

## BAB IV

### PERHITUNGAN STRUKTUR

#### 4.1 Pembebanan dan Pradimensi Struktur

##### 4.1.1 Pembebanan Struktur

Kombinasi Pembebanan Struktur 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 <sup>2</sup> )	(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 komponen struktur pada perencanaan struktur gedung ini memiliki tujuan untuk menentukan dimensi rencana minimum yang akan digunakan pada komponen struktur. Dimensi rencana yang digunakan pada perhitungan mengacu pada SNI:2847-2019. Pradimensi komponen struktur yang akan dihitung meliputi balok dan pelat lantai.

#### 4.1.2.1 Pradimensi Struktur Portal

##### Menentukan Syarat-syarat Batas dan Panjang Bentang

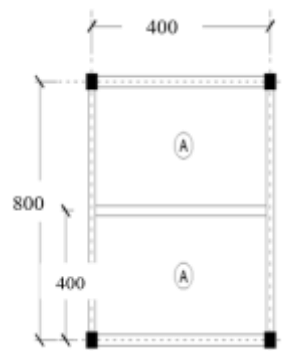
Penentuan dimensi balok mengacu pada SNI:2847-2019 pada pasal 9.3.1.1 pada tabel 9.3.1.1. Pada tabel tersebut dijelaskan tentang tinggi minimum (H) balok berdasarkan kondisi perletakan balok. Sedangkan lebar balok digunakan nilai  $B = (1/2 \sim 2/3) H$ . Hasil perhitungan untuk dimensi rencana balok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

**Tabel 4. 2 Pradimensi Balok**

Notasi	Bentang ( <i>l</i> ) (mm)	Kondisi Perletakan	Syarat $H_{min}$	$H_{min}$	H digunakan	B digunakan
B1A	5500	Menerus dua sisi	$l/21$	261,91	700	400
B1B	4000	Menerus satu sisi	$l/18,5$	216,22	700	400
B2A	8000	Menerus satu sisi	$l/18,5$	432,43	800	400
B2B	3600	Menerus satu sisi	$l/18,5$	194,59	800	400
BA1	4000	Menerus dua sisi	$l/21$	190,48	500	300
BA2	2000	Sederhana	$l/16$	125	300	200
BL	4000	Sederhana	$l/16$	250	400	200

#### 4.1.2.2 Pradimensi Pelat Lantai

Penentuan tebal rencana pelat lantai dilakukan berdasarkan kondisi satu modul pelat. Ilustrasi kondisi pelat seperti gambar 4.1



**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

**1. Penulangan Pelat model I – 4**

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

**2. Penulangan Pelat model I – 2**

Pelat B  $L_x = 550$  cm,  $L_y = 410$  cm

Perencanaan pelat dalam menentukan tebal diambil dari bentang pelat yang lebih pendek ( $l_x$ ) dari luasan pelat terbesar. Pada lantai 1 sampai 5 memiliki 1 tipe 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

B1 400 x 700,  $b=400$   $h=700$   $L=4000$

$$\alpha f_1 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 700^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 0,025$$

B1 400 x 700, b=400 h=700 L=4000

$$\alpha f_2 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 700^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 0,025$$

B2 400 x 800, b=400 h=800 L=8000

$$\alpha f_3 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 800^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 8000 \cdot 120^3} = 2,37$$

BA1 300 x 500, b=300 h=500 L=4000

$$\alpha f_4 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 500^3}{4700 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1}{12} \cdot 4000 \cdot 120^3} = 1,85$$

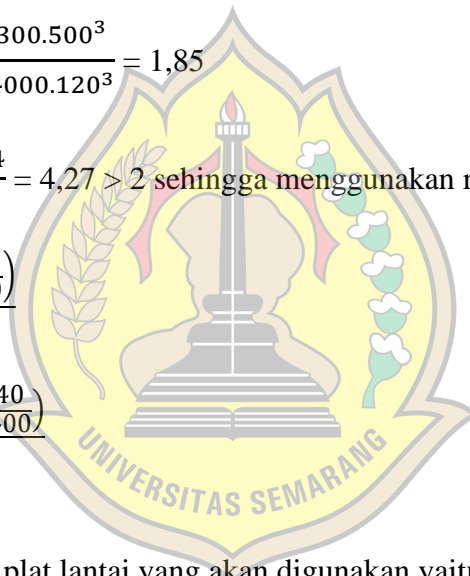
$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha f_1 + \alpha f_2 + \alpha f_3 + \alpha f_4}{3} = 4,27 > 2 \text{ sehingga menggunakan rumus}$$

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

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

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

( Maka tebal plat lantai yang akan digunakan yaitu 13 cm )



USM

## 4.2 Perhitungan Atap

### 4.2.1 Tinjauan Umum

Pada zaman sekarang berbagai macam bentuk konstruksi atap yang dipakai pada bangunan gedung antara lain: plat beton, kuda-kuda, konstruksi kabel, konstruksi sheel. Pada perencanaan struktur gedung ini menggunakan kuda-kuda dari baja mutu BJ 37 dengan profil single beam IWF dan gording yang terbuat dari baja mutu BJ 37 (  $F_y = 240 \text{ MPa}$ ,  $F_u = 370 \text{ MPa}$  ) dengan profil CNP sebagai pendukung atap dari bahan galvalum. Perencanaan konstruksi atap ini berdasarkan atas beban-beban yang bekerja yang terdiri dari :

A. Beban mati, antara lain:

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

B. Beban hidup, antara lain: beban pekerja yang berupa beban terpusat dari seorang pekerja dan peralatannya yang besarnya minimum 100 kg (Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, 1987 pasal 2.1.2.2.1)

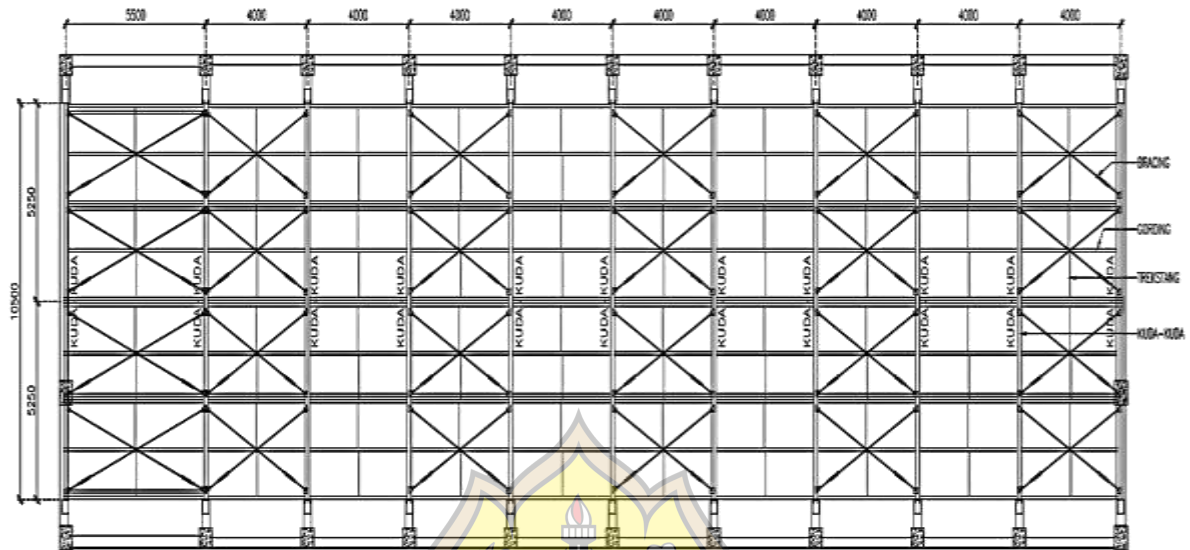
C. Beban angin, antara lain: beban angin tekan dan angin hisap yang arahnya tegak lurus terhadap bidang atap dan beban yang diterima sesuai dengan ketentuan yang berlaku, yaitu:

1. Tekanan angin tiup yang besarnya diambil minimal 40 kg/m<sup>2</sup> 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:
3.  $(0,02\alpha - 0,4)$  untuk angin tekan
4. 0,4 untuk angin hisap



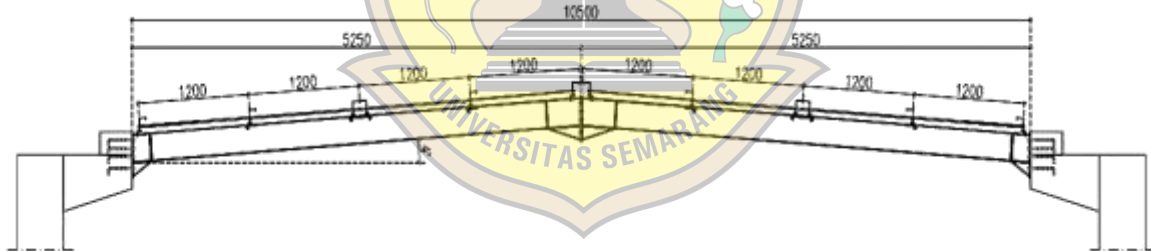
USM

#### 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 (kuda-kuda utama)

Data rangka atap:

- a. Bentang kuda – kuda = 10,50m
- b. Jarak kuda – kuda = 4,00m
- c. Kemiringan atap = 4°
- d. Jarak gording = 1,20 m

- e. Tinggi kuda - kuda = 0,89m
- f. Mutu baja = BJ 37
- g. Modulus elastisitas baja = 200000 MPa
- h. Beban angin = 40 kg/m<sup>2</sup>
- i. Berat penutup atap (galvalum) = 12 kg/m<sup>2</sup>
- j. 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		cm <sup>2</sup>	in <sup>2</sup>	Kg/m	Kg/ft	Lb/ft
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in					
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 <sup>4</sup>	In <sup>4</sup>	Cm <sup>4</sup>	In <sup>4</sup>	cm	in	cm	in	Cm <sup>3</sup>	In <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	In <sup>3</sup>
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 :

- a. Berat penutup atap = 12 kg/m<sup>2</sup>
- b. Berat trackstang = 10% dari berat gording
- c. Beban angin = 40 kg/m<sup>2</sup>
- d. Berat hidup (pekerja) = 100 kg
- e. Berat penggantung & plafond = 18 kg/m<sup>2</sup>

Data mekanis baja struktural untuk perencanaan di tetapkan sebagai berikut:



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

(SNI 03 – 1729 – 2002, hal 9)

- Mutu Baja = BJ 37
- Tegangan Leleh ( $f_y$ ) = 240 Mpa
- Tegangan Ultimit ( $f_u$ ) = 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. Analisa Pembebanan

### a. Beban Mati

- Berat penutup atap (Galvalum) 12 X 1,2 = 14,4 kg/m
- Berat sendiri gording = 6,13 kg/m
- Berat alat sambung 10% X 6,13 = 0,613 kg/m

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

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

### b. Beban Hidup

$$\text{– Pekerja (P)} = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{– Beban hujan } 40 - 0,8 \cdot 4 \cdot 1,2 = 36,16 \text{ kg/m}^2$$

### c. Beban Angin

$$\begin{aligned} \text{– Angin Tekan (Wt)} &= 0,02 \cdot \alpha - 0,4 \cdot q_a \cdot 1,2 \\ &= 0,02 \cdot 4 - 0,4 \cdot 40 \cdot 1,2 \\ &= 15,36 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

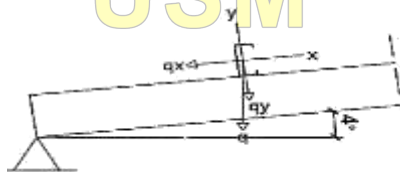
$$\begin{aligned} \text{– Angin Hisab (Wh)} &= -0,4 \cdot q_a \cdot 1,2 \\ &= -0,4 \cdot 40 \cdot 1,2 \\ &= 19,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## 2. Analisis Momen

### a. Beban Mati



USM

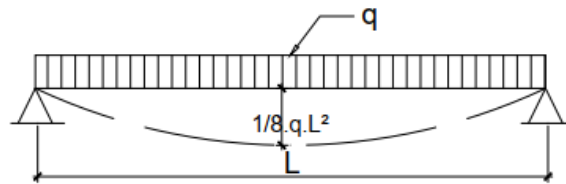


**Gambar 4. 4 Uraian beban mati**

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

$$q_x = q \cdot \sin a = 21,143 \cdot \sin 4 = 8,27 \text{ kg/m}$$

$$q_y = q \cdot \cos a = 21,143 \cdot \cos 4 = 9,49 \text{ kg/m}$$



**Gambar 4. 5** Ekuivalen beban mati merata

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot qy \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 9,49 \cdot 4^2 = 18,98 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot qx \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 8,27 \cdot 4^2 = 16,54 \text{ kg.m}$$

**b. Beban Hidup**

**Beban Pekerja**

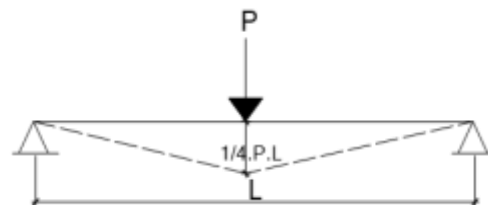


**Gambar 4. 6** Uraian beban hidup

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

$$P_x = P \cdot \sin a = 100 \cdot \sin 4 = 37.543 \text{ kg}$$

$$P_y = P \cdot \cos a = 100 \cdot \cos 4 = 43.080 \text{ kg}$$



**Gambar 4. 7** Ekuivalen beban hidup pekerja

$$M_x = \frac{1}{4} \cdot P_y \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 43080 \cdot 4 = 43,080 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{1}{4} \cdot P_x \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 37543 \cdot 4 = 37,543 \text{ kg.m}$$

**Beban Hujan**

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

$$qax = qa \cdot \sin a = 36,16 \cdot \sin 4 = 13,57 \text{ kg/m}$$

$$qay = qa \cdot \cos a = 36,16 \cdot \cos 4 = 15,578 \text{ kg/m}$$

$$Mx = \frac{1}{4} \cdot qay \cdot L^2 = \frac{1}{4} \cdot 15,578 \cdot 4^2 = 62,31 \text{ kg.m}$$

$$My = \frac{1}{4} \cdot qax \cdot L^2 = \frac{1}{4} \cdot 13,57 \cdot 4^2 = 54,28 \text{ kg.m}$$

c. **Beban Angin****Angin Tekan**

$$qWt = 15,36 \text{ kg/m}$$

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

$$qWy = qWt = 15,36 \text{ kg/m}$$

$$Mx = \frac{1}{8} \cdot qWy \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 15,36 \cdot 4^2 = 30,72 \text{ kg.m}$$

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

**Angin Hisab**

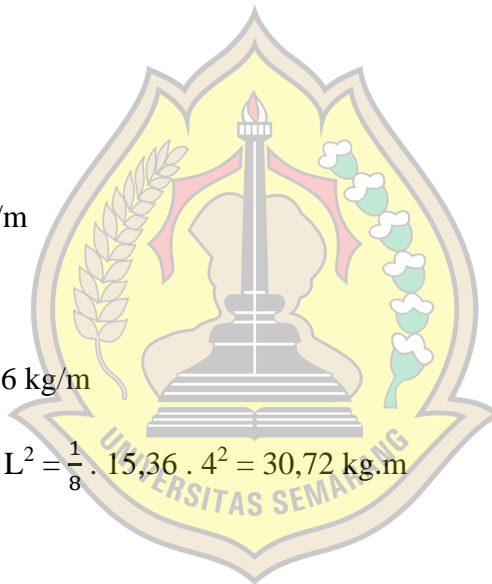
$$qWh = -19,2 \text{ kg/m}$$

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

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

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

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



**USM**

### 3. Tabel Perhitungan Momen

**Tabel 4. 5 Hasil perhitungan momen**

Momen	Beban Mati (kg.m)	Beban Hidup (kg.m)		Beban Angin (W) (kg.m)	
		Pekerja (L)	Hujan (H)	Tekan	Hisap
Mx	18,98	43,08	62,31	30,72	38,4
My	16,54	37,543	54,28	-	-

### 4. Kombinasi Pembebanan

#### Mux

– 1,4. D

$$1,4 \cdot 18,98 = 26,572 \text{ kg.m}$$

– 1,2. D + 1,6. L + 0,5. H

$$1,2 \cdot 18,98 + 1,6 \cdot 43,08 + 0,5 \cdot 62,31 = 122,763 \text{ kg.m}$$

– 1,2. D + 1,6. H + 0,5. W

$$1,2 \cdot 18,98 + 1,6 \cdot 62,31 + 0,5 \cdot 30,72 = 137,832 \text{ kg.m}$$

– 1,2. D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5. H

$$1,2 \cdot 18,98 + 1,0 \cdot 30,72 + 1,0 \cdot 43,08 + 0,5 \cdot 62,31 = 127,731 \text{ kg.m}$$

**Dipakai Mux yang terbesar 137,832 kg.m**

#### Muy

– 1,4. D = 1,4. 16,54 = 23,156 kg/m

– 1,2. D + 1,6. L + 0,5. H

$$1,2 \cdot 16,54 + 1,6 \cdot 37,543 + 0,5 \cdot 54,28 = 107,057 \text{ kg.m}$$

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

$$1,2.16,54 + 1,6.54,28 + 0,5.0 = 106,696 \text{ kg.m}$$

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

$$1,2.16,54 + 1,0.0 + 1,0.37,543 + 0,5.54,28 = 84,531 \text{ kg.m}$$

Dipakai *Muy* yang terbesar **107,057 kg.m**

### 5. Kontrol terhadap tegangan

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

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

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

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

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

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

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

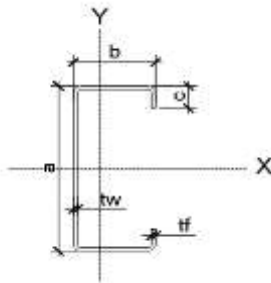
$$w = 6,13 \text{ kg/m}$$

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

$$\mu = 0,3$$

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





Gambar 4. 8 Penampang profil CNP

**a. Cek kelangsingan elemen**

Klasifikasi penampang sayap gording ( $\lambda$ ) 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 ( $\lambda$ ) 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

$$\begin{aligned} M_{n_x} &= Z_x \cdot f_y \\ &= 29,0 \cdot 2400 \\ &= 69600 \text{ kg/cm} = 696 \text{ kg/m} > 137,832 \dots \dots \dots \text{OKE} \end{aligned}$$

### Kapasitas Tahanan Momen Badan

$$\begin{aligned} M_{n_y} &= Z_y \cdot f_y \\ &= 8,02 \cdot 2400 \\ &= 19248 \text{ kg/cm} = 192,48 \text{ kg/m} > 107,057 \dots \dots \dots \text{OKE} \end{aligned}$$

## d. 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

$$f_x = \frac{5 \cdot M D x \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 18,98 \cdot 10^2 \cdot 400^2}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 26,6} = 0,394 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot M D y \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 16,54 \cdot 10^2 \cdot 400^2}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 181} = 0,152 \text{ cm}$$

#### 2. Akibat beban hidup

$$f_x = \frac{P_x \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{43,080 \cdot 400^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 26,6} = 0,296 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{P_y \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{37,543 \cdot 400^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 181} = 0,138 \text{ cm}$$





### 3. Akibat beban angin

$$f_x = \frac{5.M_x.l^2}{48.E.I_y} = \frac{5.7,68.10^2.400^2}{48.2.10^6.26,6} = 0,241 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5.M_y.l^2}{48.E.I_x} = \frac{5.0.10^2.400^2}{48.2.10^6.332} = 0 \text{ cm}$$

### 4. Lendutan kombinasi

$$f_x \text{ total} = 0,394 + 0,296 + 0,241 = 0,831 \text{ cm}$$

$$f_y \text{ total} = 0,152 + 0,138 + 0 = 0,29 \text{ cm}$$

#### Syarat lendutan

$$(f \text{ ijin} = \frac{400}{360} = \frac{400}{360} = 1,111 \text{ cm})$$

$$> (f \text{ yang timbul} = \sqrt{0,813^2 + 0,29^2} = 0,863 \text{ cm})$$

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

Batang tarik (Treckstang) berfungsi untuk mengurangi lendutan gording sekaligus untuk mengurangi tegangan lendutan yang timbul. Beban beban yang dipikul oleh trackstang yaitu beban-beban yang sejajar bidang atap, maka gaya yang bekerja adalah gaya tarik. Treckstang yang akan dipakai sebanyak 1 (satu) buah tepat pada tengah bentang gording. Dimana, diketahui data treckstang adalah sebagai berikut :

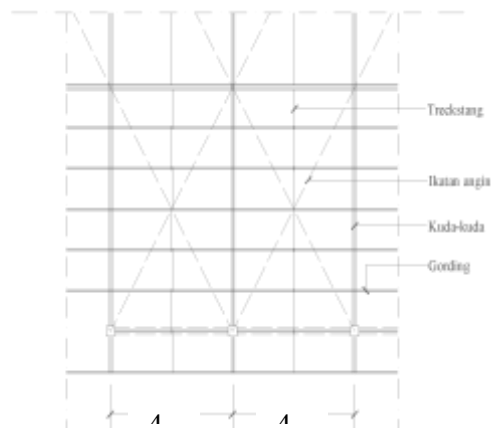
$$\text{Beban merata terfaktor pada gording (qx)} = 8,27 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban terpusat teraktor pada gording (Px)} = 100 \text{ kg}$$

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

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

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



**Gambar 4. 9 Perletakan Treckstang**

Sumber : Data Pribadi, 2022

1. Pembebanan Treckstang

$$\begin{aligned}
 P \text{ total} &= (q_x \cdot L_x) + P_x \\
 &= (8,27 \text{ kg/m} \cdot 2,00 \text{ m}) + 100 \text{ kg} \\
 &= 116,54 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. Dimensi Treckstang

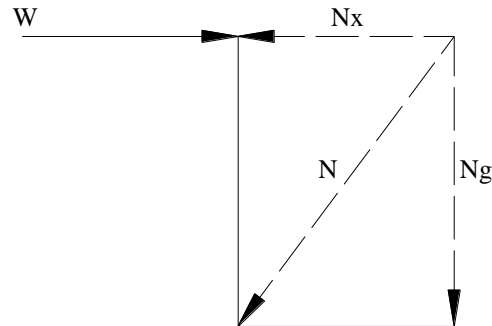
$$\begin{aligned}
 F_n &= \frac{P \text{ total}}{\sigma} = \frac{116,54 \text{ kg}}{1600} = 0,072 \text{ cm}^2 \\
 F_{br} &= 125 \% \cdot F_n = 1,25 \cdot 0,072 = 0,091 \text{ cm}^2 \\
 F_{br} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2, \text{ dimana : } \\
 d &= \sqrt{\frac{4 \cdot F_{br}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,091}{3,14}} = 0,34 \text{ cm} \\
 F_{br} &= 0,091 \text{ cm} \rightarrow 0,91 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka batang tarik yang dipakai adalah  $\varnothing 10 \text{ mm}$

#### 4.2.5 Perhitungan Ikatan Angin

Ikatan angin yang bekerja menahan gaya normal atau gaya axial tarik saja. Cara kerjanya kalau yang satu bekerjanya sebagai batang Tarik, maka yang lainnya tidak menahan apa –apa.

Sebaliknya kalau arah anginnya berubah, maka secara berganti – ganti batang tersebut bekerja sebagai batang Tarik.



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

$$\text{Tg}\beta = \frac{12,31}{4} = 3,077 \rightarrow \beta = \text{arc tg. } 3,077 = 71,996^\circ$$

$$\text{Beban Angin} = -7,68 \text{ kg/m}^2$$

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

$$= 7,68 \times 12,31$$

$$= 94,54 \text{ kg}$$

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

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

$$\rightarrow N = \frac{P}{\cos \beta} = \frac{94,54}{\cos 71,996^\circ} = 304,96 \text{ kg}$$

$$F_n = \frac{N}{\sigma} = \frac{304,96}{1600} = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = 125 \% \cdot F_n = 1,25 \cdot 0,19 = 0,238 \text{ cm}^2$$

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

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{br}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,238}{3,14}} = 0,55 \text{ cm}$$

$$F_{br} = 0,55 \text{ cm} \rightarrow 5,5 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka batang tarik yang dipakai adalah  $\varnothing 10 \text{ mm}$

#### 4.2.6 Perencanaan Rangka Atap Kuda-kuda

- a. Jarak gording = 1,2 m
- b. Bentang kuda-kuda = 4 m
- c. Tinggi kuda-kuda = 0,89 m
- d. Sudut kemiringan =  $4^\circ$

Pembebanan kuda-kuda

##### 1. Beban Mati

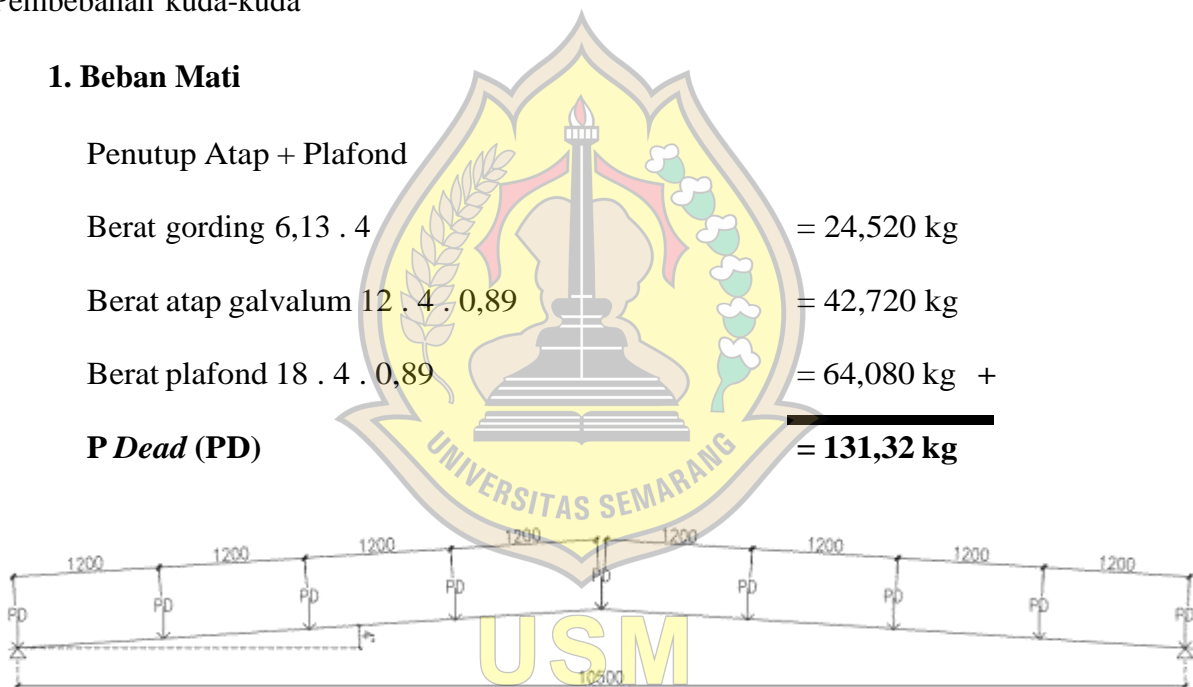
Penutup Atap + Plafond

Berat gording  $6,13 \cdot 4 = 24,520 \text{ kg}$

Berat atap galvalum  $12 \cdot 4 \cdot 0,89 = 42,720 \text{ kg}$

Berat plafond  $18 \cdot 4 \cdot 0,89 = 64,080 \text{ kg} +$

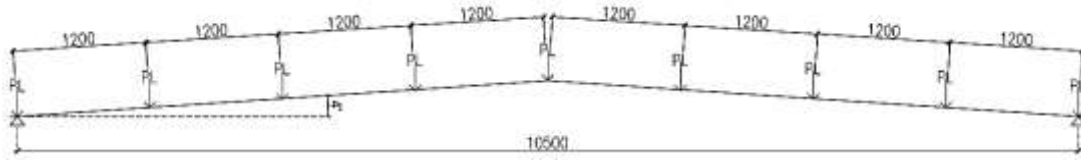
**P Dead (PD) = 131,32 kg**



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***

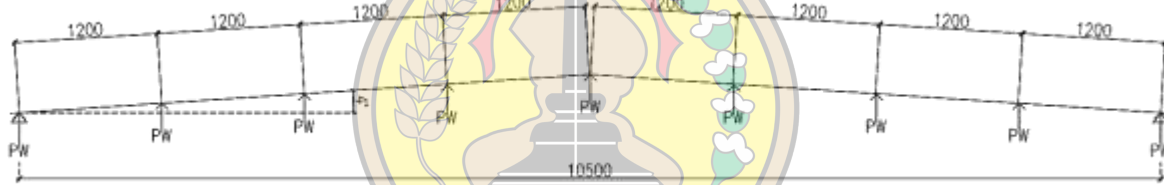
### 3. Beban Angin

Angin tekan, P Wind (PW)

$$0,02.4 - 0,4 . 40 . 4.0,89 = 45,568 \text{ kg}$$

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***

Selanjutnya beban P dimasukkan sebagai beban terpusat (*Point Loads*) dalam program SAP2000 sedangkan beban sendiri *single beam IWF* akan dihitung otomatis oleh komputer dengan memasukkan faktor pengali 1 untuk self weight multiplier pada saat pembebanan (load case)

#### 4.1.5 Analisis Gaya kuda-kuda *Single Beam IWF*

**Data-data untuk perhitungan :**

Kuda-kuda single beam = IWF 250.125.6.9

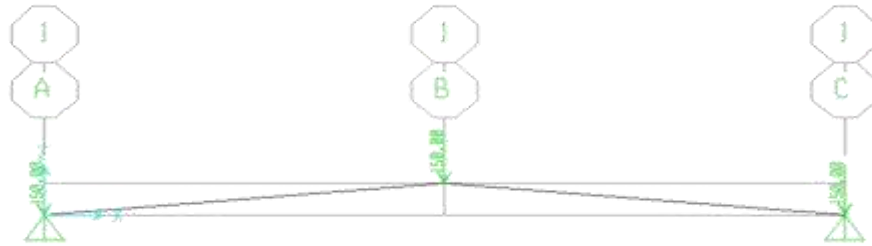
BJ = BJ37 ( $f_y$  240 MPa;  $F_u$  370 MPa)

Modulus elastisitas = 200.000 Mpa

*Poisson*, U = 0,3

Kombinasi

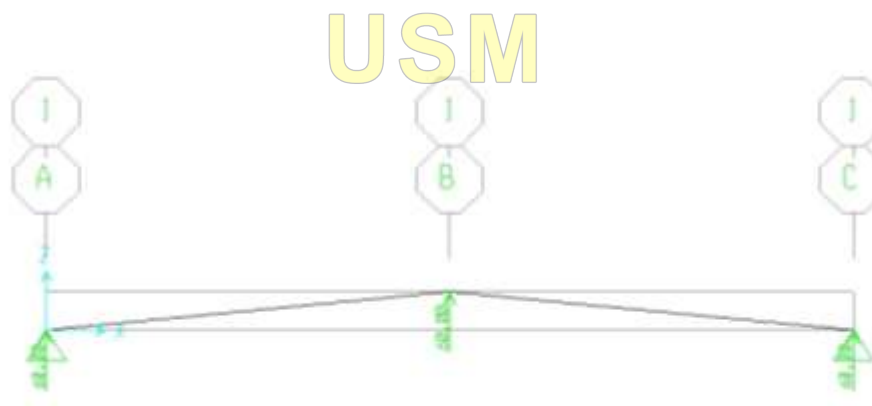
$$= 1,2.DL+1,6LL+0,8W$$



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



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

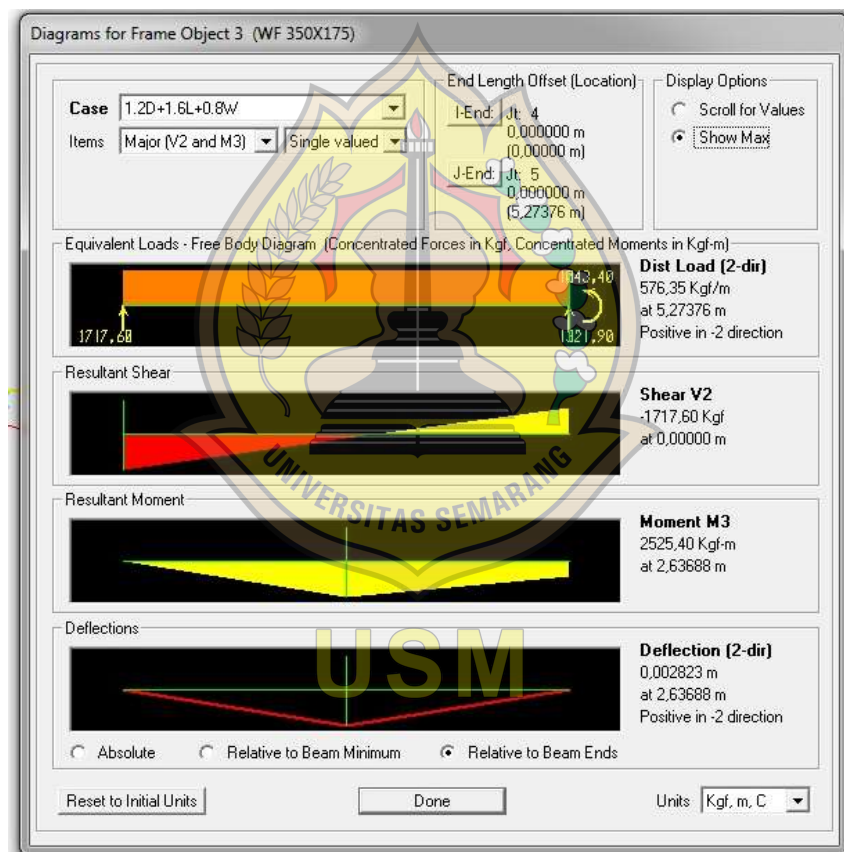


Gambar 4. 15 Beban angin pada SAP2000 kuda-kuda *single beam*

Dari perhitungan SAP2000 didapat gaya-gaya dalam maksimum :



**Gambar 4. 16 Diagram momen kuda-kuda *single beam***



**Gambar 4. 17 Diagram for frame *single beam***

Diasumsikan Profil IWF kompak:

$$M_u = 2525,4 \text{ Kg m}$$

$$M_p = M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{2525,4}{0,4} = 2806 \text{ kgm} = 28060000 \text{ Nmm}$$

$$M_p = Z_x f_y$$

$$Z_{x\text{perlu}} = \frac{M_p}{f_y}$$

$$Z_{x\text{perlu}} = \frac{28060000}{240} = 116920 \text{ mm}^3 = 116,92 \text{ cm}^3$$

Digunakan profil single beam IWF 250.125.6.9 ( $Z_x = 324 \text{ cm}$  ;  $I_{x3} = 4050 \text{ cm}^4$ )

Momen akibat beban sendiri beam terfaktor 1,2 ( $M_{ud}$ ) dari SAP2000 didapat :



**Gambar 4. 18 Diagram for frame moment max combination 1,2D**

$$M_{ud} = 227,29 \text{ Kg m}$$

$$M_u = M_{ud} + M_u = 227,290 + 2525,40 = 2752,690 \text{ kg m}$$

### 1. Kelangsingan Komponen Struktur Kuda-kuda

Berdasarkan SNI 1729 tabel 5.3, didapatkan:

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

Dari data perencanaan:

$$L_x \text{ (panjang sisi miring kuda-kuda)} = 1231 \text{ cm}$$

$$L_y \text{ (Jarak ikatan angin)} = 400 \text{ cm}$$

$$k_c = 1,0 \text{ (jepit – jepit bergoyang)}$$

SNI 1729, Gambar 7.6.1 didapatkan:

Kontrol kelangsingan komponen struktur

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

$$\lambda_x = \frac{Lk_x}{i_x} = \frac{k_c \times L_x}{i_x} = \frac{1 \times 1231}{14,7} = 83,741$$

$$\lambda_y = \frac{Lk_y}{i_y} = \frac{k_c \times L_y}{i_y} = \frac{1 \times 400}{3,95} = 101,265 \rightarrow \text{Menentukan}$$

Maka, parameter kelangsingan komponen struktur:



$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{\lambda}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (\text{SNI 1729 Pasal 7.6.4}) \\ &= \frac{101,265}{3,14} \times \sqrt{\frac{240}{200000}} \\ &= 1,115 \quad (\text{SNI 1729 Pasal 7.6.4})\end{aligned}$$

Sehingga didapatkan koefisien faktor tekuk struktur:

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

- Kontrol Kuat Tekan Kuda – Kuda

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

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

$$P_u < \phi P_n \rightarrow 2525,4 \text{ kg} < 0,85 \times 53864,12 \text{ kg} = 45784,5 \text{ kg} \dots \text{OKE}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{2525,4}{45782,5} = 0,05 < 2 \rightarrow \text{Pakai rumus interaksi } ii$$

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

- Kontrol Interaksi Kuda-Kuda

Kontrol Interaksi Tekan dan Momen Lentur untuk Beban Gravitasi:

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

$$\frac{2525,4}{45782,5} + \left[ \frac{227,29}{0,9 \cdot 2752,9} + \frac{0}{0} \right] \leq 1,0$$

$$0,146 \leq 1,0 \rightarrow \text{OKE!!}$$

- Kontrol Geser

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

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

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

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

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w = 0,6 \cdot 2400 \cdot (25 \cdot 0,6) = 21600 \text{ kg}$$

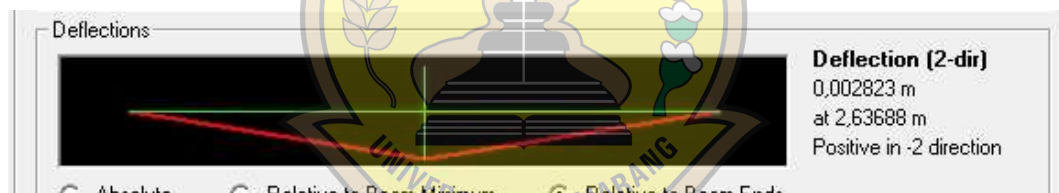
Syarat:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \cdot 21600 = 19440 \text{ kg} \geq V_u = 1312 \text{ kg} \dots \text{Memenuhi}$$

### 3. Periksa terhadap syarat lendutan

Lendutan dari perhitungan SAP2000



Gambar 4. 19 Diagram deflections

USM

Syarat :

$$2,64 \text{ mm} < \frac{L}{300} = \frac{5600}{300} = 18,66 \text{ mm}$$

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

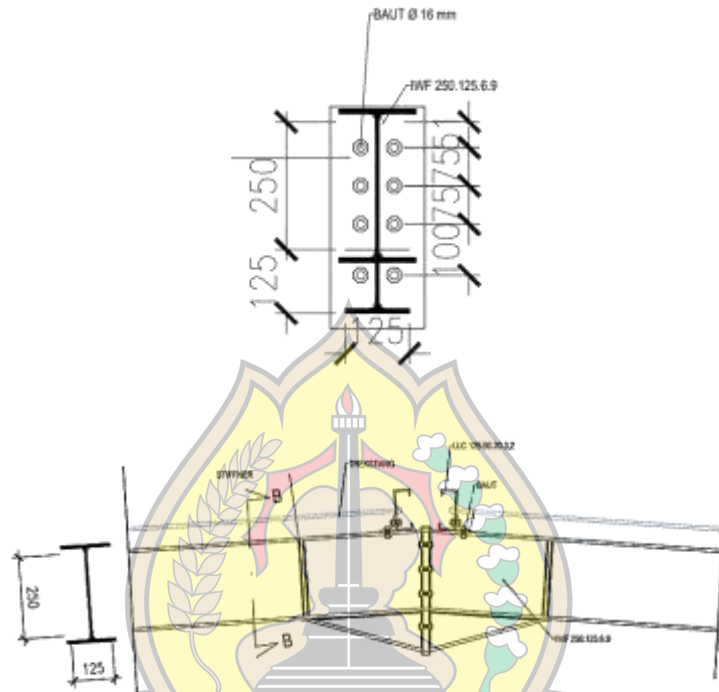
#### 4.2.7 Sambungan Kuda-kuda

##### Sambungan Baut Kuda-kuda IWF single Beam

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

### Analisis Perhitungan

$$M_u = \phi \cdot Z_x \cdot f_y = 0,9 \cdot 102800 \cdot 240 = 22.204.000 \text{ N. mm}$$



Gambar 4. 20 Sambungan baja

Data-data untuk perhitungan :

$f_y$	= 240 MPa
$\phi$	= 0,9
$\gamma_r$	= 1,25 (faktor peningkatan sambungan untuk memenuhi syarat sebagai sambungan rigid flush-end-plate)
$b_p$	= 135 mm
$p_f$	= 51 mm
$p_b$	= 75 mm
$g$	= 58 mm

$$h1 = 201 \text{ mm}$$

$$h2 = 126 \text{ mm}$$

$$db = 16 \text{ mm (diameter baut)}$$

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

$$Pt = 0,25 \cdot \pi \cdot db^2 \cdot fnt = 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 620 = 157770,05 \text{ N} = 157,8 \text{ kN}$$

$$\phi Mnp = \phi \cdot 2 \cdot Pt \cdot \sum_{i=1}^n d1 = 0,75 \cdot 2 \cdot 157770,05 \cdot (201 + 126) = 77.386.209,5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Kekuatan baut mencukupi karena  $\phi Mnp > Mu$

Cek Pelat Ujung

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

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

$$X_0 = \frac{2}{g} \cdot h1 \cdot pf + 0,75 \cdot pb + h2 \cdot s + 0,25 \cdot pb + \frac{g}{2}$$

$$= \frac{2}{58} \cdot 201 \cdot 51 + 0,75 \cdot 75 + 126 \cdot 32,97 + 0,25 \cdot 75 + \frac{58}{2} = 473,365$$

$$Y_p = \frac{bp}{2} \cdot h1 \cdot \frac{1}{pf} + h2 \cdot \frac{1}{s} + X_0$$

$$= \frac{75}{2} \cdot 201 \cdot \frac{1}{51} + 126 \cdot \frac{1}{32,97} + 473,365 = 623,629$$

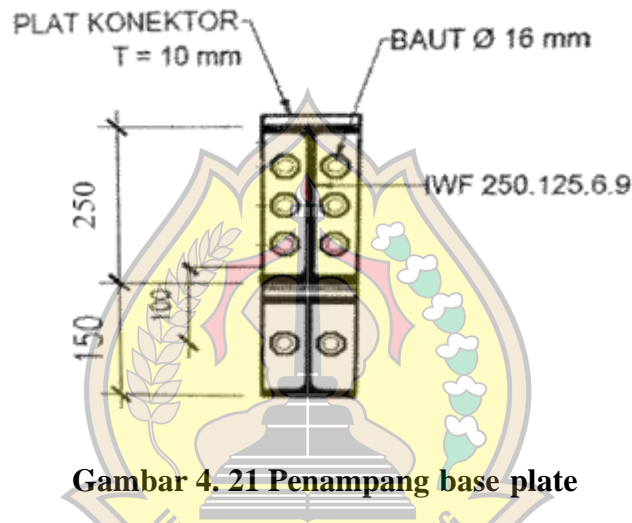
$$Tp \geq \sqrt{\frac{1,111 \cdot \gamma_r \cdot Mu}{\phi \cdot fy \cdot Y_p}}$$

$$Tp \geq \sqrt{1,111 \cdot \frac{1,25 \cdot 22204000}{0,9 \cdot 240 \cdot 623,629}} = 14,35 \text{ mm} \sim 15 \text{ mm}$$

Jadi memakai plat ujung dengan ketebalan 15 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

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

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

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

Keterangan:

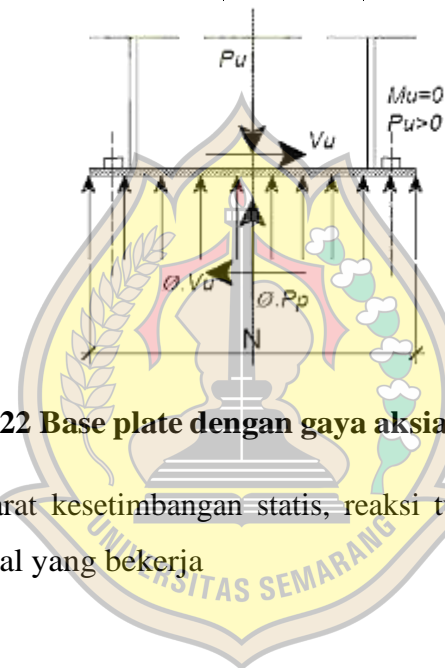
B = Lebar base plate

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 sejaris 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<sup>2</sup>)

$A_2$  = Luas maksimum bagian permukaan beton yang secara geometris sama dengan dan konsentris dengan daerah yang terbebani (mm<sup>2</sup>)

Maka,

$$A_1 = B \cdot N$$

Sehingga,

$$P_u \leq 0,06 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot N \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Data-data untuk perhitungan :

$$P_u = 17,2 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$V_u = 0,31 \text{ kN (SAP2000)}$$

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

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

$$B \times N = 250 \times 125 \text{ mm}$$

$$f_{p \max} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'c = 0,6 \cdot 0,85 \cdot 30 = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P_u}{B \cdot N} < f_{p \max}$$

$$\frac{17100}{225 \cdot 390} < 15,3 \text{ MPa} = 0,285 < 15,3 \text{ MPa}$$

Ukuran Base plate memenuhi syarat !!!

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

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{225 - 0,95 \cdot 225}{2} = 6,25 \text{ mm}$$

$$n = \frac{(B - 0,8 \cdot bf)}{2} = \frac{(125 - 0,8 \cdot 125)}{2} = 12,5 \text{ mm}$$

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

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

$$X = \frac{4 \cdot 250 \cdot 125}{2 + 125^2} \cdot \frac{17200}{918000} = 0,13$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1-x}} = \frac{2\sqrt{0,13}}{1 + \sqrt{1-0,13}} = 0,34$$

$$\lambda n' = \frac{1}{4} \cdot \lambda \cdot \sqrt{d \cdot bf} = \frac{1}{4} \cdot 0,324 \cdot \sqrt{250 \cdot 125} = 14 \text{ mm}$$

$$Mp1 = \frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 55^2 = 378,125 \text{ N.mm/mm}$$

Mencari tebal minimum base Plate

$$T_p = \sqrt{\frac{4 \cdot Mp1}{\phi \cdot F_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 378,125}{0,9 \cdot 240}} = 2,64 \sim 6 \text{ mm}$$

Jadi memakai tebal base plate 9 mm Pemeriksaan angkur terhadap gaya geser dan tarik

Digunakan 4 buah angkur berdiameter 16 mm

$$V_{ub} = \frac{Vu}{n} = \frac{0,24 \cdot 1000}{4} = 60$$

$$\phi \cdot f_v \cdot A_E = 0,75 \cdot 166 \cdot \frac{1}{4} \cdot 10 = 498 > 60 \quad OK$$

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

$$f_t = 407 - 1,9 \cdot f_v < 310$$

$$= 407 - 1,9 \cdot 166 < 310$$

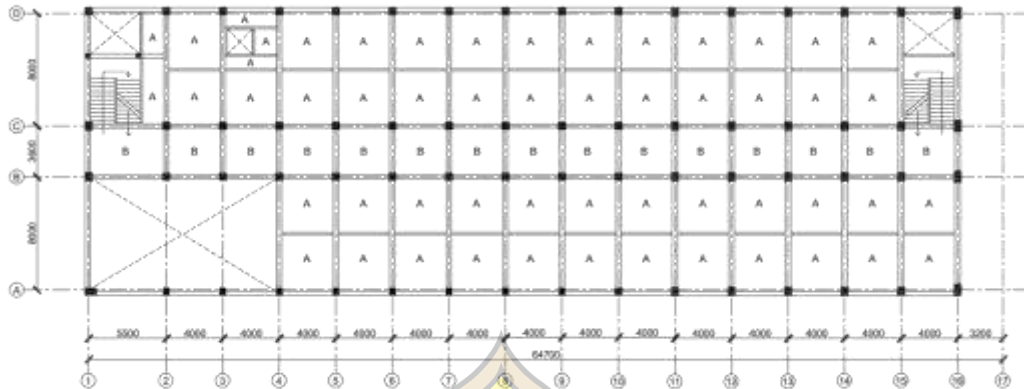
$$= 91,6 < 310 \text{ MPa} \dots OK$$

USM



### 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**

Sumber : Data Pribadi, 2022

#### 4.3.1 Data teknis pelat lantai rencana:

##### Material beton

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

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

$$\text{Modulus elastisitas} = 23.500 \text{ Mpa}$$

$$Ec = 4.700\sqrt{f'c} \rightarrow 4.700\sqrt{25} = 23.500 \text{ Mpa}$$

##### Material tulangan

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

$$\text{Berat per unit volume} = 7.850 \text{ kg/m}^3$$

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

#### 4.3.2 Data beban yang bekerja pada pelat

##### a. Beban mati

$$\text{Berat jenis beton bertulang} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Berat jenis Baja} = 7850 \text{ Kg/m}^3$$

Berat jenis lapisan lantai	= 1800	Kg/m <sup>3</sup>
Penutup lantai	= 24	Kg/m <sup>2</sup>
Tebal lapisan lantai	= 3	cm
Dinding pas. Setengah bata	= 250	Kg/m <sup>2</sup> (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/m<sup>2</sup> (479 kg/m<sup>2</sup>)

( SNI 1727:2013 )

### 4.3.3 Pembebanan Pada Pelat

#### 1. Beban mati (DL)

Berat plat lantai	= 2400 x 0,13	= 312	Kg/m <sup>2</sup>
Berat spesi lantai	= 0,03 x 1800	= 54	Kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai		= 24	Kg/m <sup>2</sup>
Berat plafond		= 18	Kg/m <sup>2</sup>
Total pembebanan (W <sub>D</sub> )		= 408	Kg/m <sup>2</sup>

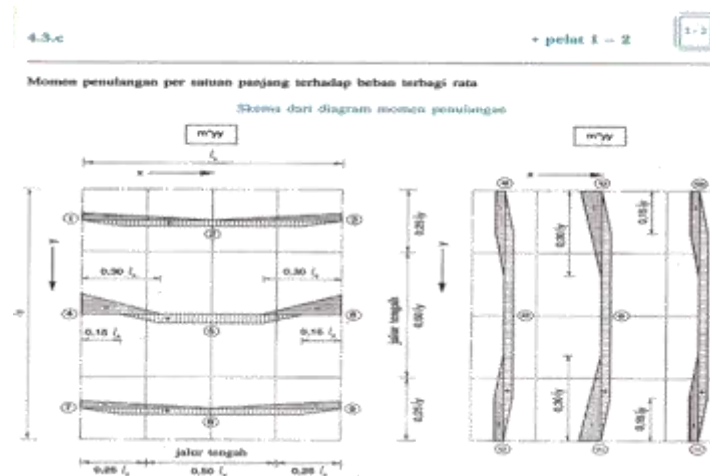
#### 2. Beban hidup (LL)

Beban hidup = 479 Kg/m<sup>2</sup>

#### 3. Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}
 W_U &= 1,2 W_D + 1,6 W_L \\
 &= 1,2 (408) + 1,6 (479) \\
 &= 1256 \quad \text{Kg/m}^2 \quad \rightarrow 12,56 \quad \text{KN/m}^2
 \end{aligned}$$

### 4.3.3 Perhitungan Momen pada Tumpuan dan Lapangan



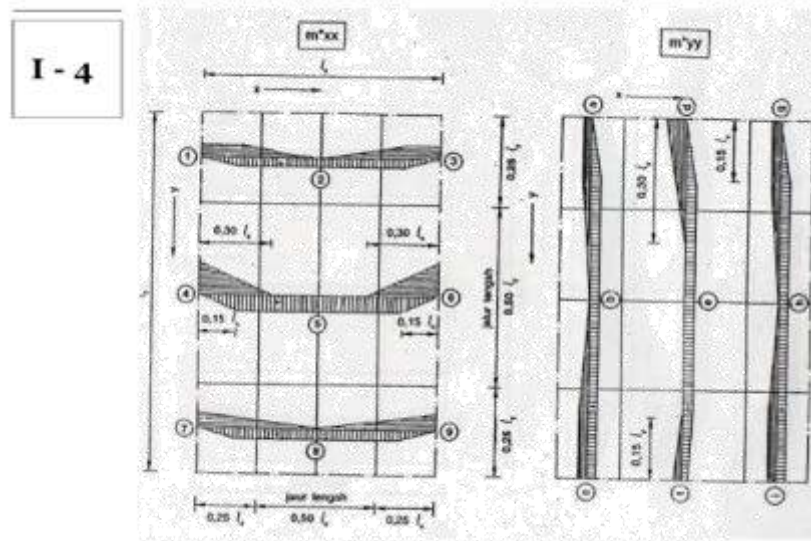
Gambar 4. 24 Skema Penulangan Pelat

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	$M_{xx} = 0,001 W l_x^2 \cdot X$									$M_{yy} = 0,001 W l_x^2 \cdot X$								
	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	+17	-47	21	+10	-15	17	+17
1.2	-19	14	-19	-63	28	-63	-35	22	-35	-15	18	+18	-48	21	+11	-15	18	+18
1.4	-23	15	-23	-70	32	-70	-39	24	-39	-15	18	+18	-48	20	+11	-15	18	+18
1.6	-27	17	-27	-75	35	-75	-43	25	-43	-15	18	+18	-47	20	+11	-15	18	+18
1.8	-31	18	-31	-76	37	-76	-46	25	-46	-15	17	+17	-47	20	+11	-15	17	+17
2	-34	19	-34	-80	39	-80	-48	25	-48	-15	17	+17	-46	20	+11	-15	17	+17
2.5	-41	20	-41	-82	41	-82	-54	27	-54	-15	16	+16	-45	20	+12	-15	16	+16
3	-47	23	-47	-83	42	-83	-58	29	-58	-15	16	+16	-44	20	+13	-15	16	+16

Sumber : buku struktur beton bertulang (Gideon Kusuma)

#### 4.3.4 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**

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

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

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

$$M_{tx} = 0,001 \cdot 12,56 \cdot 4^2 \cdot -53$$

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

**2. Momen Lapangan Lx**

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

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

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

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

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

**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**

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

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

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

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

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



Tabel 4. 8 Momen Pelat

Dimensi		Fungsi	Wu	Ly/Lx	Tipe	koefisien momen penulangan arah x									koefisien momen penulangan arah y									
Lx	Ly		KN/m <sup>2</sup>			(x)									(y)									
						1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i	
360	400	lantai utama	12,56	1,2	B	-19	13	-19	-56	24	-56	-19	13	-19	-15	12	-15	-47	17	-47	-15	12	-15	
					B	$M_x = 0,001 \cdot W_u \cdot (L^2) \cdot L_x$ (Kn.M)									$M_y = 0,001 \cdot W_u \cdot (L^2) \cdot L_y$ (Kn.M)									
							-3,093	2,116	-3,093	-9,116	3,907	-9,116	-3,093	2,116	-3,093	-2,442	1,953	-2,442	-7,651	2,767	-7,651	-2,442	1,953	-2,442
							koefisien momen penulangan arah x									koefisien momen penulangan arah y								
						(x)									(y)									
400	400	lantai utama	12,56	1,00	A	-15	12	-15	-53	22	-53	-30	20	-30	-15	17	-17	-47	21	-10	-15	17	-17	
					A	$M_x = 0,001 \cdot W_u \cdot (L^2) \cdot L_x$ (Kn.M)									$M_y = 0,001 \cdot W_u \cdot (L^2) \cdot L_y$ (Kn.M)									
							-3,014	2,412	-3,014	-10,651	4,421	-10,651	-6,029	4,019	-6,029	-3,014	3,416	-3,416	-9,445	4,220	-2,010	-3,014	3,416	-3,416
							koefisien momen penulangan arah x									koefisien momen penulangan arah y								
						(x)									(y)									

USM

### 4.3.5 Perhitungan Penulangan Pelat

Tebal pelat (h)	= 13 cm	→ 130	mm
Fc	= 25 Mpa	→ 250	kg/cm <sup>2</sup>
Fy	= 240 Mpa	→ 2400	Kg/cm <sup>2</sup>
$\rho_{min}$	= 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 )

$$\text{Diameter tulangan arah x} = \emptyset 12 \rightarrow 12 \text{ mm}$$

Tinggi evektif arah x

$$\begin{aligned} dx &= h - p - \frac{1}{2} \emptyset_{Dx} \\ &= 130 - 20 - \frac{1}{2} 12 \\ &= 104 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan arah y} = \emptyset 102 \rightarrow 12 \text{ mm}$$

Tinggi evektif arah y

$$\begin{aligned} dy &= h - p - \emptyset_{Dy} - \frac{1}{2} \emptyset_{Dy} \\ &= 130 - 20 - 10 - \frac{1}{2} 12 \\ &= 94 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### 4.2.1.1 Tulangan yang dihasilkan

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

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

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

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

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

**Tabel 4. 9 Penentuan  $\rho$  pada Mutu beton  $F_c' 25$** Mutu Beton  $F_c' = 25 \text{ Mpa}$       Faktor Reduksi= 0,8

Mu/bd <sup>2</sup>	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. 10 Diameter Batang dalam mm<sup>2</sup> 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 ( $\Phi$ )

$$\Phi = 0,8$$

$$f_c \leq 30 \text{ Mpa, Maka } b = 0,85$$

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

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

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

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

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 (4)

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

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

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

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 84,734 \rightarrow \text{Interpolasi}$$

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

$$\rho = 0,0048 + \frac{84,734}{100} \times (0,0054 - 0,0048)$$

$$= 0,0053 \quad \rho_{\min} > \rho$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d_x \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 104 = 603,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$\emptyset 12 - 150 (A_s = 754 \text{ mm}^2) > 603,2 \text{ mm}^2$  (luas perlu tulangan memenuhi)

**Periksa terhadap momen nominal :**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{754 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 8,51 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= \emptyset A_s \cdot f_y \left( d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 754 \times 240 \times \left( 104 - \frac{1}{2} \cdot 8,51 \right) \\ &= 14439884,16 \text{ Nmm} = 14,44 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
167	167	Shell-Thin	1107	ENVELOPE	Combination	Min	-5.9118	-5.9531	-0.4619

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP)

$$M_n > M_u = 14,44 \text{ KNm} > 5,9118 \text{ KNm} \quad (\text{OK})$$

## 2. Penulangan Arah X ( 5 )

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

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

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

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

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

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

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

As

$$= \rho_{\min} \times b \times dx$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 104 = 603,2 \text{ mm}^2$$

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

**Periksa terhadap momen nominal :**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{754 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 8,51 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left( dx - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 754 \times 240 \times \left( 104 - \frac{1}{2} \cdot 8,51 \right) \end{aligned}$$

$$= 14439884,16 \text{ Nmm} = 14,44 \text{ KNm}$$

$\phi 12 - 150$  ( $A_s = 754 \text{ mm}^2$ )  $> 603,2 \text{ mm}^2$  (**luas perlu tulangan memenuhi**)

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
96	96	Shell-Thin	909	ENVELOPE	Combination	Max	5,4241	3,3365	0,5376

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP)

$$M_n > M_u = 14,44 \text{ KNm} > 5,4241 \text{ KNm} \text{ (OK)}$$

### 3. Penulangan Arah X ( 6 )

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

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

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

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 84,734 \rightarrow \text{Interpolasi}$$

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

$$\rho = 0,0048 + \frac{84,734}{100} \times (0,0054 - 0,0048)$$

$$= 0,0053 \quad \rho_{\min} > \rho$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times dx \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 104 = 603,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

Ø12 – 150 ( $A_s = 754 \text{ mm}^2$ ) > 603,2 mm<sup>2</sup> (**luas perlu tulangan memenuhi**)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{754 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 8,51 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left( dx - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 754 \times 240 \times \left( 104 - \frac{1}{2} \cdot 8,51 \right) \end{aligned}$$

$$= 14439884,16 \text{ Nmm} = 14,44 \text{ KNm}$$

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
167	167	Shell-Thin	1107	ENVELOPE	Combination	Min	-5.9118	-5.9531	-0.4619

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP)

$$M_n > M_u = 14,44 \text{ KNm} > 5,9118 \text{ KNm (OK)}$$

#### 4 Penulangan Arah Y ( D )

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

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

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

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

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

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

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

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_y$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 94 = 545,2 \text{ mm}^2$$

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

Ø12 – 150 ( $A_s = 754 \text{ mm}^2$ )  $> 545,2 \text{ mm}^2$  (luas perlu tulangan memenuhi)

**Periksa terhadap momen nominal :**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{565.240}{0,85.25.2000} = 6,381 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left( d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 565 \times 240 \times \left( 94 - \frac{1}{2} \cdot 8,51 \right) \\ &= 9,851 \text{ KNm} \end{aligned}$$

CEK :

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
167	167	Shell-Thin	1106	ENVELOPE	Combination	Max	2.9213	5.3839	0.5689

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP)

$$M_n > M_u = 9,851 \text{ KNm} > 5,3839 \text{ KNm (OK)}$$

## 5. Penulangan Arah Y ( e )

$$\text{Momen Tumpuan (Mtx)} = 4,220 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d_y \\ &= 0,0058 \times 1000 \times 94 = 545,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

Ø12 – 150 ( $A_s = 754 \text{ mm}^2$ )  $> 545,2 \text{ mm}^2$  (**luas perlu tulangan memenuhi**)

**Periksa terhadap momen nominal :**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{565 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 2000} = 6,381 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left( d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 565 \times 240 \times \left( 94 - \frac{1}{2} \cdot 8,51 \right) \\ &= 9,851 \text{ KNm} \end{aligned}$$

CEK :

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
167	167	Shell-Thin	1107	ENVELOPE	Combination	Min	-5.9118	-5.9531	-0.4619

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP)

$$M_n > M_u = 9,851 \text{ KNm} > 5,9531 \text{ KNm} \text{ (OK)}$$

## 6. Penulangan Arah Y ( f )

$$\text{Momen Tumpuan (Mtx)} = 2,0096 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{2,0096}{1 \times 0,94^2} = 227,433 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 200 \rightarrow \rho = 0,001$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 27,433 \rightarrow \text{Interpolasi}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = 300 \rightarrow \rho = 0,0016$$

$$\rho = 0,001 + \frac{27,433}{100} \times (0,0016 - 0,001)$$

$$= 0,0012 \quad \rho_{\min} > \rho$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_y$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 94 = 545,2 \text{ mm}^2$$

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

Ø12 – 150 ( $A_s = 754 \text{ mm}^2$ ) > 545,2  $\text{mm}^2$  (**luas perlu tulangan memenuhi**)

**Periksa terhadap momen nominal :**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{565 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 2000} = 6,381 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \left( d_x - \frac{1}{2} a \right) \\ &= 0,8 \times 565 \times 240 \times \left( 94 - \frac{1}{2} \cdot 8,51 \right) \end{aligned}$$

$$= 9,851 \text{ KNm}$$

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
167	167	Shell-Thin	1106	ENVELOPE	Combination	Max	2.9213	5.3839	0.5689

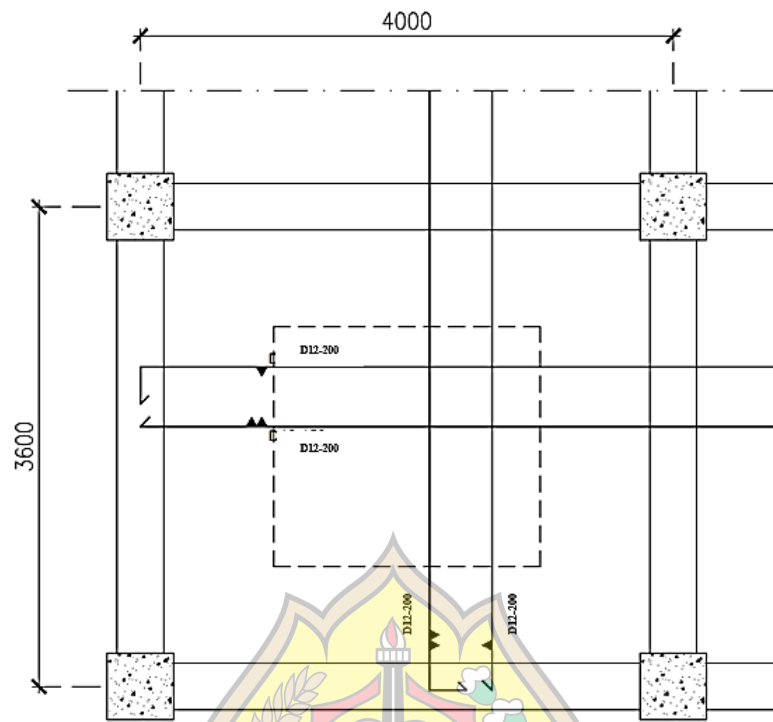
Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP)

$$M_n > M_u = 9,851 \text{ KNm} > 5,3839 \text{ KNm} \quad (\text{OK})$$

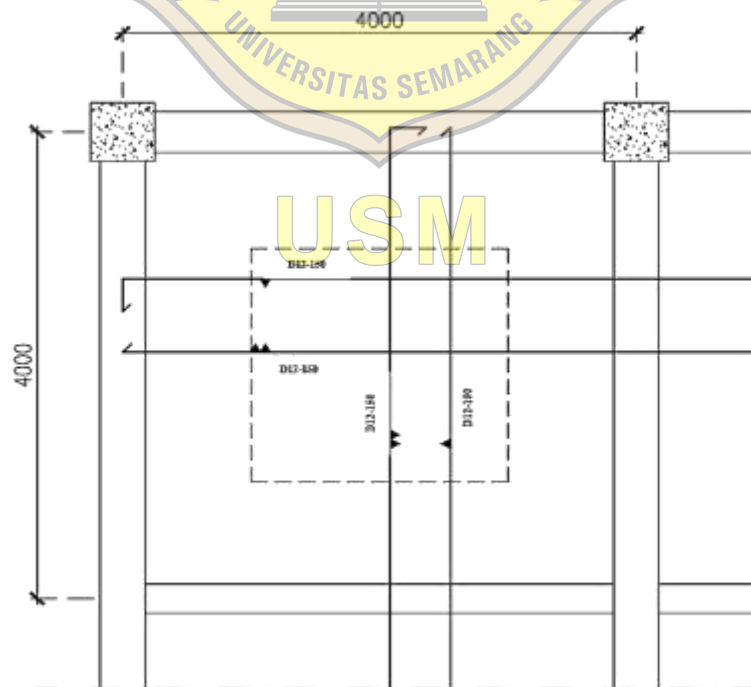
Tabel 4. 11 Hasil Perhitungan Tulangan Pelat Gedung Perkuliahan 5 lantai

NO.	TIPE PLAT	KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI				$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}$	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
			(KN.m)				(m)	(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )	Mu/(b*d <sup>2</sup> )							$\rho'$
1	A	Ttx1	-10,651	1,00	104	984,734	900	0,0048	1000	0,0054	0,0053	0,0058	0,024	603,2	ø12-150	754	
		Tlx	4,421	1,00	104	408,757	400	0,0021	500	0,0026	0,00214	0,0058	0,024	603,2	ø12-150	754	
		Ttx2	-10,651	1,00	104	984,734	900	0,0048	1000	0,0054	0,0053	0,0058	0,024	603,2	ø12-150	754	
		KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI				$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}$	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
			(KN.m)	(m)	(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho'$	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho''$							
		Tty1	-9,44512	1,00	94	1068,936	1000	0,0054	1100	0,0059	0,0057	0,0058	0,024	545,2	ø12-150	754	
		Tly	4,22016	1,00	94	477,610	400	0,0021	500	0,0026	0,0025	0,0058	0,024	545,2	ø12-150	754	
Tty2	-2,0096	1,00	94	227,433	200	0,001	300	0,0016	0,0012	0,0058	0,024	545,2	ø12-150	754			
NO.	TIPE PLAT	KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI				$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}$	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
			(KN.m)	(m)	(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho'$	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho''$							
2	B	Ttx1	-9,1155456	1,00	104	842,783	1900	0,0105	2000	0,0111	0,0042	0,0058	0,024	561,6	ø12-200	565	
		Tlx	3,9066624	1,00	104	361,193	800	0,0043	900	0,0048	0,0021	0,0058	0,024	561,6	ø12-200	565	
		Ttx2	-9,1155456	1,00	104	842,783	1900	0,0105	2000	0,0111	0,0042	0,0058	0,024	561,6	ø12-200	565	
		KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI				$\rho$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}$	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
			(KN.m)	(m)	(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho'$	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho''$							
		Tty1	-7,6505472	1,00	94	865,838	2000	0,0111	2200	0,0123	0,0025	0,0058	0,024	545,2	ø12-200	565	
		Tly	2,7672192	1,00	94	313,176	700	0,0037	800	0,0043	0,0014	0,0058	0,024	545,2	ø12-200	565	
Tty2	-7,6505472	1,00	94	865,838	2000	0,0111	2100	0,0123	0,0025	0,0058	0,024	545,2	ø12-200	565			





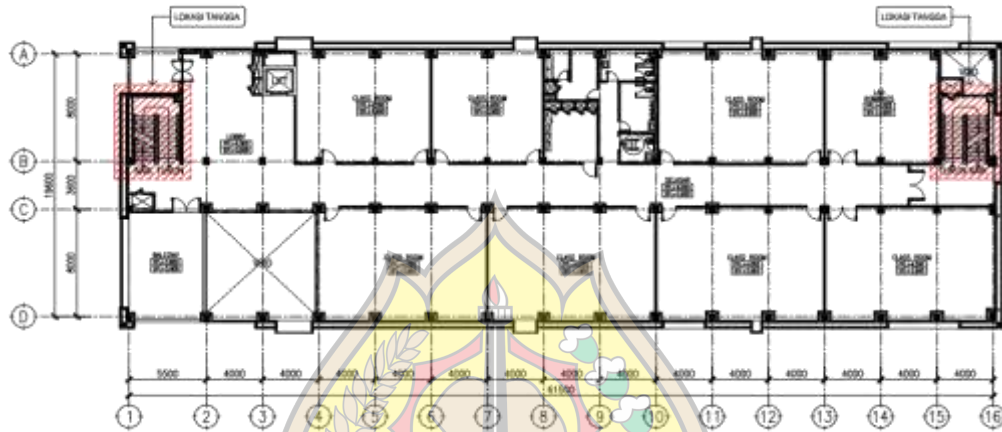
**Gambar 4. 26 Detail Penulangan Pelat Lantai tipe B**



**Gambar 4. 27 Detail Penulangan Pelat Lantai tipe A**

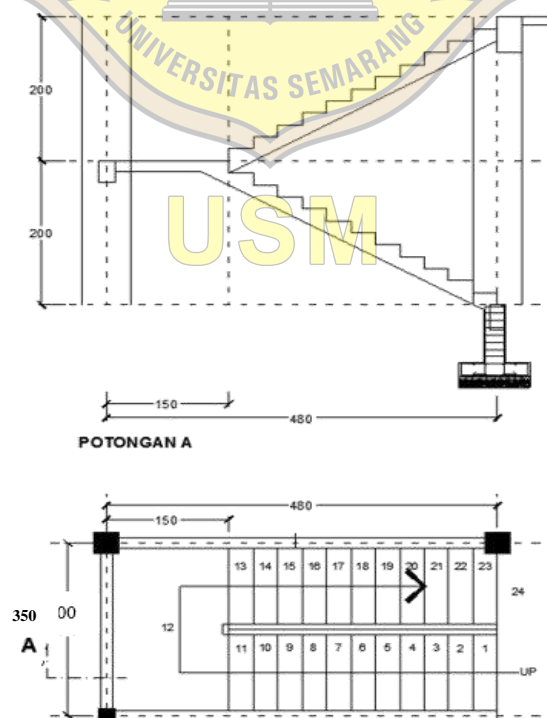
#### 4.4 Perhitungan Tangga

Tangga adalah bagian dari struktur yang berfungsi untuk menghubungkan struktur bawah dengan struktur atas sehingga mempermudah orang untuk dapat mengakses atau mobilisasi orang keatas dan kebawah struktur lantai. Tangga rencana pada gedung ini memiliki bentuk yang sama pada semua lokasi tangga. Dari kondisi tangga yang terlihat pada gambar, akan dimodelkan menggunakan program SAP2000 untuk mendapatkan gaya dalam.



Gambar 4. 28 Denah Lokasi Tangga Rencana

##### 4.4.1 Perencanaan Dimensi Tangga



Gambar 4. 29 Detail Tangga

Syarat kenyamanan:

Syarat kenyamanan yang digunakan menggunakan aturan acuan dimensi dan sudut anak tangga. Untuk menghasilkan struktur tangga yang nyaman dilalui, maka dimensi tangga yang digunakan pada konstruksi memakai perkiraan acuan angka dibawah ini:

O = *Optrede* (langkah tegak) = 15 cm – 20 cm

A = *Antrede* (langkah datar) = 20 cm – 35 cm

Digunakan : o = 16,7 cm

a = 30 cm

$2 \times o + a = 61-70$  ( ideal)

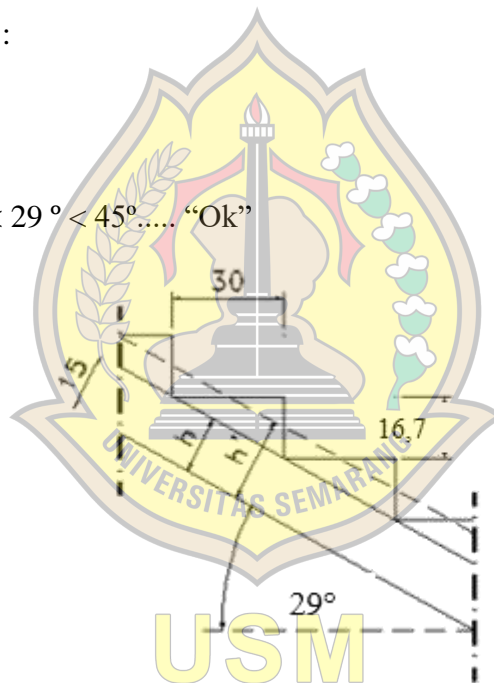
$2 \times 16,7 + 30 = 63,4$  **OK**

Pengecekan kemiringan :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{16,7}{30} = 0,5543$$

$$\alpha = 29^\circ$$

Syarat kemiringan  $25^\circ < 29^\circ < 45^\circ$ ..... “Ok”



**Gambar 4. 30 Dimensi Tangga**

*Sumber : dokumentasi pribadi (program Autocad)*

$$h' = h + \frac{o}{2} \cdot \cos \alpha = 15 + \frac{16,7}{2} \cdot \cos 29 = 22,31 \text{ cm} = 0,223 \text{ m}$$

Ditetapkan : Tinggi antar lantai	= 400 cm
Lebar tangga (l)	= 300 cm
Lebar bordes	= 150 cm
Panjang bordes	= 350 cm
Tebal pelat tangga (ht)	= 15 cm
Tebal pelat bordes	= 15 cm

Mutu beton ( $f_c$ )	= 30 Mpa
Mutubaja ( $f_y$ )	= 240 Mpa
Optrade(o)	= 16,7 cm
Antrede(a)	= 30 cm
Kemiringan ( $\alpha$ )	= 29 °
Berat jenis beton	= 2400 kg/m <sup>3</sup>

#### 4.4.2 Perhitungan Pembebanan Tangga

##### a. Beban Mati ( $W_D$ )

Penutup Lantai	= 1 x 24	= 24	kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t = 2 cm)	= 2 x 21	= 42	kg/m <sup>2</sup>
		<u>66</u>	kg/m <sup>2</sup>

##### b. Beban Hidup ( $W_L$ )

$$W_L = 479 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.4.3 Analisa Perhitungan Struktur Tangga

Perhitungan analisa struktur dilakukan menggunakan bantuan program SAP 2000. Beban yang dimasukkan sebagai beban merata (*Uniform Shell*) dalam program SAP2000, sedangkan tebal pelat akan dihitung otomatis oleh program dengan memasukan angka 1 untuk *self weightmultipler* pada saat pembebanan (*load case*). Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

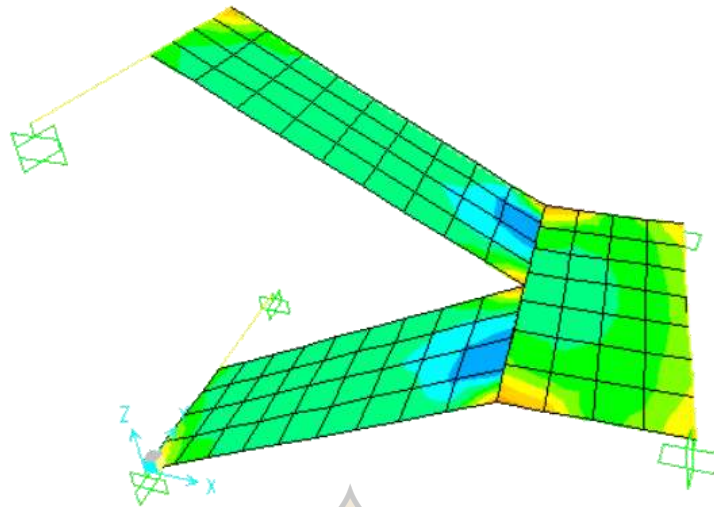
$$1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

Keterangan :

DL : *dead load* (beban mati)

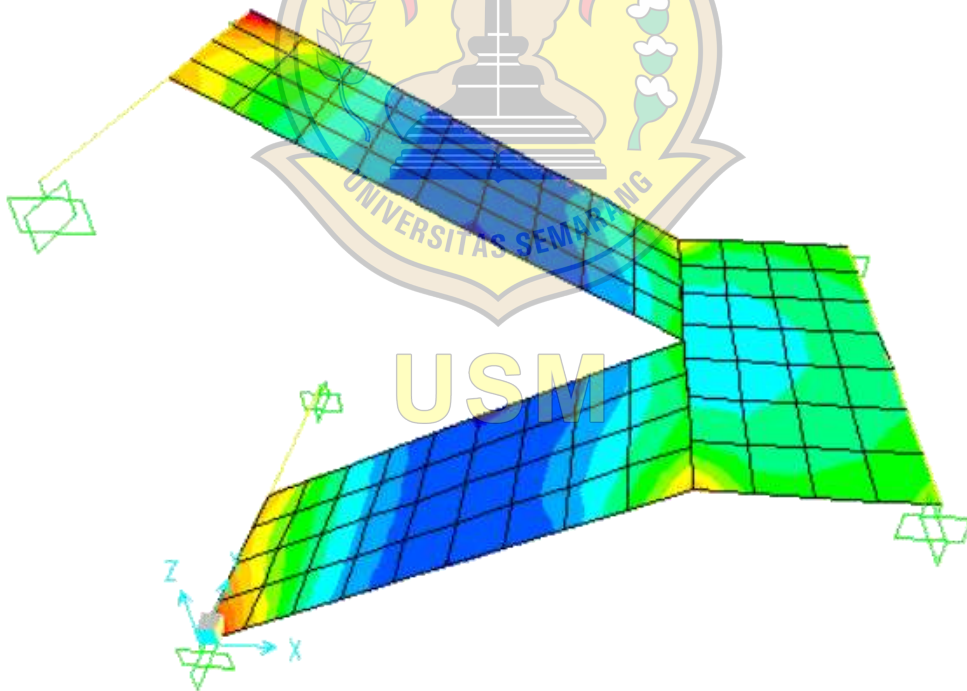
LL : *live load* (beban hidup)

USM



**Gambar 4. 31 Diagram Momen Pelat Hasil Analisa ( $M_{11}$ )**

*Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)*



**Gambar 4. 32 Diagram Momen Pelat Hasil Analisa ( $M_{22}$ )**

*Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)*

Berdasarkan hasil dari analisa program SAP2000 didapat :

**Tabel 4. 12 Momen Pelat Tangga Dan Bordes**

Pelat	M11 (kN.m)		M22 (kN.m)	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
<b>Tangga</b>	11,58	9,12	37,25	16,35
<b>Bordes</b>	23,37	4,16	11,57	7,06

Data untuk perencanaan penulangan pelat tangga dan bordes adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 25 MPa

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 240 MPa

Tebal pelat tangga = 150 mm

Selimut beton = 20 mm

Diameter tulangan = 12 mm

Tinggi efektif arah x ( $d_x$ ) =  $h - d' = h - (P + 0,5 (D \text{ tul. Arah x}))$   
 $= 150 - (20 + 0,5 (10)) = 125 \text{ mm}$

Tinggi efektif arah y ( $d_y$ ) =  $h - d' = h - (P + D. \text{ tul arah x} + 0,5 (D \text{ tul. arah y}))$   
 $= 150 - (20 + 10 + 0,5 (10)) = 115 \text{ mm}$

Faktor reduksi = 0,80

Perhitungan penulangan pelat tangga dan pelat bordes dilakukan sama seperti perhitungan tulangan pada pelat lantai.

Tabel 4. 13 Perhitungan Penulangan Pelat tangga dan bordes

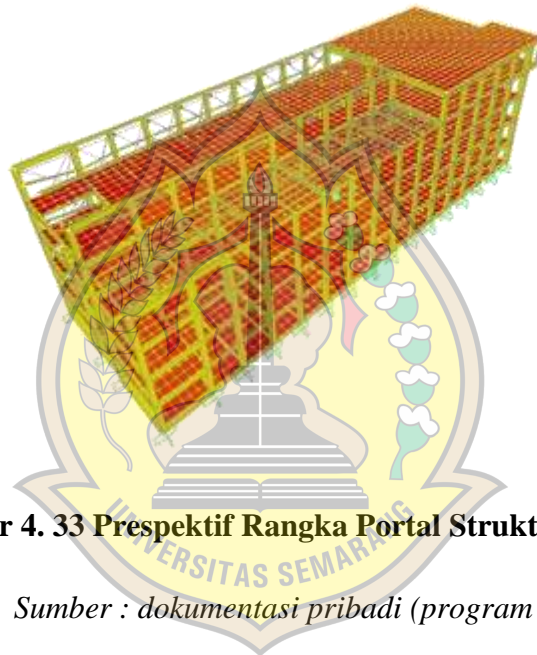
NO.	TIPE	KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI			$\rho$	$\rho$ min	$\rho$ max	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
			(KN.m)				(m)	(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )							Mu/(b*d <sup>2</sup> )
1	TANGGA	Tx	11,580	1,00	125	741,120	700	0,0037	800	0,0043	0,0039	0,0058	0,024	725	ø12-50	2262
		Ty	37,250	1,00	115	2816,635	2400	0,0135	2600	0,0148	0,01892	0,0058	0,024	2175,37	ø12-50	2262
		KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI			$\rho$	$\rho$ min	$\rho$ max	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
		(KN.m)	(m)				(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )	Mu/(b*d <sup>2</sup> )							$\rho$ '
		Lx	9,12	1,00	125	583,680	400	0,0021	500	0,0026	0,0030	0,0058	0,024	725	ø12-150	754
		Ly	16,35	1,00	115	1236,295	1100	0,0059	1200	0,0065	0,0067	0,0058	0,024	667	ø12-150	754
NO.	TIPE	KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI			$\rho$	$\rho$ min	$\rho$ max	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
(KN.m)	(m)	(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )				Mu/(b*d <sup>2</sup> )	$\rho$ '	Mu/(b*d <sup>2</sup> )							$\rho$ ''
2	BORDES	Tx	23,37	1,00	125	1495,680	1500	0,0082	1600	0,0088	0,0082	0,0058	0,024	1021,76	ø12-100	1131
		Ty	11,57	1,00	115	874,858	700	0,0037	800	0,0043	0,0047	0,0058	0,024	667	ø12-100	1131
		KODE TABEL	MOMEN (Mx)	b	d	Mu/(b*d <sup>2</sup> )	INTERPOLASI			$\rho$	$\rho$ min	$\rho$ max	As (mm <sup>2</sup> )	TULANGAN	As' (mm <sup>2</sup> )	
		(KN.m)	(m)				(mm)	(KN/m <sup>2</sup> )	Mu/(b*d <sup>2</sup> )							$\rho$ '
		Lx	4,16	1,00	125	266,240	200	0,001	300	0,0016	0,0014	0,0058	0,024	725	ø12-150	754
		Ly	7,06	1,00	115	533,837	500	0,0026	600	0,0032	0,0028	0,0058	0,024	667	ø12-150	754

USM

Tabel 4. 14 Rekapitulasi Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

Pelat	M11 (kN.m)		M22 (kN.m)	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Tangga	D12 – 50	D12 – 150	D12 – 100	D12 – 150
Bordes	D12 – 100	D12 - 150	D12 – 100	D12 – 150

#### 4.5 Portal (Balok dan Kolom)



Gambar 4. 33 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 portal, yaitu beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa. Sesuai dengan kegunaannya, diperoleh beban sebagai berikut :

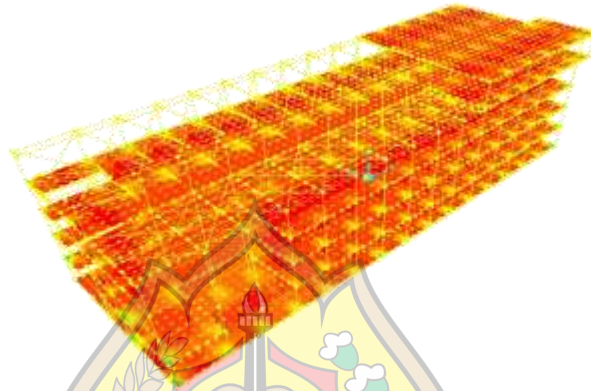
##### 1. Beban Mati

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, 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 selain berat sendiri elemen struktur adalah sebagai berikut:



### 1. Beban mati ( $W_D$ )

Berat plat lantai	= $2400 \times 0,13$	= $312 \text{ Kg/m}^2$
Berat spesi lantai	= $0,03 \times 1800$	= $54 \text{ Kg/m}^2$
Penutup lantai		= $24 \text{ Kg/m}^2$
Berat plafond		= $18 \text{ Kg/m}^2$
Total pembebanan ( $W_D$ )		= <b><math>408 \text{ Kg/m}^2</math></b>

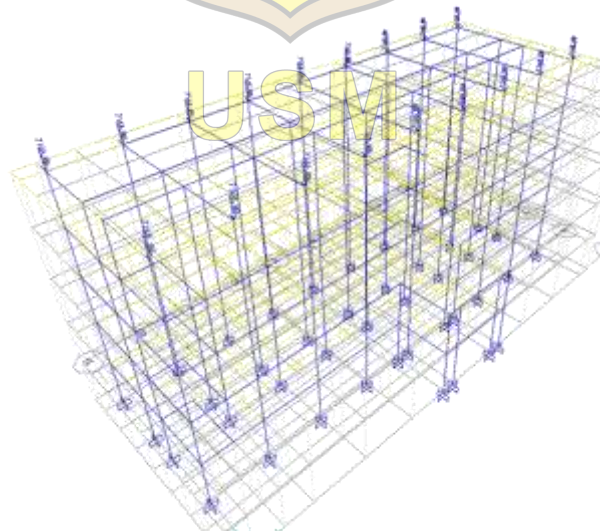


**Gambar 4. 34 Beban Mati Pelat**

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

### Beban pada balok

Berat dinding ( batu bata merah) =  $4 \text{ m} \times 250 \text{ kg} = 1000 \text{ kg.m}$

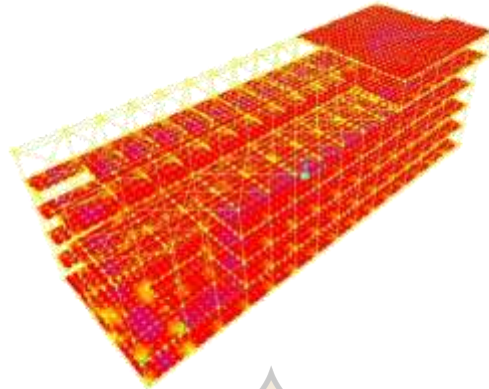


**Gambar 4. 35 Beban Pada Balok dan Beban Kuda-Kuda**

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

## 2. Beban Hidup (WL)

Beban hidup bangunan = 479 Kg/m<sup>2</sup>



**Gambar 4. 36 Beban Hidup Pelat**

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

## 3. Beban Angin

Karena data kecepatan angin tidak diketahui, maka diambil tekanan minimal sebesar  $p = 40 \text{ kg/m}^2$  . sesuai dengan data pembebanan pada buku PPPURG 1987. Angin sebagai beban merata pada bangunan, pada pemodelan rangka angin dikenakan pada setiap joint sebagai beban terpusat.

Dalam mengubah beban angin menjadi beban terpusat:

- Panjang dinding = 4 m
- Tinggi dinding = 4 m
- Tekanan angin minimum = 40 kg/m<sup>2</sup>

Pada daerah tengah

$$P = 4 \times 4 \times 40 = 640 \text{ kg}$$

Pada daerah tepi

$$P = (4 \times 4 \times 40) / 2 = 320 \text{ kg}$$

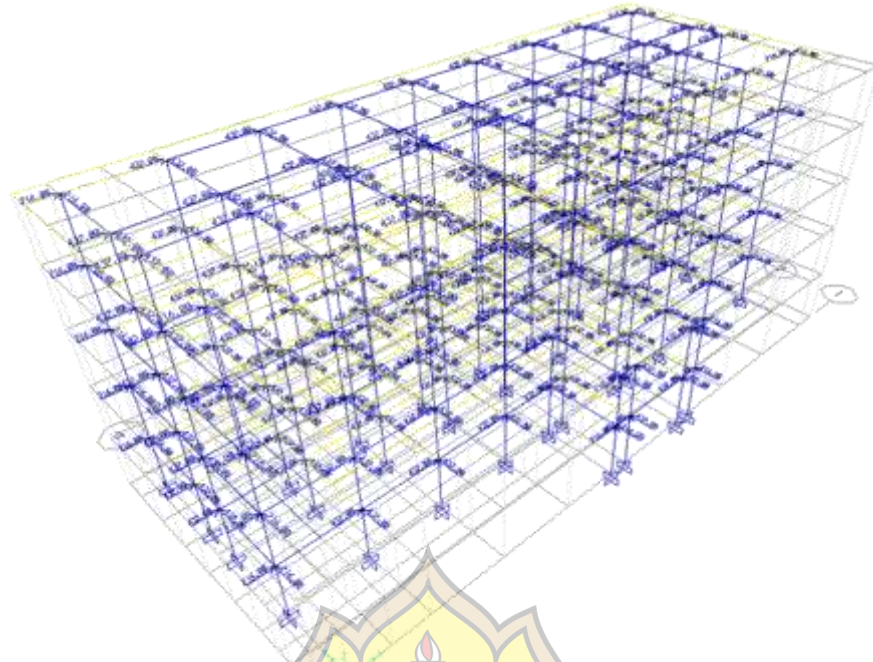
### Angin tekan

Pada daerah tengah

Koefisien tekan 0,9 maka:  $640 \times 0,9 = 576 \text{ kg}$

Pada daerah tepi

Koefisien tekan 0,9 maka:  $320 \times 0,9 = 288 \text{ kg}$



**Gambar 4. 37 Beban Angin**

Sumber : dokumentasi pribadi (program SAP)

### Data Teknis Portal

#### 1.) Material beton

##### a. Balok

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

$$f.c \text{ ( balok )} = 25 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Modulus elastisitas} = 23500 \quad \text{Mpa}$$

$$Ec = 4700\sqrt{fc} \rightarrow 4700\sqrt{25} = 23500 \text{Mpa}$$

##### b. Kolom

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

$$f.c \text{ ( kolom )} = 30 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Modulus elastisitas} = 25742,960 \quad \text{Mpa}$$

$$Ec = 4700\sqrt{fc} \rightarrow 4700\sqrt{30} = 25742,960 \text{Mpa}$$

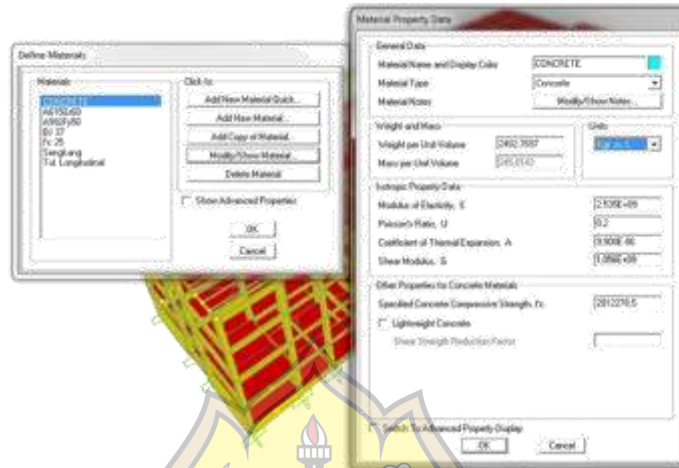
(SNI -03 -2847 -2002, pasal 10.5(1), hal 54 )

(1 MPa = 101971,62 kgf/m<sup>2</sup>)

fc' 30 = 30 MPa = 3059148,6 kgf/m<sup>2</sup>

fy 400 = 400 MPa = 40788648 kgf/m<sup>2</sup>

fy 240 = 240 MPa = 24473188 kgf/m<sup>2</sup>



Gambar 4. 38 Material Propety data

## 2.) Material tulangan

Besi ulir ,	Fy	= 400 Mpa
	Fu	= 570 Mpa
Besi polos ,	Fy	= 240 Mpa
	Fu	= 390 Mpa
Berat per unit volume		= 7850 kg/m <sup>3</sup>
Modulus elastisitas		= 200000 Mpa

### 4.5.1 Beban Gempa Struktur

Beban gempa atau respons spectrum yang terjadi sesuai dengan data pada perhitungan gempa, mengacu pada SNI 03-1726-2019.

#### 4.5.1.1 Menentukan Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 5.3. Berdasarkan data hasil penyelidikan tanah di lokasi gedung yang ditinjau, didapatkan hasil sebagai berikut:

**Tabel 4. 15** Perhitungan Nilai N SPT rata-rata

No	depth	N-SPT	di	di/Nspt
1	0	0	0	0
2	2	7	2	0,2857
3	4	26	2	0,0769
4	6	16	2	0,1250
5	8	20	2	0,1000
6	10	14	2	0,1429
7	12	36	2	0,0556
8	14	37	2	0,0541
9	16	52	2	0,0385
10	18	17	2	0,1176
11	20	36	2	0,0556
12	22	20	2	0,1000
13	24	24	2	0,0833
14	26	49	2	0,0408
15	28	60	2	0,0333
16	30	51	2	0,0392
17	32	54	2	0,0370
18	34	47	2	0,0426
19	36	54	2	0,0370
20	38	41	2	0,0488
21	40	40	2	0,0500
JUMLAH				1,5639

$$N = \frac{40}{1,5639} = 25,57$$

**Tabel 4. 16** Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	N-SPT
SA (batuan keras)	N/A
SB (batuan)	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	> 50
<b>SD (tanah sedang)</b>	<b>15 sampai 50</b>
SE (tanah lunak)	< 15
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik)	N/A

Hasil investigasi tanah menunjukkan bahwa nilai N SPT rata-rata pada kedalaman 0-40 m memiliki nilai **25,57**. Maka, berdasarkan **Tabel 4.11**, tanah diklasifikasikan sebagai tanah sedang (SD).

#### 4.5.1.2 Menentukan Kategori Resiko Struktur Bangunan (I-IV) dan faktor keutamaan (Ie)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 4.17 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan *Ie* menurut Tabel 4.18.

**Tabel 4. 17 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa**

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>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:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>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 kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang tidak dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber : SNI 03-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Tabel 4. 18 Faktor Keutamaan Gempa

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

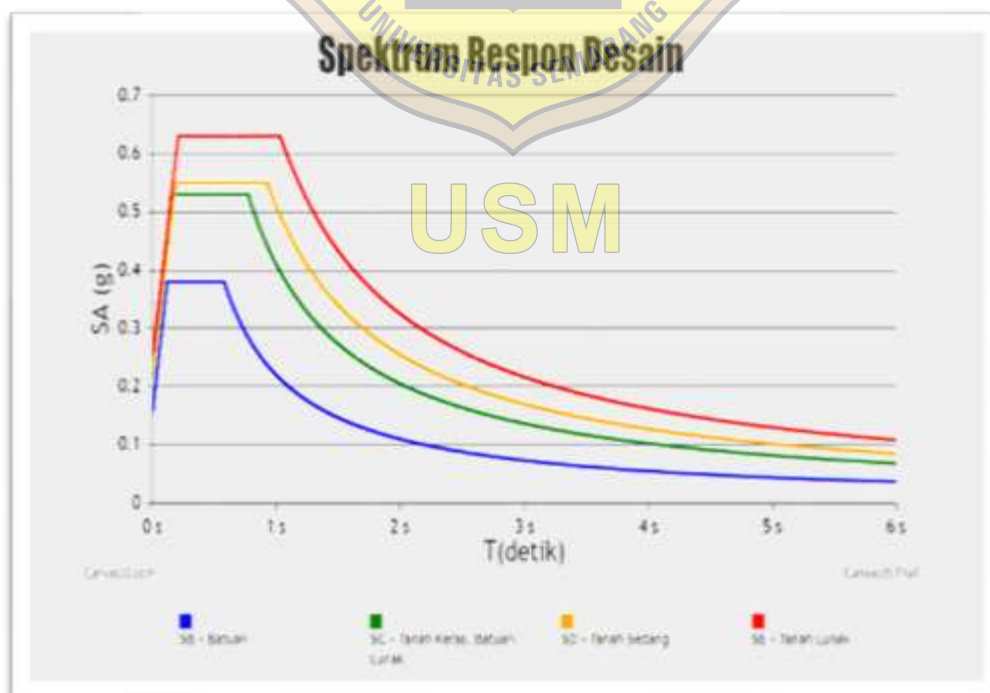
Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Gedung yang direncanakan berupa gedung perkuliahan dengan kategori risiko IV, untuk faktor keutamaan gedung adalah :

$$I_e = 1,5$$

#### 4.5.1.3 Menentukan Parameter percepatan gempa ( $S_s$ , $S_1$ )

Berdasarkan dari gambar respon spektra pada Tabel 4.14 didapat nilai parameter  $S_s$  dan  $S_1$ , dimana parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada perio da pendek) dan parameter  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik). Pada peta Kota Pekanbaru memiliki titik koordinat lintang 0.5959046081145347 dan bujur 101.52519305350242



Gambar 4. 39 Gambar Spektrum Percepatan Gempa

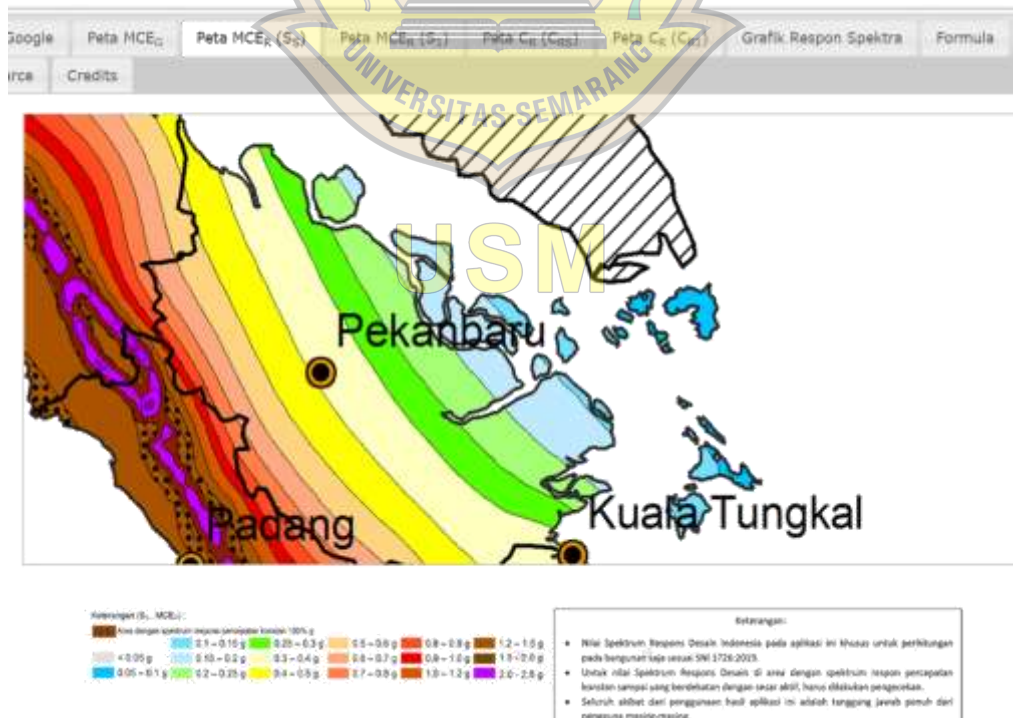
Sumber : [www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021](http://www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)

Tabel 4. 19 Nilai Ss dan S1 Respon Spektra Jenis Tanah Sedang

Kelas	SD - Tanah Sedang	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
Rentang T(s)	Value: 6	0.19	0.93	0.55	0.51
PGA MCEG	0.2760 (g) bedrock				
SS MCEr	0.6360 (g) bedrock				
S1 MCEr	0.4080 (g) bedrock				
TL	20 Detik				

Sumber : [www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021](http://www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)

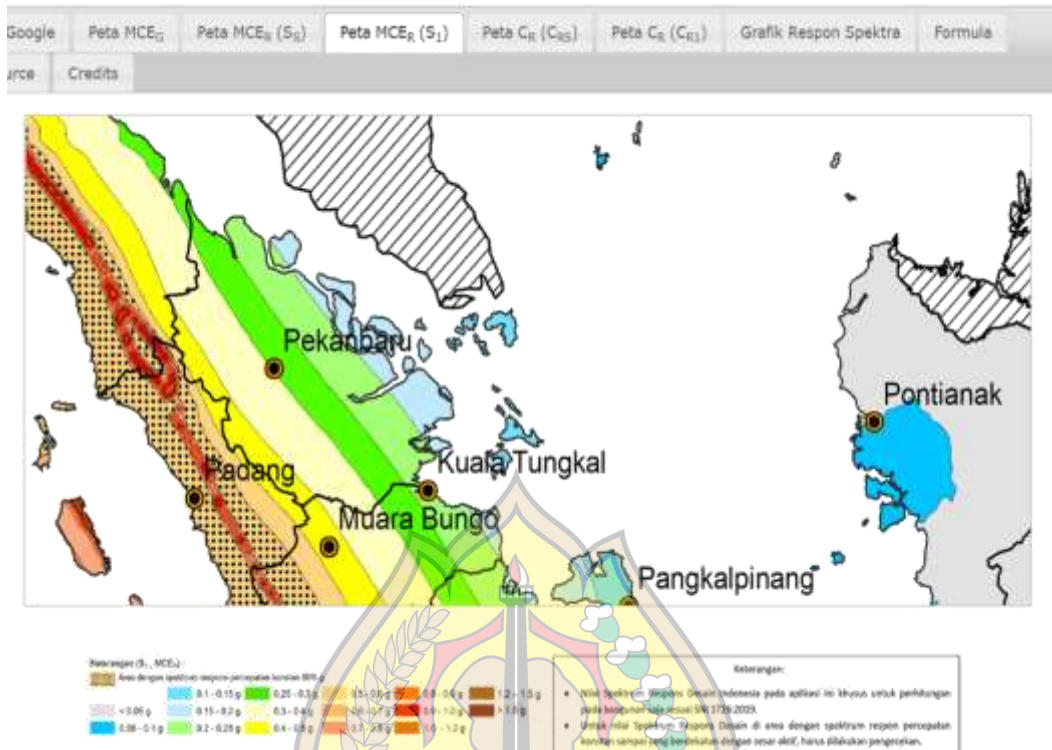
Gambar 4. 40 Peta Parameter Ss Wilayah Indonesia



Sumber : [www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021](http://www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)



**Gambar 4. 41 Peta Parameter  $S_1$  Wilayah Indonesia**



Sumber : [www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021](http://www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)

Dari gambar tersebut wilayah kota Pekanbaru memiliki nilai :

1.  $S_s = 0,55$  g
2.  $S_1 = 0,51$  g

#### 4.5.1.4 Menentukan Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ )

Dalam penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ).

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda satu detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

Tabel 4. 20 Koefisien Situs ( $F_a$ )

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				
<p>a) Untuk nilai-nilai antara <math>S_s</math> dapat dilakukan interpolasi linier</p> <p>b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat pasal 6.10.1</p>					

Sumber : SNI 1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Tabel 4. 21 Koefisien Situs ( $F_v$ )

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Maka untuk  $SS = 0,55$  dan  $S_1 = 0,51$  diperoleh nilai  $F_a$  dan  $F_v$  dari aplikasi desain spectra

PU :

$$F_a = 1,24$$

$$F_v = 1,5$$

Menghitung nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  menggunakan rumus empiris:

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a S_s \\ &= 1,24 \times 0,55 = 0,682 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v S_1 \\ &= 1,5 \times 0,51 = 0,765 \end{aligned}$$

Didapat nilai  $S_{MS}$ ,  $S_{M1}$ , langkah selanjutnya mencari harga  $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  menggunakan rumus empiris:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 S_{MS} \\ &= 2/3 \times 0,682 = 0,455 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= 2/3 S_{M1} \\ &= 2/3 \times 0,765 = 0,51 \end{aligned}$$

#### 4.5.1.5 Spektrum Respon Desain Sistem Aplikasi Data

Dalam menentukan Respon Spektrum secara akurat, digunakannya sistem aplikasi data dari situs ([http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia/](http://puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia/)).

Cara kerja aplikasi ini secara online. Setelah masuk ke program, terdapat kolom titik koordinat yang harus diisi sesuai dengan perencanaan wilayah pembangunan.

**Gambar 4. 42 Spektrum Respon Desain Aplikasi Data**



Sumber : [www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021](http://www.rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)

#### 4.5.1.6 Menentukan Kategori desain seismik (A-D)

Dalam menentukan Kategori desain seismik apabila digunakan alternatif prosedur penyederhanaan desain pada (SNI 1726-2019) kategori desain seismik diperkenankan maka didapatkan.

Harga,

$$S_{DS} = 0,455 \quad (0,33 < S_{DS} < 0,5) \quad \Rightarrow \text{KDS Tipe C}$$

$$S_{D1} = 0,51 \quad (0,2 < S_{D1}) \quad \Rightarrow \text{KDS Tipe D}$$

**DIPAKAI BERDASARKAN KDS TIPE C**

#### 4.5.1.7 Pemilihan sistem struktur dan parameter sistem ( $R$ , $C_d$ , $\Omega_0$ )

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam **Tabel 4.19**

Tabel 4. 22 Faktor R, Cd dan T105o Untuk Sistem penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^d$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_o^d$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^d$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>d</sup>
<b>C.Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>b</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>f</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>b</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>f</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 <sup>d</sup>	3½	10	10	10	10	10

Sumber : SNI 03-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Untuk sistem penahan gaya gempa dengan rangka beton bertulang pemikul momen khusus, didapat :

- Koefisien modifikasi respons (R) = 8
- Faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_o$ ) = 3
- Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5

Faktor reduksi untuk perhitungan beban gempa

$$\text{Scale factor} = I/R \times 9,81 = 1/8 \times 9,81 = 1,22625$$

Keterangan:

SC = Scale Factor (dalam meter)

I = Faktor keutamaan Gempa

R = Faktor Reduksi Gempa

9,81 = Koefisien grafitasi

#### 4.5.1.8 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. 23 Rasio Partisipasi Massa

StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,027734	0,694	0,006969	0,098
2	1,002746	0,722	0,388	0,488
3	0,967404	0,797	0,799	0,802
4	0,316006	0,897	0,804	0,82
5	0,298763	0,897	0,895	0,843
6	0,29459	0,928	0,928	0,931
7	0,225925	0,928	0,928	0,931
8	0,225676	0,928	0,928	0,931
9	0,225429	0,928	0,928	0,931
10	0,225001	0,928	0,928	0,931
11	0,224923	0,928	0,928	0,931
12	0,224651	0,928	0,928	0,931

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

#### 4.5.1.9 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,  $T_a = 0,0466 \times 20^{0,9} = 0,691$  detik

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

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

Maka  $T_{max} = 1,4 \times 0,691 = 0,9628$  detik

Dari analisis modal menggunakan SAP2000, periode ragam pertama untuk masing-masing arah ortogonal adalah

- Arah X = 1,326 detik >  $T_{max}$
- Arah Y = 1,503 detik >  $T_{max}$  Maka,  $T = T_{max} = 0,9628$  detik

c. Koefisien Respon Seismik (CS)

$$CS = SDS / (R/I_e) = 0,405 / (8/1,50) = 0,076$$

CS tidak boleh melebihi:

Untuk  $T < T_L$

$$C_s \max = 0,405 / (0,9628 \times (R/I_e)) \quad (2.19)$$

$$= 0,405 / (0,9628 \times (8/1,50)) = 0,079$$

dan  $C_s$  tidak boleh kurang dari

$$C_s \text{ min} = 0,044 \text{ SDS } I_e > 0,01 \quad (2.21)$$

$$= 0,044 \times 0,405 \times 1,50$$

$$= 0,0267$$

Maka nilai  $C_s = 0,0597$

Gaya Dasar Seismik

Perhitungan gaya dasar seismik adalah sebagai berikut.

$$V = C_s W \quad (2.17)$$

berat seismik efektif struktur gedung ini ( $W$ ) adalah 643742,78 kN, maka :  $V = 0.0597 \times 643742,78 = 3843,144$  kN

### Analisis Dinamik

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

$$V_t \text{ arah } X = 2790,53 \text{ kN}$$

$$V_t \text{ arah } Y = 2453,75 \text{ kN}$$

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 = 2790,53 kN  $V_t$  arah y  $> V$ , maka  $V_t$  arah y = 2453,75 kN

#### 4.5.1.10 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. 24 Hasil Pengecekan *Story Drift* arah x ( $\Delta x$ )**

Lantai X	Tinggi Tingkat (H)	Simpangan Lantai ( $\Delta a$ )	Perpindahan Elastik $\delta ex$ (cm)	Simpangan ( $\Delta x$ )	Rasio Simpangan $\Delta x/Hx-1$	Memenuhi syarat ? $\Delta x < \Delta a$
5	400	10	0,00210	0,0077	0,000028	Ya
4	400	10	0,00158	0,0057	0,000021	Ya
3	400	10	0,00105	0,0038	0,000013	Ya
2	400	10	0,00045	0,0016	0,000007	Ya

**Tabel 4. 25 Hasil Pengecekan *Story Drift* arah y ( $\Delta y$ )**

Lantai X	Tinggi Tingkat (H)	Simpangan Lantai ( $\Delta a$ )	Perpindahan Elastik $\delta ex$ (cm)	Simpangan ( $\Delta x$ )	Rasio Simpangan $\Delta x/Hx-1$	Memenuhi syarat ? $\Delta x < \Delta a$
5	400	10	0,0021	0,0007	0,00003	Ya
4	400	10	0,0014	0,0051	0,00002	Ya
3	400	10	0,0007	0,0025	0,000009	Ya
2	400	10	0,0002	0,0007	0,000003	Ya

Keterangan :

Simpangan antar lantai yang diizinkan untuk kategori resiko I dan II  $\Delta a : 0,025 * H$  ; Kategori III :  $\Delta a : 0,020 * H$  ; Kategori IV  $\Delta a : 0,025 * H$

Perpindahan elastik pada lantai didapat  $\delta ex$  dari output SAP 2000

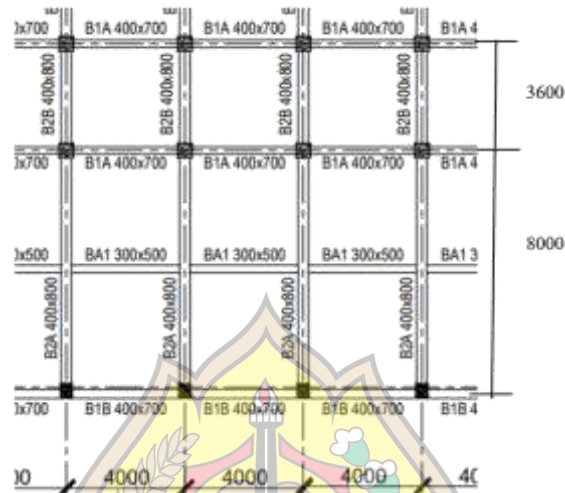
Perpindahan yang diperbesar pada lantai,  $\Delta x = (\delta ex * Cd) / Ie$

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

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

#### 4.5.2 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. 43 Denah Tinjauan Perencanaan balok

##### 4.5.2.1 Gaya Dalam Balok Anak

Berdasarkan analisis dengan program SAP2000 dihasilkan data sebagai berikut :

$$M_u^+ = 88,18 \text{ kN.m}$$

$$M_u^- = 208,79 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 147,90 \text{ Kn}$$

USM

##### 4.5.2.2 Penulangan Area Tumpuan Balok Anak

Setelah mendapatkan data tersebut, maka dapat dilakukan perhitungan penulangan balok anak BA1. Perhitungan tersebut adalah sebagai berikut.

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

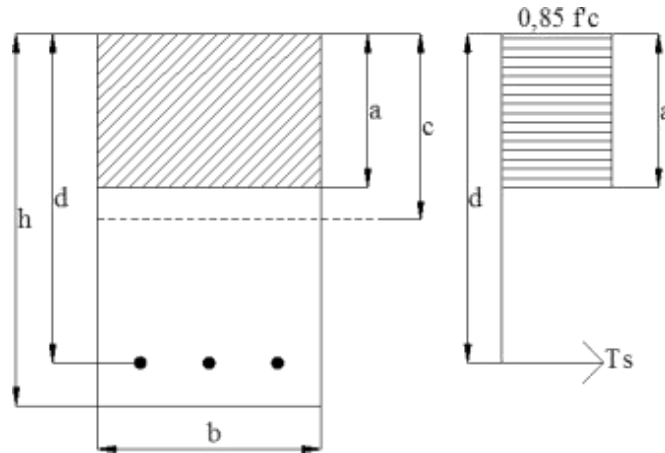
$$h = 500 \text{ mm} \qquad f_y = 240 \text{ MPa} \qquad D_{senggang} = 10 \text{ mm}$$

$$p = 40 \text{ mm} \qquad f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$= 500 - 40 - 10 - 8 = 442 \text{ mm}$$





**Gambar 4. 44 Penampang Balok dan Blok Tegangan Pada Balok**

$$M_u = 208,79 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \phi f'c b d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 208,79 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 300 \times 442^2}} \right) = 0,011 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ) 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  $f'c = 25 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1 = 0,85$

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

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

$$\rho_{max} = \frac{0,003 + 240/200000}{0,008} 0,054 = 0,210$$

Karena  $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$ , maka digunakan  $\rho = 0,011$

$$A_s = \rho b d = 0,011 \times 300 \times 442 = 1464,29 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4D22 untuk tulangan lentur area tumpuan.

$$A_s \text{ terpasang} = 1520,52 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tekan diambil 50% dari tulangan tarik

$$A_s' = 50\% \times 1464,28 \text{ mm}^2 = 732,14 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D22 untuk tulangan tekan area tumpuan

Periksa nilai  $\varepsilon_t$  :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b} = \frac{1464,28 \times 250}{0,85 \times 25 \times 300} = 91,88 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 108,1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,011 > 0,005$$

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 0,9 \times 1520,52 \times 240 (442 - 91,88/2) \\ &= 21679817,41 \text{ Nmm} = 216,82 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$216,82 \text{ kN.m} > 208,78 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.2.3 Penulangan Area Lapangan Balok Anak

$$M_u^- = 8818,50 \text{ Kg.m} = 88,19 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 f' c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \phi f' c b d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 88,19 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 300 \times 442^2}} \right) = 0,045 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ ) 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,  $\beta_1 = 0,85$

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

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{240} \times \left( \frac{600}{600 + 240} \right) = 0,055$$

$$\rho_{\max} = \frac{0,003 + 240/200000}{0,008} \times 0,054 = 0,210$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho = 0,0045$

$$A_s = \rho b d = 0,0044 \times 300 \times 442 = 579,96 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D22 untuk tulangan lentur area lapangan.

$$A_s \text{ terpasang} = 760,26 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tekan diambil 50% dari tulangan tarik

$$A_s' = 50\% \times 760,26 \text{ mm}^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D22 untuk tulangan tekan area lapangan

Periksa nilai  $\varepsilon_t$  :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{760,26 \times 250}{0,85 \times 25 \times 300} = 47,70 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 56,12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,024 > 0,005$$

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 0,9 \times 760,26 \times 240 (442 - 47,70/2) \\ &= 114444978,8 \text{ Nmm} = 114,44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$114,44 \text{ kN.m} > 88,842 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.2.4 Penulangan Geser Balok Anak

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

$$V_u = 147,89 \text{ kN}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton pada balok dengan  $b = 300 \text{ mm}$  dan  $d = 442 \text{ mm}$  adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,75 (0,17) (1,0) \sqrt{25} (300) (442) \\ &= 84532,5 \text{ N} = 84,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} (8453,25) = 42,26 \text{ kg}$$

$$V_u > \phi V_c$$

147,89 kN > 84,53 kg, sehingga tulangan geser diperlukan.

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (147,89 - 84,53) / 0,75 = 63,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pengecekan gaya geser yang ditahan oleh tulangan :

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,33 \sqrt{25} (300) (442) \\ &= 218790 \text{ N} = 218,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,66 \sqrt{25} (300) (442) \\ &= 437580 \text{ N} = 437,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 anak BA1 adalah sebagai berikut.

$$s_1 = (A_v f_{yt} d) / V_s = (157,08 \times 240 \times 442) / 147890 = 187,79 \text{ mm}$$

jarak maksimum yang disyaratkan diambil nilai terkecil dari  $s_2$  dan  $s_3$ .

$$s_2 = d/2 \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_2 = 442/2 = 221 \text{ mm}$$

$$s_3 = A_v f_{yt} / 0,35b_w = 157,08 (240) / (0,35 \times 300) = 598,4 \text{ mm}$$

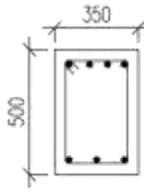
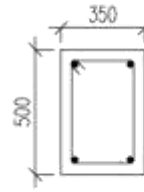
maka jarak antar sengkang maksimum yang digunakan adalah  $s_2 = 221 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$  .  
Sehingga tulangan sengkang pada balok anak BA1 adalah **D10 – 150** untuk daerah tumpuan dan **D10-200** untuk daerah lapangan.



#### 4.5.2.5 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak

**Tabel 4. 26 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak**

Balok Anak		Dimensi	Atas	Bawah	Tulangan Sengkang
BA1	Tumpuan	300x500	4D22	2D22	D10-150
	Lapangan		2D22	2D22	D10-200
BA2	Tumpuan	200x300	2D13	2D13	D10-150
	Lapangan		2D13	2D13	D10-200
BT	Tumpuan	200x400	3D16	2D16	D10-150
	Lapangan		2D16	3D16	D10-200

USM

BA1 350x500	Tumpuan		Lapangan	
				
Tulangan Atas	4 D22	Tulangan Atas	2 D22	
Tulangan Bawah	2 D22	Tulangan Bawah	2 D22	
Sengkang	D10-150	Sengkang	D10-200	

BA2 200x300	Tumpuan		Lapangan	
				
Tulangan Atas	2 D13	Tulangan Atas	2 D13	
Tulangan Bawah	2 D13	Tulangan Bawah	2 D13	
Sengkang	D10-150	Sengkang	D10-200	

BT 200x400	Tumpuan		Lapangan	
				
Tulangan Atas	3 D13	Tulangan Atas	2 D13	
Tulangan Bawah	2 D13	Tulangan Bawah	3 D13	
Sengkang	D10-150	Sengkang	D10-200	

Gambar 4. 45 Detail Penulangan Balok Anak

### 4.5.3 Perencanaan Balok Lift

#### 4.5.3.1 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

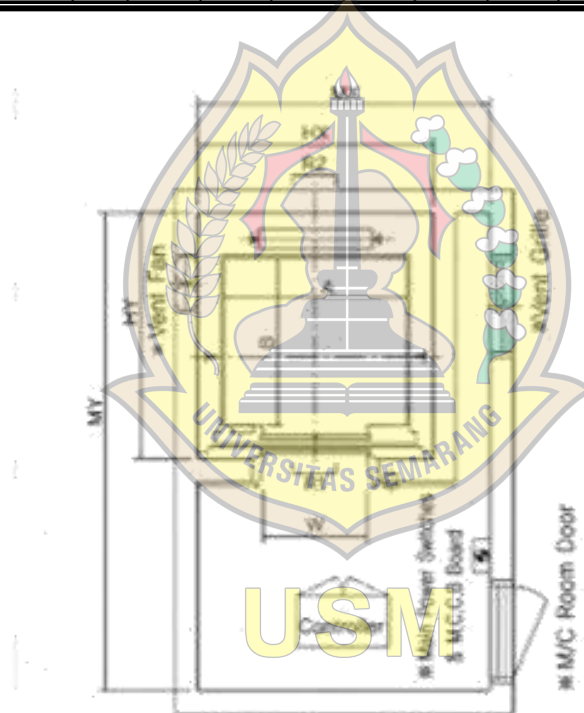
P2 (*Reaction of Pit Lift*) = 124 kN

**Tabel 4. 27 Spesifikasi Teknis Lift**

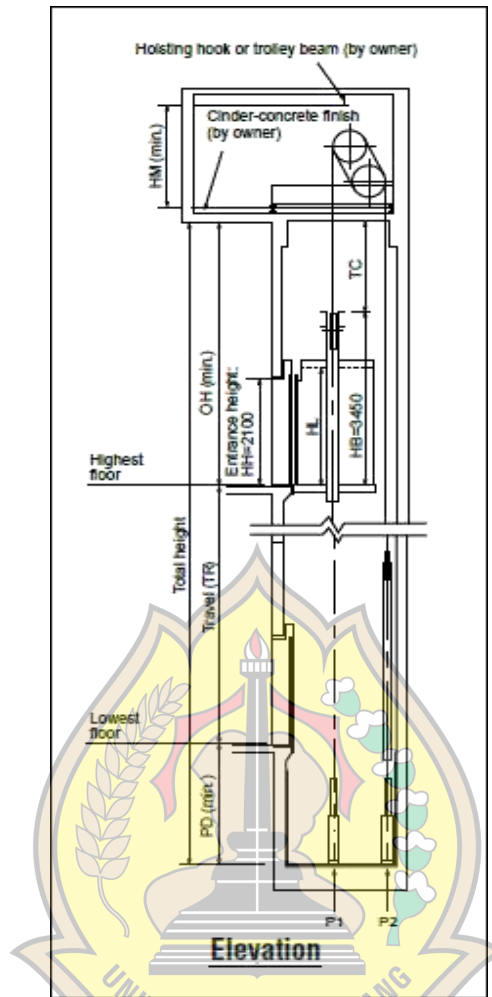
Rated speed (m/sec)	Code number	Rated capacity (kg)	Number of persons	Entrance width (mm)	Car internal dimensions (mm)	Internal dimensions of hoistway (mm) <sup>1)</sup>		Internal dimensions of machine room (mm)	
						In-line arrangement			
						1-unit installation	2-unit installation	2-unit installation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

Tabel 4. 28 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

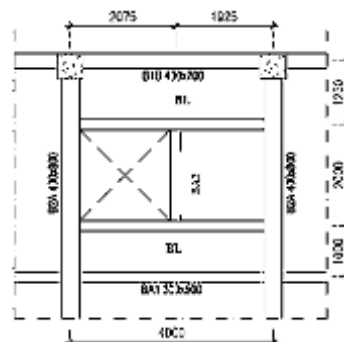
Gambar 4. 46 Layout Ruang Mesin dan *Hoistway*





**Gambar 4. 47 Potongan Melintang Lift**

Lokasi Balok Lift yang akan ditinjau dalam perhitungan ini dijelaskan pada Gambar 4.12.



**Gambar 4. 48 Rencana Balok Lift**

Balok Lift menerima beban reaksi lift sesuai dengan spesifikasi teknis lift, beban hidup pada pelat lantai *hall*, beban hidup ruang mesin lift, reaksi beban dari balok BA1 dan berat sendiri balok lift. Besarnya beban-beban tersebut adalah sebagai berikut:

Beban merata ultimit ( $q_{u2}$ ) :

➤ Beban mati pelat lantai *hall*

$$\text{Berat sendiri} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Spesi 2 cm} = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban lantai keramik} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban mekanikal elektrik} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total beban mati pelat lantai } \textit{hall} = 379 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban pada balok lift} = 379 \text{ kg/m}^2 \times 0,55 \text{ m} = 208,45 \text{ kg/m}$$

➤ Beban mati pelat lantai ruang mesin lift

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

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

➤ Beban sendiri balok

$$\text{Beban sendiri balok} = 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

➤ Beban hidup pelat lantai *hall*

$$\text{Beban hidup area } \textit{hall} = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban pada balok lift} = 479 \text{ kg/m}^2 \times 0,55 = 263,45 \text{ kg/m}$$

➤ 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 ( $q_{u2}$ )

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

$$q_{u2} = 1,2 (208,45 + 23,184 + 288) + 1,6 (263,45 + 165)$$

$$= 1309,08 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat :

➤ Reaksi beban balok BS

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,3 \times 2,5 \times 2400 = 360 \text{ kg}$$

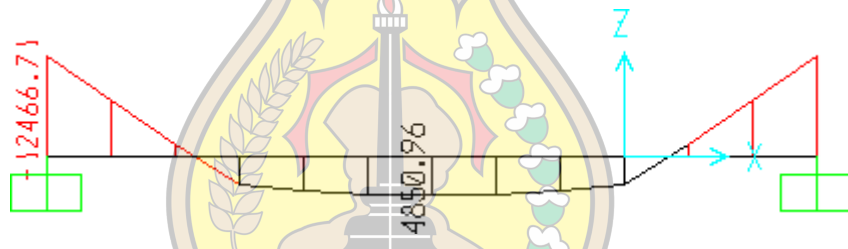
$$\text{Beban } P_{BS} \text{ ultimit} = 1,2 (900) = 432 \text{ kg}$$

➤ Beban Lift

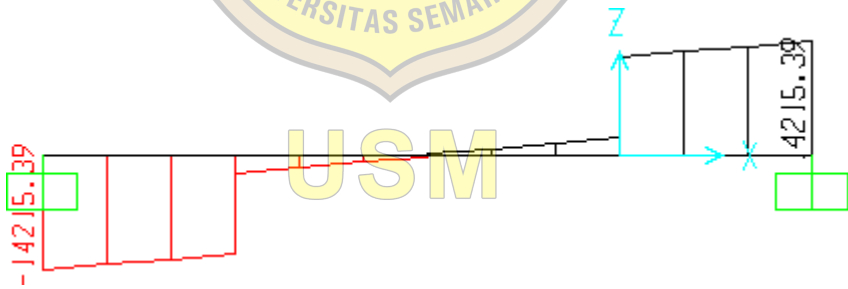
$$R2 \text{ (Reaction of Machine Room)} = 63 \text{ Kn} = 6300 \text{ kg}$$

$$\text{Beban } R2 \text{ ultimit} = 1,6 \times 6300 \text{ kg} = 10080 \text{ kg}$$

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.



**Gambar 4. 49 Diagram Momen Balok Lift (dalam kg)**



**Gambar 4. 50 Diagram Geser Balok Lift (dalam kg)**

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

$$M_u^+ = 12466,71 \text{ kg.m} = 124,67 \text{ kN.m}$$

$$M_u^- = 4850,96 \text{ kg.m} = 48,51 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 14215,39 \text{ kg} = 142,15 \text{ kN}$$

#### 4.5.3.2 Penulangan Balok Lift Area Tumpuan

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

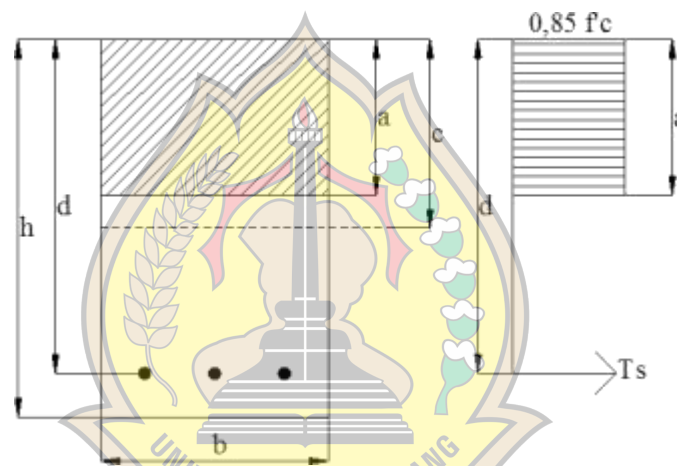
$$B = 300 \text{ mm} \qquad E = 200000 \text{ MPa} \qquad D_{\text{tul utama}} = 16 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm} \qquad f_y = 240 \text{ MPa} \qquad D_{\text{senggang}} = 10 \text{ mm}$$

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

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

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



Gambar 4. 51 Penampang Balok dan Blok Tegangan Pada Balok Lift

$$M_u = 12466,72 \text{ Kg.m} = 124,7 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

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

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 124,7 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 300 \times 342^2}} \right) = 0,011$$

Rasio tulangan minimum ( $\rho_{\text{min}}$ ) 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:

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

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

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

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{240} \times \left( \frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0541$$

$$\rho_{max} = \frac{0,003 + 240/200000}{0,008} 0,0541 = 0,210$$

Karena  $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$ , maka digunakan  $\rho = 0,011$

$$A_s = \rho b d = 0,0097 \times 300 \times 342 = 1129,66 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 6D16 untuk tulangan lentur area tumpuan.

$$A_s \text{ terpasang} = 1205,76 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tekan diambil 50% dari tulangan tarik

$$A_s' = 50\% \times 1205,76 \text{ mm}^2 = 602,88 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D16 untuk tulangan tekan area tumpuan

Periksa nilai  $\epsilon_t$  :

$$a = \frac{A_s fy}{0,85 f'c b} = \frac{1205,76 \times 250}{0,85 \times 25 \times 300} = 75,66 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 89,01 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,0085 > 0,005$$

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi A_s \cdot fy (d - a/2) = 0,9 \times 1205,76 \times 240 (342 - 75,66/2) \\ &= 132033137,2 \text{ Nmm} = 132,03 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$132,03 \text{ kN.m} > 124,67 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.3.3 Penulangan Balok Lift Area Lapangan

$$M_u = 4850,96 \text{ kg.m} = 48,51 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \phi f'c b d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 48,51 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 300 \times 442^2}} \right) = 0,004 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ) 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  $f'c = 25 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1 = 0,85$

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

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

$$\rho_{max} = \frac{0,003 + 240/200000}{0,008} 0,054 = 0,210$$

Karena  $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$ , maka digunakan  $\rho = 0,004$

$$A_s = \rho b d = 0,004 \times 300 \times 342 = 409,38 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D16 untuk tulangan lentur area lapangan.

$$A_s \text{ terpasang} = 602,88 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan tekan digunakan 2D16 untuk area lapangan

Periksa nilai  $\epsilon_t$  :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{602,88 \times 250}{0,85 \times 25 \times 300} = 37,83 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 44,5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,002 > 0,005$$

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

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 0,9 \times 602,88 \times 400 (342 - 29,67/2) \\ &= 70121577,1 \text{ Nmm} = 70,12 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$70,12 \text{ kN.m} > 48,51 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.3.4 Penulangan Geser Balok Lift

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

$$V_u = 14215,39 \text{ kg}$$

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

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,75 (0,17) (1,0) \sqrt{25} (300) (342) \\ &= 65407,5 \text{ N} = 6540,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} (6540,75) = 3270,38 \text{ kg}$$

$$V_u > \phi V_c, 14215,49 \text{ kg} > 6540,75 \text{ kg},$$

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

$$\begin{aligned}V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (14215,3 - 6540,75) / 0,75 = 10232,74 \text{ kg}\end{aligned}$$

Pengecekan gaya geser yang ditahan oleh tulangan :

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

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

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.

$$s_1 = (A_v f_{yt} d) / V_s = (157,08 \times 400 \times 342) / 102327,3 = 209,998 \text{ mm}$$

jarak maksimum yang disyaratkan diambil nilai terkecil dari  $s_2$  dan  $s_3$ .

$$s_2 = d/2 \leq 600 \text{ mm}$$

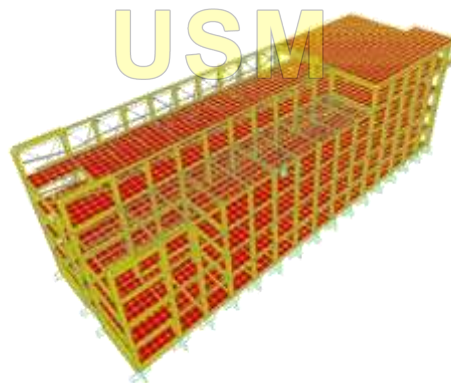
$$s_2 = 342/2 = 221 \text{ mm}$$

$$s_3 = A_v f_{yt} / 0,35b_w = 157,08 (400) / (0,35 \times 300) = 598,4 \text{ mm}$$

maka jarak antar sengkang maksimum yang digunakan adalah  $s_2 = 171 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$ . Sehingga tulangan sengkang pada balok anak BA1 adalah **D10 – 150** untuk daerah tumpuan maupun lapangan karena jarak antar sengkang menggunakan jarak maksimum.

#### 4.5.4 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. 52** 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. 30 Hasil Analisis Struktur pada Balok Induk B1A**

Kombinasi Pembebanan	$M_u^+$ (kN.m)	$M_u^-$ (kN.m)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (kN.m)
1,4D	198,69	267,57	228,88	58,54
1,2DL + 1,6LL	218,16	322,82	279,35	72,54
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EX	234,62	501,35	360,00	87,35
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EY	227,37	344,79	291,86	103,59
(0.9-0,2SDS)DL + 1EX	216,65	348,48	217,51	49,26
(0.9-0,2SDS)DL + 1EY	110,47	162,99	134,31	63,171
Nilai Maksimum	234,62	501,35	360,00	103,59

**Tabel 4. 31 Hasil Analisis Struktur pada Balok Induk B1B**

Kombinasi Pembebanan	$M_u^+$ (kN.m)	$M_u^-$ (kN.m)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (kN.m)
1,4D	150,24	202,98	186,12	88,64
1,2DL + 1,6LL	158,18	230,29	192,0	92,68
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EX	174,77	404,02	265,94	115,72
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EY	173,08	248,58	200,86	119,25
(0.9-0,2SDS)DL + 1EX	291,37	212,47	158,48	59,81
(0.9-0,2SDS)DL + 1EY	83,72	131,48	92,74	63,28
Nilai Maksimum	291,37	404,02	265,94	119,25



USM

**Tabel 4. 32 Hasil Analisis Struktur pada Balok Induk B2A**

Kombinasi Pembebanan	$M_u^+$ (kN.m)	$M_u^-$ (kN.m)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (kN.m)
1,4D	243,97	443,18	291,01	103,83
1,2DL + 1,6LL	317,04	624,17	411,47	128,82
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EX	292,81	643,80	407,17	164,06
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EY	315,69	786,82	449,58	130,72
(0,9-0,2SDS)DL + 1EX	132,78	319,14	182,02	93,94
(0,9-0,2SDS)DL + 1EY	209,47	472,34	227,61	59,73
Nilai Maksimum	317,04	786,82	449,58	164,06

**Tabel 4. 33 Hasil Analisis Struktur pada Balok Induk B2B**

Kombinasi Pembebanan	$M_u^+$ (kN.m)	$M_u^-$ (kN.m)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (kN.m)
1,4D	151,15	259,06	197,61	114,01
1,2DL + 1,6LL	195,93	327,96	250,36	123,18
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EX	189,43	362,89	260,25	168,82
(1,2+0,2SDS)DL + 1L + 1EY	385,96	653,33	498,16	136,42
(0,9-0,2SDS)DL + 1EX	125,67	193,32	157,72	99,04
(0,9-0,2SDS)DL + 1EY	436,77	525,13	438,99	66,63
Nilai Maksimum	436,77	653,33	498,16	168,82

**Tabel 4. 34 Hasil Analisis Struktur Terbesar pada Balok Induk**

Notasi	$M_u^+$ (kN.m)	$M_u^-$ (kN.m)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (kN.m)
B1A	234,62	501,35	360,00	103,59
B1B	291,37	404,02	265,94	119,25
B2A	317,04	786,82	449,58	164,06
B2B	436,77	653,33	498,16	168,82

#### 4.5.4.2 Penulangan Lentur Balok Induk

Pada dasarnya, perhitungan tulangan lentur balok induk sama seperti perhitungan pada balok anak maupun balok lift. Perhitungan tulangan dijelaskan menggunakan tabel dan kemudian akan ditinjau kembali dengan persyaratan SRPMK untuk balok. Hasil perhitungan tulangan dijelaskan pada tabel 4.20. Contoh perhitungan tulangan lentur untuk balok area tumpuan dan lapangan berdasarkan momen yang terjadi adalah sebagai berikut :

Contoh perhitungan balok B2B

$$M_u = 653,33 \text{ kN.m}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

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

$$\rho_{pertu} = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 653,33}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 400 \times 700^2}} \right) = 0,010$$

Rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ) 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  $f'c = 25 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1 = 0,85$

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

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

$$\rho_{max} = \frac{0,003 + 240/200000}{0,008} 0,054 = 0,210$$

Karena  $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$ , maka digunakan  $\rho = 0,011$

$$A_s = \rho b d = 0,011 \times 400 \times 700 = 2869,27 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 7D25 untuk tulangan lentur area Lapangan

$$A_s \text{ terpasang} = 3434,38 \text{ mm}^2$$

Periksa nilai  $\epsilon_t$  :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{602,88 \times 250}{0,85 \times 25 \times 400} = 161,63 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 190,15 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003 = 0,008 > 0,005$$

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y (d - a/2) = 0,9 \times 3434,38 \times 240 (700 - 161,62/2) \\ &= 765552,6 \text{ Nmm} = 765,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$765,5 \text{ kN.m} > 653,33 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

Perhitungan tulangan lentur lainnya berdasarkan contoh perhitungan di atas dijelaskan pada tabel di bawah ini:



USM



Rekapitulasi kebutuhan tulangan lentur balok induk adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 36 Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok Induk**

Balok Induk		Atas		Bawah	
			As		As
B1A (700X400)	Tumpuan	8D25	3925	5D25	2453.13
	Lapangan	3D25	1471.88	5D25	2453.13
B1B (700X400)	Tumpuan	6D25	2943.75	4D25	1962.5
	Lapangan	3D25	1471.88	4D25	1962.5
B2A (800X400)	Tumpuan	10D25	4906.25	5D25	2453.13
	Lapangan	3D25	1471.88	5D25	2453.13
B2B (800X400)	Tumpuan	6D25	2943.88	4D25	1962.5
	Lapangan	3D25	1471.88	4D25	1962.5

#### 4.5.4.3 Pemeriksaan Persyaratan Umum untuk Komponen Lentur SRPMK

Persyaratan Umum untuk Komponen Lentur adalah sebagai berikut :

- $l_n \geq 4d$
- $b_w \geq 0,3h$  atau 250 mm
- Lebar penampang,  $b_w$  tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang sama atau lebih kecil dari nilai terkecil antara lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali tinggi kolom.

Pengecekan balok induk terhadap persyaratan di atas dijelaskan pada tabel di bawah ini:

**Tabel 4. 37 Pemeriksaan Balok Induk terhadap Persyaratan Umum untuk Komponen Lentur SRPMK**

Berdasarkan pemeriksaan di atas, semua balok induk yang direncanakan telah memenuhi persyaratan umum untuk komponen lentur SRPMK.

Balok Induk	Ln (mm)	B <sub>w</sub> (mm)	D (mm)	Persyaratan			Keterangan
				(a)	(b)	(c)	
B1A	6500	400	630	2400	250	700	OK
B1B	6500	400	630	2400	250	700	OK
B2A	8900	400	720	2800	250	700	OK
B2B	6500	400	720	2800	250	700	OK

**4.5.4.4 Pemeriksaan Terhadap Persyaratan untuk Tulangan Lentur Persyaratan untuk Tulangan Lentur SRPMK adalah sebagai berikut :**

- a. Persyaratan terhadap luas tulangan minimum dan maksimum

$$A_{s \min} = (1,4/f_y) b_w d \quad A_{s \max} = 0,025 b_w d$$

**Tabel 4. 38 Pemeriksaan Balok Induk terhadap Persyaratan Tulangan Minimum dan Maksimum**

Balok Induk	A <sub>s tump.</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s lap.</sub> (mm <sup>2</sup> )	b <sub>w</sub> (mm)	d (mm)	A <sub>s min</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> (mm <sup>2</sup> )	Keterangan
B1A	3925	2543.13	400	630	882	6300	OK
B1B	2943.8	1962.5	400	630	882	6300	OK
B2A	4906.3	2453.13	400	720	1008	7200	OK
B2B	2943.8	1962.5	400	720	1008	7200	OK

- b. kuat lentur positif pada muka kolom  $\geq 1,2$  kuat lentur negatif pada muka tersebut

$$M_n^+ > \frac{1}{2} M_n^-$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b}$$

$$M_n^+ = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

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



**Tabel 4. 39 Pemeriksaan Balok Induk terhadap Persyaratan Kuat Lentur pada Muka Kolom**

Balok Induk	$A_s'$ (mm <sup>2</sup> )	d (mm)	a (mm)	$M_n^+$ (kN.m)	$M_n^-$ (kN.m)	$\frac{1}{2} M_n^-$ (kN.m)	Keterangan
B1A	2453.13	630	115.44	561.55	717.31	358.66	OK
B1B	1962.5	630	92.35	458.3	562.45	281.23	OK
B2A	2453.13	720	115.44	649.86	1113.3	556.65	OK
B2B	1962.5	720	92.35	528.95	668.42	334.21	OK

Berdasarkan Tabel 4.26, semua balok memenuhi persyaratan kuat lentur positif pada muka kolom  $\geq 1,2$  kuat lentur negative pada muka tersebut.

c.  $\phi M_n^+$  atau  $\phi M_n^- \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar di setiap titik})$

**Tabel 4. 40 Pemeriksaan Balok Induk terhadap Persyaratan Kuat Lentur Balok**

Balok Induk	$M_n^+$ (kN.m)	$M_n^-$ (kN.m)	$\frac{1}{4} M_n^-$ (kN.m)	Keterangan
B1A	561.6	717.3	179.3	OK
B1B	458.3	562.5	140.6	OK
B2A	649.9	1113.3	278.3	OK
B2B	528.9	668.4	167.1	OK

Berdasarkan hasil perhitungan semua balok memenuhi persyaratan  $\phi M_n^+$  atau  $\phi M_n^- \geq \frac{1}{4}$  ( $\phi M_n$  terbesar di setiap titik)

#### 4.5.4.5 Penulangan Torsi Balok Induk

Tulangan Torsi direncanakan pada perhitungan di bawah ini dengan contoh perhitungan penulangan torsi pada balok induk B2A.

Desain tulangan torsi adalah sebagai berikut.

- Nilai momen torsi yang dipakai untuk desain adalah  $T_u = 167.28$  kN.m. Besaran-besaran yang diperlukan dalam perhitungan torsi dengan tebal selimut beton 40 mm dan menggunakan sengkang diameter 10 mm.

$$x_o = \text{lebar as ke as tulangan} = 400 - 2(40 + 10/2) = 310 \text{ mm}$$

$$y_o = \text{tinggi as ke as tulangan sengkang} = 800 - 2(40 + 10/2) = 710 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = x_o y_o = 310 \times 710 = 220100 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} = 0,85 (220100) = 187085 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2 (x_o + y_o) = 2(310 + 710) = 2040 \text{ mm}$$

b. Periksa kebutuhan tulangan torsi Tulangan torsi diperlukan apabila :

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

$$167,28 \times 10^6 > 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{25} \cdot \left( \frac{400 \cdot 800^2}{2 \cdot (400 + 800)} \right)$$

$$167,28 \times 10^6 \text{ Nmm} > 13,28 \times 10^6 \text{ Nmm} \text{ (diperlukan tulangan torsi)}$$

c. Desain tulangan torsi

i. Periksa kecukupan penampang :

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \geq \phi \left[ \left( \frac{V_c}{b_w d} \right) + 0,66 \sqrt{f'_c} \right]$$

$$\phi V_c = 162945 \text{ N} \rightarrow V_c = 217260 \text{ N}$$

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} = \sqrt{\left( \frac{458432,6}{400 \times 720} \right)^2 + \left( \frac{167,28 \times 10^6 \times 2040}{1,7 \times 220100^2} \right)^2}$$

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} = 4,44 \text{ MPa}$$

$$\phi \left[ \left( \frac{V_c}{b_w d} \right) + 0,66 \sqrt{f'_c} \right] = 0,75 \left[ \left( \frac{244666,67}{400 \times 720} \right) + 0,66 \sqrt{25} \right] = 3,11 \text{ MPa}$$

$$4,44 \text{ MPa} > 3,11 \text{ MPa} \text{ (dimensi penampang mencukupi)}$$

ii. Penentuan kebutuhan tulangan sengkang tertutup :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cos \theta} = \frac{167,27 \times 10^6 / 0,75}{2 \times 187085 \times 240 \times 1} = 0,76 \text{ mm}^2 / \text{mm} \text{ dua kaki}$$

$$A_t / (2/3)S = 0,76 \cdot (2/3) = 0,509 \text{ mm}^2 / \text{mm} \text{ tiga kaki}$$

iii. Penentuan kebutuhan tulangan memanjang torsi

$$A_t = \left(\frac{At}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cos^2 \theta = (0,654)2040 \left(\frac{240}{240}\right) 1^2 = 1333,04 \text{ mm}^2$$

d. Tulangan memanjang didistribusikan pada keliling penampang. Luas total tulangan memanjang untuk dipikul torsi adalah  $A_t = 1333,04 \text{ mm}^2$ . Tulangan memanjang torsi didistribusikan pada setiap sudut penampang balok masing masing  $\frac{1}{4} A_t$ . sehingga pada tulangan lentur atas dan bawah balok akan ditambahtulangan memanjang torsi sebesar  $\frac{1}{2} A_t = \frac{1}{2} (1333,04) = 666,53 \text{ mm}^2$ . Perhitungan tulangan torsi dan geser balok induk lainnya dijelaskan pada tabel 4.41

**Tabel 4. 41 Perhitungan Tulangan Torsi Balok Induk**

Balok	B1A	B1B	B2A	B2B
Tu (N)	118260000	140390000	167280000	171990000
xo (mm)	310	310	310	310
yo (mm)	602.5	602.5	692.5	692.5
Aoh (mm <sup>2</sup> )	186775	186775	214675	214675
Ao (mm <sup>2</sup> )	158758.75	158758.75	182473.75	182473.75
ph (mm)	1825	1825	2005	2005
	3.92	4.45	4.57	4.75
	3.84	3.84	3.84	3.84
Cek Penampang	Cukup	Cukup	Cukup	Cukup
At/s (mm <sup>2</sup> /mm)	0.41	0.49	0.51	0.52
Al (mm <sup>2</sup> )	755.25	896.58	1021.14	1049.89
Luas Tulangan Lentur Balok				
As Tumpuan Atas	3497.10	2721.40	4855.36	2624.29
As Tumpuan Bawah	1748.55162	1360.69947	2427.6821	1312.1453
As Lapangan Atas	768.074274	697.618073	923.37767	810.87644
As Lapangan Bawah	1536.15	1395.24	1846.76	1621.75
Luas Tulangan Lentur + Torsi Balok				
As Tumpuan Atas	3874.73	3169.69	5365.93	3149.24
As Tumpuan Bawah	2126.18	1808.99	2938.25	1837.09
As Lapangan Atas	1145.70	1145.91	1433.95	1335.82

As Lapangan Bawah	1913.77	1843.53	2357.33	2146.70
As Samping				
Jumlah Tulangan Memanjang				
Tumpuan Atas	8 D25	7 D25	11 D25	7 D25
Tumpuan Bawah	5 D25	4 D25	6 D25	4 D25
Lapangan Atas	3 D25	3 D25	3 D25	3 D25
Lapangan Bawah	4 D25	4 D25	5 D25	5 D25

#### 4.5.4.6 Penulangan Geser Balok Induk

Balok B2A digunakan sebagai contoh perhitungan gaya geser rencana balok induk. Gaya geser rencana dihitung berdasarkan persamaan berikut :

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

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

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut :

Untuk tulangan 11D25 di sisi atas :

$$a = \frac{A_s \cdot 1,5 \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{5399,61 \times 1,25(240)}{0,85 \cdot 25 \cdot 240} = 317,63 \text{ mm}$$

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

$$= 5399,61 \times 1,25 \times 240 \times \left(720 - \frac{317,63}{2}\right) \times 10^{-6} = 1515,10 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 6D25 di sisi bawah :

$$a = \frac{A_s \cdot 1,5 \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{2945,124 \times 1,25(240)}{0,85 \cdot 25 \cdot 240} = 173,3 \text{ mm}$$

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

$$= 2945,24 \times 1,25 \times 240 \times \left(720 - \frac{173,25}{2}\right) \times 10^{-6} = 932,52 \text{ kNm}$$

Dengan gaya geser pada tumpuan ( $V_u$ ) Balok B2A berdasarkan analisis struktur dengan program SAP2000 akibat kombinasi beban gravitasi 1,381DL + 1 LL adalah 191,20 kN.

$$V_{ki} = \frac{1515,10 + 932,52}{8,9} + 191,20 = 647,97 \text{ kN}$$

$$V_{ka} = \frac{1515,10 + 932,52}{8,9} - 191,20 = -98,03 \text{ kN}$$

Berdasarkan analisis dengan program SAP2000, gaya geser maksimum pada semuakombinasi pembebanan untuk balok induk B2A adalah 517,19 kN. Sehingga gaya geser rencana balok induk B2A yang digunakan adalah hasil perhitungan gaya geserdengan tulangan balok terpasang saat kondisi ekstrem ( $f_s = 1,25 f_y$ ).

Perhitungan gaya geser balok induk lainnya dijelaskan pada tabel 4.41

**Tabel 4. 42 Perhitungan Gaya Geser Rencana Balok Induk**

Balok Induk		As (mm <sup>2</sup> )	a (mm)	d (mm)	l <sub>n</sub> (m)	V <sub>u</sub> (kN)	M <sub>pr</sub> (kN.m)	V <sub>ki</sub> (kN)	V <sub>ka</sub> (kN)
B1A	Kanan	3925,00	230,88	630	6,5	191,20	1009,8	451,8	69,4
	Kiri	2453,13	144,3	630	6,5		684,2		
B1B	Kanan	3434,375	202,02	630	6,5	121,11	908,4	347,3	105,04
	Kiri	1962,5	115,44	630	6,5		561,55		
B2A	Kanan	5396,875	317,46	720	8,9	373,00	1514,6	648,0	-98,04
	Kiri	2943,75	173,16	720	8,9		932,7		
B2B	Kanan	3434,375	202,02	720	8,9	246,86	1062,9	493,3	-54,42
	Kiri	1962,5	115,44	720	8,9		649,9		

**Tabel 4. 43 Hasil Analisis SAP2000 untuk Gaya Geser Maksimum Balok Induk**

Balok Induk	V tumpuan (kN)	V lapangan (kN)
B1A	451,8	264,2
B1B	347,3	185,0
B2A	648,0	264,6
B2B	493,3	299,9

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

Contoh perhitungan balok B2A :

$$V_u = 648,0 \text{ kN}$$

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

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

$$= (648,0 - (0,75) (0,17) (1) \sqrt{25} (400) (720) 10^{-3}) / 0,75 = 619,2 \text{ kN}$$

Periksa apakah penampang cukup menahan geser

$$(V_s < V_{c2}) V_{c2} = 0,66 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$= 0,66 \sqrt{25} (400) (720)$$

$$= 950400 \text{ N} = 950,41 \text{ kN}$$

$$V_s < V_{c2}$$

$$619,2 \text{ kN} < 950,41 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

Kebutuhan tulangan untuk menahan geser :

$$A_v / s = V_s / (f_y d) = 619160 / (400 \times 720) = 2,15 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan sengkang untuk menahan geser dan torsi :

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

$$A_{vt} = 2,15 + 0,51 = 2,66 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

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

$$A_{vt} / s_s = 2,66$$

$$s_s = A_{vt} / 2,659 = 3 (78,54) / 2,66 = 88,62 \text{ mm}$$

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

$$s_1 = d/4 = 720 / 4 = 180 \text{ mm}$$

$$s_2 = 6d_b = 6 (25) = 150 \text{ mm}$$

$$s_3 = 150 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang sengkang tertutup 3D10 – 75.

Pada area lapangan, gaya geser yang bekerja  $V = 264,40 \text{ kN}$ . Sehingga kebutuhantulangan geser pada area lapangan adalah sebagai berikut :

$$V = 264,4 \text{ kN}$$

$$V_s = (V - \phi 0,17\lambda \sqrt{f'_c} b_w d) / \phi$$

$$= (264,4 - (0,75) (0,17) (1) \sqrt{25} (400) (720) 10^{-3}) / 0,75 = 107,73 \text{ kN}$$

Kebutuhan tulangan untuk menahan geser :

$$A_v / s = V_s / (f_y d) = 107730 / (400 \times 720) = 0,37 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan sengkang untuk menahan geser dan torsi :

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

$$A_{vt} = 0,3 + 0,509 = 0,883 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

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

$$A_{vt} / s_s = 0,883$$

$$s_s = A_{vt} / 0,883 = 2 (78,54) / 0,883 = 177,88 \text{ mm}$$

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

$$s_4 = d/2 = 720 / 2 = 360 \text{ mm}$$

$$s_5 = A_{vt} f_{yt} / 0,35 b_w = 2(78,54) (400) / (0,35 \times 400) = 448,8 \text{ mm}$$

$$s_6 = 600 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang sengkang tertutup D10 – 150.

Perhitungan tulangan sengkang balok induk lainnya dijelaskan pada tabel di bawah ini:

**Tabel 4. 44 Pehitungan Tulangan Sengkang Balok Induk**

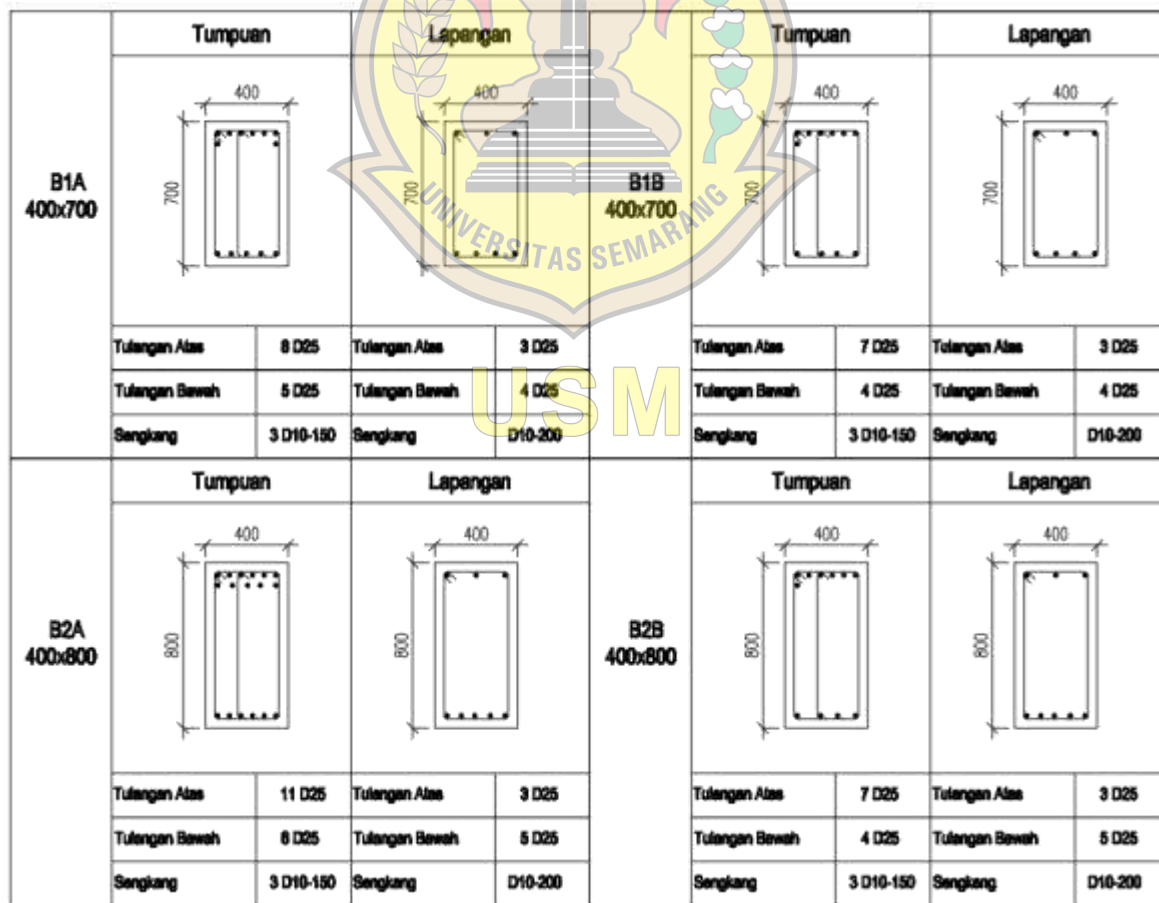
Balok	B1A		B1B		B2A		B2B	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Vu (N)	367100	264170	271190	184990	458430	264600	517190	299970
$\phi V_c$ (N)	160650	160650	160650	160650	183600	183600	183600	183600
Vs (N)	275266.67	138026.67	147388.67	32453.33	366440.00	108000.00	444786.67	155160.00
Vc2 (N)	831600	831600	831600	831600	950400	950400	950400	950400
Diameter (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10
Luas Tul. (mm <sup>2</sup> )	235.50	157.00	235.50	157.00	235.50	157.00	235.50	157.00
Av/s (dua kaki)	1.092	0.548	0.585	0.129	1.272	0.375	1.544	0.539
Jmlh. Kaki	3	2	3	2	3	2	3	2
Avtotal (mm <sup>2</sup> /mm)	1.142	0.962	0.881	0.620	1.358	0.884	1.553	1.062
s1	646.78	573.28	1207.97	2438.21	555.27	837.33	457.46	582.83
s5	315.00	315.00	315.00	315.00	360.00	360.00	360.00	360.00
s6	2018.57	897.14	2018.57	897.14	2018.57	897.14	2018.57	897.14
Syarat SRPMK								
s2	157.50		157.50		180.00		180.00	
s3	150.00		150.00		150.00		150.00	
Jarak tul.	150.00	315.00	150.00	315.00	150.00	360.00	150.00	360.00
Tulangan Sengkang	3D10-150	D10-200	3D10-150	D10-200	3D10-150	D10-200	3D10-150	D10-200



## 4.5.4.7 Hasil Penulangan Balok Induk

Tabel 4. 45 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Balok Induk		Atas	Bawah	Tulangan Sengkang
B1A (700x400)	Tumpuan	8D25	5D25	3D10-150
	Lapangan	3D25	4D25	D10-200
B1B (700x400)	Tumpuan	7D25	4D25	3D10-150
	Lapangan	3D25	4D25	D10-200
B2A (800x400)	Tumpuan	11D25	6D25	3D10-150
	Lapangan	3D25	5D25	D10-200
B2B (800x400)	Tumpuan	7D25	4D25	3D10-150
	Lapangan	3D25	5D25	D10-200



Gambar 4. 54 Gambar Detail Penulangan Balok

#### 4.5.5 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom utama ditinjau pada kolom yang memiliki gaya aksial maksimum..

**Tabel 4. 46 Gaya Normal pada Kolom**

Kombinasi Pembebanan	Gaya Aksial (kg)
<b>1.4D</b>	<b>615154.7</b>
<b>1.2D + 1.6L</b>	<b>780986.8</b>
<b>(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EX</b>	<b>759913.5</b>
<b>(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EY</b>	<b>751146.4</b>
<b>(0.9-0.2SDS) + 1EX</b>	<b>321388.2</b>
<b>(0.9-0.2SDS) + 1EY</b>	<b>301872.2</b>

**Tabel 4. 47 Gaya Dalam pada Kolom Arah Sumbu X**

Kombinasi Pembebanan	Momen (kg.m)	Gaya Geser (kg)
<b>1.4D</b>	<b>5798,49</b>	<b>2497.30</b>
<b>1.2D + 1.6L</b>	<b>1995,86</b>	<b>718.81</b>
<b>(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EX</b>	<b>46308,50</b>	<b>13746.73</b>
<b>(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EY</b>	<b>6857,91</b>	<b>1098.50</b>
<b>(0.9-0.2SDS) + 1EX</b>	<b>45949,10</b>	<b>14038.29</b>
<b>(0.9-0.2SDS) + 1EY</b>	<b>6498,40</b>	<b>806.94</b>

**Tabel 4. 48 Gaya Dalam pada Kolom Arah Sumbu Y**

Kombinasi Pembebanan	Momen (kg.m)	Gaya Geser (kg)
<b>1.4D</b>	<b>7717,49</b>	<b>3547.44</b>
<b>1.2D + 1.6L</b>	<b>10967,03</b>	<b>5144.92</b>
<b>(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EX</b>	<b>13987,53</b>	<b>3706.05</b>
<b>(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EY</b>	<b>61954,30</b>	<b>11919.48</b>
<b>(0.9-0.2SDS) + 1EX</b>	<b>10028,71</b>	<b>714.48</b>
<b>(0.9-0.2SDS) + 1EY</b>	<b>59183,61</b>	<b>14911.06</b>

#### 4.5.5.1 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

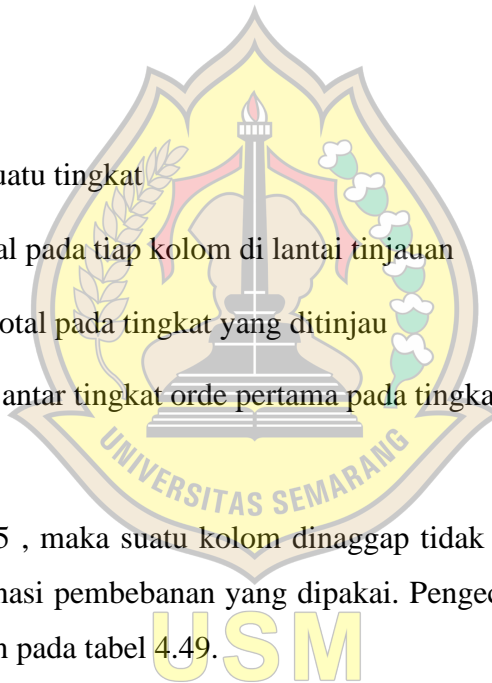
$\sum P_u$  = Beban vertikal total pada tiap kolom di lantai tinjauan

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

$\Delta_o$  = Simpangan relatif antar tingkat orde pertama pada tingkat yang ditinjau

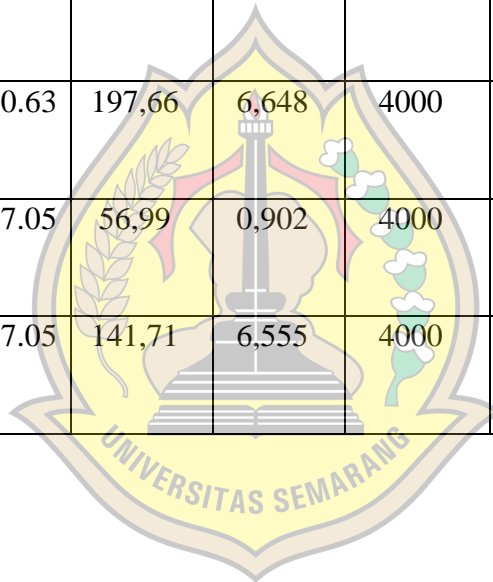
$l_c$  = Panjang kolom

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 4.49.



**Tabel 4. 49 Penentuan Kolom Arah Sumbu X Bergoyang atau Tidak Bergoyang**

Kombinasi	$\Sigma P_u$ (kN)	$V_{us}$ (kN)	$\Delta_o$ (mm)	$L_c$ (mm)	Q	Keterangan
1.4D	11299.15	66,63	0,088	4000	0,004	Tidak Bergoyang
1.2D + 1.6L	11785.49	96,27	0,159	4000	0,005	Tidak Bergoyang
(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EX	28190.63	112,94	0,996	4000	0,065	Bergoyang
(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EY	28190.63	197,66	6,648	4000	0,246	Bergoyang
(0.9-0.2SDS) + 1EX	11837.05	56,99	0,902	4000	0,049	Tidak Bergoyang
(0.9-0.2SDS) + 1EY	11837.05	141,71	6,555	4000	0,142	Bergoyang



USM

**Tabel 4. 50 Penentuan Kolom Sumbu Y Bergoyang atau Tidak Bergoyang**

Kombinasi	$\Sigma pu$ (kN)	$V_{us}$ (kN)	$\Delta_o$ (mm)	$L_c$ (mm)	$Q$	Keterangan
1.4D	11299.15	10,25	0,011	4000	0,003	Tidak Bergoyang
1.2D + 1.6L	11785.49	128,57	0,026	4000	0,0006	Tidak Bergoyang
(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EX	28190.63	133,40	5,078	4000	0,278	Bergoyang
(1.2+0.2SDS) + 1L + 1EY	28190.63	17,83	0,521	4000	0,214	Bergoyang
(0.9-0.2SDS) + 1EX	11837.05	135,32	5,062	4000	0,115	Bergoyang
(0.9-0.2SDS) + 1EY	11837.05	10,77	0,015	4000	0,016	Tidak Bergoyang

Berdasarkan perhitungan di atas, terdapat kombinasi yang mengakibatkan struktur bergoyang dan tidak bergoyang. Oleh karena itu, perlu dipertimbangkan perbesaran momen pada struktur bergoyang dan tidak bergoyang.

#### 4.5.5.2 Kontrol Kelangsingan Kolom

Pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika :

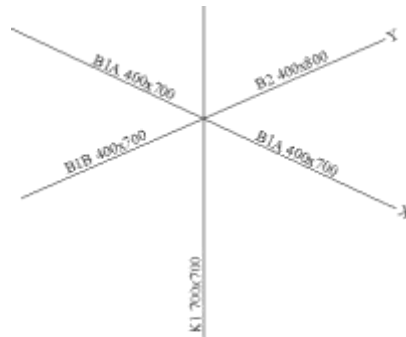
1. Untuk kolom yang tidak ditahan terhadap goyangan samping :

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

2. Untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan samping:

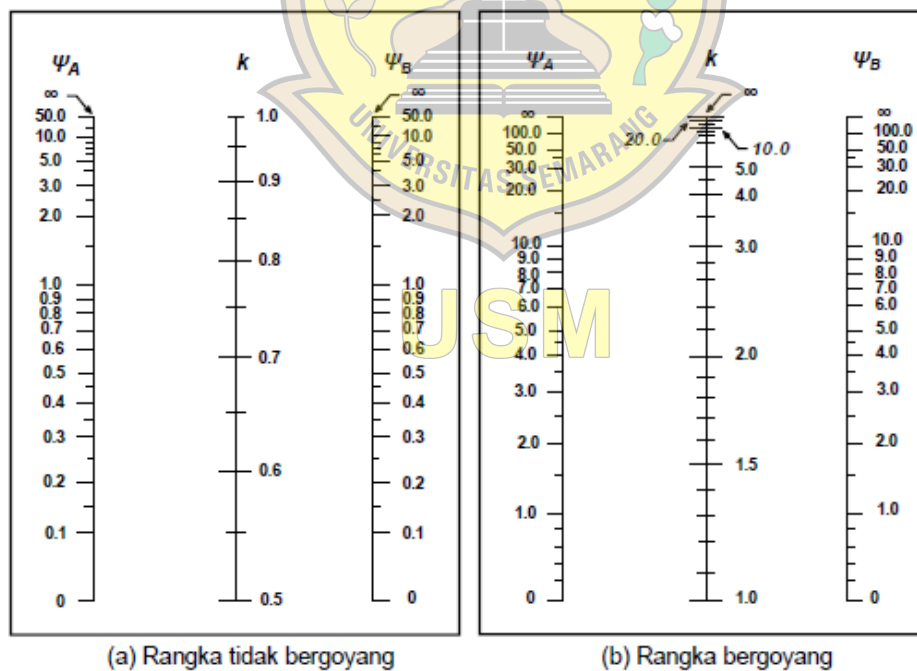
$$\frac{K_{lu}}{r} \leq 34 + 12 \frac{M_1}{M_2} \text{ dan } \frac{K_{lu}}{r} \leq 22$$

Ilustrasi kolom tinjauan dapat dilihat pada gambar 4.55



**Gambar 4. 55 Ilustrasi Kondisi Kolom Tinjauan**

Nilai faktor panjang efektif,  $k$ , ditentukan berdasarkan nomogram pada SNI2847:2019 pasal 6.2.5.1. yang dijelaskan pada gambar 5.24.



$\Psi$  = 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. 56 Faktor panjang efektif,  $k$**

Parameter  $\Psi_A$  dan  $\Psi_B$  ditentukan berdasarkan perhitungan berikut ini :

Tinjauan arah X :

➤ Kolom Tinjauan (K1 700 x 700)

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L_c = 4000 \text{ mm}$$

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

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

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (700) (700^3) = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

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

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,4 \times 10^{10}) = 3,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,06 \times 10^{14}$$

➤ Kolom Atas (K1 700 x 700)

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L_c = 4000 \text{ mm}$$

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

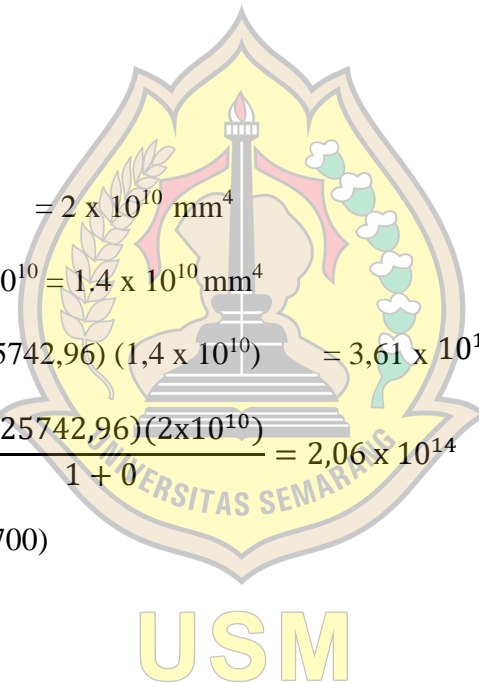
$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (700) (700^3) = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

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

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,4 \times 10^{10}) = 3,61 \times 10^{14}$$



$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,06 \times 10^{14}$$

➤ Balok Atas Kanan dan Kiri (B1 400 x 700)

$$B = 400 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L_c = 5500 \text{ mm}$$

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

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

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (400) (700^3) = 1,14 \times 10^{10}$$

$$I_B = 0,35 I_g = 0,35 \times 1,14 \times 10^{10} = 3,42 \times 10^9$$

$$EI_B = E_c I_k = (25742,96) (3,42 \times 10^9) = 8,037 \times 10^{13}$$

➤ Pondasi

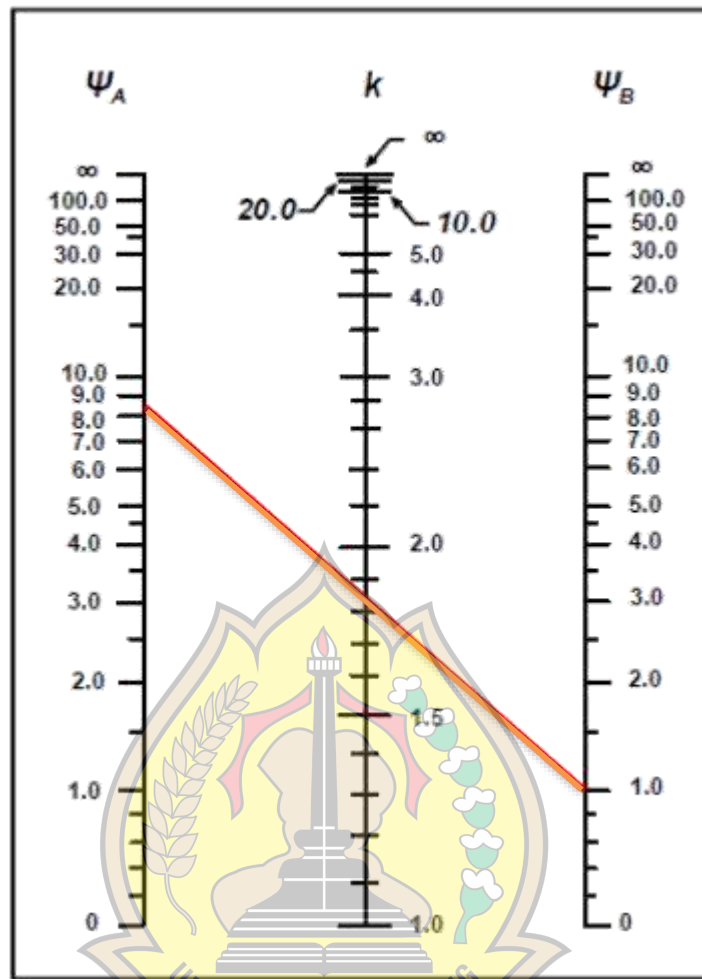
Untuk joint kolom tinjauan bagian bawah yang menumpu pada pondasi, nilai  $\Psi_B = 1,0$ .

Maka,

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

$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{3,61 \times 10^{14}}{4000}\right) + \left(\frac{3,61 \times 10^{14}}{4000}\right)}{\left(\frac{8,037 \times 10^{13}}{5500}\right) + \left(\frac{8,037 \times 10^{13}}{5500}\right)} = 8,24$$





**Gambar 4. 57 Penentuan Nilai k untuk Tinjauan Rangka Bergoyang Sumbu**

**X**

Berdasarkan penentuan nilai k pada gambar 4.3 , didapatkan nilai  $k = 1,82$

$$\text{Jari - jari girasi kolom } (r) = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{10}}{700 \times 700}} = 202,03 \text{ mm}$$

$$l_u = 4000 - 700 = 3300 \text{ mm}$$

$$\frac{K_{lu}}{r} = \frac{(1,82)(4800)}{202,03} = 28,4$$

$\frac{K_{lu}}{r} > 22$  , sehingga perbesaran momen perlu diperhitungkan

Tinjauan arah Y :

➤ Kolom Tinjauan (K1 700 x 700)

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L_c = 4000 \text{ mm}$$

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

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

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (700) (700^3) = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

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

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,4 \times 10^{10}) = 3,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,06 \times 10^{14}$$

➤ Kolom Atas (K1 700 x 700)

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L_c = 4000 \text{ mm}$$

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

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

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (700) (700^3) = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

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

$$EI_k = E_c I_k = (25742,96) (1,4 \times 10^{10}) = 3,61 \times 10^{14}$$

$$EI_g = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{ds}} = \frac{0,4 (25742,96)(2 \times 10^{10})}{1 + 0} = 2,06 \times 10^{14}$$

➤ Balok Atas Kanan (B2 400 x 800)

$$B = 400 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (400) (800^3) = 1,71 \times 10^{10}$$

$$I_B = 0,35 I_g = 0,35 \times 1,71 \times 10^{10} = 5,98 \times 10^9$$

$$EI_B = E_c I_k = (25742,96) (5,98 \times 10^9) = 1,54 \times 10^{14}$$

➤ Balok Atas Kiri (B1B 400x700)

$$B = 400 \text{ mm}$$

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$L_c = 4000 \text{ mm}$$

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

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

$$\beta_{ds} = 0$$

$$I_g = 1/12 (400) (700^3) = 1,43 \times 10^{10}$$

$$I_B = 0,35 I_g = 0,35 \times 1,43 \times 10^{10} = 4,99 \times 10^9$$

$$EI_B = E_c I_k = (25742,96) (4,99 \times 10^9) = 1,28 \times 10^{14}$$

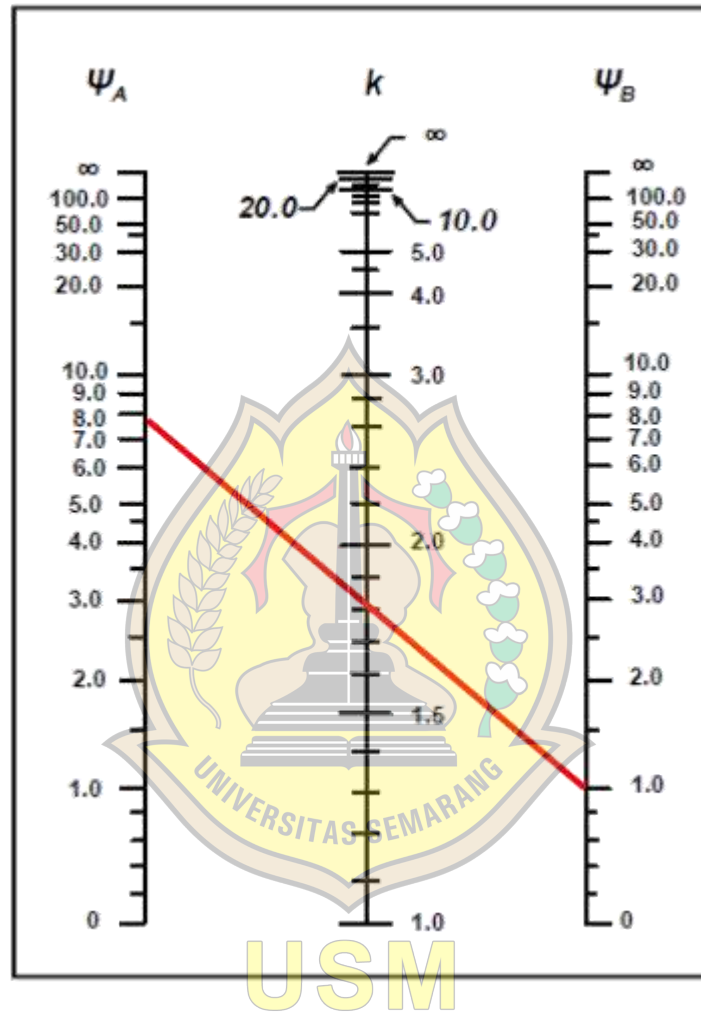
➤ Pondasi

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

$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{EI_{\text{kolom tinjauan}}}{L_{\text{kolom tinjauan}}}\right) + \left(\frac{EI_{\text{kolom atas}}}{L_{\text{kolom atas}}}\right)}{\left(\frac{EI_{\text{balok kiri}}}{L_{\text{balok kiri}}}\right) + \left(\frac{EI_{\text{balok kanan}}}{L_{\text{balok kanan}}}\right)}$$



$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{3,61 \times 10^{14}}{4000}\right) + \left(\frac{3,61 \times 10^{14}}{4000}\right)}{\left(\frac{1,21 \times 10^{14}}{8000}\right) + \left(\frac{8,037 \times 10^{13}}{4000}\right)} = 7,74$$



**Gambar 4. 58 Penentuan Nilai k untuk Tinjauan Rangka Bergoyang Sumbu Y**

Berdasarkan penentuan nilai k pada gambar 4.4, didapatkan nilai  $k = 1,8$

$$\text{Jari - jari girasi kolom (r)} = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{10}}{700 \times 700}} = 202,03 \text{ mm}$$

$$l_u = 4000 - 700 = 3300 \text{ mm}$$

$$\frac{K l_u}{r} = \frac{(1,8)(3300)}{202,03} = 28,38$$

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

#### 4.5.5.3 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:

$$M_1 = 8,860 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 23,250 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor efektif ( $k$ ) = 1,82 Kekakuan kolom dihitung sebagai berikut :

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + \beta_{dns})$$

$\beta_{dns}$  = beban tetap aksial terfaktor maksimum / beban aksial terfaktor maks.

$$\beta_{dns} = 6248,28 \text{ kN} / 7840,61 \text{ Kn} = 0,797$$

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

$$I_g = 1/12 (700) (700)^3 = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI = 0,4 (25742,96) (2 \times 10^{10}) / (1 + 0,797) = 1,146 \times 10^{14}$$

Penentuan beban tekuk Euler,  $P_c$  :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 1,146 \times 10^{14}}{(1,82 \times 3850)^2}$$

$$= 23036693,65 \text{ N}$$

$$= 23036,693$$

Hitung nilai  $C_m$  :

$$C_m = 0,6 + ((0,4M_1)/M_2) \geq 0,4$$

$$= 0,6 + ( (0,4 \times (-48,9)) / (125,08) ) \geq 0,4$$

$$= 0,444$$

Faktor perbesaran momen

$$\delta_{ns} = C_m / \left( 1 - \frac{P_u}{0,75 P_c} \right) = 0,444 / \left( 1 - \frac{7840,61}{0,75 (23036,693)} \right) = 0,81$$

$\delta_{ns} < 1$ , 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:

$$M_1 = 47,6 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 127,9 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor efektif (k) = 1,82

Kekakuakan kolom dihitung sebagai berikut :

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + \beta_{dns})$$

$\beta_{dns}$  = beban tetap aksial terfaktor maks. / beban aksial terfaktor maks.

$$\beta_{dns} = 6248,28 \text{ kN} / 7840,61 \text{ kN} = 0,797$$

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

$$I_g = 1/12 (700) (700)^3 = 2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI = 0,4 (25742,96) (2 \times 10^{10}) / (1 + 0,797) = 1,146 \times 10^{14}$$

Penentuan beban tekuk Euler,  $P_c$  :

$$\begin{aligned} P_c &= \pi^2 EI / (kl_u)^2 \\ &= \pi^2 1,146 \times 10^{14} / (1,82 \times 3850)^2 \end{aligned}$$

$$= 23036693,65 \text{ N}$$

$$= 23036,69$$

Hitung nilai  $C_m$ :

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 + ((0,4M_1)/M_2) \geq 0,4 \\ &= 0,6 + ( (0,4 \times (-10,41)) / (21,87) ) \geq 0,4 \\ &= 0,41 \end{aligned}$$

Faktor perbesaran momen :

$$\delta_{ns} = C_m / \left( 1 - \frac{P_u}{0,75 P_c} \right) = 0,41 / \left( 1 - \frac{7840,6}{0,75 (23036,69)} \right) = 0,75$$

$\delta_{ns} < 1,0$  maka perbesaran momen pada portal tidak bergoyang tidak ada.

#### 4.5.5.4 Perbesaran Momen Portal Bergoyang

a. Perbesaran momen kolom arah sumbu-x

Berdasarkan hasil analisis pada program SAP2000, didapatkan nilai momen seperti berikut:

Untuk momen kondisi *non sway* digunakan kombinasi 1,3808DL + 1LL

$$M_{1ns} = 19,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{2ns} = 45,32 \text{ kN.m}$$

Untuk momen kondisi *sway* digunakan kombinasi 1E

$$M_{1s} = 162,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{2s} = 443,66 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor panjang efektif ( $k$ ) =  $1,82 EI_g = 2,06 \times 10^{14}$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l u^2)} = \frac{\pi^2 (2,06 \times 10^{14})}{(1,82 \times 3300)^2} = 41859026,66 \text{ N} = 41859,027 \text{ KN}$$

Portal arah X memiliki 16 kolom dengan penampang yang sama (700x700) dan panjang yang sama, sehingga:

$$\Sigma P_c = 16 \times 41859,027 \text{ kN} = 669744,32 \text{ kN}$$

$\Sigma P_u$  adalah jumlah beban vertikal terfaktor pada suatu tingkat, sehingga digunakan  $P_u$  (gaya aksial) kolom akibat kombinasi 1,2DL + 1,6LL.

$\Sigma P_u$  untuk kolom lantai yang tinjauan sebesar 7809,87 kN.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6, faktor perbesaran momen dapat dihitung :

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,00$$

$$\delta_s = \frac{1}{1-0,0742} = 1,08 \geq 1,00$$

Nilai momen terfaktor yang diperbesar dihitung sesuai SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6. sebagai berikut:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} = 19,42 + (1,08) (162,82) = 195,27 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 45,32 + (1,08) (443,66) = 524,47 \text{ kN.m}$$

Sehingga nilai momen arah sumbu-x pada kolom K1 (700x700) dengan memperhitungkan perbesaran momen adalah  $M_1 = 195,27 \text{ kN.m}$  dan  $M_2 = 524,47 \text{ kN.m}$

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

$$M_{1ns} = 50,320 \text{ kN.m}$$

$$M_{2ns} = 131,390 \text{ kN.m}$$

Untuk momen kondisi *sway* digunakan kombinasi 1E

$$M_{1s} = 156,540 \text{ kN.m}$$

$$M_{2s} = 484,920 \text{ kN.m}$$

Nilai dari faktor panjang efektif ( $k$ ) = 1,82

$$EI_g = 2,06 \times 10^{14}$$

Portal arah X memiliki 16 kolom dengan penampang yang sama (700x700) dan panjang yang sama, sehingga:



$$\Sigma P_c = 16 \times 41859,027 \text{ kN} = 669744,32 \text{ kN}$$

$\Sigma P_u$  adalah jumlah beban vertikal terfaktor pada suatu tingkat, sehingga digunakan  $P_u$  (gaya aksial) kolom akibat kombinasi 1,2DL + 1,6LL.

$\Sigma P_u$  untuk kolom lantai yang tinjauan sebesar 7809,87 kN.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6, faktor perbesaran momen dapat dihitung:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,00$$

$$\delta_s = \frac{1}{1-0,0742} = 1,08 \geq 1,00$$

Nilai momen terfaktor yang diperbesar dihitung sesuai SNI 2847:2019 Pasal 6.6.4.6. (persamaan 2.82) sebagai berikut:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} = 50,32 + (1,08) (156,54) = 219,38 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 131,39 + (1,08) (484,92) = 655,1 \text{ kN.m}$$

Sehingga nilai momen arah sumbu-x pada kolom K1 (700x700) dengan memperhitungkan perbesaran momen adalah  $M_1 = 219,38 \text{ kN.m}$  dan  $M_2 = 655,10 \text{ kN.m}$

#### 4.5.5.5 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 B1A dengan tulangan 8D25 ( $A_s = 3926,99 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{3926,99 \times 240}{0,85 \times 30 \times 400} = 184,80 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 12,5 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 700 - 62,5 = 637,5 \text{ mm}$$

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d'\right)$$

$$M_{nki} = 3296,99 \times 240 \times (637,5 - 62,5) - 0,85(30) \times 184,18 \times 400 \times \left(\frac{184,18}{2} - 62,5\right)$$

$$M_{nki} = 856240780 \text{ Nmm} = 856,2 \text{ KNm}$$

Momen nominal balok kanan B1A dengan tulangan 5D25 ( $A_s = 2454.37 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{2454,37 \times 240}{0,85 \times 30 \times 400} = 115,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 12,5 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 700 - 62,5 = 637,5 \text{ mm}$$

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d'\right)$$

$$M_{nki} = 2454,37 \times 240 \times (637,5 - 62,5) - 0,85(30) \times 184,18 \times 400 \times \left(\frac{184,18}{2} - 62,5\right)$$

$$M_{nki} = 569168412,5 \text{ Nmm} = 569,17 \text{ KNm}$$

$$M_n \text{ balok} = M_n \text{ balok kiri} + M_n \text{ balok kanan}$$

$$M_n \text{ balok} = 856,24 + 569,17 = 1425,4 \text{ kN.m}$$

$M_n$  kolom atas diasumsikan sama dengan  $M_n$  kolom desain, sehingga  $M_n$  kolom dihitung sebagai berikut :

$$M_n \text{ kolom atas} + M_n \text{ kolom desain} = 1,2 M_n \text{ balok}$$

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2 M_n \text{ balok}$$

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2(1425,41)$$

$$M_n \text{ kolom} = 855,25 \text{ kN.m}$$

b.) Tinjauan arah sumbu-y

Momen nominal balok kiri B2A dengan tulangan 11D25 ( $A_s = 5399.61 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{5399,62 \times 240}{0,85 \times 30 \times 400} = 254,10 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 12,5 = 62,5 \text{ mm}$$

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

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d'\right)$$

$$M_{nki} = 5399,62 \times 240 \times (800 - 62,5) - 0,85(30) \times 254,1 \times 400 \times \left(\frac{254,1}{2} - 62,5\right)$$

$$M_{nki} = 1280679113 \text{ Nmm} = 1280,68 \text{ KNm}$$

Momen nominal balok kanan B2B dengan tulangan 4D25 ( $A_s = 1963.50 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{1963,5 \times 240}{0,85 \times 30 \times 400} = 92,4 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 12,5 = 62,5 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

$$M_{nki} = A_s \times f_y \times (d - d') - 0,85 f'c \times a \times b \times \left(\frac{a}{2} - d'\right)$$

$$M_{nki} = 1963,5 \times 240 \times (360 - 62,5) - 0,85(30) \times 254,1 \times 400 \times \left(\frac{254,1}{2} - 62,5\right)$$

$$M_{nki} = 503598480 \text{ Nmm} = 503,6 \text{ KN}$$

$$M_n \text{ balok} = M_n \text{ balok kiri} + M_n \text{ balok kanan}$$

$$M_n \text{ balok} = 1280,68 + 503,60 = 1784,28 \text{ kN.m}$$

$M_n$  kolom atas diasumsikan sama dengan  $M_n$  kolom desain, sehingga  $M_n$  kolom dihitung sebagai berikut :

$$M_n \text{ kolom atas} + M_n \text{ kolom desain} = 1,2 M_n \text{ balok}$$

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2 M_n \text{ balok}$$

$$2 \times M_n \text{ kolom} = 1,2 (1784,28)$$

$$M_n \text{ kolom} = 1070,57 \text{ kN.m}$$

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. 51 Rekapitulasi Momen pada Kolom K1 (700x700)**

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.

#### 4.5.5.6 Desain Tulangan Longitudinal pada Kolom

Penentuan luas tulangan longitudinal kolom menggunakan grafik dari ACI-Design Handbook (ACI 340R-97). Nilai momen rencana dan  $P_u$  (kombinasi  $(1,2-0,2SDS)D + 1L + 1E$ ) sebagai dasar perhitungan pada grafik tersebut untuk menentukan rasio tulangan yang akan digunakan.

$$R_n = P_n e / f'_c A_g h$$

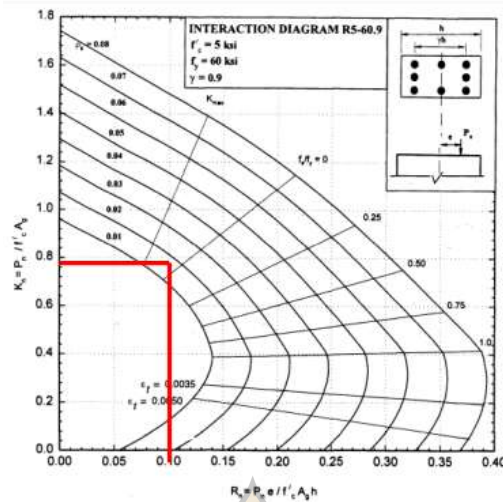
$$M_n = 1070,57 \text{ kN.m}$$

$$P_n = 7809,87 \text{ kN} / 0,65 = 12015,185 \text{ kN}$$

$$e = M_n / P_n = 1070,57 \text{ kN.m} / 12015,185 \text{ kN} = 0,089 \text{ m} = 89,1 \text{ mm}$$

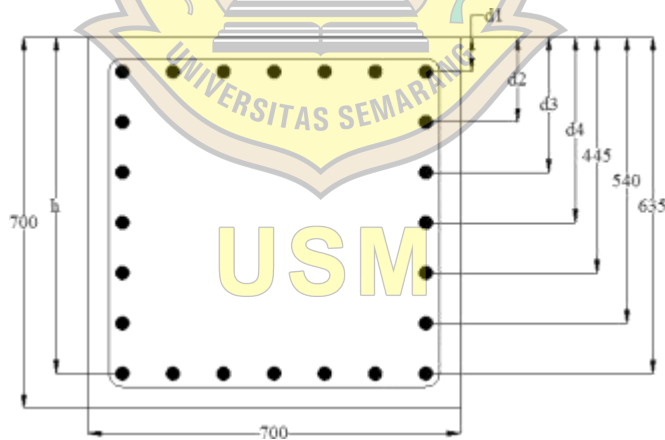
$$R_n = 12015185 (89,1) / (30) (700^2) 700 = 0,104$$

$$k_n = P_n / f'_c A_g = 12015185 / (30) (700^2) = 0,82$$



**Gambar 4. 59 Diagram Interaksi Kolom dengan  $f'_c = 30$  Mpa dan  $f_y = 240$  MPa (Issa, 1997)**

Berdasarkan grafik di atas, didapatkan rasio tulangan untuk struktur kolom yaitu sebesar 0,025. Sehingga luas tulangan ( $A_s$ ) =  $0,025 \times 700^2 = 12250 \text{ mm}^2$ . Digunakan tulangan longitudinal 24D32 ( $A_s = 19301,94 \text{ mm}^2$ )



**Gambar 4. 60 Penampang Kolom K1**

Spesifikasi penampang kolom K1 adalah sebagai berikut:

H = 700 mm	Es = 200000 Mpa	$D_{tul \text{ utama}} = 32 \text{ mm}$
B = 700 mm	Fy = 240 Mpa	$D_{sengkang} = 10 \text{ mm}$
P = 40 mm	$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	$\beta_1 = 0,836$

$$d' = P + D_{\text{senggang}} + 0,5 (D_{\text{tul utama}}) = 40 + 10 + 0,5 (32) = 69 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 700 - 69 \text{ mm} = 631 \text{ mm}$$

Spasi bersih antar tulangan longitudinal :

$$S = \frac{H - 2x (P - D_{\text{senggang}}) - nx D_{\text{tul.utama}}}{n - 1}$$

$$S = \frac{700 - 2x (40 - 13) - 7x 32}{7 - 1} = 61,67 \text{ mm}$$

Setelah mendapatkan spasi bersih antar tulangan, maka jarak setiap baris tulangan terhadap serat terluar beton dapat dihitung sebagai berikut :

$$d1 = P + DSenggang + \frac{1}{2} Dtul utama = 40 + 13 + \frac{1}{2} (32) = 69 \text{ mm}$$

$$d2 = d1 + Dtul utama + S = 69 + 32 + 61,67 = 162,67 \text{ mm}$$

$$d3 = d2 + Dtul utama + S = 162,67 + 32 + 61,67 = 256,34 \text{ mm}$$

$$d4 = d3 + Dtul utama + S = 256,34 + 32 + 61,67 = 350,01 \text{ mm}$$

$$d5 = d4 + Dtul utama + S = 350,01 + 32 + 61,67 = 443,68 \text{ mm}$$

$$d6 = d5 + Dtul utama + S = 443,68 + 32 + 61,67 = 537,35 \text{ mm}$$

$$d7 = d6 + Dtul utama + S = 537,35 + 32 + 61,67 = 631,02 \text{ mm}$$

Pembuatan diagram interaksi P-M dilihat dari 6 (enam) kondisi yang dijelaskan pada perhitungan di bawah ini.

a. Kondisi Tekan Murni

Pada kondisi ini, kolom hanya menerima beban aksial saja ( $M_n = 0$ )

$$P_o = P_{\text{concrete}} + P_{\text{steel}} = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$A_{st} = 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \times 24 = 19292,16 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 0,85 (30) (700^2 - 19292,16) + 400 (19292,16) = 19719913,92 \text{ N} = 19719,914 \text{ kN}$$

$$\phi P_o = 0,65 (19719,914) = 12817,944 \text{ kN}$$

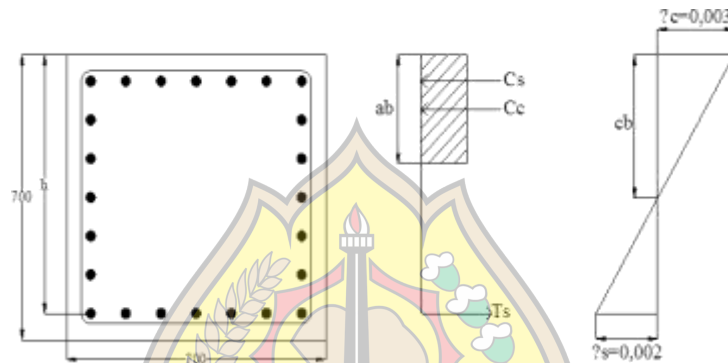
$$P_{n\max} = 0,8 \times \phi P_o = 0,8 (12817,944) = 10254,36 \text{ kN}$$

b. Kondisi Seimbang ( $f_s = f_y$ )

Kondisi seimbang akan menghasilkan regangan beton sebesar 0,003 dan pada saat bersamaan tulangan baja mengalami luluh, atau regangannya mencapai  $\epsilon_y = f_y/E_s = 0,002$ .

$$cb = \frac{600}{600+f_y} \times d = \frac{600}{600+240} \times 631 = 378,6 \text{ mm}$$

$$Ab = \beta_1 \times cb = 0,836 \times 379,5 = 316,51 \text{ mm}$$



**Gambar 4. 61 Diagram Regangan dan Gaya pada Kondisi Balance**

Perhitungan  $P_n$  dan  $M_n$  pada kondisi seimbang adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 52 Perhitungan  $M_n$  pada Kondisi Seimbang**

Material	No	d'	n tul.	As (mm <sup>2</sup> )	εs'	εs	fs	Tekan		Tarik	Lengan (mm)	Mnb (kN.m)
								Cc (kN)	Ts' (kN)	Ts (kN)		
Beton	1							5649.7			191.745	1083.30
Baja	2	69	7	5626.88	0.0025		400		2250.75		281	632.46
Baja	3	162.67	2	1607.68	0.0017		342.2		550.15		187.33	103.06
Baja	4	256.34	2	1607.68	0.001		193.76		311.50		93.66	29.17
Baja	5	350.01	2	1607.68	0.0002		45.309		72.84		-0.01	0.00
Baja	6	443.68	2	1607.68		0.0005	103.14			165.81	-93.68	15.53
Baja	7	537.35	2	1607.68		0.0013	251.58			404.47	-187.35	75.78
Baja	8	631.02	7	5626.88		0.002	400			2250.75	-281.02	632.51
								8834.941023		2821.03		2571.81

Karena baja terluar =  $\varepsilon_y$ , yaitu sebesar 0,0013 maka

$$\text{faktor reduksi } (\phi) = 0,65P_n = 8834,94 \text{ kN} - 2821,03 \text{ kN} = 6013,91 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 (6013,91) = 3909,05 \text{ kN}$$

$$M_n = 2571,81 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0,65 (2571,81) = 1671,68 \text{ kN.m}$$

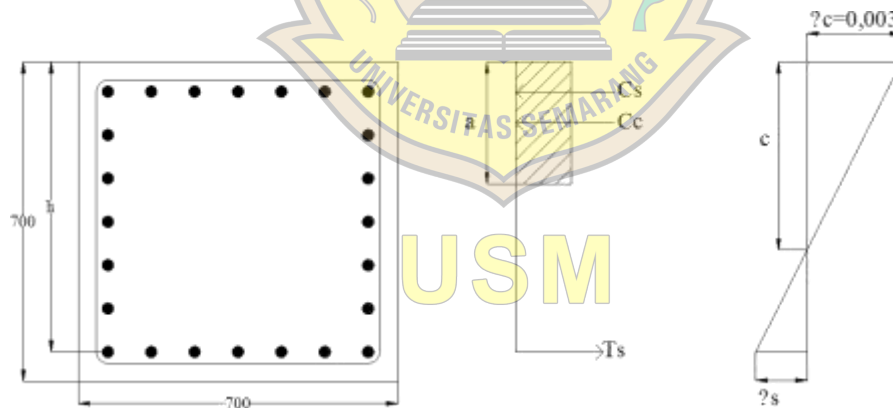
**c. Kondisi nilai  $c > c_b$  ( $\varepsilon_s = 0,5 \varepsilon_y$ )**

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{240}{200000} = 0,0012$$

$$\varepsilon_s = 0,5\varepsilon_y = 0,5 (0,0012) = 0,0006$$

$$c = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \times \varepsilon_c = \frac{631}{0,003 + 0,0006} \times 0,003 = 473,25 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c_b = 0,836 \times 473,25 = 395,64 \text{ mm}$$



**Gambar 4. 62 Diagram Regangan dan Gaya pada Kondisi  $c > c_b$**

Perhitungan  $P_n$  dan  $M_n$  pada kondisi ini adalah sebagai berikut :



Tabel 4. 53 Perhitungan  $M_n$  pada Kondisi  $c > c_b$ 

Material	No	d'	n tul.	As (mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_s'$	$\epsilon_s$	f <sub>s</sub>	Tekan		Tarik	Lengan (mm)	M <sub>nb</sub> (kN.m)
								Cc (kN)	Ts' (kN)	Ts (kN)		
Beton	1							7062.12			152.182	1074.72
Baja	2	69	7	5626.88	0.0026		400		2250.75		281	632.46
Baja	3	162.67	2	1607.68	0.002		1.1813		1.90		187.33	0.36
Baja	4	256.34	2	1607.68	0.0014		0.825		1.33		93.66	0.12
Baja	5	350.01	2	1607.68	0.0008		0.4687		0.75		-0.01	0.00
Baja	6	443.68	2	1607.68	0.0002		0.1125		0.18		-93.68	-0.02
Baja	7	537.35	2	1607.68		0.0004	81.268			130.65	-187.35	24.48
Baja	8	631.02	7	5626.88		0.001	200.03			1125.52	-281.02	316.29
								9317.03		1256.17		2048.42

Karena baja terluar  $< \epsilon_y$ , yaitu sebesar 0,001

maka faktor reduksi ( $\phi$ ) =  $0,65P_n = 9317,03 - 1256,17 = 8060,86$  kN

$\phi P_n = 0,65 (8060,86) = 5239,56$  kN

$M_n = 2048,42$  kN.m

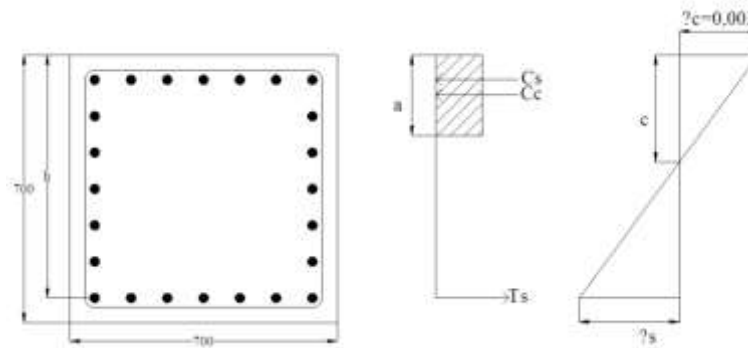
$\phi M_n = 0,65 (2048,42) = 1331,47$  kN.m

**d. Kondisi nilai  $c < c_b$  ( $c = 300$  mm)**

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{240}{200000} = 0,0012$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_c = \frac{631-300}{300} \times 0,003 = 0,00331$$

$$a = \beta_1 x_c = 0,836 \times 300 = 250,8 \text{ mm}$$



**Gambar 4. 63 Diagram Regangan dan Gaya pada Kondisi  $c < c_b$**

Perhitungan  $P_n$  dan  $M_n$  pada kondisi ini adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 54 Perhitungan  $M_n$  pada Kondisi  $c < c_b$**

Material	No	$d'$	n tul.	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_s'$	$\epsilon_s$	$f_s$	Tekan		Tarik	Lengan (mm)	Mnb (kN.m)
								$C_c$ (kN)	$T_s'$ (kN)	$T_s$ (kN)		
Beton	1							4476.78			224.6	1005.48
Baja	2	69	7	5626.88	0.0023		400		2250.75		281	632.46
Baja	3	162.67	2	1607.68	0.0014		274.66		441.57		187.33	82.72
Baja	4	256.34	2	1607.68	0.0004		87.32		140.38		93.66	0.00
Baja	5	350.01	2	1607.68		0.0005	100.02			160.80	-0.01	0.00
Baja	6	443.68	2	1607.68		0.0014	287.36			461.98	-93.68	43.28
Baja	7	537.35	2	1607.68		0.0024	400			643.07	-187.35	120.48
Baja	8	631.02	7	5626.88		0.0033	400			2250.75	-281.02	632.51
								7309.480006		3355.81		2516.93

Karena baja terluar  $> \epsilon_y$ , yaitu sebesar 0,0033 maka faktor reduksi ( $\phi$ ) :

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_s - 0,002) (250/3) = 0,65 + (0,0033 - 0,002) (250/3) = 0,7583$$

$$P_n = 7309,48 - 3355,81 = 3953,67 \text{ Kn}$$

$$\phi P_n = 0,7583 (3953,67) = 2998,07 \text{ kN} \quad M_n = 2516,93 \text{ kN.m}$$

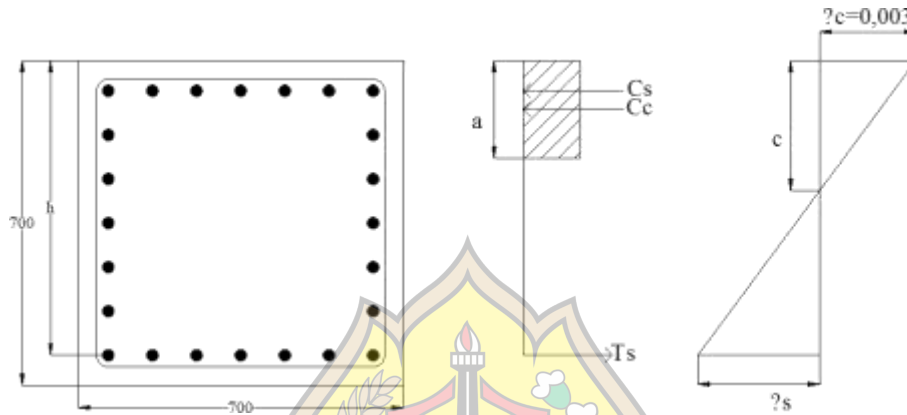
$$\phi M_n = 0,7583 (2516,93) = 1908,59 \text{ kN.m}$$

**e. Kondisi  $\phi P_n = 0,1 f'c A_g$**

$$\phi P_n = 0,1 (30) (700)^2 = 1470 \text{ kN}$$

Nilai  $c$  pada kondisi ini didapatkan melalui *trial and error* hingga nilai  $P_n = 1470\text{kN}$ , didapatkan nilai  $c = 184,2\text{ mm}$

$$a = \beta_1 \times c = 0,836 \times 184,2 = 154\text{ mm}$$



**Gambar 4. 64 Diagram Regangan dan Gaya pada Kondisi  $c = d$**

Perhitungan  $P_n$  dan  $M_n$  pada kondisi ini adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 55 Perhitungan  $M_n$  pada Kondisi  $\phi P_n = 0,1 f'c A_g$**

Material	No	d'	n tul.	As (mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_s'$	$\epsilon_s$	fs	Tekan		Tarik	Lengan (mm)	Mnb (kN.m)
								Cc (kN)	Ts' (kN)	Ts (kN)		
Beton	1							2843.71			270.344	768.78
Baja	2	67.5	7	5626.88	0.0019	-0.0019	387.47		2180.26	0.00	282.5	615.92
Baja	3	161.67	2	1607.68	0.0005	-0.0005	90.974		146.26	0.00	188.33	0.00
Baja	4	255.84	2	1607.68	-0.001	0.001	205.53		0.00	330.42	94.16	-31.11
Baja	5	350.01	2	1607.68	-0.003	0.0025	400		0.00	643.07	-0.01	0.01
Baja	6	444.18	2	1607.68	-0.004	0.004	400		0.00	643.07	-94.18	60.56
Baja	7	538.35	2	1607.68	-0.005	0.0055	400		0.00	643.07	-188.35	121.12
Baja	8	632.52	7	5626.88	-0.007	0.007	400		0.00	2250.75	-282.52	635.88
								5170.225998		3536.90		2171.17

Karena baja terluar  $> \epsilon_y$  maka faktor reduksi ( $\phi$ ) :

$$\begin{aligned} \phi &= 0,65 + (\epsilon_s - 0,002) (250/3) = 0,65 + (0,0073 - 0,002) (250/3) < 0,9 \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

$$P_n = 5170,23 - 3536,90 = 1633,33 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,9 (1633,33) = 1470 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,9 (2171,17) = 1954,05 \text{ kN.m}$$

#### f. Kondisi lentur murni

Nilai  $c$  pada kondisi ini didapatkan melalui *trial and error* hingga nilai  $P_n = 0$ , didapatkan nilai  $c = 129,1 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \times c = 0,836 \times 129,1 = 107,9 \text{ mm}$$

Perhitungan  $P_n$  dan  $M_n$  pada kondisi ini adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 56 Perhitungan  $M_n$  pada Kondisi Lentur Murni**

Material	No	d'	n tul.	As (mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_s'$	$\epsilon_s$	f <sub>s</sub>	Tekan		Tarik	Lengan (mm)	M <sub>nb</sub> (kN.m)
								Cc (kN)	Ts' (kN)	Ts (kN)		
Beton	1							1926.23			296.044	570.25
Baja	2	67.5	7	5626.88	0.0014	-0.0014	286.24		1610.66	0.00	282.5	455.01
Baja	3	161.67	2	1607.68	-8E-04	0.0003	151.48		0.00	243.53	188.33	-45.86
Baja	4	255.84	2	1607.68	-0.003	0.0029	400		0.00	643.07	94.16	-60.55
Baja	5	350.01	2	1607.68	-0.005	0.0051	400		0.00	643.07	-0.01	0.01
Baja	6	444.18	2	1607.68	-0.007	0.0073	400		0.00	643.07	-94.18	60.56
Baja	7	538.35	2	1607.68	-0.01	0.0095	400		0.00	643.07	-188.35	121.12
Baja	8	632.52	7	5626.88	-0.012	0.0117	400		0.00	2250.75	-282.52	635.88
								3536.896		3536.90		1736.42

Karena baja terluar  $> \epsilon_y$ , yaitu sebesar 0,0033 maka faktor reduksi ( $\phi$ ) :

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_s - 0,002) (250/3) = 0,65 + (0,0117 - 0,002) (250/3) < 0,90$$

$$= 1,46 < 0,9, \text{ maka digunakan } \phi = 0,9$$

$$M_n = 1736,42 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0,90 (1736,62) = 1562,96 \text{ kN.m}$$

Karena kolom K1 simetris, maka diagram interaksi untuk sumbu-x dan sumbu-y sama. Rekapitulasi dari perhitungan gaya aksial nominal dan momen nominal kolom rencana (K1) untuk sumbu-x dan sumbu-y adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 57 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Aksial Nominal dan Momen Nominal untuk Diagram Interaksi Kolom**

Kondisi	$P_n$ (kN)	$M_n$ (kN.m)	$\phi P_n$ (kN)	$\phi M_n$ (kN.m)
Tekan Murni	15775.93	0	10254.36	0
$c > c_b$	8060.86	2048.42	5239.56	1331.47
Balance	6013.91	2571.81	3909.05	1671.68
$c < c_b$	3953.67	2516.93	2998.07	1908.59
$\phi P_n = 0,1 f'c A_g$	1633.33	2171.17	1470	1954.05
Lentur Murni	0	1736.42	0	1562.96

Berdasarkan nilai-nilai pada Tabel nilai  $M_n$  kondisi seimbang, Tabel perhitungan gaya geser rencana balok induk, dan Tabel hasil analisis sap 2000 untuk gaya geser maks balok induk, diagram interaksi kolom rencana dan gaya dalam yang terjadi dapat digambarkan pada gambar di bawah ini



**Gambar 4. 65 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah Sumbu X**



**Gambar 4. 66 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah Sumbu-Y**

#### 4.5.5.7 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  $(1,2-0,2SDS)D+1L+1E$ . Gaya dalam pada kolom dengan kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut:

$$M_{ux} = 454,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 454,42 / 0,65 = 699,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = 594,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 594,44 / 0,65 = 914,52 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 7588,045 \text{ kN}$$

$$P_n = P_u / 0,65 = 7588,045 / 0,65 = 11673,92 \text{ kN.m}$$

$$e_x = M_{ux} / P_u$$

$$= 454,42 / 11673,92$$

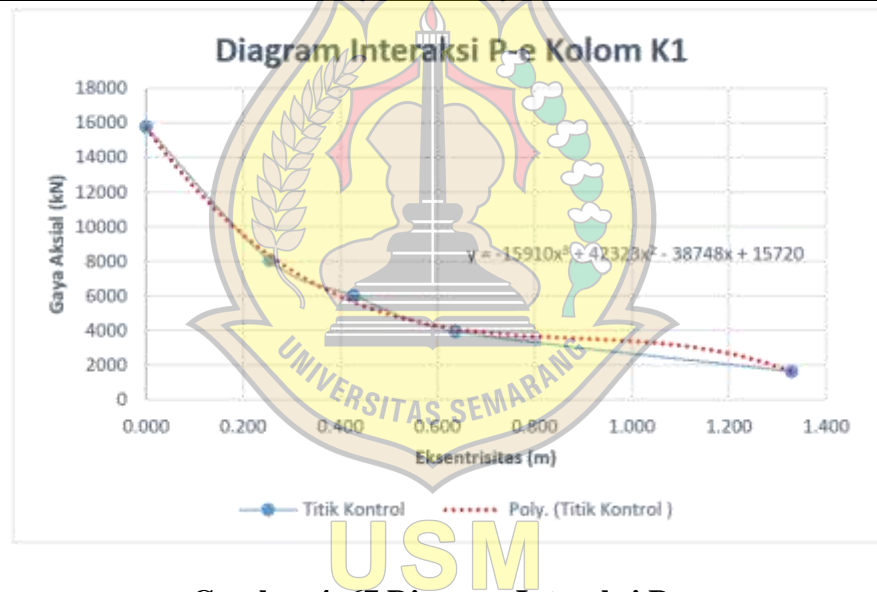
$$= 0,039 \text{ m} = 39,88 \text{ mm}$$

$$e_y = M_{uy} / P_u$$

$$= 594,44 / 11673,92 = 0,051 \text{ m} = 51,34 \text{ mm}$$

Tabel 4. 58 Titik Kontrol Nilai P – M – e

Kondisi	Pn (kN)	Mn (kN.m)	$\phi$ Pn (kN)	$\phi$ Mn (kN.m)	e
Tekan Murni	15775.93	0	10254.36	0	0.000
c > cb	8060.86	2048.42	5239.56	1331.47	0.254
Balance	6013.91	2571.81	3909.05	1671.68	0.428
c < cb	3953.67	2516.93	2998.07	1908.59	0.637
$\phi P_n = 0,1 f'c A_g$	1633.33	2171.17	1470	1954.05	1.329
Lentur Murni	0	1736.42	0	1562.96	~



Gambar 4. 67 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.

$$\begin{aligned}
 P_{nx} &= -15910(ey)^3 + 42323(ey)^2 - 38748(ey) + 15720 \\
 &= -15910 (0,0783)^3 + 42323 (0,0783)^2 - 8748 (0,0783) + 15720 \\
 &= 15286.87 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ny} &= -15910(ey)^3 + 42323(ey)^2 - 38748(ey) + 15720 \\
 &= -15910(0,0599)^3 + 42323(0,0599)^2 - 8748(0,0599) + 15720 \\
 &= 15344,43 \text{ kN} \\
 P_o &= 19719,914 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas tekan yang dipengaruhi oleh beban lentur dua arah adalah sebagai berikut :

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{15286,87} + \frac{1}{15344,43} - \frac{1}{19719,914}$$

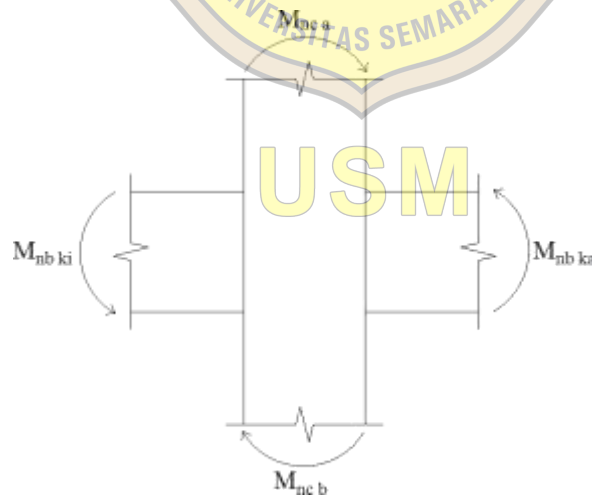
$$P_n = 12519,45 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 0,65 (12519,45) = 813765 \text{ kN} > P_u = 7588,045 \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.5.8 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. 68 Konsep kolom kuat – balok lemah (*strong column – weak beam*)**

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

$$(M_{nc a} + M_{nc b}) \geq 1,2 (M_{nb ki} + M_{nb ka})$$

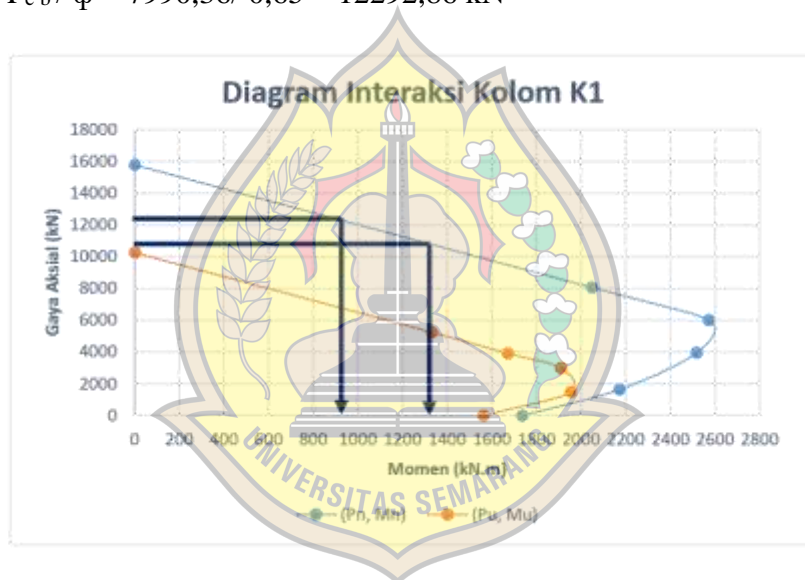


Pengecekan ini dilakukan pada joint atas kolom tinjauan. Nilai momen balok padatinjauan ini diambil dari momen kapasitas balok pada joint tersebut. Sedangkan nilai momen kolom diambil dari diagram interaksi P – M kolom tinjauan dengan memasukan nilai gaya aksial yang terjadi pada kolom tinjauan dan kolom di atas tinjauan berdasarkan analisis menggunakan program SAP2000.

$$P_{c a} = 6853,49 \text{ Kn}$$

$$P_{n a} = P_{c a} / \phi = 6853,49 / 0,65 = 10543,83 \text{ kN} \quad P_{c b} = 7990,36 \text{ kN}$$

$$P_{n b} = P_{c b} / \phi = 7990,36 / 0,65 = 12292,86 \text{ kN}$$



**Gambar 4. 69 Penentuan Momen Kapasitas Kolom**

Nilai momen pada joint atas kolom tinjauan arah sumbu x dan y adalah sebagai berikut :

$$M_{nca} = 1320 \text{ kN.m} \quad M_{ncb} = 930 \text{ kN.m}$$

Momen nominal balok pada arah x dan y pada joint atas kolom adalah sebagai berikut :

**Tabel 4. 59 Momen Nominal Balok pada Joint Kolom Atas K1**

	Arah X		Arah Y	
	Balok Kanan	Balok Kiri	Balok Kanan	Balok Kiri
<b>Notasi</b>	B1A	B1A	B2A	B2B
<b>Mn</b>	856,24 kN.m	569,17 kN.m	1280,68 kN.m	503,60 kN.m

Pengecekan arah x :

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

$$(1320+930) \geq 1,2 (856,24+569,17)$$

$$2250 \text{ kN.m} < 1710,49 \text{ kN.m (Memenuhi)}$$

Pengecekan arah y

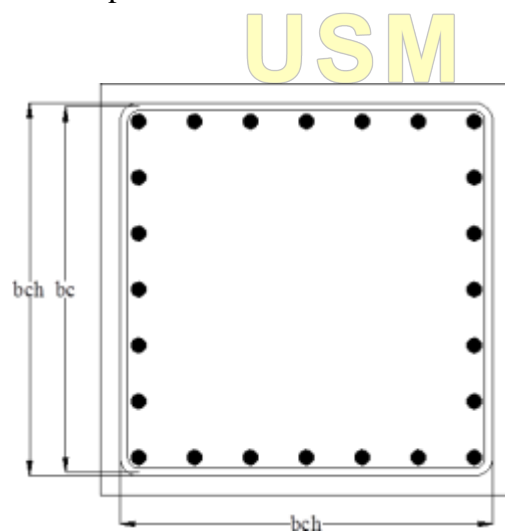
$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(1320+930) \geq 1,2 (1280,68+503,6)$$

$$2250 \text{ kN.m} < 2141,136 \text{ kN.m (Memenuhi)}$$

#### 4.5.5.9 Desain Tulangan Transversal Kolom Sepanjang L<sub>o</sub>

Luas tulangan transversal kolom ( $A_{sh}$ ) yang dibutuhkan ditentukan berdasarkan Pasal 18.7.5.4. SNI 2847:2019 seperti berikut ini :



**Gambar 4. 70 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 =  $700 - 2(40) - 13 = 607$  mm

$A_{sh}$  = luas penampang kolom dihitung dari tulangan terluar kolom ke tulangan terluar kolom  
 =  $(700 - 2(40))^2 = 384400$  mm<sup>2</sup>

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \frac{607 \times 30}{240} \left[ \frac{700 \times 700}{384400} - 1 \right] = 3,752 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,9 \frac{b_c \times f_c'}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,9 \frac{607 \times 30}{240} = 4,097 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal :

- $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil komponen struktur =  $\frac{1}{4} (700) = 175$  mm
- 6 kali diameter tulangan memanjang =  $6 (32) = 192$  mm
- $s_o = 100 + (350 - h_x)/3$ , nilai  $h_x$  dapat diperkirakan sebesar

$\frac{1}{3} h_c = \frac{1}{3} (660) = 220$  mm yang lebih kecil dari syarat yaitu 350 mm, sehingga besar  $s_o$  adalah :  $s_o = 100 + (350 - 220)/3 = 143,33$  mm

Sehingga jarak maksimum tulangan transversal yang dapat diambil adalah 143,33 mm.

Jika jarak antar sengkang tertutup disediakan sebesar  $s = 50$  mm, maka  $A_{sh} = 4,097 (50) = 204,85$  mm<sup>2</sup>. Dapat dipasang sengkang tertutup 3 kaki D10-50 ( $A_{sh} = 235,62$  mm<sup>2</sup>). Sengkang tertutup ini dipasang hingga sejarak  $l_o$  diukur dari muka hubungan balok kolom, di mana  $l_o$  diambil dari nilai terbesar antara :

- tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom = 700 mm
- $\frac{1}{6}$  dari bentang bersih komponen struktur =  $\frac{1}{6} (3850) = 641,67$  mm
- 450 mm.

Jadi sepanjang 700 mm dari muka hubungan kolom balok dipasang sengkang tertutup 3 kaki D10-50.

#### 4.5.5.10 Desain Tulangan Geser pada terhadap Gaya Geser yang Bekerja pada Kolom

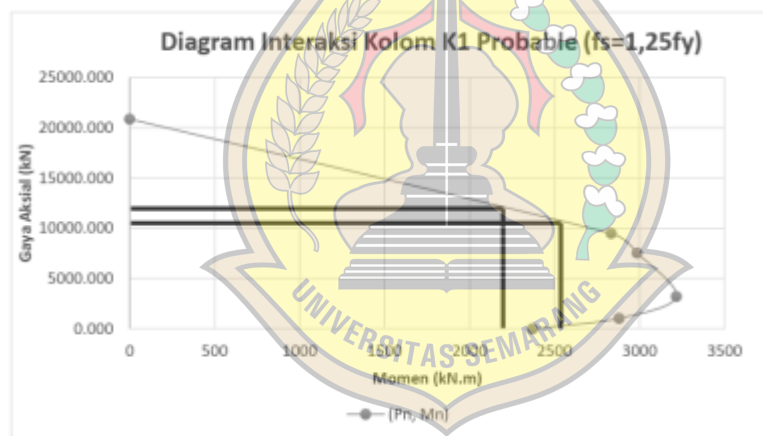
Gaya geser  $V_e$  harus diambil sebagai berikut :

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 probable dengan  $f_s = 1,25 f_y$ . Diagram interaksi tersebut dijelaskan pada gambar di bawah ini.



Gambar 4. 71 Diagram Interaksi Kolom K1 Probable

Berdasarkan diagram interaksi di atas dan berdasarkan beban aksial yang terjadi pada kolom tinjauan ( $P_{u\ b} = 12292,86$  kN) dan kolom di atas tinjauan ( $P_{u\ a} = 10543,83$  kN), didapatkan  $M_{pr}$  kolom sebagai berikut.

$$M_{pr\ atas} = 2550 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr\ bwh} = 2250 \text{ kN.m}$$

Sehingga, gaya geser yang terjadi akibat  $M_{pr}$  kolom adalah sebagai berikut :

$$V_e = \frac{2250+2250}{3,85} = 1246,75 \text{ kN}$$

**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 :

$$V_e = \frac{(1280,68+529,2) \times 0,5 + (1280,68+529,2) \times 0,5}{3,85} = 470,1 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e$  dari langkah a dan b tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis,  $V_e = 140,38 \text{ kN}$ . Sehingga dari ketiga nilai  $V_e$  di atas, diambil  $V_e = 470,10 \text{ kN}$ . Selanjutnya hitung gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser ( $V_s$ )

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

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c}) b_w d = 0,75 (0,17 (1,0) \sqrt{30}) (700) (631) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 307,97 \text{ kN}$$

$$V_s = (470,10 - 307,97) / 0,75 = 216,17 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_s}{f_y t_x d} = \frac{216173}{240 \times 631} = 0,86 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

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  $A_v = 0,86 (150) = 128,47 \text{ mm}^2$ . Sehingga dapat dipasang tulangan sengkang tertutup 2 kaki D10-150 ( $A_s = 157,08 \text{ mm}^2$ )

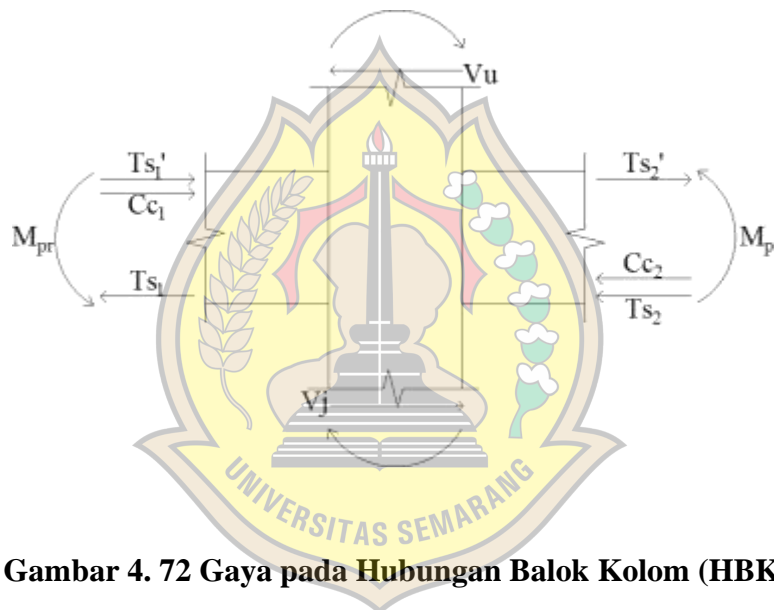
#### 4.5.5.11 Hubungan Balok Kolom (HBK)

Rencana hubungan balok-kolom dengan ukuran kolom  $700 \times 700 \text{ mm}^2$ , balok berukuran  $400 \times 800 \text{ mm}^2$ , dan balok berukuran  $400 \times 700 \text{ mm}^2$  adalah sebagai berikut :

**1. HBK memiliki ukuran luas efektif  $A_j = 700 \times 400 = 280000 \text{ mm}^2$ .**

Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok adalah sebesar  $700 \text{ mm}$ , nilai ini sudah lebih besar daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal ( $= 32 \times 20 = 640 \text{ mm}$ ).

a.) Periksa terhadap gaya geser pada HBK.



**Gambar 4. 72 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.

Tinjauan portal arah - x

Bagian kiri (Balok B1A, tulangan bawah  $5D25 A_{st} = 2454,37 \text{ mm}^2$ )

$$T_{s1} = 1,25 f_y A_{st} = 1,25 (240) (2454,37) = 1227184,63 \text{ N} = 1227,18 \text{ kN.}$$

$$C_{c1} + T_{s1}' = C_1, \text{ dan nilai } C_1 = T_{s1} = 1227,8 \text{ Kn}$$

Bagian kanan (Balok B1A, tulangan atas  $8D25 A_{st} = 3926,99 \text{ mm}^2$ )

$$T_{s2} = 1,25 f_y A_{st} = 1,25 (240) (3926,99) = 1963496 \text{ N} = 1963,50 \text{ kN.}$$

$Cc_2 + Ts_2' = C_2$ , dan nilai  $C_2 = Ts_2 = 1968,50$  kN

Nilai  $V_u$  yang terjadi diambil pada perhitungan tulangan geser pada kolom dengan kondisi momen ekstrem yaitu  $V_e = V_u = 1246,75$  kN. Kemudian dianalisis dengan kesetimbangan horizontal.

$$V_j = C_1 + Ts_2 - V_u = 1227,8 + 1968,50 - 1246,75 = 1949,55 \text{ kN}$$

Nilai dari  $V_j$  tidak boleh melebihi geser nominal pada hubungan balok – kolom dengan kondisi terkekang keempat sisinya, yaitu :

$$\phi V_n = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'c} = 0,85 (1,7) (280000) \sqrt{30} = 2216085,47 \text{ N} = 2216,09 \text{ kN}$$

$$V_j < \phi V_n$$

$$1949,55 \text{ kN} < 2216,09 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Tinjauan portal arah – Y

Bagian kiri (Balok B2B, tulangan bawah 4D25  $A_{st} = 1963,50 \text{ mm}^2$ )

$$Ts_1 = 1,25 f_y A_{st} = 1,25 (240) (1963,50) = 981747,7 \text{ N} = 981,75 \text{ kN.}$$

$Cc_1 + Ts_1' = C_1$ , dan nilai  $C_1 = Ts_1 = 981,75$  kN

Bagian kanan (Balok B2A, tulangan atas 11D25  $A_{st} = 5399,61 \text{ mm}^2$ )

$$Ts_2 = 1,25 f_y A_{st} = 1,25 (400) (5399,61) = 2699806,19 \text{ N} = 2699,81 \text{ kN.}$$

$Cc_2 + Ts_2' = C_2$ , dan nilai  $C_2 = Ts_2 = 2699,81$  kN

Nilai  $V_u$  yang terjadi diambil pada perhitungan tulangan geser pada kolom dengan kondisi momen ekstrem yaitu  $V_e = V_u = 1246,75$  kN. Kemudian dianalisis dengan kesetimbangan horizontal.

$$V_j = C_1 + Ts_2 - V_u = 981,75 + 2699,81 - 1246,75 = 2434,81 \text{ kN}$$

Nilai dari  $V_j$  tidak boleh melebihi geser nominal pada hubungan balok – kolom dengan kondisi terkekang keempat sisinya, yaitu :

$$\phi V_n = 1,7 A_j \sqrt{f'c} = 0,85 (1,7) (280000) \sqrt{25} = 2216085,47 \text{ N} = 2216,09 \text{ kN}$$

$$V_j < \phi V_n$$

$$2434,81 \text{ kN} > 2216,09 \text{ kN}$$

Sehingga dibutuhkan tulangan geser pada HBK. Besarnya gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser adalah :

$$V_{sj} = V_j - \phi V_n / \phi = 2434,81 - 2216,09 / 0,75 = 287,79 \text{ kN}$$

b.) Perhitungan kebutuhan tulangan geser pada HBK

$$V_{sj} = 287,79 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_s}{f_{ytxd}} = \frac{287790}{400 \times 631} = 1,14 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Jika disediakan jarak antar tulangan sengkang 100 mm, maka  $A_{sh} = 1,14 (100) = 114 \text{ mm}^2$ . Digunakan diameter tulangan 10 mm dua kaki ( $A_{sh} = 156,9 \text{ mm}^2$ ). Sehingga tulangan geser pada HBK digunakan D10-100

#### 4.5.5.12 Panjang Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran tulangan digunakan untuk sambungan tulangan pada kolom. Panjang penyaluran tulangan kondisi tekan pada kolom dengan diameter tulangan utama 32 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,

$$\Psi_r = 1,0 \quad \lambda = 1,0$$

$$l_{dc} = (0,043(2400)(1,0))32 = 550,4 \text{ mm}$$

Maka, panjang penyaluran tulangan longitudinal kolom minimum adalah 560,87mm.

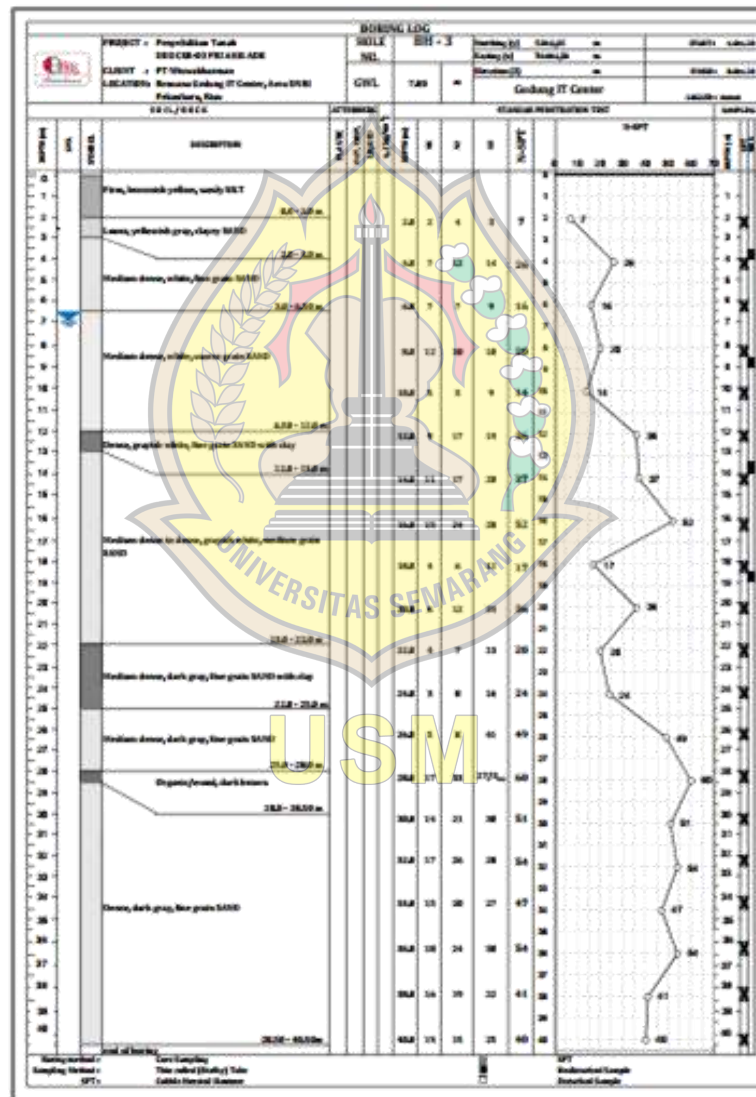


#### 4.5.6 Perencanaan Pondasi

Perhitungan pondasi direncanakan berdasarkan gaya maksimum pada kombinasi pembebanan yang ada. Dalam perencanaan ini, pondasi yang digunakan adalah jenis tiang spun pile dan untuk perhitungan daya dukung berdasarkan gesekan tanah dengan tanah (friction).

##### 4.5.6.1 Data Tanah

Berdasarkan penyelidikan tanah didapat data sebagai berikut:



Gambar 4. 73 Grafik Hasil Standart Penetrasi Test

Hasil pengujian sondir Kedalaman tanah keras dengan nilai  $q_c \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$  mulai ditemukan pada kedalaman 7,40m – 7,80m, lapisan ini merupakan lapisan lensa dengan

ketebalan sekitar 0,6m. Lapisan tanah keras juga dijumpai pada kedalaman antara 14,40m – 16,40m. pengujian sondir dihentikan pada kedalaman 16,40m, dengan nilai  $q_c$  220 kg/cm<sup>2</sup>.

Dalam perencanaan pondasi menggunakan kedalaman 16 m pada kondisi tanah sedang dengan kepadatan sedang sampai padat.

#### 4.5.6.2 Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang yang akan digunakan adalah tiang pancang lingkaran

a.) Diameter =  $\emptyset$  0,5 m

$$A_p \text{ (luas)} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 0,25^2 = 0,196 \text{ m}^2$$


$$A_s \text{ (keliling)} = \pi \cdot D = \pi \cdot 0,5 = 1,570 \text{ m}$$

b.) Panjang = 20 m

c.) Tebal poer = 0,8 m

d.) Mutu beton  $f'_c = 50$  MPa

e.) Mutu Baja  $f_y = 400$  Mpa



**TECHNICAL DATA**

D (mm)	Type	T (mm)	W (t/m)	Mc <sub>r</sub> (Lm)	P (ton)	L (m)
300	A2	60	0.113	2.5	72.07	6-13
	A3			3.0	86.47	6-13
	B			3.5	87.43	6-13
	C			4.0	83.83	6-13
350	A1	65	0.151	3.5	93.94	6-15
	A3			4.2	92.08	6-15
	B			5.0	88.30	6-15
	C			6.0	84.54	6-15
400	A2	75	0.199	5.5	124.09	6-15
	A3			6.5	120.34	6-15
	B			7.5	116.58	6-15
	C			9.0	110.94	6-15
400	A1	80	0.242	7.5	150.83	6-13
	A2			8.5	147.07	6-13
	A3			10.0	143.31	6-13
	B			11.0	139.55	6-13
500	A1	90	0.301	10.5	188.93	6-15
	A2			12.5	181.51	6-15
	A3			14.0	177.65	6-15
	B			15.0	173.08	6-15
600	A1	100	0.408	17.0	189.08	6-15
	A2			17.0	255.03	6-16
	A3			19.0	251.27	6-16
	B			22.0	243.82	6-16
600	B	100	0.408	25.0	237.87	6-16
	C			29.0	227.17	6-16

Note : Mc<sub>r</sub> = Cracking Bending Moment (Lm)      T = Thickness  
P = Allowable Axial Load (ton)                      W = Unit Weight  
Concrete Strength - F<sub>c</sub> = 50 Mpa (K9000)      L = Length (m)

Gambar 4. 74 brosur spesifikasi tiang pancang

Berdasarkan daya dukung yang diperoleh dari spesifikasi tiang pancang yaitu  $P_u \text{ max} = 188,93$  ton dan  $M_u \text{ max} = 10,5$  tonm

### 4.5.6.3 Kapasitas daya dukung Tiang

#### 1. Berdasarkan Mutu Material

Mutu beton yang dipakai adalah  $f'c$  50 MPa

$$\sigma'_{bk} = 50 \text{ MPa} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 0,2 \cdot 500 = 100$$

$$A_p = 1963,495 \text{ cm}^2$$

$$P_a = \sigma'_b \cdot A_p = 100 \cdot 1963,495 = 196349,5 = 196 \text{ ton}$$

#### 2. Berdasarkan SPT Menurut Meyerhof (1976)

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dengan menggunakan metode Meyerhof (1976) untuk tanah kohesif:

**Tabel 4. 60 Nilai SPT untuk perhitungan Qfriksi**

No	depth	jenis tanah	N-SPT	di	fi	Ni	fi . Ni
1	0	C	0	0	0	0	0
2	2	C	7	2	7	3,5	24,5
3	4	S	26	2	5,2	2,6	13,52
4	6	S	16	2	3,2	1,6	5,12
5	8	S	20	2	4	2	8
6	10	S	14	2	2,8	1,4	3,92
7	12	S	36	2	7,2	3,6	25,92
8	14	S	37	2	7,4	3,7	27,38
9	16	S	52	2	10,4	5,2	54,08
10	18	S	17	2	3,4	1,7	5,78
11	20	S	36	2	7,2	3,6	25,92
12	22	S	20	2	4	2	8
13	24	S	24	2	4,8	2,4	11,52
14	26	S	49	2	9,8	4,9	48,02
15	28	S	60	2	12	6	72
16	30	S	51	2	10,2	5,1	52,02
17	32	S	54	2	10,8	5,4	58,32
18	34	S	47	2	9,4	4,7	44,18
19	36	S	54	2	10,8	5,4	58,32
20	38	S	41	2	8,2	4,1	33,62
21	40	S	40	2	8	4	32
JUMLAH						$\Sigma f_i \cdot N_i$	612,14

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/m<sup>2</sup> (clay), N/5 mak. 10 t/m<sup>2</sup> (sand)

$$f_i = 2 \times N_i \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$L_i$  = Tebal lapisan tanah (m)

D = diameter tiang (m)

L = Total panjang tiang (m)

q = kapasitas tanah pada ujung tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_{ultimit}$  = Kapasitas Ultimit pondasi ting tuanggal (kN)

$Q_{ijin}$  = kapasitas ijin pondasi (ton)

SF = faktor aman yang nilainya dapat diambil 3

Nilai N-spt pada kedalaman 16 adalah 52 maka:

$$q = 40 \times N \times \left(\frac{L}{D}\right) < 400 \times N$$

$$q = 40 \times 52 \times \left(\frac{16}{50}\right) < 400 \times 52$$

665,6 kN/m<sup>2</sup> < 20800 kN/m<sup>2</sup> maka q diambil 20800 kN/m<sup>2</sup>

$$Q_{ultimit} = A_p \cdot q + A_{st} \cdot f_{total}$$

$$= 0,196 \cdot 20800 + 1,5 \cdot 612,14 = 2995,025 \text{ KN}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ultimit} / SF$$

$$= 2995,025 / 3 = 965,01 \text{ KN} = 96,5 \text{ ton}$$

### 3. Berdasarkan hasil Sondir

Perhitungan Pall untuk tiang pancang akan ditinjau menggunakan rumus *Begemann*. daya dukung ijin tekan berdasarkan data SPT pada kedalaman 2,00 m di bawah permukaan tanah :

$$Q_{ijin} = \frac{q_c \cdot A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st}}{FK2}$$

Dimana:

$q_c$  = nilai resistance (kg/m)

$A_p$  = Luas penampang pondasi tiang pancang ( $\text{cm}^2$ )

$A_{st}$  = Keliling pondasi tiang pancang (cm)

TF = Jumlah tahanan geser (kg/cm)

$FK1$  &  $FK2$  = Faktor keamanan dengan nilai 3 dan 5

**Tabel 4. 61 Daya dukung ijin berdasarkan data sondir**

No	depth	qc	TF	$A_p$	$A_{st}$	Qijin
	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm	cm <sup>2</sup>	cm	ton
1	2	12	61	1963,495	157	9,77
2	4	50	132	1963,495	157	36,87
3	6	90	276	1963,495	157	67,57
4	8	120	460	1963,495	157	92,98
5	10	30	607	1963,495	157	38,69
6	12	120	803	1963,495	157	103,75
7	14	95	1056	1963,495	157	95,34
8	16	200	1463	1963,495	157	176,84

**Tabel 4. 62 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin**

Metode	Daya dukung ijin tekan (ton)
Sondir	176,8
SPT	96,5
Mutu bahan	196

Sehingga kapasitas tiang tunggal yang diambil adalah 96,5 ton = 965 KN

#### 4.5.6.4 Jumlah Tiang Pancang Perlu

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi 1DL+1LL. Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tanah. Direncanakan jumlah tiang pancang dengan perhitungan awal Gaya aksial pada joint yang mewakili untuk perhitungan, didapat data sebagai berikut.

**Tabel 4. 63 Jumlah Tiang Pancang Perlu**

Joint	P	Daya Dukung	Combo	N
Text	Ton	Ton		
1211	347,904	96,5	1DL+1LL	4
1213	263,357	96,5	1DL+1LL	3
1219	357,523	96,5	1DL+1LL	4
1223	455,588	96,5	1DL+1LL	5
1226	393,58	96,5	1DL+1LL	4
1228	299,614	96,5	1DL+1LL	3
1229	359,614	96,5	1DL+1LL	4
1236	371,614	96,5	1DL+1LL	4
1238	455,357	96,5	1DL+1LL	5
1242	470,957	96,5	1DL+1LL	5
1243	393,58	96,5	1DL+1LL	4
1252	331,044	96,5	1DL+1LL	3
1254	467,448	96,5	1DL+1LL	5
1268	289,92	96,5	1DL+1LL	3
1274	364,75	96,5	1DL+1LL	4

Jarak antar tiang berdasarkan daya dukung tanah , menurut syarat Dirjen Bina Marga

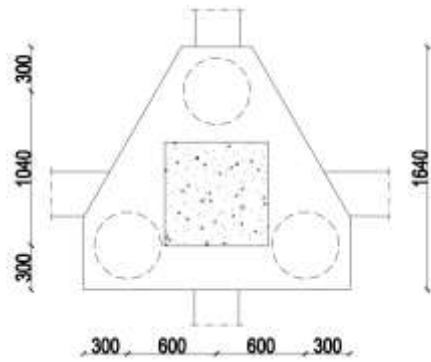
Departemen P.U.T.L

Keterangan :

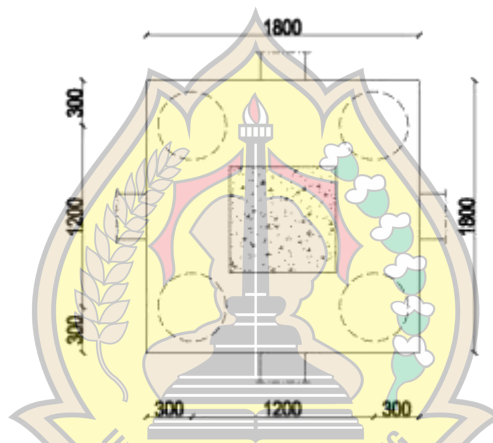
S = Jarak As As tiang

D = Diameter tiang

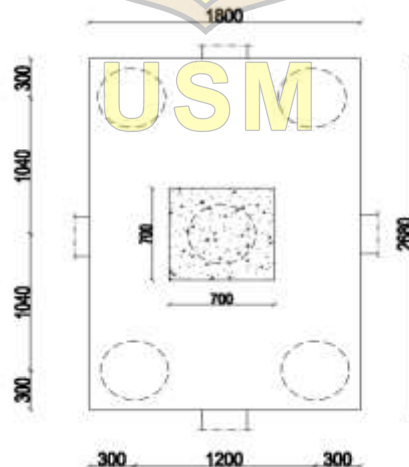
Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok di isyaratkan minimal 0,6 m dan maksimum 2,0 m



**Gambar 4.75 Pile Cap Tipe 3 (P3)**



**Gambar 4.76 Pile Cap Tipe 4 (P4)**



**Gambar 4.77 Pile Cap Tipe 5 (P5)**

#### 4.5.6.5 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 :

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{n - 1 \cdot m + m - 1 \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

Dimana :

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = 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



USM

Berikut data daya dukung tiang dan gaya dalam pondasi TIPE P4 dengan nilai  $P_u$  maksimal yang sudah diperoleh dari data awal

$Q_{all}$  = 96,5 ton

$P_u$  = 393,58 ton                       $b$  = 0,5 m

$M_x$  = 184,6331 kNm              = 18,46 tm

$M_y$  = 187,9 kNm = 18,79 tm

$F_x$  = 35,695 kN = 3,57 ton



$$F_y = 32,52 \text{ kN} = 3,252 \text{ ton}$$

### 1. Perhitungan Jumlah Tiang

$$N_t = P_u / Q_{all} = 393,58 / 96,5 = 4,07 \sim 4 \text{ Tiang}$$

### 2. Efisiensi Tiang

$$S = 1200 \times b = 1,2 \times 0,5 = 0,7 \text{ m}$$

$$m = 2$$

$$n = 4$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{b}{s} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0,5}{0,7} \right) = 23,963$$

$$E_g = 1 - \theta \times \left( \frac{(m-1)n + (n-1)m}{90 mn} \right)$$

$$= 1 - 23,963 \times \left( \frac{(1)4 + (4)2}{90 \times 2 \times 4} \right) = 0,867$$

### 3. Daya Dukung Tiang Group

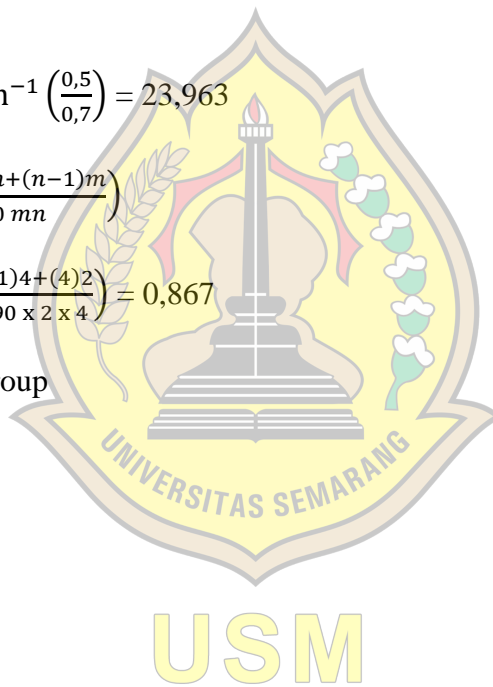
$$P_n = E_g \times n \times Q_{all}$$

$$= 0,867 \times 4 \times 96,5$$

$$= 395,4 \text{ ton}$$

$$P_n > P_u$$

$$395,4 \text{ ton} > 393,58 \text{ ton (OK)}$$



Tabel 4. 64 Efisiensi Tiang Pancang

Joint	P	Daya Dukung	N	Eg	Pn	Ket
Text	Ton	ton				Pn>P
1211	347,904	96,5	4	0,867	426,7	OK
1213	263,357	96,5	3	0,745	277,5	OK
1219	357,523	96,5	4	0,867	438,5	OK
1223	455,588	96,5	5	0,938	604,5	OK
1226	393,58	96,5	4	0,867	482,7	OK
1228	299,614	96,5	3	0,745	315,7	OK
1229	359,614	96,5	4	0,867	441,0	OK
1236	371,614	96,5	4	0,867	455,7	OK
1238	455,357	96,5	5	0,938	604,2	OK
1242	470,957	96,5	5	0,938	624,9	OK
1243	393,58	96,5	4	0,867	482,7	OK
1252	331,044	96,5	3	0,745	348,9	OK
1254	467,448	96,5	5	0,938	620,2	OK
1268	289,92	96,5	3	0,745	305,5	OK
1274	364,75	96,5	4	0,867	447,3	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

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{Pu}{nt} + \frac{My \times Sx}{n \times \Sigma x^2} + \frac{Mx \times Sy}{m \times \Sigma y^2} \\ &= \frac{393,58}{4} + \frac{18,79 \times 1,8}{4 \times 3,536} + \frac{18,46 \times 1,8}{2 \times 3,536} \\ &= 66,81 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_{\max} < e_g \times Q_{all}$$

$$66,81 \text{ ton} < 0,867 \times 96,5$$

66,81 ton < 83,67 ton → (OK) Maka pondasi kuat dalam menahan gaya lateral.

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

$\Sigma X^2$  = Jumlah kuadrat X

$\Sigma Y^2$  = 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

**Tabel 4. 65 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang**

Tipe Pondasi	Pu Ton	Mx Tm	My	Sx <sup>2</sup>	Sy <sup>2</sup>	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$	Pmax	Eg. Qall	Ket
P3	299,61	11,45	12,26	3,24	2,69	2,54	2,32	50,85	83,6	Ok
P4	393,58	18,46	18,79	3,24	3,24	2,54	3,53	66,81	83,6	Ok
P5	470,96	21,53	21,98	3,24	7,18	2,54	3,67	79,94	83,6	Ok

#### 4.5.6.6 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 (Qb)	= 67 ton = 668135,974 N
Daya dukung selimut tiang (Qs)	= 313,8 ton = 3138440,304 N
Distribusi gesekan ( $\alpha$ )	= 0,05
Lebar tiang (D)	= 500 mm
Luas penampang (Ab)	= 250000 mm <sup>2</sup>
Daya dukung batas (qb)	= 965000/250000 = 3,86/mm <sup>2</sup>
Keliling tiang (P)	= 2000 mm
Panjang tiang (L)	= 28000 mm
Modulus elastisitas tiang (Ep)	= 25742,96 MPa
Koefisien empiris (Cp)	= 0,02

$$\text{Modulus elastisitas tanah (Es)} = 42000 \text{ kN/m}^2 = 42 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Angka poisson } (\mu) = 0,5$$

$$B \text{ (Lebar kelompok tiang)} = 1000 \quad \text{asumsi}$$

## 2. Penurunan akibat deformasi aksial

Perhitungan:

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{(Qb+a \times Qs)L}{Ab \times Eb} \\ &= \frac{(965000+0,05 \times 3138440)28000}{250000 \times 25742,96} \\ &= 16,65 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 3. Penurunan akibat beban pada ujung tiang

Perhitungan:

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{Cp \times Qb}{D \times qb} \\ &= \frac{0,02 \times 965000}{500 \times 3,86} \\ &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 4. Penurunan akibat beban pada ujung tiang

$$\begin{aligned} l_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\ &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{28000}{500}} \\ &= 4,619 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ps} &= \frac{Qb}{P \times L} \times \frac{D}{Es} \times (1 - \mu^2) \times l_{ws} \\ &= \frac{965000}{2000 \times 28000} \times \frac{500}{42} \times (1 - 0,25) \times 4,619 \\ &= 0,462 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 5. Penurunan Total

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$S = 16,56 + 10 + 0,462$$

$$S = 26,75 \text{ mm}$$



#### 4.5.6.7 Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan tiang kelompok dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \sqrt{\frac{B}{D}} \\
 &= 26,75 \sqrt{\frac{1000}{500}} \\
 &= 38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.6.8 Batas Penurunan Pondasi

Batas penurunan pondasi yang diizinkan dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= 10\% \times D \\
 &= 10\% \times 500 \\
 &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{total} \leq S_{izin}$$

$$38 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$



#### 4.5.6.9 Perencanaan *Pile Cap*

##### 1. Penentuan Tebal *Pile Cap*

Data perhitungan untuk penentuan tebal pile cap P4:

$$P_u = 393,58 \text{ ton}$$

$$V_u = P_u/4 = 98,39 \text{ ton}$$

$$\text{Panjang Pile arah x} = 1800 \text{ mm}$$

$$h = 950 \text{ mm (asumsi)}$$

$$\text{Panjang Pile arah y} = 1800 \text{ mm}$$

$$c_1 = 1200 \text{ mm}$$

$$c_2 = 300 \text{ mm}$$

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

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

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

$$d = h - p - 0,5d_b = 914 \text{ mm}$$

$$\beta_c = 2$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (Beton normal)}$$

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

$$a_s = 40 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$S_2 = 500 \text{ mm}$$

1. Geser Dua Arah

$$\begin{aligned} b_o &= (2(c + d)) + (2(c + d)) \\ &= 2(2514) + 2(1514) \\ &= 8056 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai kuat geser pons dua arah:

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \times \left(\frac{1+2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \times \left(\frac{1+2}{2}\right) \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 8056 \times 914 \\ &= 10284104 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{a_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 914}{8056} + 2\right) \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 8056 \times 914 \\ &= 7091150 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,33 \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 8056 \times 914 = 13308841 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai tersebut dipilih yang terkecil, sehingga:

$$V_n = 7091150 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 7091150$$

$$\phi V_n = 5318362 \text{ N} \sim \phi V_n = 531,83 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq P_u$$

$$531,83 \text{ ton} > 393,6 \text{ ton} \rightarrow \mathbf{OK}$$

## 2. Geser Satu Arah

$$\begin{aligned} b_o &= 2 (s_2 + b/2 + d/2) \\ &= 2 (500 + 500/2 + 914/2) \\ &= 2414 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai kuat geser pons dua arah:

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \times \left( \frac{1+2}{\beta c} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \times \left( \frac{1+2}{2} \right) \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 2414 \times 914 \\ &= 3081657 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left( \frac{a_s \times d}{b_o} + 2 \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left( \frac{40 \times 864}{2364} + 2 \right) \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 2414 \times 914 \\ &= 2402498 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,33 \times 1,0 \times \sqrt{30} \times 2414 \times 914 \\ &= 3988026 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai tersebut dipilih yang terkecil, sehingga:

$$V_n = 2402498 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 2402498$$



$$\phi V_n = 1801873 \text{ N} \sim \phi V_n = 180,187 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$180,187 \text{ ton} > 76,0 \text{ ton (OK)}$$

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:

$$P_u = 3935876 \text{ N (Hasil analisis menggunakan SAP2000)}$$

$$V_u = P_u/6 = 759531 \text{ N}$$

$$S_1 = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= V_u \times (S_1/2 - c/2) + V_u \times (S_1/2 - c/2) \\ &= 759531 \times (1000/2 - 1200/2) + 759531 \times (1000/2 - 1200/2) \\ &= -455718600 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= V_u \times (S_1/2 - c/2) + V_u \times (S_1/2 - c/2) \\ &= 759531 \times (1000/2 - 300/2) + 759531 \times (1000/2 - 300/2) \\ &= 303812400 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$B_x = 4000 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$\beta_1 = 1$$

$$h = 950 \text{ mm}$$

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

$$D_b = 22 \text{ mm}$$

$$A_{D_b} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{410} = 0,0034$$

$$\rho_b = \frac{0.85x f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{0.85 \times 30}{400} \times 1 \times \frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{200000}} = 0,037$$

$$\rho_{max} = \left( \frac{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}{0.008} \right) \times \rho_b = \left( \frac{0.003 + \frac{400}{200000}}{0.008} \right) \times 0,037 = 0,023$$

1. Perhitungan Tulangan *Pile Cap* arah X

$$d_x = h - P - 0,5D_b$$

$$= 1000 - 75 - 0,5(22) = 914 \text{ mm}$$

$$\frac{M_{ux}}{B_x + d_x^2} = \rho \times \phi \times f_y \times \left( 1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f_c'} \right)$$

$$\frac{455718600,0}{4000 + 914^2} = \rho \times 0,85 \times 400 \times \left( 1 - 0,588 \times \rho \times \frac{410}{30} \right)$$

$$0,136 = 348,5\rho - 2801\rho^2$$

$$2801\rho^2 - 348,5\rho + 0,136 = 0$$

$$\rho_1 = 0,000393$$

$$\rho_2 = 0,124$$

Maka  $\rho$  yang digunakan sebesar  $\rho = 0,000393$

$\rho < \rho_{min}$ , Maka digunakan  $\rho_{min} = 0,0034$

$$A_s = \rho_{min} \times B_x \times d_x$$

$$= 0,0034 \times 4000 \times 914$$

$$= 12483,902 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{D_b}} = \frac{12483,902}{379,9} = 33 \sim 33 \text{ Tulangan}$$

$$S = \frac{Bx}{n} = \frac{4000}{33} = 121,2 \text{ mm} \sim 120 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka direncanakan tulangan *pilecap* arah X yaitu **D22-120 mm**.

2. Perhitungan Tulangan *Pile Cap* arah Y

$$\begin{aligned} dx &= h - P - 0,5Db \\ &= 1000 - 75 - 0,5(22) = 914 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{Mux}{Bx+dx^2} = \rho x \phi x fy x \left( 1 - 0,588 x \rho x \frac{fy}{f'c} \right)$$

$$\frac{455718600,0}{4000+914^2} = \rho x 0,85 x 410 x \left( 1 - 0,588 x \rho x \frac{410}{30} \right)$$

$$0,091 = 348,5p - 2801p^2$$

$$2801p^2 - 348,5p + 0,091 = 0$$

$$\rho_1 = 0,000393$$

$$\rho_2 = 0,124$$

Maka  $\rho$  yang digunakan sebesar  $\rho = 0,000393$

$\rho < \rho_{min}$ , Maka digunakan  $\rho_{min} = 0,0034$

$$As = \rho_{min} \times By \times dx$$

$$= 0,0034 \times 1800 \times 914$$

$$= 6242 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As}{A_{Db}} = \frac{6242}{379,9} = 16 \sim 17 \text{ Tulangan}$$

$$S = \frac{By}{n} = \frac{1800}{17} = 235,3 \text{ mm} \sim 120 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka direncanakan tulangan *pilecap* arah X yaitu **D22-120 mm**.

Tabel 4. 66 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap

Type Pondasi	n Tiang	Arah	Lebar (m)	Tulangan
P3	3	X	1,80 m	D22-100
		Y	1,64 m	D22-100
P4	4	X	1,80 m	D22-120
		Y	1,80 m	D22-120
P5	5	X	1,80 m	D22-125
		Y	2,68m	D22-125

#### 4.5.6.10 Perencanaan Tie Beam

*Tie Beam* berfungsi untuk mengikat pondasi agar penurunan pondasi di tiap titik nilainya sama. Hal ini mengakibatkan tie beam men galami gaya tarik dan tekan yang besar. Untuk mengatasi hal tersebut, maka tie beam harus didesain dengan kekakuan yang tinggi. Untuk mendapatkan kekakuan yang tinggi, tie beam direncanakan dengan dimensi yang cukup besar. Gaya tarik dan tekan yang dialami tie beam akan ditahan oleh tulangan dikarenakan kuat tarik beton sangat kecil. Selain itu, tie beam juga menerima gaya-gaya dari tekanan tanah karena penurunan pondasi. Hal ini mengakibatkan diagram momen terbalik. Sehingga penulangan *tie beam* didesain sama untuk tulangan atas dan bawah. Berikut merupakan salah satu perhitungan tie beam tipe 2.

1. Data perhitungan:

$$b = 400 \text{ mm} \sim 0,4 \text{ m}$$

$$h = 700 \text{ mm} \sim 0,7 \text{ m}$$

$$L_s = 8000 \text{ mm} \sim 8 \text{ m}$$

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

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

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

$$d = 567 \text{ mm}$$

$$d' = h - d = 133 \text{ mm}$$

$$I = 0,083 \times b \times h^2$$

$$= 0,083 \times 400 \times 490000$$

$$= 16268000 \text{ mm}^4$$

$$ADb = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$E_s = 25742,960$$

$$P_u \text{ max kolom} = 5486,78$$

$$P. \text{ Sloof } 10\% \text{ P. Kolom} = 548,7 \text{ kN}$$

$$\text{Penurunan P3} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Penurunan P2} = 39 \text{ mm}$$

$$\text{Selisih Penurunan } \Delta S = 1 \text{ mm}$$

## 2. Menghitung Tulangan Lentur Min. Tie Beam

$$A_s \text{ Min1} = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{30'} \times 400 \times 567}{4 \times 400} = 757,50 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Min2} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 567}{400} = 774,40 \text{ mm}^2$$

As. Min1 tidak boleh kurang dari As min 2, Maka digunakan As Min = **774,40** mm<sup>2</sup>

## 2. Menghitung Momen antara ΔS

$$\Delta M = \frac{6 \cdot E \cdot I \cdot \Delta S}{f_y}$$

$$= \frac{6 \cdot 25742,96 \times 16268000 \times 1}{4000000} = 27593245,47 \text{ N/mm}$$

### 3. Menghitung Tulangan Lentur Tie Beam

Misal digunakan tulangan atas dan bawah 5D22 ( $A_s = 1900 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1900 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 76,36 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 1900 \times 400 (567 - 76,36/2)$$

$$= 191073914,7 \text{ Nmm} \sim 191,073 \text{ kNm}$$

$$\Phi M_n = 0,9 \times 191073914,7$$

$$= 171966523,3 \text{ N/mm}$$

$$\Phi M_n > \Delta M$$

$$171966523,3 > 27593235,47 \rightarrow \text{OK}$$

### 4. Momen Akibat dinding dan Berat Tie Beam sendiri

$$q_{\text{Total}} = \text{Berat Tie Beam} + \text{Berat Dinding}$$

$$= 5,376 + 7,35$$

$$= 12,73$$

$$M_{\text{dinding}} = (1/8) q L^2$$

$$= 0,125 \times 12,73 \times 16$$

$$= 25,45$$

$$\text{Momen Terfaktor} = 1,4 \text{ DL}$$

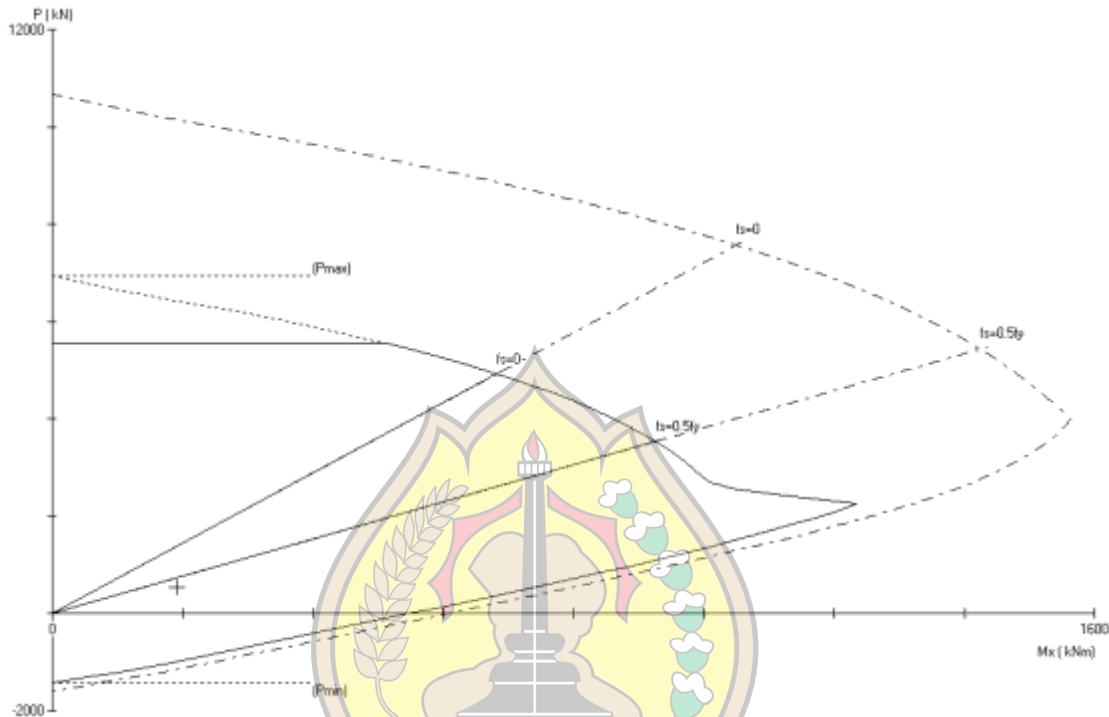
$$= 1,4 \times 25,45$$

$$= 35,63 \text{ kNm}$$

### 5. Kontrol Kapasitas Tie Beam



Kontrol Kapasitas menggunakan diagram P-M yang dianalisis menggunakan program Spcolumn.



**Gambar 4.78. Diagram Interaksi P-M Tie Beam**

Berdasarkan diagram diatas, kapasitas tie beam ( $\Phi P_n$  dan  $\Phi M_n$ ) mampu menahan gaya dalam yang dialami tie beam.

## 6. Perhitungan Tulangan Geser

### a. Tulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned} V_u &= 2M/L \\ &= 2 \times 27,59 / 8 \\ &= 6,898 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} = \frac{6,898}{0,75} = 9198$$

$$\begin{aligned} V_{smax} &= (2/3) \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 2/3 \times \sqrt{30} \times 400 \times 567 = 828156,5069 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s < V_{smax}$$

$$9198 < 828156,5069$$

Direncanakan sengkang tertutup dengan diameter D13 dan 2 Kaki

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times d^2$$

$$= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2$$

$$= 265,3$$

$$S = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s} = \frac{265,3 \times 410 \times 567}{9198} = 6706$$

Persyaratan Jarak Sengkang Maks.

$$S1 \leq d/4 = 141,8$$

$$S2 \leq 6D_b = 132$$

$$S3 \leq 24D_p = 312$$

$$S4 \leq 150 \text{ mm}$$

Berdasarkan 5 perhitungan di atas, yang digunakan merupakan nilai terkecil, yaitu

$$S = 132 \sim 130 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang tulangan sengkang **2D13-130 mm**

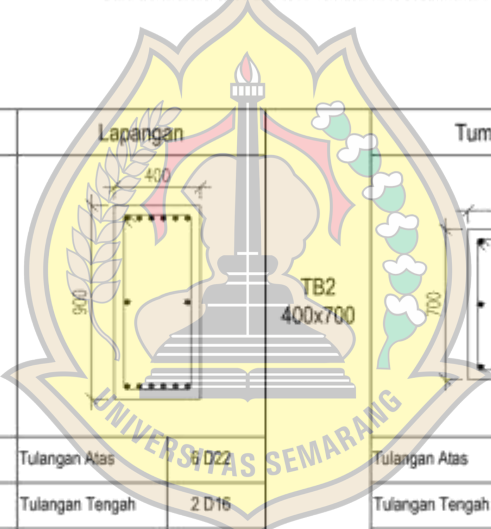
b. Tulangan Geser Lapangan

Tulangan geser lapangan digunakan tulangan geser minimum **5D13-150 mm**



Tabel 4. 67 Rekapitulasi Penulangan Tie Biem

Tie Beam	Dimensi (mm)	Area	Tulangan	
			Tumpuan	Lapangan
TB1	400 x 900	Atas	6 D22	6 D22
		Tengah	2 D16	2 D16
		Bawah	6 D22	6 D22
		Senggang	2 D13-100	2 D13-150
TB2	400 x 700	Atas	5 D22	5 D22
		Tengah	2 D16	2 D16
		Bawah	5 D22	5 D22
		Senggang	2 D13-100	2 D13-150



TB1 400x900		TB2 400x700		TB1 400x900		TB2 400x700	
Tumpuan		Lapangan		Tumpuan		Lapangan	
Tulangan Atas	6 D22	Tulangan Atas	6 D22	Tulangan Atas	5 D22	Tulangan Atas	5 D22
Tulangan Tengah	2 D16	Tulangan Tengah	2 D16	Tulangan Tengah	2 D16	Tulangan Tengah	2 D16
Tulangan Bawah	6 D22	Tulangan Bawah	6 D22	Tulangan Bawah	5 D22	Tulangan Bawah	5 D22
Senggang	2 D13-100	Senggang	2 D13-150	Senggang	2 D13-100	Senggang	2 D13-150

Gambar 4. 79 Gambar Detail Penulangan Tie Beam