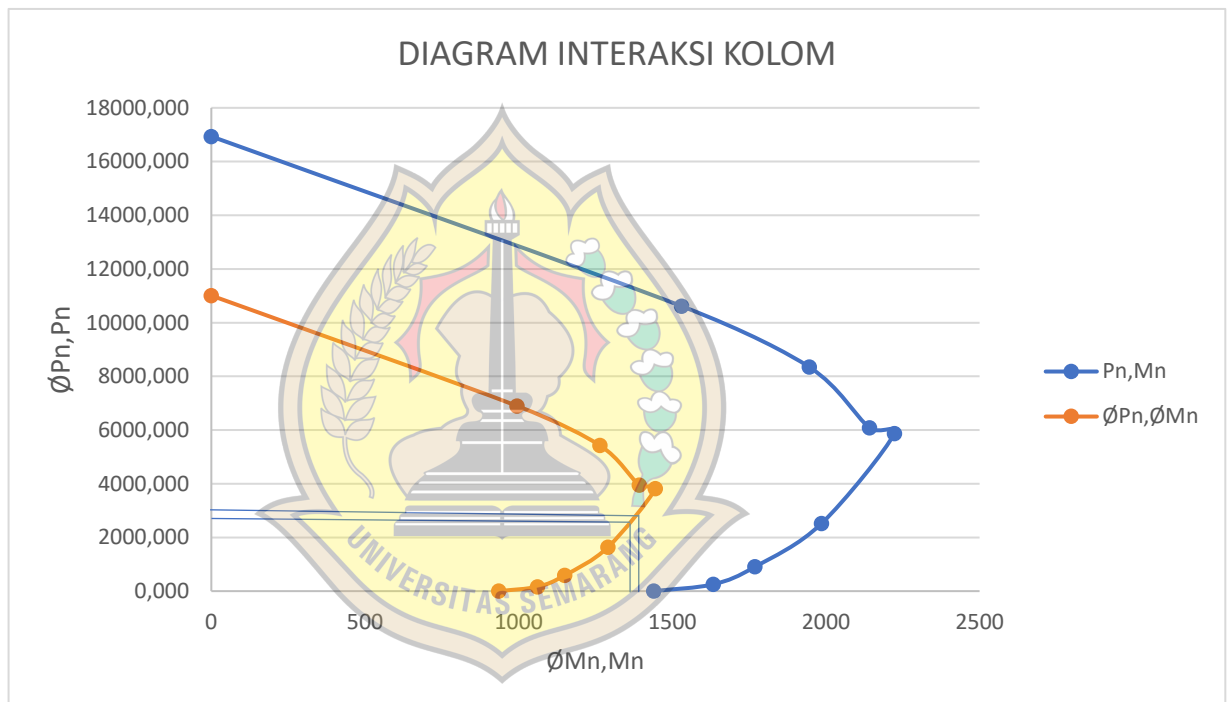
Gaya geser V_e harus diambil sebagai berikut :

a. Gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis di kedua ujung kolom:

$$V_e = \frac{M_{pr\ atas} + M_{pr\ bawah}}{l_u}$$

$$M_{pr\ kolom} = M_{pr\ atas} = M_{pr\ bawah}$$

Nilai M_{pr} untuk kolom ditentukan berdasarkan diagram interaksi kolom dengan nilai $1,2f_y$ di bawah ini.



Gambar 4. 47 Diagram Interaksi Kolom K1 dengan $f_y = 1,2$

Berdasarkan diagram interaksi di atas dan berdasarkan beban aksial yang terjadi pada kolom tinjauan ($P_u\ b = 2963,16\ kN$) dan kolom di atas tinjauan ($P_u\ a = 2439,57\ kN$), didapatkan M_{pr} kolom sebagai berikut.

$$M_{pr\ atas} = 1340\ kN.m$$

$$M_{pr\ bwh} = 1390\ kN.m$$

Sehingga, gaya geser yang terjadi akibat M_{pr} kolom adalah sebagai berikut :

$$V_e = \frac{1340+1390}{3,85} = 802,941 \text{ kN}$$

b. Hasil langkah a di atas tidak perlu melebihi dari :

$$V_e = \frac{\sum M_{prb \text{ atas}} \times DF_{atas} + \sum M_{prb \text{ bawah}} \times DF_{bawah}}{l_u}$$

M_{prb} adalah kuat lentur maksimum dari balok yang merangka pada hubungan balok kolom, di ujung atas dan bawah dari kolom yang ditinjau. Dengan mengasumsikan bahwa kolom sebelah

atas dan bawah dari kolom yang akan didesain mempunyai kekakuan yang sama, maka faktor distribusi, DF, untuk sisi atas dan bawah dapat diambil sama sebesar 0,5. Sehingga :

$$V_e = \frac{(573,886 \times 2) \times 0,5 + (573,886 \times 2) \times 0,5}{3,8} = 337,58 \text{ kN}$$

Nilai V_e dari langkah a dan b tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis, $V_e = 171,97 \text{ kN}$. Sehingga dari ketiga nilai V_e di atas, diambil $V_e = 337,58 \text{ kN}$. Selanjutnya hitung gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser (V_s)

$$V_s = (V_e - \phi V_c) / \phi$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c}) b_w d = 0,75 (0,17 (1,0) \sqrt{30}) (700) (631) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 309,018 \text{ kN}$$

$$V_s = (337,58 - 309,018) / 0,75 = 38,082 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_s}{f_y t x d} = \frac{38082}{240 \times 631} = 0,123 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Hasil A_{sh} / s pada sub-sub bab ini kurang dari A_{sh} / s pada sub-sub bab sebelumnya., maka perhitungan A_{sh} / s pada sub-sub bab ini digunakan untuk selain area l_o pada kolom. Untuk $s = 150 \text{ mm}$, maka $A_v = 0,123 (150) = 24,588 \text{ mm}^2$. Sehingga dapat dipasang tulangan sengkang tertutup 2 kaki D10-200 ($A_s = 157,08 \text{ mm}^2$)

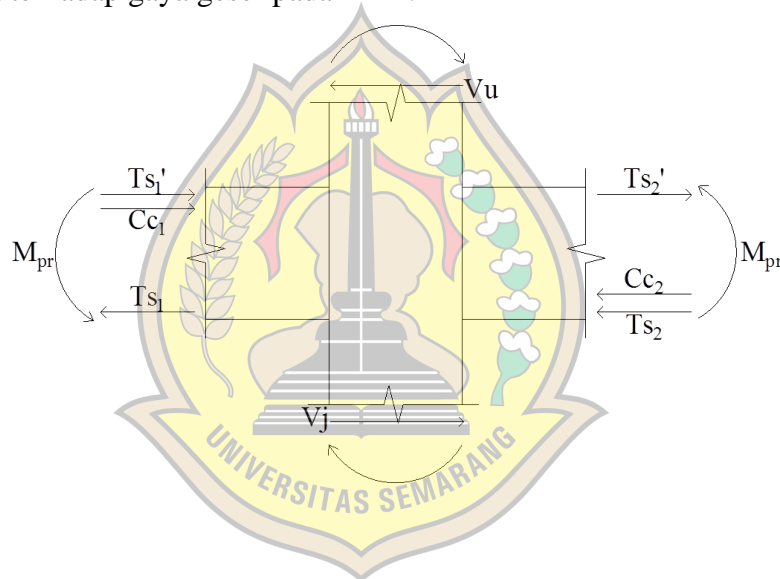
4.5.11 Hubungan Balok Kolom (HBK)

Rencana hubungan balok-kolom dengan ukuran kolom $600 \times 800 \text{ mm}^2$, balok berukuran $500 \times 800 \text{ mm}^2$, dan balok berukuran $500 \times 800 \text{ mm}^2$ adalah sebagai berikut :

1. HBK memiliki ukuran luas efektif $A_j = 500 \times 800 = 400000 \text{ mm}^2$.

Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok adalah sebesar 800 mm, nilai ini sudah lebih besar daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal ($=25 \times 20 = 500 \text{ mm}$).

a.) Periksa terhadap gaya geser pada HBK.



Gambar 4. 48 Gaya pada Hubungan Balok Kolom (HBK)

Gambar di atas merupakan ilustrasi dari gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok kolom. Gaya-gaya tersebut dapat digunakan untuk merencanakan tulangan transversal pada pertemuan antara balok dan kolom.

Bagian kiri (Balok B1A, tulangan bawah $6D25 A_{st} = 2943,75 \text{ mm}^2$)

$$T_{s1} = 1,25 f_y A_{st} = 1,25 (420) (2943,75) = 1545,468 \text{ kN.}$$

$$C_{c1} + T_{s1}' = C_1, \text{ dan nilai } C_1 = T_{s1} = 1545,468 \text{ Kn}$$

Bagian kanan (Balok B1A, tulangan atas $10D25 A_{st} = 4906,25 \text{ mm}^2$)

$$T_{s1} = 1,25 f_y A_{st} = 1,25 (420) (4906,25) = 2472,75 \text{ kN.}$$

$$C_{c1} + T_{s1}' = C_1, \text{ dan nilai } C_1 = T_{s1} = 2472,75 \text{ Kn}$$

Nilai V_u yang terjadi diambil pada perhitungan tulangan geser pada kolom dengan kondisi momen ekstrem yaitu $V_e = V_u = 802,941$ kN. Kemudian dianalisis dengan kesetimbangan horizontal.

$$V_j = C_1 + Ts_2 - V_u = 1545,468 + 2472,75 - 802,941 = 3215,28 \text{ kN}$$

Nilai dari V_j tidak boleh melebihi geser nominal pada hubungan balok – kolom dengan kondisi terkekang keempat sisinya, yaitu :

$$\phi V_n = 1,7 A_j \sqrt{f'_c} = 0,85 (1,7) (400000) \sqrt{30} = 3165,836 \text{ kN}$$

$$V_j < \phi V_n$$

$$3215,28 \text{ kN} < 3165,836 \text{ kN}$$

Sehingga dibutuhkan tulangan geser pada HBK. Besarnya gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser adalah :

$$V_{sj} = V_j - \phi V_n / \phi = 3215,28 - 3165,836 / 0,75 = 65,925 \text{ kN}$$

b.) Perhitungan kebutuhan tulangan geser pada HBK

$$V_{sj} = 65,925 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_s}{f_y t x d} = \frac{65,925}{400 \times 631} = 0,000212 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Karena kebutuhan tulangan sangat kecil, namun tetap disediakan tulangan geser pada HBK digunakan D10-200

4.5.12 Panjang Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran tulangan digunakan untuk sambungan tulangan pada kolom. Panjang penyaluran tulangan kondisi tekan pada kolom dengan diameter tulangan utama 25 mm dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.2 dimana panjang penyaluran pada kondisi tekan (l_{dc}) adalah nilai terbesar dari persamaan berikut ini:

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$l_{dc} = (0,043 f_y \psi_r) d_b$$

dimana,

$$\Psi_r = 1,0 \quad \lambda = 1,0$$

$$l_{dc} = \frac{0,24 \times 420 \times 1}{1 \times \sqrt{30}} \times 25 = 18,403 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043(420)(1,0))25 = 451,5\text{mm}$$

Maka, panjang penyaluran tulangan longitudinal kolom minimum adalah 500 mm.

4.6 Perencanaan Pondasi

Analisis pondasi didasarkan pada gaya aksial kolom terbesar. Dalam tugas akhir ini, data yang digunakan untuk analisis pondasi adalah data *Standard Penetration Test* (SPT) yang bersumber dari pengujian Departemen Teknik Sipil Universitas Diponegoro.

4.6.1 Data Tanah

Berdasarkan penyelidikan tanah didapat data sebagai berikut:

Kedalaman (m)	SPT	di (m)	di/N
2	16	2	0.125
4	26	2	0.076923
6	28	2	0.071429
8	32	2	0.0625
10	52	2	0.038462
12	60	2	0.033333
14	60	2	0.033333
16	60	2	0.033333
		16	0.474313
N = Sdi / S(di/N) =			33.73

Gambar 4. 49 Tabel Hasil Standart Penetrasi Test

Berdasarkan hasil pengujian SPT, dapat disimpulkan pada kedalaman 2-6 meter terklasifikasi sebagai tanah sangat kaku (*very stiff*), dan di bawah 6 meter dapat diklasifikasikan sebagai tanah keras (*hard*). Untuk selanjutnya pondasi akan di desain dengan jenis tiang pancang.

4.6.2 Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang yang digunakan pada analisis ini adalah tiang pancang berbentuk lingkaran.

a.) Diameter = \emptyset 0,5 m

$$A_p \text{ (luas)} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 0,25^2 = 0,196 \text{ m}^2$$

$$A_{st} \text{ (keliling)} = \pi \cdot D = \pi \cdot 0,5 = 1,570 \text{ m}$$

b.) Panjang = 20 m

c) Tebal poer = 0,8 m

d) Mutu beton $f'c = 50$ MPa

e) Mutu Baja $f_y = 400$ Mpa

TABLE OF STANDARD DIMENSIONS - PT. HUME SAKTI INDONESIA - PC PILES

OUTER DIAMETER	WALL THICKNESS (mm)	LENGTH (m)	CLASS	PC WIRE		CONCRETE AREA (cm ²)	CALCULATED BENDING MOMENT (T.M)		ALLOWABLE AXIAL LOAD (TON)	NOMINAL WEIGHT (kg/M)
				DIA (mm)	NOS		CRACK	ULT		
300	60	7-13	A	7	6	452	2.5	4.7	75	119
			B	7	12		3.5	7.0	70	
			C	7	16		4.0	9.0	65	
350	65	7-15	A	7	8	582	3.5	6.9	95	151
			B	7	14		5.0	9.6	90	
			C	7	20		6.0	13.5	85	
400	75	7-16	A	7	10	766	5.5	9.4	120	199
			B	7	18		7.5	14.2	115	
			C	9	16		9.0	18.9	112	
450	80	7-16	A	7	12	930	7.5	12.4	150	242
			B	7	24		11.0	21.3	140	
			C	9	20		12.5	26.0	135	
500	90	7-16	A	7	14	1159	10.5	15.7	185	301
			B	7	30		15.0	29.5	175	
			C	9	24		17.0	35.1	170	
600	100	7-16	A	7	18	1571	17.0	23.6	250	408
			B	9	26		25.0	46.2	240	
			C	9	34		29.0	60.2	230	

Gambar 4. 50 brosur spesifikasi tiang pancang PT. HUME S.I.

Berdasarkan daya dukung yang diperoleh dari spesifikasi tiang pancang PT. HIS, yaitu $P_u \text{ max} = 185$ ton dan $M_u \text{ max} = 10,5$ tonm

4.6.3 Kapasitas daya dukung Tiang

1. Berdasarkan Mutu Material

Mutu beton yang dipakai adalah f'_c 50 MPa

$$\sigma'_{bk} = 50 \text{ MPa} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 0,2.500 = 100$$

$$A_p = 1963.495 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \sigma'_b \cdot A_p = 100.1963,495 = 196349,5 = 196 \text{ ton}$$

2. Berdasarkan SPT Menurut Meyerhof (1976)

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dengan menggunakan metode Meyerhof (1976) untuk tanah kohesif:

Tabel 4. 32 Nilai SPT untuk perhitungan $Q_{frikasi}$

Kedalaman (m)	N-SPT	d_i (m)	d_i/N	N_i	f_i	$N_i f_i$
2	16	2	0.125	1.6	3.2	5.12
4	26	2	0.076923	2.6	5.2	13.52
6	28	2	0.071429	2.8	5.6	15.68
8	32	2	0.0625	3.2	6.4	20.48
10	52	2	0.038462	5.2	10.4	54.08
12	60	2	0.033333	6	12	72
14	60	2	0.033333	6	12	72
16	60	2	0.033333	6	12	72
$\Sigma N_i f_i$						324.88

Keterangan:

f_{total} = Total gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang untuk setiap lapisan yang dijumpai = $\Sigma (f_i \times L_i)$

f_i = Gaya geser , N mak. 12 t/m² (clay), N/5 mak. 10 t/m² (sand)
 $f_i = 2 \times N_i$ (KN/m²)

L_i = Tebal lapisan tanah (m)

D = diameter tiang (m)

L = Total panjang tiang (m)

q = kapasitas tanah pada ujung tiang (kN/m²)

$Q_{ultimit}$ = Kapasitas Ultimit pondasi ting tunggal (kN)

Q_{ijin} = kapasitas ijin pondasi (ton)

SF = faktor aman yang nilainya dapat diambil 3

Nilai N-spt pada kedalaman 16 adalah 60 maka:

$$q = 40 \times N \times \left(\frac{L}{D}\right) < 400 \times N$$

$$q = 40 \times 60 \times \left(\frac{16}{0,5}\right) < 400 \times 60$$

$$76800 \frac{kN}{m^2} > 24000 \frac{kN}{m^2} \text{ maka } q \text{ diambil } 24000 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ultimit} = A_P \cdot q + A_{st} \cdot f_{total}$$

$$= 0,196 \times 24000 + 1,5 \times 324,88 = 5191,32 \text{ KN}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ultimit} / SF$$

$$= 5191,32 / 3 = 1730,44 \text{ KN} = 173,044 \text{ ton}$$

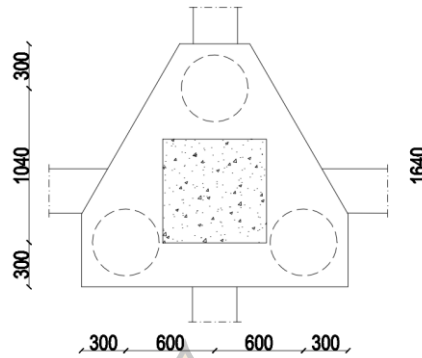
4.6.4 Jumlah Tiang Pancang Perlu

Perhitungan jumlah tiang berdasarkan perbandingan gaya aksial kolom terhadap nilai kuat izin kapasitas tanah pada kedalaman -16 meter. Dari hasil analisis SAP2000 didapatkan nilai maksimum aksial kolom pada table berikut.

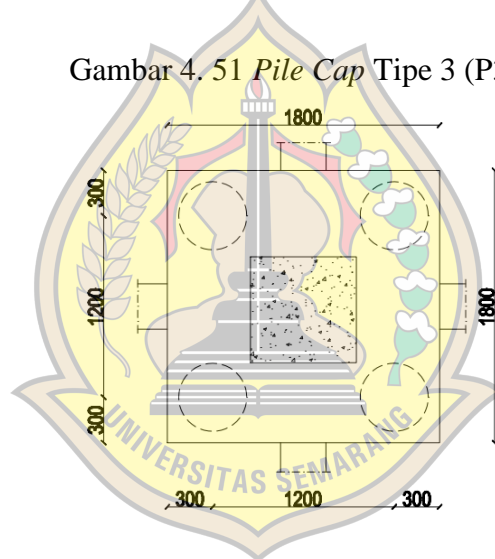
Tabel 4. 33 Jumlah Tiang Pancang Perlu

Join	Pu Kolom (ton)	Pu Izin	Jumlah Tiang
130	429.1129	173	3
132	458.4978	173	4
134	458.053	173	4
136	438.7052	173	4
31	284.5773	173	2
32	356.7108	173	3
33	529.5811	173	4
34	523.9027	173	4
35	531.1208	173	4
36	336.9145	173	3
37	201.8912	173	2
38	198.7451	173	2
39	228.6742	173	2
40	310.9803	173	3
41	17.1089	173	1
42	17.1089	173	1
43	17.1089	173	1
44	17.1089	173	1
45	17.1089	173	1
46	142.7345	173	1
47	241.5834	173	2
48	234.8018	173	2
49	235.6501	173	2
50	189.8158	173	2
51	149.5434	173	1
52	235.9373	173	2
53	352.6734	173	3
54	114.2033	173	1
93	1.9629	173	1

Berdasarkan hasil analisis, didapat jumlah tiang terbanyak berjumlah 4 buah. Dengan formasi penempatan seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 4. 51 *Pile Cap* Tipe 3 (P3)



Gambar 4. 52 *Pile Cap* Tipe 4 (P4)

4.6.5 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

Perhitungan jumlah tiang perlu dilakukan, karena daya dukung kelompok tiang bukan berarti daya dukung satu tiang dikali dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (group action). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh group action ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse- Labbarre dari Uniform Building Code AASHTO adalah :

$$Eg = 1 - \theta \cdot \frac{n - 1 \cdot m + m - 1 \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

Dimana :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

θ = Arg tg.(D/s) (°)

D = Ukuran penampang tiang

s = Jarak antar tiang (as-as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang dalam 1 baris

Berikut data daya dukung tiang dan gaya dalam pondasi TIPE P4 dengan nilai P_u maksimal yang sudah diperoleh dari data awal

Q_{all} = 173 ton

P_u = 531,12 ton

1. Perhitungan Jumlah Tiang

$N_t = P_u / Q_{all} = 531,12 / 173 = 3,07 \sim 4$ Tiang

2. Efisiensi Tiang

S = 1,2 m

m = 4

n = 2

$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{b}{s} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,5}{1,2} \right) = 22,61$

$E_g = 1 - \theta \times \left(\frac{(m-1)n + (n-1)m}{90 mn} \right)$
 $= 1 - 22,61 \times \left(\frac{(3)^2 + (1)^4}{90 \times 2 \times 4} \right) = 0,805$

3. Daya Dukung Tiang Group

$P_n = E_g \times n \times Q_{all}$

$= 0,805 \times 4 \times 173$



= 557 ton

$P_n > P_u$

557 ton > 531,12 ton (OK)

Tabel 4. 34 Efisiensi Tiang Pancang

Join	Pu Kolom (ton)	Pu Izin	Jumlah Tiang	Eg	Pn	Pn>Pu
130	429.1129	173	3	0.82689	429.265	ok
132	458.4978	173	4	0.805946	557.8562	ok
134	458.053	173	4	0.805946	557.8562	ok
136	438.7052	173	4	0.805946	557.8562	ok
31	284.5773	173	2	0.868779	300.6738	ok
32	356.7108	173	3	0.82689	429.265	ok
33	529.5811	173	4	0.805946	557.8562	ok
34	523.9027	173	4	0.805946	557.8562	ok
35	531.1208	173	4	0.805946	557.8562	ok
36	336.9145	173	3	0.82689	429.265	ok
37	201.8912	173	2	0.868779	300.6738	ok
38	198.7451	173	2	0.868779	300.6738	ok
39	228.6742	173	2	0.868779	300.6738	ok
40	310.9803	173	3	0.82689	429.265	ok
41	17.1089	173	1	0.994444	172.0826	ok
42	17.1089	173	1	0.994444	172.0826	ok
43	17.1089	173	1	0.994444	172.0826	ok
44	17.1089	173	1	0.994444	172.0826	ok
45	17.1089	173	1	0.994444	172.0826	ok
46	142.7345	173	1	0.994444	172.0826	ok
47	241.5834	173	2	0.868779	300.6738	ok
48	234.8018	173	2	0.868779	300.6738	ok
49	235.6501	173	2	0.868779	300.6738	ok
50	189.8158	173	2	0.868779	300.6738	ok
51	149.5434	173	1	0.994444	172.0826	ok

52	235.9373	173	2	0.868779	300.6738	ok
53	352.6734	173	3	0.82689	429.265	ok
54	114.2033	173	1	0.994444	172.0826	ok
93	1.9629	173	1	0.994444	172.0826	ok

4. Konfigurasi Pondasi dan Pmax

Jarak antar tiang ($S = 0,6 \sim 2 \text{ m}$)

Diambil nilai $S = 1200 \text{ mm}$

Jarak tepi ke tiang ($S \leq 1,25b$)

$$1,25b = 1,25 \times 500 \leq 625 \text{ mm}$$

Diambil nilai $S_2 = 300 \text{ mm}$

5. Konfigurasi Pondasi P4

$$S_x = 1,8 \text{ m}$$

$$S_y = 1,8 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = S_x^2 + S_x^2 = 1,8^2 + 1,8^2 = 3,536 \text{ m}$$

$$\Sigma Y^2 = S_y^2 + S_y^2 = 1,8^2 + 1,8^2 = 3,536 \text{ m}$$

6. Beban maksimal yang diterima 1 tiang

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{P_u}{n t} + \frac{M_y \times S_x}{n \times \Sigma x^2} + \frac{M_x \times S_y}{m \times \Sigma y^2} \\
 &= \frac{531,12}{4} + \frac{2,446 \times 1,8}{2 \times 3,536} + \frac{0,587 \times 1,8}{4 \times 3,536} \\
 &= 133,47 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$P_{\max} < e_g \times Q_{all}$$

$$133,47 \text{ ton} < 0,805 \times 173$$

$133,47 \text{ ton} < 139,46 \text{ ton} \rightarrow (\text{OK})$ sehingga pondasi tiang pancang dapat menahan beban yang terjadi

.

Dimana : P_{maks} = Beban maksimal tiang

P_u = Gaya aksial

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{maks} = Jarak tiang arah sumbu x

Y_{maks} = Jarak tiang arah sumbu y

ΣX^2 = Jumlah kuadrat X

ΣY^2 = Jumlah kuadrat Y

n_x = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n = Jumlah tiang

4.6.6 Penurunan Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan penurunan tiang pancang dibagi menjadi 3 faktor. Faktor-faktor tersebut yaitu penurunan akibat deformasi aksial, penurunan akibat beban pada ujung tiang, dan penurunan akibat beban sepanjang tiang. Perhitungannya menggunakan persamaan berikut.

1. Data perhitungan

Daya dukung ujung tiang (Q_b) = 4704000 N

Daya dukung selimut tiang (Q_s) = 487320 N

Distribusi gesekan (α) = 0,05

Lebar tiang (D) = 500 mm

Luas penampang (A_b) = 250000 mm²

Daya dukung batas (q_b) = 4704000/250000 = 18,816 N/mm²

Keliling tiang (P) = 2000 mm

Panjang tiang (L) = 16000 mm

Modulus elastisitas tiang (E_p) = 25742,96 MPa

Koefisien empiris (C_p) = 0,02

Modulus elastisitas tanah (E_s) = 42000 kN/m² = 42 N/mm²

Angka poisson (μ) = 0,5

B (Lebar kelompok tiang) = 1000 *asumsi*

2. Penurunan akibat deformasi aksial

Perhitungan:

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{(Qb+a \times Qs)L}{Ab \times Eb} \\ &= \frac{(4704000+0,05 \times 487320)16000}{250000 \times 25742,96} \\ &= 11,755 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Penurunan akibat beban pada ujung tiang

Perhitungan:

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{Cp \times Qb}{D \times qb} \\ &= \frac{0,02 \times 4704000}{500 \times 18,81} \\ &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

4. Penurunan akibat beban pada ujung tiang

$$\begin{aligned} l_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\ &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{16000}{500}} \\ &= 3,979 \\ S_{ps} &= \frac{Qb}{P \times L} \times \frac{D}{Es} \times (1 - \mu^2) \times l_{ws} \\ &= \frac{4704000}{2000 \times 16000} \times \frac{500}{42} \times (1 - 0,25) \times 3,979 \\ &= 5,22 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Penurunan Total

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_p + S_{ps} \\ S &= 11,755 + 10 + 5,22 \\ S &= 26,975 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.6.7 Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan tiang kelompok dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$= 26,975 \sqrt{\frac{1000}{500}}$$

$$= 38,148 \text{ mm}$$

4.6.8 Batas Penurunan Pondasi

Batas penurunan pondasi yang diizinkan dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$S_{izin} = 10\% \times D$$

$$= 10\% \times 500$$

$$= 50 \text{ mm}$$

$$S_{total} \leq S_{izin}$$

$$38,148 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

4.7. Perencanaan *Pile Cap*

1. Penentuan Tebal *Pile Cap*

Data perhitungan untuk penentuan tebal pile cap P4:

$$P_u = 531,13 \text{ ton}$$

$$\text{Panjang Pile arah } x = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Pile arah } y = 2000 \text{ mm}$$

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

$$c_1 = 1200 \text{ mm}$$

$$c_2 = 1200 \text{ mm}$$

$$P = 75 \text{ mm}$$

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

$$d = h - p - 0,5d_b = 914 \text{ mm}$$

$$\beta_c = 2$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (Beton normal)}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$as = 40 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$S2 = 500 \text{ mm}$$

$$V_{ueff} = (P_u/A) \times A_{eff}$$

$$= (531,13/(2 \times 2)) \times (2^2 - 0,6 + 0,941)$$

$$= 326,62 \text{ ton}$$

1. Geser Dua Arah

$$b_o = 4(c + d)$$

$$= 4 \times (1200 + 914)$$

$$= 8456 \text{ mm}$$

Nilai kuat geser pons dua arah:

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{2}\right) \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 8456 \times 914$$

$$= 14392979,8 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 914}{8456} + 2\right) \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 8456 \times 914$$

$$= 7423560 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,33 \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 8456 \times 914 = 13969656,8 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai tersebut dipilih yang terkecil, sehingga:

$$V_n = 7423560 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 7423560$$

$$\phi V_n = 5567670 \text{ N} \sim \phi V_n = 556,767 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u \text{ eff}$$

$$556,767 \text{ ton} > 326,62 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

2. Geser Satu Arah

$$\phi V_c = 0,75 \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 8456 \times 914$$

$$= 6297716 \text{ N}$$

$$V_u = (P_u/A) \times A_{\text{eff}}$$

$$= (531,13/4) \times 2 \times 0,914$$

$$= 242,72 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$629,7 \text{ ton} > 242,71 \text{ ton (OK)}$$

Berdasarkan kedua perhitungan kuat geser tersebut, pile cap tersebut kuat menahan beban yang bekerja. Sehingga dapat direncanakan tebal pile cap sebesar 1000 mm.

2 Perhitungan Tulangan Pile Cap

Perhitungan tulangan pada pile cap P4:

Data perhitungan:

V_u berdasarkan analisis sebelumnya diambil sebesar 326,628 ton

$$M_u = \frac{P_u \times b \times L^2}{2}$$

$$= \frac{132,827 \times 2 \times 0,7^2}{2} = 65,085 \text{ tonm} = 650,85 \text{ kNm}$$

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

$$= 65,085 \times 10^6 / (0,85 \times 2000 \times 914^2) = 0,0432$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f'c}} \right] = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0432}{0,85 \times 30}} \right] = 0,000216$$

dengan $\rho \text{ min} = 1,4/f_y = 0,0035$

maka dipakai $\rho \text{ min} = 0,0035$

sehingga As perlu

$$\text{As perlu} = 0,0035 \times d \times B$$

$= 0,0035 \times 941 \times 2000 = 6587 \text{ mm}^2$ dengan diameter D22 maka digunakan jumlah tulangan sebanyak 18 buah. Dengan jarak 200 mm dengan konfigurasi D22-200



USM