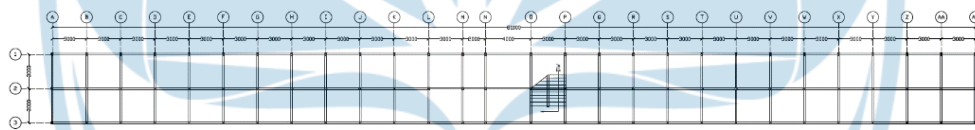


BAB II PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

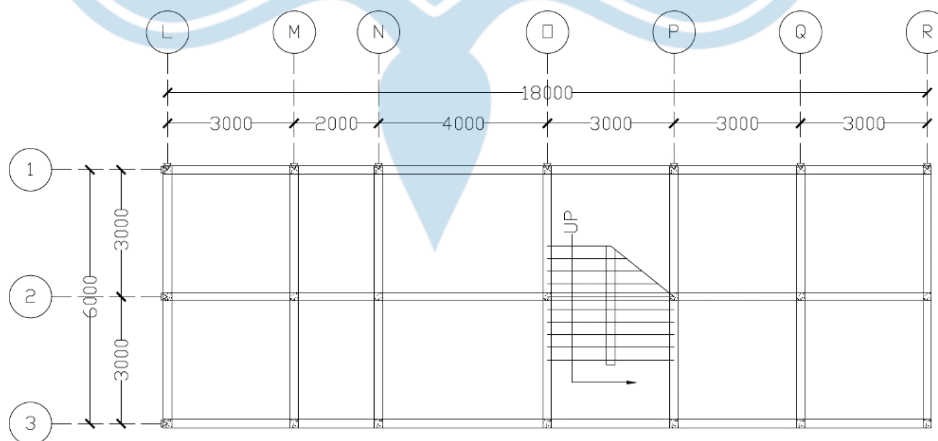
2.1 *Layout* Bangunan Pasar Salaman Magelang

2.1.1 Denah Bangunan A

Bangunan A merupakan bangunan dua lantai yang memiliki ukuran keseluruhan yaitu 81 meter x 6 meter. Bangunan A memiliki tinggi per lantai 3,6 meter. Bangunan A menggunakan jenis kolom 350 x 350 mm. Sedangkan balok yang digunakan untuk mendukung struktur bangunan A terdiri dari balok yang berukuran 250 x 400 mm. Kolom 350 x 350 mm digunakan untuk menopang balok 250 x 400 mm, baik untuk lantai 1 maupun lantai 2. Lantai satu bangunan A memiliki fungsi sebagai kios pasar, dengan ukuran 3 x 3 meter untuk tiap kiosnya. Denah bangunan A lantai satu dapat dilihat pada Gambar 2.1. Pada lantai dua difungsikan sebagai kantor yang memiliki ukuran sebesar 18 meter x 6 meter. Denah bangunan A lantai dua dapat dilihat pada Gambar 2.2.



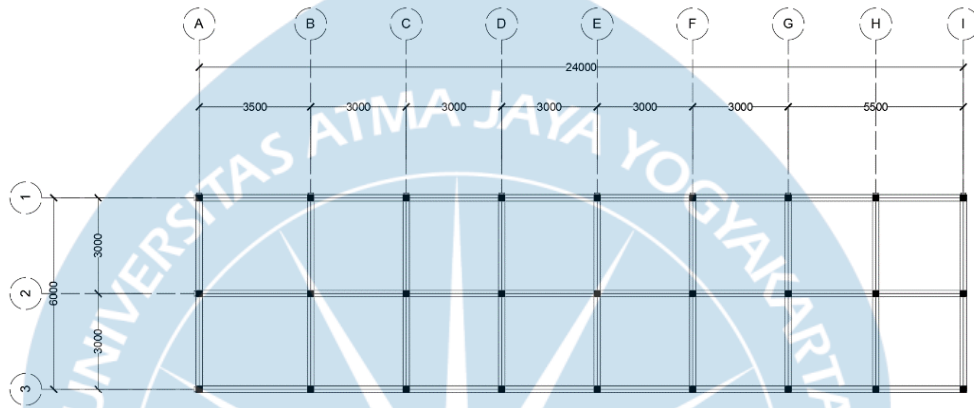
Gambar 2.1 Denah Balok-Kolom Bangunan A Lantai 1



Gambar 2.2 Denah Balok-Kolom Bangunan A Lantai 2

2.1.2 Denah Bangunan B

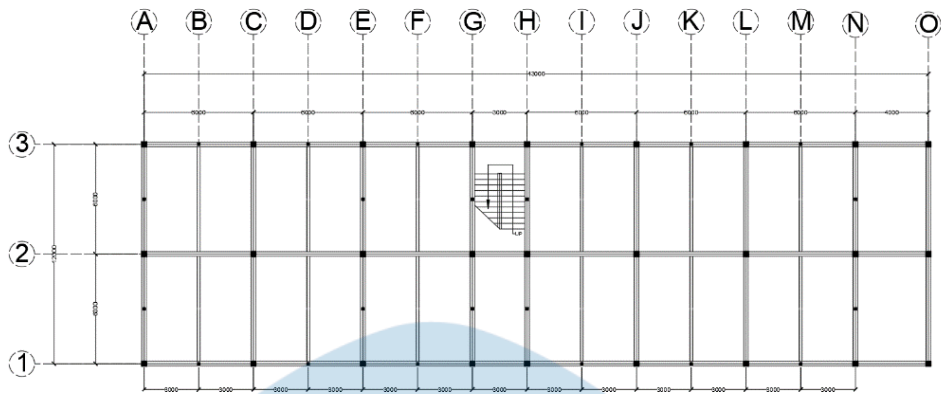
Bangunan B merupakan bangunan satu lantai yang memiliki ukuran keseluruhan sebesar 24 meter x 6 meter. Bangunan B berfungsi untuk kios, ruang pegawai, pos ukur ulang, dan toilet. Pada bangunan B digunakan kolom berukuran 350 x 350 mm yang dipakai untuk menopang balok berukuran 250 x 400 mm. Denah kolom-balok bangunan B seperti pada Gambar 2.3.



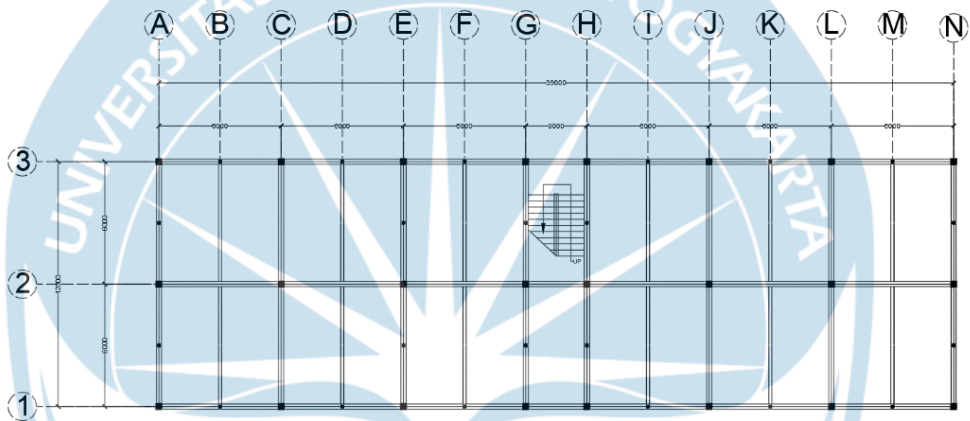
Gambar 2.3 Denah Balok-Kolom Bangunan B

2.1.3 Denah Bangunan D

Bangunan D merupakan bangunan dua lantai yang memiliki ukuran keseluruhan sebesar 43 meter x 12 meter. Terdapat dua jenis kolom yang digunakan pada bangunan D, yaitu kolom 350 x 500 mm untuk bagian eksterior, dan 350 x 350 mm pada bagian interior. Untuk baloknya dibagi ke dalam balok induk dan balok anak. Pada balok induk digunakan ukuran balok 250 x 400 mm, sedangkan ukuran balok anaknya 200 x 300 mm. Pada lantai satu difungsikan untuk kios pasar, area koridor, dan gudang. Denah kolom-balok lantai satu dapat dilihat pada Gambar 2.4. Sedangkan pada lantai dua digunakan untuk mushola, toilet, dan kantin. Denah kolom-balok lantai dua seperti pada Gambar 2.5.



Gambar 2.4 Denah Balok-Kolom Bangunan D Lantai 1



Gambar 2.5 Denah Balok-Kolom Bangunan D Lantai 2

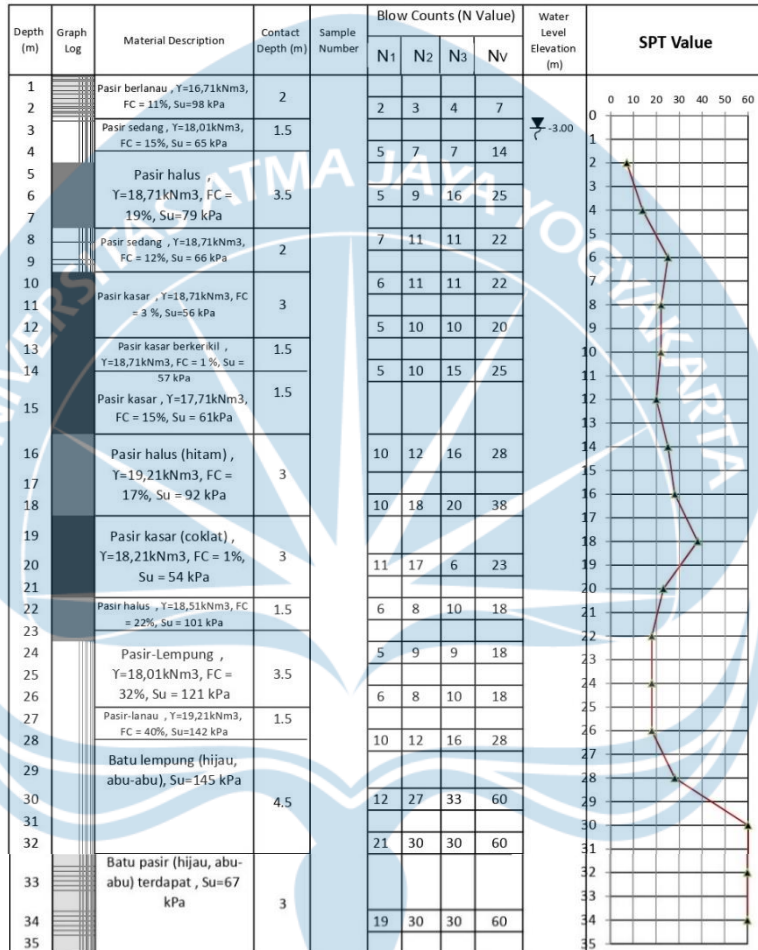
2.2 Intepretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

Klasifikasi tanah adalah cara mengumpulkan dan mengelompokkan tanah berdasarkan kesamaan dan kemiripan sifat dan cirinya. Intrepetasi tanah sangat berpengaruh pada perencanaan struktur bangunan. Uji tanah yang sering dilakukan adalah uji SPT (*Standard Penetration Test*) dan sondir atau CPT (*Cone Penetrometer Test*). Pada pengujian SPT akan didapatkan hasil tes berupa *Bore Log* yang nantinya dari data yang ada pada *Bore Log* akan diolah kembali untuk mendapatkan klasifikasi kelas situs. Data *Bore Log* seperti pada Gambar 2.6.



BOR LOG

CLIENT:	PROJECT TITLE : Research Project
PROJECT CONTRACT NUMBER:	PROJECT LOCATION : Plakaran, RT.02, RW.19, Baturetno, Banguntapan,
DATE STARTED: 14 Mei 2013	GROUND ELEVATION : -0,10 m from road level
DATE COMPLETED : 14 Mei 2013	HOLE SIZE : 7.295cm
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY	GROUND WATER LEVEL : -3,00 m from ground level
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	WEATHER CONDITION : FINE
LOGGED BY: Mukarob, CS.	ESTIMATED SEASONAL HIGH : -
CHECKED BY: JOHN TRI HATMOKO	



Gambar 2.6 Bore Log

2.2.1 Menentukan Klasifikasi Situs Tanah

Dari perhitungan pada Tabel 2.1, dan melihat Tabel 2.2, diperoleh:

- Nilai Tahanan Penetrasi Standar Rerata (N*) = 22 pukulan
- Nilai Kuat Geser Niralir Rerata (Su*) = 79,3858 kPa

Jadi, dari nilai yang diperoleh dan disesuaikan dengan SNI 8460:2017 [3] dapat disimpulkan bahwa:

$15 \leq N^* < 50$ Tanah Sedang Kelas Situs
 $50 \leq Su^* < 100$ SD (Tanah Sedang)

Tabel 2.1 Data Klasifikasi Situs Tanah

Elevasi	d (Tebal)	N-spt	(di/Ni)	N*	Su	(di/Su)	Su*
2	2	0	0,2857	22,0446	98	0,0204	79,3858
3,5	1,5	14	0,1071		65	0,0231	
7	3,5	25	0,1400		79	0,0443	
9	2	22	0,0909		66	0,0303	
12	3	20	0,1500		56	0,0536	
13,5	1,5	25	0,0600		57	0,0263	
15	1,5	25	0,0600		61	0,0246	
18	3	28	0,1071		92	0,0326	
21	3	23	0,1304		54	0,0556	
22,5	1,5	18	0,0833		101	0,0149	
26	3,5	18	0,1944		121	0,0289	
27,5	1,5	28	0,0536		142	0,0106	
32	4,5	60	0,0750		145	0,0310	
35	3	60	0,0500		67	0,0448	
	35		1,5877		1204	0,4409	

Tabel 2.2 Klasifikasi Situs

Kelas Situs		Vs (m/s)	N* atau N _{ch}	Su* (kPa)
SA	Batuan Keras	> 1500	N/A	N/A
SB	Batuan	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC	Tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak	350 sampai 750	N/A	> 100
SD	Tanah sedang	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE	Tanah lunak	< 175	< 15	< 50
		Atau setiap profil yanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air, w > 40%, 3. Kuat geser niralir, Su* < 25 kPa 		
SF	Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m) Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plastisitas, PI < 75) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan Su* < 50 kPa		

Sumber : Tabel 5 (SNI 1726:2019)

2.2.2 Deskripsi Tanah Menurut SPT

Pada uji SPT yang telah dilakukan, didapatkan jenis tanah yang diperoleh adalah jenis tanah pasir. Berdasarkan SNI 8460:2017 tentang klasifikasi situs, apabila nilai $15 < N^* < 50$ termasuk kedalam kelas situs tanah sedang (SD) [3].

2.2.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung Untuk Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Kategori Risiko Bangunan, seperti pada Tabel 2.3, diketahui bahwa Bangunan Pasar Salaman di Magelang tergolong kedalam kategori II (jenis pemanfaatan sebagai pasar) [2].

Tabel 2.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

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

Sumber : Tabel 3 (SNI 1726:2019)

2.2.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

a) Menentukan Site Coefficient Fa

Dengan kelas situs yang sudah ditentukan yaitu SD, didapatkan nilai koefisien situs Fa dan Fv melalui Tabel 2.4 dan Tabel 2.5.

Tabel 2.4 Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S _s					
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s = 1,25	S _s ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Sumber : Tabel 6 (SNI 1726:2019)

Tabel 2.5 Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 1 detik, S₁

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 1 detik, S ₁					
	S _s ≤ 0,21	S _s = 0,2	S _s = 0,3	S _s = 0,4	S _s = 0,5	S _s ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,9	0,8	0,9	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Sumber : Tabel 7 (SNI 1726:2019)

Dari data tabel diatas digunakan metode interpolasi dan didapatkan kedua nilai dibawah ini:

- Nilai $F_a = 1,1852$
- Nilai $F_v = 1,909$

Sehingga dengan nilai yang diperoleh, dapat di tentukan nilai:

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,1852 \times 0,787 \\ &= 0,9328 \text{ (g)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,909 \times 0,391 \\ &= 0,7464 \text{ (g)} \end{aligned}$$

Setelah didaptkannya nilai S_{MS} dan S_{M1} , selanjutnya nilai tersebut digunakan untuk menentukan spektral desain.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,9328 \\ &= 0,6219 \text{ (g)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,7464 \\ &= 0,4976 \text{ (g)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= 0,2 \times \frac{0,4976}{0,6219} \\ &= 0,16 \text{ s} \end{aligned}$$

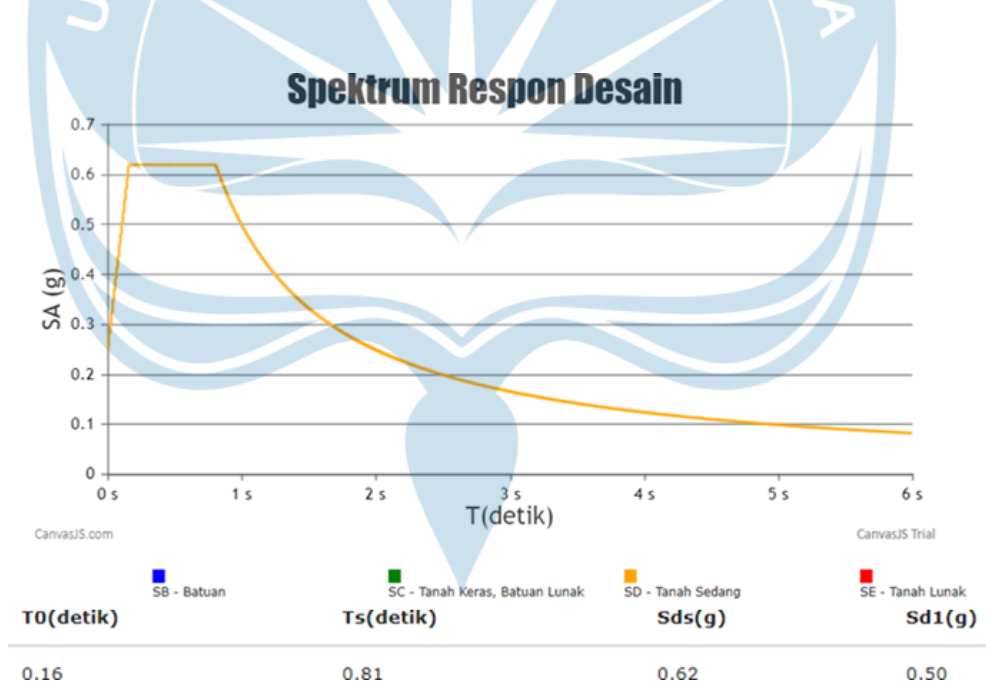
$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= \frac{0,4976}{0,6219} \\ &= 0,8 \text{ s} \end{aligned}$$

Dengan hasil yang didapatkan kemudian ditentukan nilai respons spektra percepatan (S_a) pada $T = 0$ s, dimana nilai S_a didapatkan dengan cara seperti dibawah.

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \times \frac{T}{T_0} \right) \\
 &= 0,6219 \left(0,4 + 0,6 \times \frac{0}{0,8} \right) \\
 &= 0,2488 \text{ (g)}
 \end{aligned}$$

Dari nilai-nilai diatas, digambarkan hasil spektral desain seperti pada Gambar 2.7.

Dari grafik kategori desain seismik seperti pada Gambar 2.7, berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek seperti pada Tabel 2.4, dan berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik, bangunan Pasar Salaman di Magelang termasuk dalam kelas II D.



Gambar 2.7 Grafik Spektrum Respon Desain

b) Berdasarkan S_{DS}

Dari perhitungan nilai S_{DS} didapatkan nilai S_{DS} sebesar 0,62 (g) dan ditentukan kategori risiko melalui Tabel 2.7. Dari pembacaan Tabel 2.7 dengan nilai S_{DS} dan

kategori risiko II didapatkan Kategori Desain Seismik (KDS) struktur bangunan Pasar Salaman Kabupaten Magelang adalah kategori D.

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

Sumber : Tabel 8 (SNI 1726:2019)

c) Berdasarkan S_{D1}

Dari perhitungan nilai S_{D1} didapatkan nilai S_{D1} sebesar 0,50 (g) dan ditentukan kategori risiko melalui Tabel 2.8. Dari pembacaan Tabel 2.8 dengan nilai S_{DS} dan kategori risiko II didapatkan Kategori Desain Seismik (KDS) struktur bangunan Pasar Salaman Kabupaten Magelang adalah kategori D.

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

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

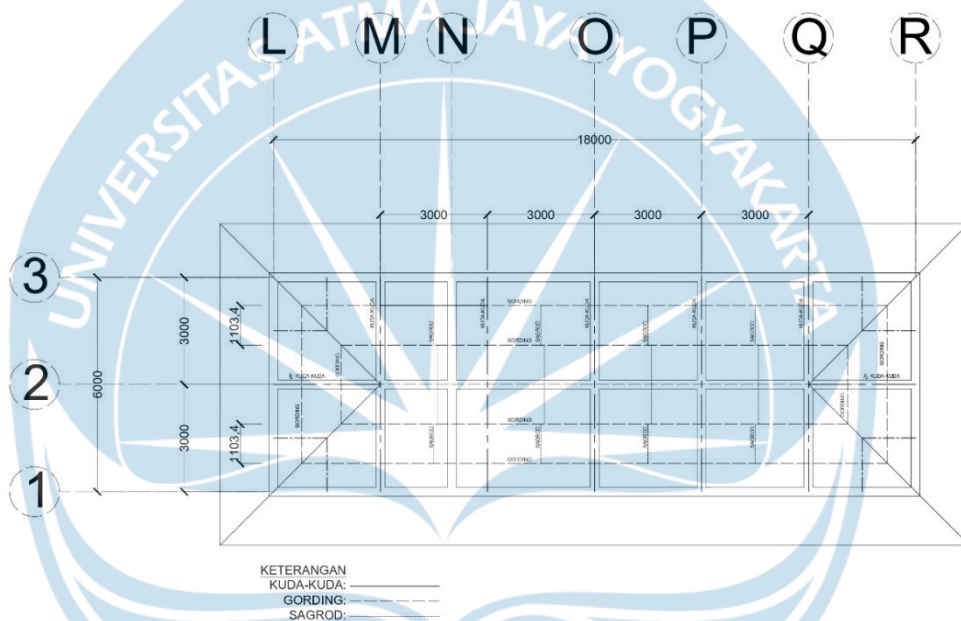
Sumber : Tabel 9 (SNI 1726:2019)

2.3 Perencanaan Atap

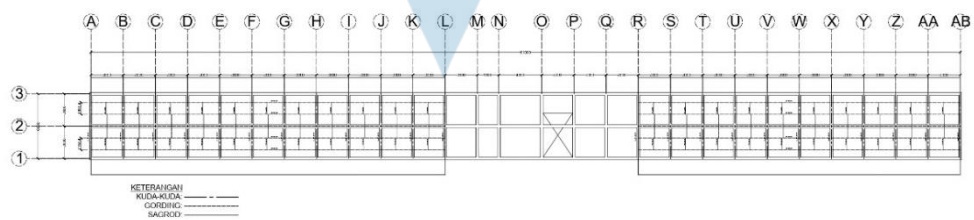
2.3.1 Gording dan Pembebanan Pada Kuda-Kuda Baja

A. Bangunan A dan Bangunan B

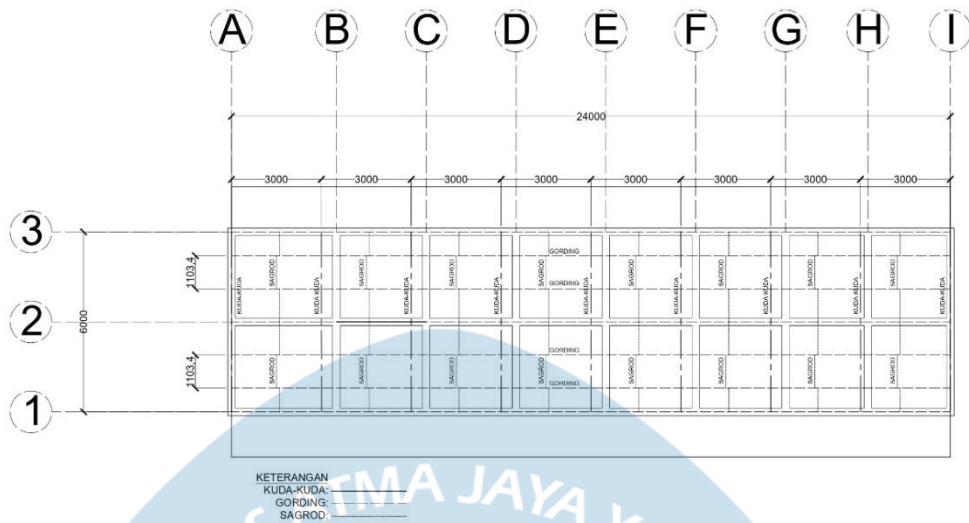
Denah rangka atap bangunan A yang memiliki dua lantai dapat dilihat pada Gambar 2.8 dan bangunan A satu lantai dapat dilihat pada Gambar 2.9 atau pada Lampiran 9 dan Lampiran 10. Sedangkan denah rangka atap bangunan B dapat dilihat pada Gambar 2.10 atau pada Lampiran 11.



Gambar 2.8 Denah Rangka Atap Bangunan A Dua Lantai



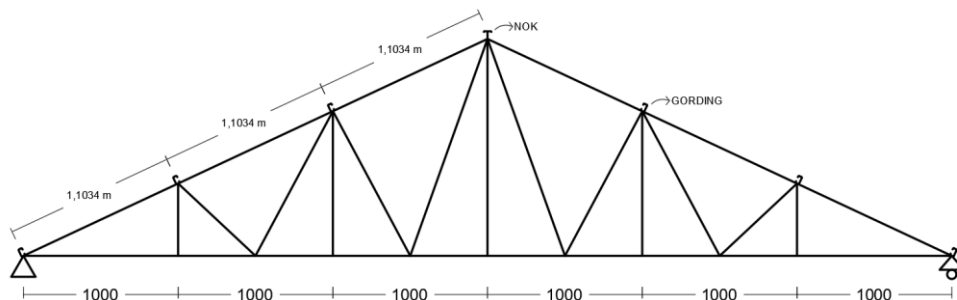
Gambar 2.9 Denah Rangka Atap Bangunan A Satu Lantai



Gambar 2.10 Denah Rangka Atap Bangunan B

Berdasarkan Gambar 2.11, kuda-kuda baja pada bangunan A dan B menggunakan profil *double* siku dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Jarak antar gording = 1,1034 m
- θ = 25°
- Jarak antar kuda-kuda = 3 m
- Massa atap genteng bitumen = 40 Kg
- Massa plafond = 18 Kg
- Berat gording = 3,56 Kg/m
- F_y baja = 240 MPa
- Tiupan angin = $0,25 \text{ kN/m}^2$
- Profil gording = C 100x50x20 (t = 2mm)



Gambar 2.11 Kuda-Kuda Baja Bangunan A dan B

a) Beban Gording

–Berat Sendiri (Asumsi) = 0,0356 kN/m

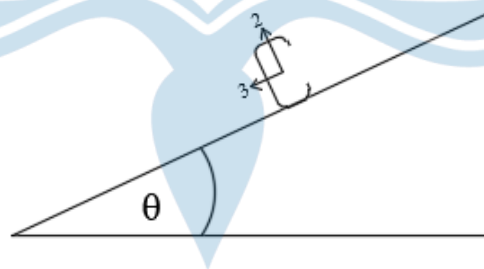
$$\begin{aligned}\text{–Berat Atap} &= \frac{\text{Jarak antar gording}}{\cos \theta} \times \text{berat atap} \\ &= \frac{1,1034}{\cos 25^\circ} \times 0,4 \\ &= 0,4870 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{–Berat Plafond} &= \text{Jarak antar gording} \times \text{Berat plafond} \\ &= 1,1034 \times 0,18 \\ &= 0,1986 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

⇒ Dead Load (D) rencana gording $q = 0,7212 \text{ kN/m}$

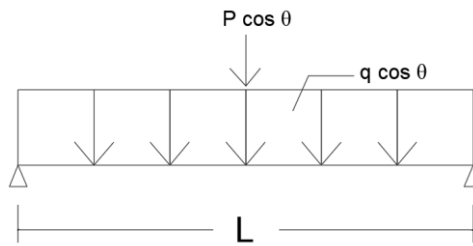
⇒ Live Load (L) $P = 1 \text{ kN/m}$

b) Gording (Rencana Momen Gording)



Gambar 2.12 Arah Momen Gording

–Beban Gording Arah Sumbu 2



Gambar 2.13 Pembebanan Gording Arah Sumbu 2

- Momen akibat beban merata dan terpusat pada gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{2,D} &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot \cos \theta \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \cdot (0,7212) \cdot \cos (25) \cdot (3^2) \\
 &= 0,7353 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,L} &= \frac{1}{4} \cdot P \cdot \cos \theta \cdot L \\
 &= \frac{1}{4} \cdot (1) \cdot \cos (25) \cdot (3) \\
 &= 0,6797 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Momen ultimit akibat kombinasi pembebanan yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

$$\Rightarrow M_{2,U} = 1,4 M_{3,D}$$

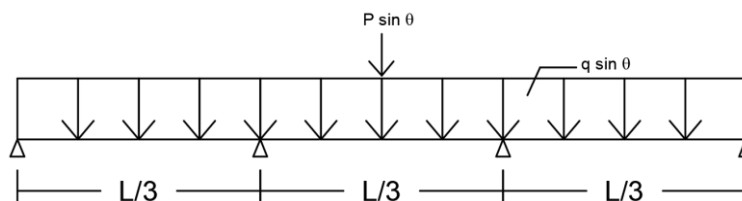
$$M_{2,U} = 1,4 (0,7353) = 1,0294 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{2,U} = 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L}$$

$$M_{2,U} = 1,2 (0,7353) + 1,6 (0,6797) = 1,97 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai terbesar $M_{2,U}$ yaitu 1,97 kNm, sebagai momen ultimit akibat beban terfaktor.

–Beban Gording Arah Sumbu 3



Gambar 2.14 Pembebanan Gording Arah Sumbu 3

- Momen akibat beban merata dan terpusat pada gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot \sin \theta \cdot \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot (0,7212) \cdot \sin (25) \cdot \left(\frac{3}{3}\right)^2 \\ &= 0,0381 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= \frac{1}{4} \cdot P \cdot \sin \theta \cdot \left(\frac{L}{3}\right) \\ &= \frac{1}{4} \cdot (1) \cdot \sin (25) \cdot \left(\frac{3}{3}\right) \\ &= 0,1057 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen ultimit akibat kombinasi pembebanan yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Rightarrow M_{3,U} &= 1,4 M_{2,D} \\ M_{3,U} &= 1,4 (0,0381) = 0,0533 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M_{3,U} &= 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L} \\ M_{3,U} &= 1,2 (0,0381) + 1,6 (0,1057) = 0,2148 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dipilih nilai terbesar $M_{3,U}$ yaitu 0,2148 kNm, sebagai momen ultimit akibat beban terfaktor.

c) Gording (Cek Tegangan Pada Profil C)

Rumus:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y, \text{ dengan nilai } \phi=0,9$$

\Rightarrow Dipilih Profil C 100x50x20, tebal 2 mm.

$$I_3 = I_x = 710000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 170000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 14300 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 5400 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow f_b = \frac{1,97}{0,9 \cdot 14300} + \frac{0,2148}{0,9 \cdot 5400} = 197,2258 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Tegangan profil C 100x50x20 (t=2mm) **Aman**

d) Gording (Cek Defleksi Gording)

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \theta L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \theta L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,7212) \cos(25)(3000)^4}{200000.710000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos(25)(3000)^3}{200000.710000} \\ &= 4,8582 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \theta}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \theta}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(0,7212) \sin(25)}{200000.170000} \times \left(\frac{3000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \sin(25)}{200000.170000} \times \left(\frac{3000}{3}\right)^3 \\ &= 0,1170 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(0,1170)^2 + (4,8582)^2} \leq \frac{1}{240} (3000) \\ &= 4,8596 \text{ mm} \leq 12,5 \text{ **Aman**}\end{aligned}$$

e) Sagrod

Jumlah gording (n) dibawah nok = 4

–Rencana Sagrod

$$\begin{aligned}F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \theta\right) \\ &= 4 \left(\frac{3}{3} \times (0,7212) \times \sin(25)\right) \\ &= 1,2192 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \theta \\ &= \frac{4}{2} \times 1 \times \sin(25) \\ &= 0,8452 \text{ kN}\end{aligned}$$

–Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\ &= 1,4 (1,2192) \\ &= 1,7069 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\
 &= 1,2 \cdot (1,2192) + 1,6 \cdot (0,8452) \\
 &= 2,8154 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kombinasi pembebanan dipilih nilai $F_{t,U}$ terbesar yaitu 2,8154 kN

–Luas Batang Sagrod yang Dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{F_{t,U} \cdot 10^3}{\sigma \cdot F_y} = \frac{2,8154 \times 10^3}{0,9 \times 240} = 13,0343 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$13,0343 = \frac{1}{4} \pi D^2$$

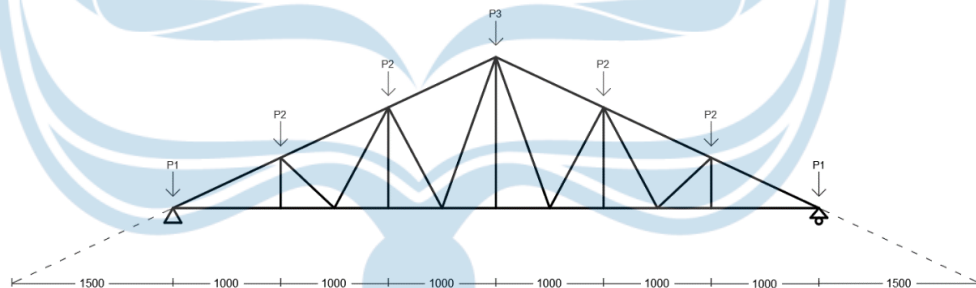
$$D^2 = \frac{13,0343}{\frac{1}{4} \pi}$$

$$D = 4,0738 \text{ mm} \approx 4 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

f) Beban Kuda-kuda

Berat sendiri kuda-kuda diperkirakan 0,5 kN/m

Berikut ini adalah rangka atap Bangunan A.



Gambar 2. 15 Pembebanan Kuda-Kuda Bangunan A

❖ Beban P1

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda – kuda} \\
 &= \frac{a}{2} \times 0,5 \\
 &= 0,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Gording} &= L \times \text{berat gording per meter} \\
 &= 3 \times 0,0356
 \end{aligned}$$

$$= 0,1068 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{\left(\frac{1}{2}+1,5\right)}{\cos(25)} \times 3 \times 0,4 \\ &= 2,6481 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond} \\ &= \left(\frac{1}{2} + 1,5\right) \times 3 \times 0,1986 \\ &= 1,1917 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban P1} = 4,1966 \text{ kN}$$

❖ **Beban P2**

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\ &= 1 \times 0,5 \\ &= 0,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Gording} &= L \times \text{berat gording per meter} \\ &= 3 \times 0,0356 \\ &= 0,1068 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Atap} &= \frac{a}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{1}{\cos(25)} \times 3 \times 0,4 \\ &= 1,3241 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\ &= 1 \times 3 \times 0,1986 \\ &= 0,5958 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban } P2 = 2,5267 \text{ kN}$$

❖ **Beban P3**

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\ &= 1 \times 0,5 \\ &= 0,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

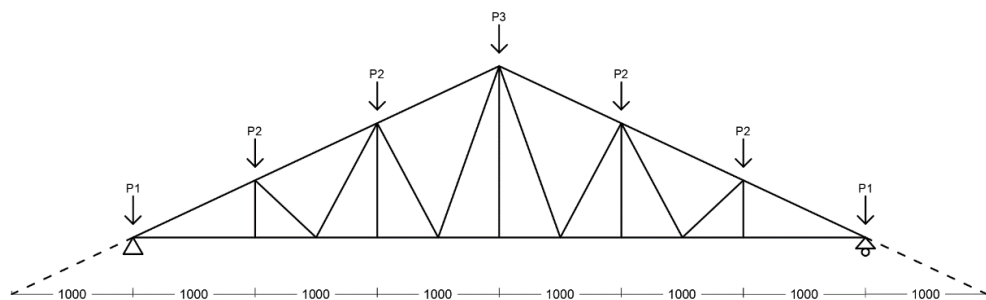
$$\begin{aligned} \text{Berat Gording} &= 2 \times L \times \text{berat gording per meter} \\ &= 2 \times 3 \times 0,0356 \\ &= 0,2136 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Atap} &= \frac{a}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{1}{\cos(25)} \times 3 \times 0,4 \\ &= 1,3241 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\ &= 1 \times 3 \times 0,1986 \\ &= 0,5958 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban } P3 = 2,6335 \text{ kN}$$

Berikut ini adalah rangka atap Bangunan B.



Gambar 2. 16 Pembebanan Kuda-Kuda Bangunan B

❖ Beban P1

$$\begin{aligned}\text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda} \\ &= \frac{1}{2} \times 0,5 \\ &= 0,25 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Gording} &= L \times \text{berat gording per meter} \\ &= 3 \times 0,0356 \\ &= 0,1068 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{\left(\frac{1}{2} + 1\right)}{\cos(25)} \times 3 \times 0,4 \\ &= 1,9861 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond} \\ &= \left(\frac{1}{2} + 1\right) \times 3 \times 0,1986 \\ &= 0,8937 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban P1} = 3,2366 \text{ kN}$$

❖ Beban P2

$$\begin{aligned}\text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\ &= 1 \times 0,5 \\ &= 0,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Gording} &= L \times \text{berat gording per meter} \\ &= 3 \times 0,0356 \\ &= 0,1068 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Atap} &= \frac{a}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1}{\cos(25)} \times 3 \times 0,4 \\
 &= 1,3241 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 1 \times 3 \times 0,1986 \\
 &= 0,5958 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban P2} = 2,5267 \text{ kN}$$

❖ **Beban P3**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= 1 \times 0,5 \\
 &= 0,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Gording} &= 2 \times L \times \text{berat gording per meter} \\
 &= 2 \times 3 \times 0,0356 \\
 &= 0,2136 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

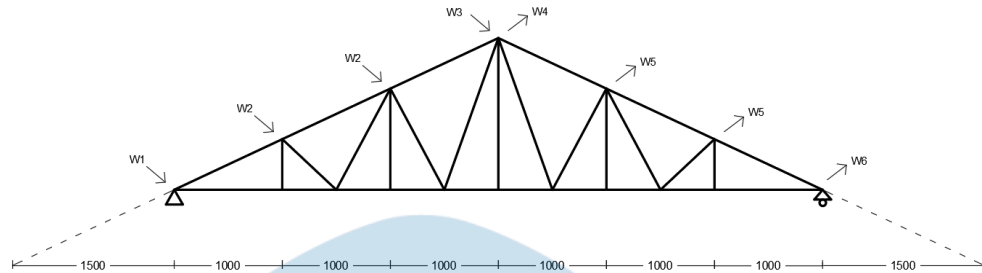
$$\begin{aligned}
 \text{Berat Atap} &= \frac{a}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1}{\cos(25)} \times 3 \times 0,4 \\
 &= 1,3241 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 1 \times 3 \times 0,1986 \\
 &= 0,5958 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban P3} = 2,6335 \text{ kN}$$

g) Beban Angin

Beban angin pada rangka atap Bangunan A.



Gambar 2. 17 Beban Angin Kuda-Kuda Bangunan A

$$-W_1 = \frac{(\frac{1}{2}+1,5)}{\cos(25)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,4965 \text{ kN}$$

$$-W_2 = \frac{1}{\cos(25)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,2483 \text{ kN}$$

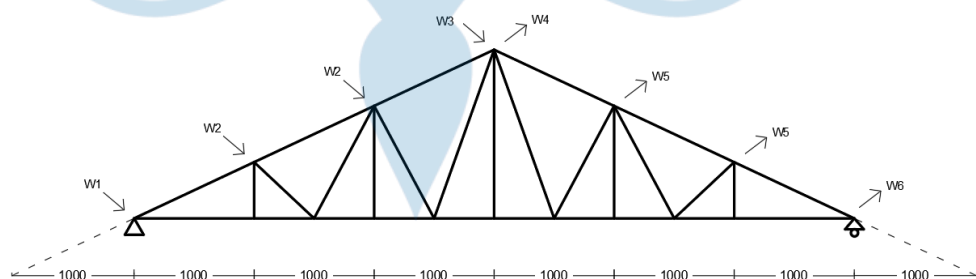
$$-W_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos(25)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,1241 \text{ kN}$$

$$-W_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos(25)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,2483 \text{ kN}$$

$$-W_5 = \frac{1}{\cos(25)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,4965 \text{ kN}$$

$$-W_6 = \frac{(\frac{1}{2}+1,5)}{\cos(25)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,9930 \text{ kN}$$

Beban angin pada rangka atap Bangunan B.



Gambar 2. 18 Beban Angin Kuda-Kuda Bangunan B

$$-W_1 = \frac{(\frac{1}{2}+1)}{\cos(25)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,3724 \text{ kN}$$

$$-W_2 = \frac{1}{\cos(25)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,2483 \text{ kN}$$

$$-W_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos(25)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,1241 \text{ kN}$$

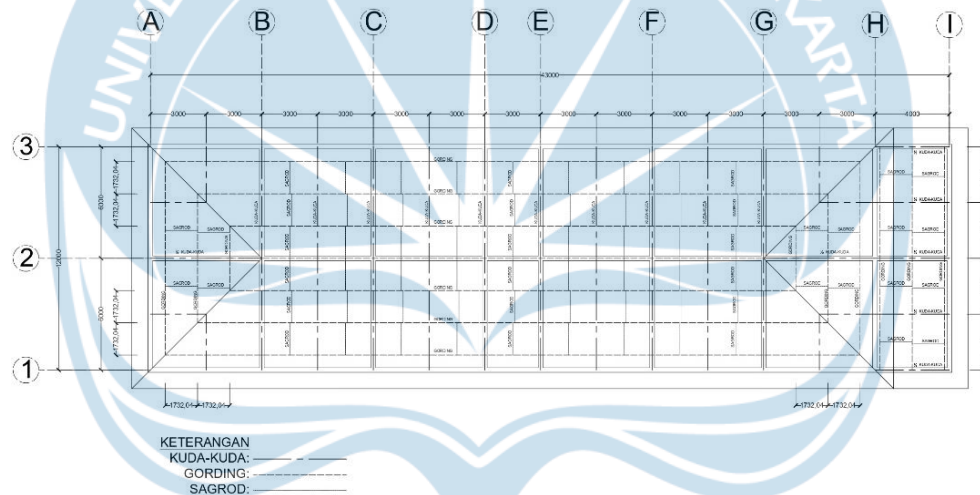
$$-W_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos(25)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,2483 \text{ kN}$$

$$-W_5 = \frac{1}{\cos(25)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,4965 \text{ kN}$$

$$-W_6 = \frac{(\frac{1}{2}+1)}{\cos(25)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,7448 \text{ kN}$$

B. Bangunan D

Denah rangka atap bangunan D yang memiliki dua lantai dapat dilihat pada Gambar 2.19 atau pada Lampiran 12.



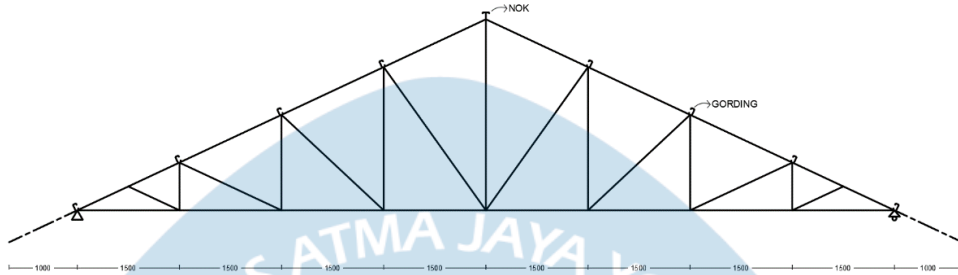
Gambar 2. 19 Denah Rangka Atap Bangunan D

Berdasarkan Gambar 2.20, kuda-kuda baja pada bangunan D menggunakan profil *double* siku dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diketahui:

- Jarak antar gording = 1,732 m
- θ = 30°
- Jarak antar kuda-kuda = 3 m
- Massa atap genteng bitumen = 40 Kg
- Massa plafond = 18 Kg

- Berat gording = 3,56 Kg/m
- F_y baja = 240 MPa
- Tiupan angin = 0,25 kN/m²
- Profil gording = C 100mm x 50mm x20mm (t=2mm)



Gambar 2. 20 Kuda-Kuda Baja Bangunan D

a) Beban Gording

– Berat Sendiri (Asumsi) = 0,439 kN/m

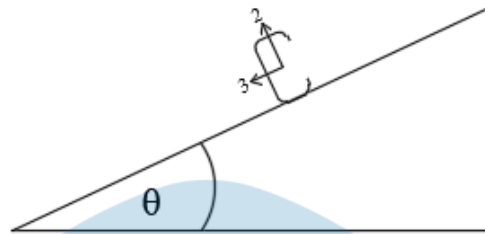
$$\begin{aligned}
 \text{– Berat Atap} &= \frac{\text{Jarak antar gording}}{\cos \theta} \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1,73204}{\cos 30^\circ} \times 0,4 \\
 &= 0,80 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{– Berat Plafond} &= \text{Jarak antar gording} \times \text{Berat plafond} \\
 &= 1,73204 \times 0,18 \\
 &= 0,3118 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Dead Load (D) rencana gording} \quad q = 1,156 \text{ kN/m}$$

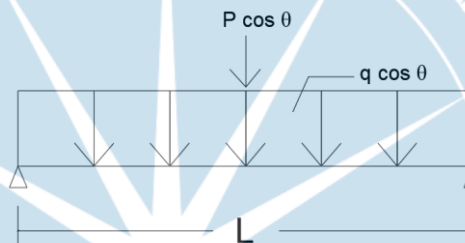
$$\Rightarrow \text{Live Load (L)} \quad P = 1 \text{ kN/m}$$

b) Gording (Rencana Momen Gording)



Gambar 2. 21 Arah Momen Gording

–Beban Gording Arah Sumbu 2



Gambar 2. 22 Pembebanan Gording Arah Sumbu 2

- Momen akibat beban merata dan terpusat pada gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot \cos \theta \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot (1,156) \cdot \cos (30) \cdot (3^2) \\ &= 1,1259 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= \frac{1}{4} \cdot P \cdot \cos \theta \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot (1) \cdot \cos (30) \cdot (3) \\ &= 0,650 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen ultimit akibat kombinasi pembebanan yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

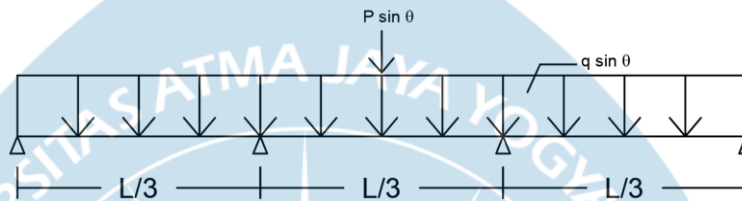
$$\begin{aligned} \Rightarrow M_{2,U} &= 1,4 M_{3,D} \\ M_{2,U} &= 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{2,U} = 1,4 (1,1259) = 1,576 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,2 (1,1259) + 1,6 (0,650) = 2,390 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai terbesar $M_{2,U}$ yaitu 2,390 kNm, sebagai momen ultimit akibat beban terfaktor.

–Beban Gording Arah Sumbu 3



Gambar 2. 23 Pembebanan Gording Arah Sumbu 3

- Momen akibat beban merata dan terpusat pada gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} \cdot q \cdot \sin \theta \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot (1,156) \cdot \sin (30) \cdot 3^2 \\ &= 0,0722 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= \frac{1}{4} \cdot P \cdot \sin \theta \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot (1) \cdot \sin (30) \cdot \left(\frac{3}{3}\right) \\ &= 0,1250 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen ultimit akibat kombinasi pembebanan yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

$$\Rightarrow M_{3,U} = 1,4 M_{2,D}$$

$$M_{3,U} = 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L}$$

$$\Rightarrow M_{3,U} = 1,4 (0,0722) = 0,101 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,2 (0,0722) + 1,6 (0,1250) = 0,287 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai terbesar $M_{3,U}$ yaitu 0,287 kNm, sebagai momen ultimit akibat beban terfaktor.

c) Gording (Cek Tegangan Pada Profil C)

Rumus:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y, \text{ dengan nilai } \phi=0,9$$

⇒ Dipilih Profil C 100x50x20, tebal 2 mm.

$$I_3 = I_x = 870000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 200000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 17300 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6500 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow f_b = \frac{2,390}{0,9 \cdot 17300} + \frac{0,287}{0,9 \cdot 6500} = 202,5273 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

⇒ Tegangan profil C 100x50x20 (t=2mm) **Aman**

d) Gording (Cek Defleksi Gording)

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \theta L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \theta L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(1,156) \cos(30)(3000)^4}{200000 \cdot 870000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos(30)(3000)^3}{200000 \cdot 870000} \\ &= 6,0963 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \theta}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \theta}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(1,156) \sin(30)}{200000 \cdot 870000} \times \left(\frac{3000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \sin(30)}{200000 \cdot 870000} \times \left(\frac{3000}{3}\right)^3 \\ &= 0,9531 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(0,9531)^2 + (6,0963)^2} \leq \frac{1}{240} (3000) \\ &= 6,1437 \text{ mm} \leq 12,5 \text{ **Aman**} \end{aligned}$$

e) Sagrod

Jumlah gording (n) dibawah nok = 6

–Rencana Sagrod

$$\begin{aligned}
 F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \theta \right) \\
 &= 6 \left(\frac{3}{3} \times (1,156) \times \sin (30) \right) \\
 &= 3,467 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \theta \\
 &= \frac{6}{2} \times 1 \times \sin (30) \\
 &= 2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

–Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\
 &= 1,4 (3,467) \\
 &= 4,8538 \text{ kN} \\
 F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\
 &= 1,2.(3,467) + 1,6.(2) \\
 &= 6,5604 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kombinasi pembebanan dipilih nilai $F_{t,U}$ terbesar yaitu 6,5604 kN.

–Luas Batang Sagrod yang Dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{F_{t,U} \cdot 10^3}{\phi \cdot F_y} = \frac{6,5604 \times 10^3}{0,9 \times 240} = 30,3721 \text{ mm}^2$$

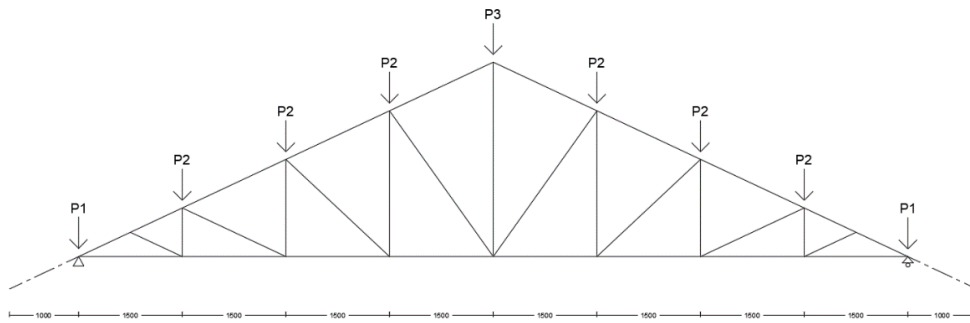
$$A_{sr} = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$30,3721 = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$D^2 = \frac{30,3721}{\frac{1}{4} \pi}$$

$$D = 6,2186 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

f) Beban Kuda-kuda



Gambar 2. 24 Pembebanan Kuda-Kuda Bangunan D

❖ **Beban P1**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Sendiri Kuda-kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= \frac{1,5}{2} \times 0,5 \\
 &= 0,375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Gording} &= L \times \text{berat gording per meter} \\
 &= 3 \times 0,0439 \\
 &= 0,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{\left(\frac{1,5}{2} + 1\right)}{\cos(30)} \times 3 \times 0,4 \\
 &= 2,4249 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Plafond} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= \left(\frac{1,5}{2} + 1\right) \times 3 \times 0,3118 \\
 &= 1,6368 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{Beban P1} = 4,5683 \text{ kN}$$

❖ **Beban P2**

$$\text{Berat Sendiri Kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda}$$

$$= 1,5 \times 0,5$$

$$= 0,75 \text{ kN}$$

Berat Gording = L x berat gording per meter

$$= 3 \times 0,0439$$

$$= 0,13 \text{ kN}$$

Berat Atap = $\frac{a}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap}$

$$= \frac{1,5}{\cos(30)} \times 3 \times 0,4$$

$$= 2,0785 \text{ kN}$$

Berat Plafond = a x L x berat plafond

$$= 1,5 \times 3 \times 0,3118$$

$$= 1,403 \text{ kN}$$

⇒ Beban P2 = 4,3631 kN

❖ Beban P3

Berat Sendiri Kuda-kuda = a x berat kuda-kuda

$$= 1,5 \times 0,5$$

$$= 0,75 \text{ kN}$$

Berat Gording = 2 x L x berat gording per meter

$$= 2 \times 3 \times 0,0439$$

$$= 0,26 \text{ kN}$$

Berat Atap = $\frac{a}{\cos \theta} \times L \times \text{berat atap}$

$$= \frac{1,5}{\cos(30)} \times 3 \times 0,4$$

$$= 2,0785 \text{ kN}$$

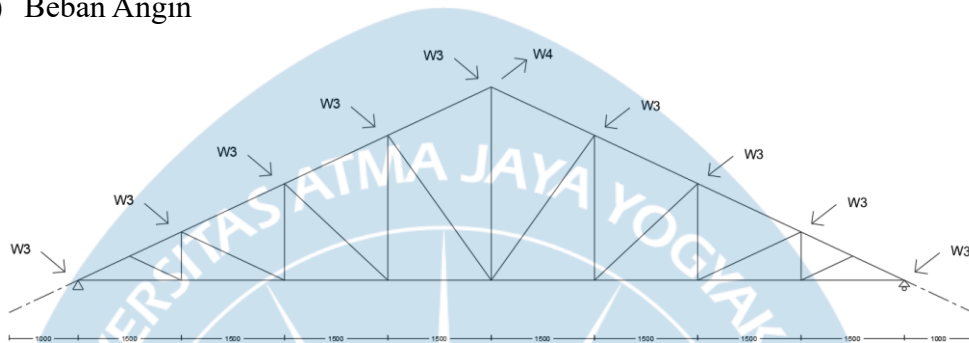
Berat Plafond = a x L x berat plafond

$$= 1,5 \times 3 \times 0,3118$$

$$= 1,403 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Beban P3} = 4,4948 \text{ kN}$$

g) Beban Angin



Gambar 2. 25 Beban Angin Kuda-Kuda Bangunan D

$$-W_1 = \frac{\left(\frac{1,5}{2}+1\right)}{\cos(30)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,4547 \text{ kN}$$

$$-W_2 = \frac{1,5}{\cos(30)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,3897 \text{ kN}$$

$$-W_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,5}{\cos(30)} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 = 0,1949 \text{ kN}$$

$$-W_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,5}{\cos(30)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,3897 \text{ kN}$$

$$-W_5 = \frac{1,5}{\cos(30)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,7794 \text{ kN}$$

$$-W_6 = \frac{\left(\frac{1,5}{2}+1\right)}{\cos(30)} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 = -0,9093 \text{ kN}$$

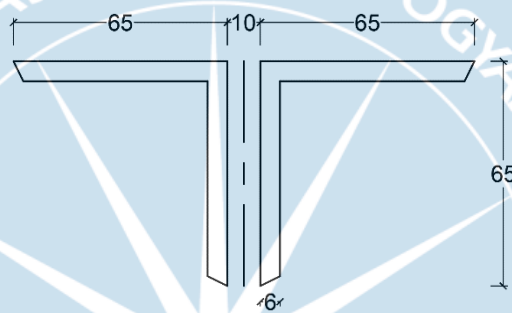
2.3.2 Perencanaan Elemen Kuda-kuda Baja

A. Bangunan A dan Bangunan B

- Eksterior

Pada perencanaan elemen kuda-kuda baja bangunan A dan bangunan B direncanakan menggunakan profil L 65x65x6, dengan spesifikasi profil sebagai berikut:

- $A = 752,7 \text{ mm}^2$
- $I_x = I_y = 294000 \text{ mm}^4$
- $I_x = I_y = 19,8 \text{ mm}$
- $C_x = C_y = 18,1 \text{ mm}$
- $TP = 10 \text{ mm}$
- Konstanta Torsi (J) = $65 \times \frac{6^3}{3} = 4680 \text{ mm}^4$
- Modulus Geser Baja (G) = 77200 MPa
- Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa



Gambar 2. 26 Profil Siku 2L 65x65x6

Profil 2L 65x65x6

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 752,7 \\ &= 1505,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 294000 \\ &= 588000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= (I_{yg} + A_g(C_y + \frac{TP}{2})^2) \\ &= (588000 + (1505,4 \times (18,1 + (\frac{10}{2}))^2)) \\ &= 1391296,49 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_{xg} = 19,8 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{1391296,49}{1505,4}} = 30,4007 \text{ mm}$$

$$X_o = 0$$

$$Y_o = 18,1 - \left(\frac{6}{2}\right) = 15,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_o &= \frac{588000 + 1391296,49}{15,1} + 0^2 + 15,1^2 \\ &= 1542,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 1 + \frac{0^2 + 15,1^2}{1542,81} \\ &= 0,852 \end{aligned}$$

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

- Batang Tekan

- Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{65}{6} = 10,8333$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9904$$

$\lambda < \lambda_r$, maka non-langsing.

Batang Tekan $\Rightarrow P_u = 27,552 \text{ kN}$ ($L=1103,38 \text{ mm}$)

Batang Tarik $\Rightarrow P_u = 24,971 \text{ kN}$ ($L=1000 \text{ mm}$)

- Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{1103,38}{19,8} = 55,7263 < 200 \text{ (Aman)}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1103,38}{19,8} = 55,7263$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(55,7263)^2} = 635,6381 \text{ MPa}$$

Nilai $K=1$, karena pada buhul/pertemuan batang dianggap sendi-sendi.

Karena $\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka

$$F_{cr} = [0,658^{F_y/F_e}] F_y$$

$$= [0,658^{240/635,6381}] 240$$

$$= 204,9171 \text{ MPa}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur Torsi

$$a = 1103,38 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{1103,38}{19,8} = 55,7263 > 40, \text{ maka}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_1}\right)^2}$$

$$= \sqrt{55,7263^2 + (0,5 \times 55,7263)^2}$$

$$= 62,3039$$

Nilai $K_i = 0,5$ sehingga menggunakan profil siku.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(62,3039)^2} = 508,5105 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = [0,658^{F_y/F_e}] F_y$$

$$= [0,658^{240/635,6381}] 240$$

$$= 204,9171 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_{ro}} = \frac{77200 \times 2500}{1505,4 \times 1542,81} = 155,5605 \text{ MPa}$$

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

$$= \left(\frac{204,9171 + 155,5605}{2 \times 0,852}\right) \times \left[1 - \sqrt{\frac{4 \times 204,9171 \times 155,5605 \times 0,852}{(204,9171 + 155,5605)^2}}\right]$$

$$= 125,9076 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 204,9171 \text{ MPa}$, hasil dari pemeriksaan tekuk lentur.

$F_{cr} = 125,9076 \text{ MPa}$, hasil dari pemeriksaan tekuk lentur torsi.

Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai F_{cr} yang terkecil yaitu, $F_{cr} = 125,9076 \text{ MPa}$.

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 125,9076 \times \frac{1505,4}{1000}$$

$$= 170,5872 \text{ kN}$$

Karena $\phi_c P_n = 170,5872 \text{ kN}$ lebih besar dari gaya tekan max = 27,552 kN, maka dinyatakan **Aman**.

- Batang Tarik

- ❖ Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{1000}{19,8} = 50,5051 < 200 \text{ (Aman)}$$

- ❖ Pemeriksaan Leleh Tarik (*Yielding*)

$$\begin{aligned}\phi P_n &= F_y \times A_g \\ &= 240 \times \frac{1505,4}{1000} \\ &= 361,296 \text{ kN}\end{aligned}$$

- ❖ Pemeriksaan Fraktur

$U = 0,6$ (Berdasarkan Buku *Steel Design* William T. Segui, untuk *Single/Double Angle* dengan 3 baut dalam satu baris/arah pemasangan)

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{lubang}} = 2 + D_{\text{baut}} = 2 + 16 = 18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - n \cdot D \cdot t \\ &= 1505,4 - (1 \times 18 \times 6) \\ &= 1397,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e &= U \cdot A_n \\ &= 0,6 \times 1397,4 \\ &= 838,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 838,4 / 1000 \\ &= 232,6671 \text{ kN}\end{aligned}$$

$\phi P_n = 361,296 \text{ kN}$, hasil dari pemeriksaan leleh tarik.

$\phi P_n = 232,6671 \text{ kN}$, hasil dari pemeriksaan fraktur.

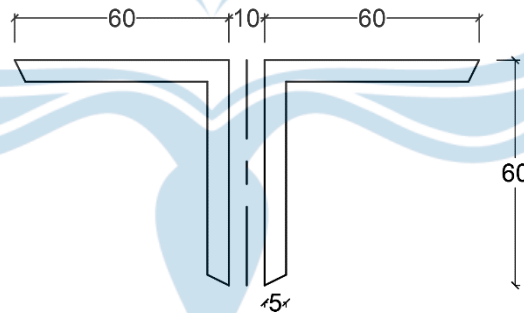
Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai yang terkecil yaitu:

$$\phi P_n = 232,6671 \text{ kN} > P_u = 24,971 \text{ kN} \text{ (Aman)}$$

- Interior

Pada perencanaan elemen kuda-kuda baja bangunan A dan bangunan B direncanakan menggunakan profil L 60x60x5, dengan spesifikasi profil sebagai berikut:

- $A = 580 \text{ mm}^2$
- $I_x = I_y = 196000 \text{ mm}^4$
- $I_x = I_y = 18,4 \text{ mm}$
- $C_x = C_y = 16,6 \text{ mm}$
- $TP = 10 \text{ mm}$
- Konstanta Torsi (J) = $65 \times \frac{5^3}{3} = 2500 \text{ mm}^4$
- Modulus Geser Baja (G) = 77200 MPa
- Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa



Gambar 2. 27 Profil 2L 60x60x5

Profil 2L 60x60x5

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 580 \\ &= 1160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$I_{xg} = 2 \times I_x$$

$$= 2 \times 196000$$

$$= 392000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_{yg} + A_g(Cy + \frac{TP}{2})^2)$$

$$= (392000 + (1160 \times (16,6 + (\frac{10}{2}))^2))$$

$$= 933209,6 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = 18,4 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{933209,6}{1160}} = 28,3636 \text{ mm}$$

$$X_o = 0$$

$$Y_o = 16,6 - (\frac{5}{2}) = 14,1 \text{ mm}$$

$$\bar{r}_o = \frac{392000 + 933209,6}{14,1} + 0^2 + 14,1^2$$

$$= 1341,23 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 + \frac{0^2 + 14,1^2}{1341,23}$$

$$= 0,852$$

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

- Batang Tekan

- Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{5} = 12$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9904$$

$\lambda < \lambda_r$, maka non-langsing.

Batang Tekan $\Rightarrow P_u = 6,307 \text{ kN}$ (L=1058,2 mm)

Batang Tarik $\Rightarrow P_u = 5,903 \text{ kN}$ (L=1485,6 mm)

- Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{1058,2}{18,4} = 57,5109 < 200 \text{ (Aman)}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1058,2}{18,4} = 57,5109$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{57,5109^2} = 596,8015 \text{ MPa}$$

Karena $\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka

$$\begin{aligned} F_{cr} &= [0,658^{F_y/F_e}] F_y \\ &= [0,658^{240/596,8015}] 240 \\ &= 202,8205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur Torsi

$$a = 1058,2 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{1058,2}{18,4} = 57,5109 > 40, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_1}\right)^2} \\ &= \sqrt{57,5109^2 + (0,5 \times 57,5109)^2} \\ &= 64,221 \end{aligned}$$

Nilai $K_i = 0,5 \Rightarrow$ menggunakan profil siku.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_m^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(64,221)^2} = 477,4412 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= [0,658^{F_y/F_e}] F_y \\ &= [0,658^{240/477,4412}] 240 \\ &= 202,8205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_{ro}} = \frac{77200 \times 2500}{1160 \times 1341,23} = 124,0496 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2 \times H}\right) \times \left[1 - \sqrt{\frac{4 F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \\ &= \left(\frac{202,8205 + 124,0496}{2 \times 0,852}\right) \times \left[1 - \sqrt{\frac{4 \times 202,8205 \times 124,0496 \times 0,852}{(202,8205 + 124,0496)^2}}\right] \\ &= 106,5628 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 202,8205 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pemeriksaan tekuk lentur.}$$

$F_{cr} = 106,5628 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pemeriksaan tekuk lentur torsi.

Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai F_{cr} yang terkecil yaitu, $F_{cr} = 106,5628 \text{ MPa}$.

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 106,5628 \times \frac{1160}{1000} \\ &= 111,2516 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena $\phi_c P_n = 111,2516 \text{ kN}$ lebih besar dari gaya tekan max = 6,307 kN, maka dinyatakan **Aman**.

- Batang Tarik

- ❖ Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{1485,6}{18,4} = 80,7391 < 200 \text{ (Aman)}$$

- ❖ Pemeriksaan Leleh Tarik (*Yielding*)

$$\begin{aligned}\phi P_n &= F_y \times A_g \\ &= 240 \times \frac{1160}{1000} \\ &= 278,4 \text{ kN}\end{aligned}$$

- ❖ Pemeriksaan Fraktur

$U = 0,6$ (Berdasarkan Buku *Steel Design* William T. Segui, untuk *Single/Double Angle* dengan 3 baut dalam satu baris/arah pemasangan)

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{lubang}} = 2 + D_{\text{baut}} = 2 + 16 = 18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - n \cdot D \cdot t \\ &= 1160 - (1 \times 18 \times 5) \\ &= 1070 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e &= U \cdot A_n \\ &= 0,6 \times 1070 \\ &= 642 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

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

$$= 0,75 \times 370 \times 642/1000$$

$$= 178,155 \text{ kN}$$

$\phi P_n = 278,4 \text{ kN}$, hasil dari pemeriksaan leleh tarik.

$\phi P_n = 178,155 \text{ kN}$, hasil dari pemeriksaan fraktur.

Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai yang terkecil yaitu:

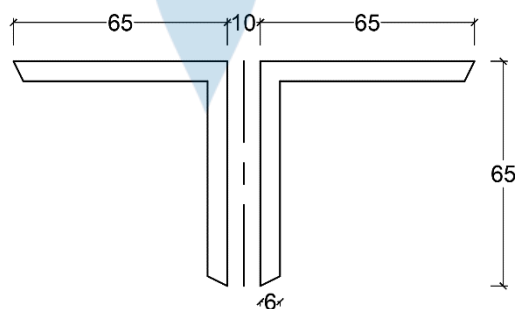
$$\phi P_n = 178,155 \text{ kN} > P_u = 5,903 \text{ kN (Aman)}$$

B. Bangunan D

- Eksterior

Pada perencanaan elemen kuda-kuda baja bangunan D direncanakan menggunakan profil L 65x65x6, dengan spesifikasi profil sebagai berikut:

- $A = 752,7 \text{ mm}^2$
- $I_x = I_y = 294000 \text{ mm}^4$
- $I_x = I_y = 19,8 \text{ mm}$
- $C_x = C_y = 18,1 \text{ mm}$
- $TP = 10 \text{ mm}$
- Konstanta Torsi (J) = $65 \times \frac{6^3}{3} = 4680 \text{ mm}^4$
- Modulus Geser Baja (G) = 77200 MPa
- Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa



Gambar 2. 28 Profil Siku 2L 65x65x6

Profil 2L 65x65x6

$$A_g = 2 \times A$$

$$= 2 \times 752,7$$

$$= 1505,4 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 294000$$

$$= 2 \times I_x$$

$$= 588000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_{yg} + A_g(C_y + \frac{TP}{2})^2)$$

$$= (588000 + (1505,4 \times (18,1 + (\frac{10}{2}))^2))$$

$$= 1391296,49 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = 19,8 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{1391296,49}{1505,4}} = 30,4007 \text{ mm}$$

$$X_o = 0$$

$$Y_o = 18,1 - (\frac{6}{2}) = 15,1 \text{ mm}$$

$$\bar{r}_o = \frac{588000 + 1391296,49}{15,1} + 0^2 + 15,1^2$$

$$= 1542,81 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 + \frac{0^2 + 15,1^2}{1542,81}$$

$$= 0,852$$

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

- Batang Tekan

- Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{65}{6} = 10,8333$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9904$$

$\lambda < \lambda_r$, maka non-langsing.

Batang Tekan $\Rightarrow P_u = 48,009 \text{ kN}$ ($L=1732,04 \text{ mm}$)

Batang Tarik $\Rightarrow P_u = 41,577 \text{ kN}$ ($L=1000 \text{ mm}$)

- Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{1732,04}{19,8} = 87,4768 < 200 \text{ (Aman)}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1732,04}{19,8} = 87,4768$$

Nilai K=1, karena pada buhul/pertemuan batang dianggap sendi-sendi.

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

Karena $\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(87,4768)^2} = 257,9552 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= [0,658^{F_y/F_e}] F_y \\ &= [0,658^{240/257,9552}] 240 \\ &= 162,5884 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur Torsi

$$a = 1732,04 \text{ mm}$$

$$r = 19,8$$

$$\frac{a}{r} = \frac{1732,04}{19,8} = 87,4768 > 40, \text{ maka}$$

Nilai $K_i = 0,5 \Rightarrow$ menggunakan profil siku.

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_1}\right)^2} \\ &= \sqrt{87,4768^2 + \left(0,5 \times \frac{1732,04}{19,8}\right)^2} \\ &= 97,8020 \end{aligned}$$

Karena $\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(87,4768)^2} = 206,3642 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= [0,658^{F_y/F_e}] F_y \\ &= [0,658^{240/206,3642}] 240 \end{aligned}$$

$$= 162,5884 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_{ro}} = \frac{77200 \times 4680}{1505,4 \times 1542,81} = 155,5605 \text{ MPa}$$

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

$$= \left(\frac{204,9171 + 155,5605}{2 \times 0,852} \right) \times \left[1 - \sqrt{\frac{4 \times 162,5884 \times 155,5605 \times 0,852}{(162,5884 + 155,5605)^2}} \right]$$

$$= 114,8014 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 162,5884 \text{ MPa}$, hasil dari pemeriksaan tekuk lentur.

$F_{cr} = 114,8014 \text{ MPa}$, hasil dari pemeriksaan tekuk lentur torsi.

Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai F_{cr} yang terkecil yaitu, $F_{cr} = 114,8014 \text{ MPa}$.

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 114,8014 \times \frac{1505,4}{1000}$$

$$= 155,5398 \text{ kN}$$

Karena $\phi_c P_n = 155,5398 \text{ kN}$ lebih besar dari gaya tekan max = 48,009 kN, maka dinyatakan **Aman**.

• Batang Tarik

❖ Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{1000}{19,8} = 50,5051 < 200 \text{ (Aman)}$$

❖ Pemeriksaan Leleh Tarik (*Yielding*)

$$\phi P_n = F_y \times A_g$$

$$= 240 \times \frac{1505,4}{1000}$$

$$= 361,296 \text{ kN}$$

❖ Pemeriksaan Rupture/Fraktur

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

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

$U = 0,60$ (Berdasarkan Buku *Steel Design* William T. Segui, untuk *Single/Double Angle* dengan 3 baut dalam satu baris/arah pemasangan)

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{lubang}} = 2 + D_{\text{baut}} = 2 + 16 = 18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - n \cdot D \cdot t \\ &= 1505,4 - (1 \times 18 \times 6) \\ &= 1397,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_e &= U \cdot A_n \\ &= 0,6 \times 1397,4 \\ &= 838,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 838,4 / 1000 \\ &= 232,6671 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\phi P_n = 361,296 \text{ kN}$, dari hasil pemeriksaan leleh tarik.

$\phi P_n = 232,6671 \text{ kN}$, dari hasil pemeriksaan fraktur.

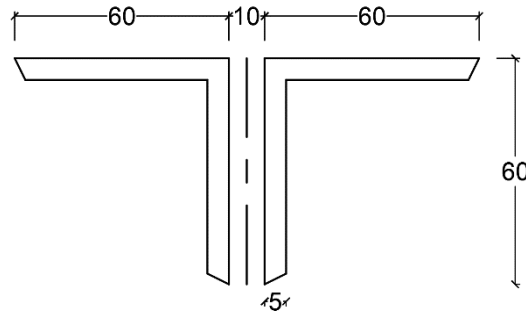
Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai yang terkecil yaitu:

$$\phi P_n = 232,6671 \text{ kN} > P_u = 4,577 \text{ kN} \text{ Aman}$$

- Interior

Pada perencanaan elemen kuda-kuda baja bangunan D direncanakan menggunakan profil L 60x60x5, dengan spesifikasi profil sebagai berikut:

- $A = 580 \text{ mm}^2$
- $I_x = I_y = 196000 \text{ mm}^4$
- $I_x = I_y = 18,4 \text{ mm}$
- $C_x = C_y = 16,6 \text{ mm}$
- $TP = 10 \text{ mm}$
- Konstanta Torsi (J) = $65 \times \frac{5^3}{3} = 2500 \text{ mm}^4$
- Modulus Geser Baja (G) = 77200 MPa
- Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa



Gambar 2. 29 Profil 2L 60x60x5

Profil 2L 60x60x5

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 580 \\ &= 1160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 580 \\ &= 1160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 196000 \\ &= 392000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= (I_{yg} + A_g(Cy + \frac{TP}{2})^2) \\ &= (392000 + (1160 \times (16,6 + (\frac{10}{2}))^2)) \\ &= 933209,60 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_{xg} = 18,4 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{933209,60}{1160}} = 28,3636 \text{ mm}$$

$$X_o = 0$$

$$Y_o = 16,6 - (\frac{5}{2}) = 14,1 \text{ mm}$$

$$\bar{r}_o = \frac{392000 + 933209,60}{14,1} + 0^2 + 14,1^2 = 1341,23 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 + \frac{0^2 + 14,1^2}{1341,23} = 0,840$$

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

- Batang Tekan

- Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{5} = 12$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9904$$

$\lambda < \lambda_r$, maka non-langsing.

Batang Tekan $\Rightarrow P_u = 11,84 \text{ kN}$ ($L = 2999,93 \text{ mm}$)

Batang Tarik $\Rightarrow P_u = 20,507 \text{ kN}$ ($L = 3464 \text{ mm}$)

- Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{2999,93}{18,4} = 163,0397 < 200 \text{ (Aman)}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 2999,93}{18,4} = 163,0397$$

$K = 1$, karena pada buhul/pertemuan batang dianggap sendi-sendi.

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

Karena $\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka F_{cr} menggunakan rumus $0,877 F_e$.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(163,0397)^2} = 74,2580 \text{ MPa}$$

atau

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{74,2580} = 3,2320 > 2,25$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 74,2580 \\ &= 65,1243 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Pemeriksaan Tekuk Lentur Torsi

$$a = 2999,93 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{2999,93}{18,4} = 163,0397 > 40, \text{ maka}$$

Nilai $K_i = 0,5$, sehingga menggunakan profil siku yang saling membelakangi.

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_1}\right)^2} \\ &= \sqrt{(163,0397)^2 + \left(0,5 \times \frac{2999,93}{18,4}\right)^2} \\ &= 182,2893 \end{aligned}$$

Karena $\left(\frac{KL}{r_x}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(163,0397)^2} = 59,4064 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= [0,658^{F_y/F_e}] F_y \\ &= [0,658^{240/59,4064}] 240 \\ &= 62,0471 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \cdot r_o} = \frac{77200 \times 2500}{1160 \times 1341,23} = 124,0496 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2 \times H}\right) \times \left[1 - \sqrt{\frac{4 F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \\ &= \left(\frac{202,8205 + 124,0496}{2 \times 0,852}\right) \times \left[1 - \sqrt{\frac{4 \times 202,8205 \times 124,0496 \times 0,852}{(202,8205 + 124,0496)^2}}\right] \\ &= 55,4151 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 65,1243 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pemeriksaan tekuk lentur.}$$

$$F_{cr} = 55,4151 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pemeriksaan tekuk lentur torsi.}$$

Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai F_{cr} yang terkecil yaitu, $F_{cr} = 55,4151 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 55,4151 \times \frac{1160}{1000}$$

$$= 57,8534 \text{ kN}$$

Karena $\phi_c P_n = 57,8534$ kN lebih besar dari gaya tekan max = 11,84 kN, maka dinyatakan **Aman**.

- Batang Tarik

- ❖ Rasio Kelangsingan

$$\frac{L}{r} = \frac{3463}{18,4} = 188,2609 < 300 \text{ (Aman)}$$

- ❖ Pemeriksaan Leleh Tarik (*Yielding*)

$$\begin{aligned}\phi P_n &= F_y \times A_g \\ &= 240 \times \frac{1160}{1000} \\ &= 278,4 \text{ kN}\end{aligned}$$

- ❖ Pemeriksaan Rupture/Fraktur

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

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

$U = 0,60$ (Berdasarkan Buku *Steel Design* William T. Segui, untuk *Single/Double Angle* dengan 3 baut dalam satu baris/arah pemasangan [4])

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{lubang}} = 2 + D_{\text{baut}} = 2 + 16 = 18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - n \cdot D \cdot t \\ &= 1160 - (1 \times 18 \times 5) \\ &= 1070 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e &= U \cdot A_n \\ &= 0,6 \times 1070 \\ &= 642 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 642 \\ &= 178,155 \text{ kN}\end{aligned}$$

$\phi P_n = 278,4$ kN , dari hasil pemeriksaan leleh tarik.

$\phi P_n = 178,155$ kN , dari hasil pemeriksaan fraktur.

Dari hasil yang diperoleh, dipilih nilai yang terkecil yaitu:

$$\phi P_n = 178,155 \text{ kN} > P_u = 5,903 \text{ kN (Aman)}$$

2.3.3 Perencanaan Sambungan Kuda-kuda Baja

Pada perencanaan sambungan kuda-kuda untuk rangka atap bangunan A, B dan D Pasar Salaman Kabupaten Magelang akan digunakan sistem sambungan baut. Jumlah baut yang digunakan pada profil eksterior dan interior disesuaikan dengan hasil perhitungan sebagai berikut:

A. Eksterior

Pada profil eksterior dengan profil 2L 65x65x6 digunakan spesifikasi profil dan perhitungan jumlah baut sebagai berikut:

❖ Baja BJ37

- Tegangan leleh minimum (f_y) = 240 MPa
- Tegangan putus minimum (f_u) = 370 MPa

❖ Rencana baut

- Diameter baut (D_{baut}) = 16 mm
- Diameter Lubang (D_{lubang}) = 18 mm

❖ Tinjauan terhadap kuat geser baut

Diketahui:

- $m = 2$ (bidang geser)
- $F_u^b = 372 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{Luas baut (Ab)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{baut}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,0619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= m \times F_u^b \times A_b \\ &= 2 \times 372 \times \frac{201,0619}{1000} \\ &= 149,5901 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 149,5901 \\ &= 112,1926 \text{ kN} \end{aligned}$$

❖ Jumlah Baut

Dimana nilai P_u menggunakan nilai ϕP_n terkecil dari pemeriksaan leleh dan fraktur, maka

$$\begin{aligned}n_b &= \frac{P_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{232,6671 \text{ kN}}{112,1926 \text{ kN}} \\ &= 2,1 \text{ baut} \approx 3 \text{ baut}\end{aligned}$$

❖ Block Shear

Diketahui:

- Jarak antar baut (S)
 - $= 3 \times D_{\text{baut}}$
 - $= 3 \times 19 \text{ mm}$
 - $= 48 \text{ mm}$
- Jarak tepi plat ke baut (S_1)
 - $= 1,5 \times D_{\text{baut}}$
 - $= 1,5 \times 16 \text{ mm}$
 - $= 24 \text{ mm}$
- Jarak keseluruhan baut dengan plat $= S_1 + S$
 - $= 24 \text{ mm} + 48 \text{ mm}$
 - $= 72 \text{ mm}$
- A_{gv}
 - $= 2 \times (t \times (S + S_1))$
 - $= 2 \times (5 \times (48 + 24))$
 - $= 720 \text{ mm}^2$
- A_{nv}
 - $= 2 \times (t \times (S + S_1) - (2,5 \times D_{\text{lubang}}))$
 - $= 2 \times (6 \times ((48 + 24) - (2,5 \times 18)))$
 - $= 324 \text{ mm}^2$
- A_{nt}
 - $= 2 \times (t \times (S_1 - (0,5 \times D_{\text{lubang}})))$
 - $= 2 \times (6 \times (24 - (0,5 \times 18)))$
 - $= 180 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 - R_n &= \frac{(0,6 \times F_u \times A_{nv} + 1 \times F_u \times A_{nt})}{1000} \\
 &= \frac{(0,6 \times 370 \times 324 + 1 \times 370 \times 180)}{1000} \\
 &= 138,528 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - R_n \text{ max} &= \frac{(0,6 \times F_y \times A_{gv} + 1 \times F_u \times A_{nt})}{1000} \\
 &= \frac{(0,6 \times 240 \times 720 + 1 \times 370 \times 150)}{1000} \\
 &= 191,016 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai $R_n < R_n \text{ max}$, maka digunakan nilai $R_n = 138,528 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 - \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\
 &= 0,75 \times 138,528 \\
 &= 103,896 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

❖ Tinjauan terhadap kuat tumpu

- *Bearing Deformation*

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t \times F_u \\
 &= 2,4 \times 16 \times 6 \times 370 \\
 &= 85,248 \text{ kN} \\
 &= 170,496 \text{ kN (2 profil siku)}
 \end{aligned}$$

- *Tear Out Strength*

Dengan rumus $R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u$ didapatkan nilai R_n tiap baut sebagai berikut:

a) Baut 1

$$\begin{aligned}
 L_{c1} &= S_1 - (0,5 \times D_{\text{lubang}}) \\
 &= 24 - (0,5 \times 18) \\
 &= 15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{n1} &= 1,2 \times 15 \times 6 \times \frac{370}{1000} \\
 &= 39,960 \text{ kN} \\
 &= 79,920 \text{ kN (2L profil siku)}
 \end{aligned}$$

b) Baut 2

$$L_{c1} = S - (0,5 \times D_{\text{lubang}})$$

$$\begin{aligned}
&= 48 - (0,5 \times 18) \\
&= 30 \text{ mm} \\
Rn_1 &= 1,2 \times 30 \times 6 \times \frac{370}{1000} \\
&= 79,920 \text{ kN} \\
&= 159,840 \text{ kN (2L profil siku)}
\end{aligned}$$

c) Baut 3

$$\begin{aligned}
Lc_1 &= S - Dlubang \\
&= 48 - 18 \\
&= 30 \text{ mm} \\
Rn_1 &= 1,2 \times 30 \times 6 \times \frac{370}{1000} \\
&= 79,920 \text{ kN} \\
&= 159,840 \text{ kN (2L profil siku)}
\end{aligned}$$

Dari nilai Rn pada tiap baut (*Tear Out Strength*) kurang dari Rn (*Bearing Deformation*), maka didapat nilai Rn total adalah

$$\begin{aligned}
&1,2 \times lc \times t \times Fu < 2,4 \times Dbaut \times t \times Fu \\
Rn &= Rn_1 + Rn_2 + Rn_3 \\
&= 79,920 + 159,840 + 159,840 \\
&= 399,600 \text{ kN} \\
\emptyset Rn &= 0,75 \times Rn \\
&= 0,75 \times 399,600 \\
&= 299,700 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dari nilai nilai yang didapat dari hasil perhitungan diatas, nilai-nilai tersebut di rekap kemudian dipilih nilai terkecil untuk digunakan sebagai nilai $\emptyset Rn$.

- $\emptyset Pn$ = 232,6671 kN
- $\emptyset Rn$ (kuat geser) = 112,1926 kN
- $\emptyset Rn$ (Kuat tumpu) = 299,700 kN
- $\emptyset Rn$ (*block shear*) = 103,896 kN

Dari data diatas dipilih nilai terkecil dan didapatkan nilai $\emptyset Rn = 103,896 \text{ kN}$

B. Interior

Pada profil eksterior dengan profil 2L 60x60x5 digunakan spesifikasi profil dan perhitungan jumlah baut sebagai berikut:

❖ Baja BJ37

- Tegangan leleh minimum (f_y) = 240 Mpa
- Tegangan putus minimum (f_u) = 370 Mpa

❖ Rencana baut

- Diameter baut (D_{baut}) = 16 mm
- Diameter Lubang (D_{lubang}) = 18 mm

❖ Tinjauan terhadap kuat geser baut

Diketahui:

- $m = 2$ (bidang geser)
- $F_u^b = 372$ MPa

$$\begin{aligned}\text{Luas baut } (A_b) &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{baut}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,0619 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= m \times F_u^b \times A_b \\ &= 2 \times 372 \times \frac{201,0619}{1000} \\ &= 149,5901 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 149,5901 \\ &= 112,1926 \text{ kN}\end{aligned}$$

❖ Jumlah Baut

Dimana nilai P_u menggunakan nilai ϕP_n terkecil dari pemeriksaan leleh dan fraktur, maka

$$\begin{aligned}n_b &= \frac{P_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{178,155 \text{ kN}}{112,1926 \text{ kN}} \\ &= 1,6 \text{ baut} \approx 2 \text{ baut}\end{aligned}$$

❖ Block Shear

Diketahui:

- Jarak antar baut (S) = $3 \times Dbaut$
= $3 \times 19 \text{ mm}$
= 48 mm
- Jarak tepi plat ke baut (S_1) = $1,5 \times Dbaut$
= $1,5 \times 16 \text{ mm}$
= 24 mm
- Jarak keseluruhan baut dengan plat = $S_1 + S$
= $24 \text{ mm} + 48 \text{ mm}$
= 72 mm
- Agv = $2 \times (t \times (S + S_1))$
= $2 \times (5 \times (48 + 24))$
= 864 mm^2
- Anv = $2 \times (t \times (S + S_1) - (2,5 \times Dlubang))$
= $2 \times (5 \times ((48 + 24) - (1,5 \times 18)))$
= 450 mm^2
- Ant = $2 \times (t \times (S_1 - (0,5 \times Dlubang)))$
= $2 \times (5 \times (24 - (0,5 \times 18)))$
= 150 mm^2
- Rn = $\frac{(0,6 \times Fu \times Anv + 1 \times Fu \times Ant)}{1000}$
= $\frac{(0,6 \times 370 \times 450 + 1 \times 370 \times 150)}{1000}$
= $155,400 \text{ kN}$
- Rn_{max} = $\frac{(0,6 \times Fy \times Agv + 1 \times Fu \times Ant)}{1000}$
= $\frac{(0,6 \times 240 \times 720 + 1 \times 370 \times 150)}{1000}$
= $159,180 \text{ kN}$

Dengan nilai $Rn < Rn_{max}$, maka digunakan nilai $Rn = 155,4 \text{ kN}$

- $\emptyset Rn$ = $0,75 \times Rn$
= $0,75 \times 155,4$

$$= 116,55 \text{ kN}$$

❖ Tinjauan terhadap kuat tumpu

- *Bearing Deformation*

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t \times F_u \\ &= 2,4 \times 16 \times 5 \times 370 \\ &= 71,04 \text{ kN} \\ &= 142,08 \text{ kN (2 profil siku)} \end{aligned}$$

- *Tear Out Strength*

Dengan rumus $R_n = 1,2 \times l_c \times t \times F_u$ didapatkan nilai R_n tiap baut sebagai berikut:

a. Baut 1

$$\begin{aligned} L_{c1} &= S_1 - (0,5 \times D_{\text{lubang}}) \\ &= 24 - (0,5 \times 18) \\ &= 15 \text{ mm} \\ R_{n1} &= 1,2 \times 15 \times 5 \times \frac{370}{1000} \\ &= 33,300 \text{ kN} \\ &= 66,600 \text{ kN (2L profil siku)} \end{aligned}$$

b. Baut 2

$$\begin{aligned} L_{c1} &= S - (0,5 \times D_{\text{lubang}}) \\ &= 48 - (0,5 \times 18) \\ &= 30 \text{ mm} \\ R_{n1} &= 1,2 \times 30 \times 5 \times \frac{370}{1000} \\ &= 66,600 \text{ kN} \\ &= 132,200 \text{ kN (2L profil siku)} \end{aligned}$$

Dari nilai R_n pada tiap baut (*Tear Out Strength*) kurang dari R_n (*Bearing Deformation*), maka didapat nilai R_n total adalah

$$1,2 \times l_c \times t \times F_u < 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t \times F_u$$

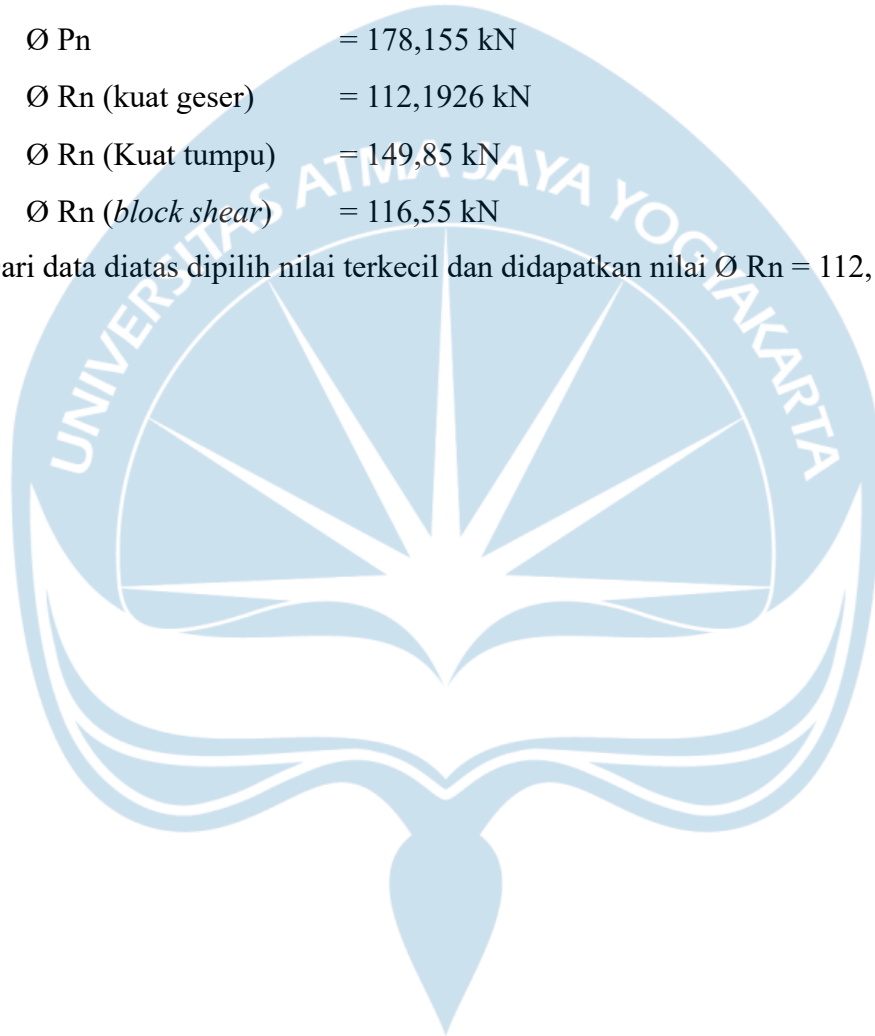
$$\begin{aligned} R_n &= R_{n1} + R_{n2} \\ &= 66,600 + 133,200 \\ &= 199,800 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 199,8 \\ &= 149,85 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari nilai-nilai yang didapat dari hasil perhitungan diatas, nilai-nilai tersebut di rekap kemudian dipilih nilai terkecil untuk digunakan sebagai nilai ϕR_n .

- ϕP_n = 178,155 kN
- ϕR_n (kuat geser) = 112,1926 kN
- ϕR_n (Kuat tumpu) = 149,85 kN
- ϕR_n (*block shear*) = 116,55 kN

Dari data diatas dipilih nilai terkecil dan didapatkan nilai $\phi R_n = 112,1926 \text{ kN}$



Tabel 2. 8 Rekapitulasi Perencanaan Profil Kuda-kuda Utama Bangunan D

Batang	Profil	Baut
1	2L 65x65x6	3Ø16 mm
2	2L 65x65x6	3Ø16 mm
3	2L 65x65x6	3Ø16 mm
4	2L 65x65x6	3Ø16 mm
5	2L 65x65x6	3Ø16 mm
6	2L 65x65x6	3Ø16 mm
7	2L 65x65x6	3Ø16 mm
8	2L 65x65x6	3Ø16 mm
9	2L 65x65x6	3Ø16 mm
10	2L 65x65x6	3Ø16 mm
11	2L 65x65x6	3Ø16 mm
12	2L 65x65x6	3Ø16 mm
13	2L 65x65x6	3Ø16 mm
14	2L 65x65x6	3Ø16 mm
15	2L 65x65x6	3Ø16 mm
16	2L 65x65x6	3Ø16 mm
17	2L 60x60x5	2Ø16 mm
18	2L 60x60x5	2Ø16 mm

19	2L 60x60x5	2Ø16 mm
20	2L 60x60x5	2Ø16 mm
21	2L 60x60x5	2Ø16 mm
22	2L 60x60x5	2Ø16 mm
23	2L 60x60x5	2Ø16 mm
24	2L 60x60x5	2Ø16 mm
25	2L 60x60x5	2Ø16 mm
26	2L 60x60x5	2Ø16 mm
27	2L 60x60x5	2Ø16 mm
28	2L 60x60x5	2Ø16 mm
29	2L 60x60x5	2Ø16 mm
30	2L 60x60x5	2Ø16 mm
31	2L 60x60x5	2Ø16 mm

Tabel 2. 9 Rekapitulasi Perencanaan Profil Kuda-kuda Utama Bangunan A dan B

Batang	Profil	Baut
1	2L 65x65x6	3Ø16 mm
2	2L 65x65x6	3Ø16 mm
3	2L 65x65x6	3Ø16 mm
4	2L 65x65x6	3Ø16 mm

5	2L 65x65x6	3Ø16 mm
6	2L 65x65x6	3Ø16 mm
7	2L 65x65x6	3Ø16 mm
8	2L 65x65x6	3Ø16 mm
9	2L 65x65x6	3Ø16 mm
10	2L 65x65x6	3Ø16 mm
11	2L 65x65x6	3Ø16 mm
12	2L 65x65x6	3Ø16 mm
13	2L 60x60x5	2Ø16 mm
14	2L 60x60x5	2Ø16 mm
15	2L 60x60x5	2Ø16 mm
16	2L 60x60x5	2Ø16 mm
17	2L 60x60x5	2Ø16 mm
18	2L 60x60x5	2Ø16 mm
19	2L 60x60x5	2Ø16 mm
20	2L 60x60x5	2Ø16 mm
21	2L 60x60x5	2Ø16 mm
22	2L 60x60x5	2Ø16 mm
23	2L 60x60x5	2Ø16 mm

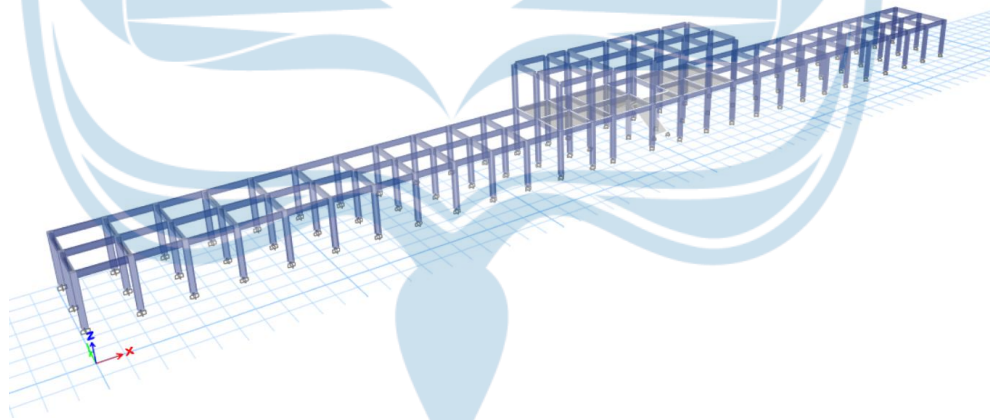
24	2L 60x60x5	2Ø16 mm
25	2L 60x60x5	2Ø16 mm

2.4 Pemodelan Struktur Bangunan

Pemodelan struktur bangunan A, B dan D Pasar Salaman Kabupaten Magelang dimodelkan menggunakan aplikasi *software* Etabs 18. Tujuan dari pemodelan ini agar dapat menunjukkan bentuk 3D dari bangunan A, B dan D Pasar Salaman Kabupaten Magelang.

2.4.1 Bangunan A

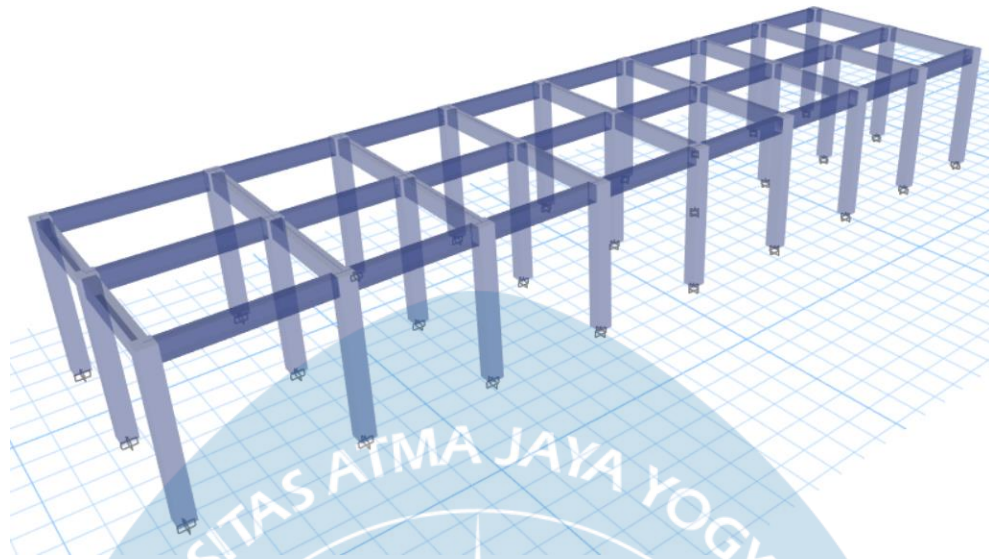
Bangunan A memiliki luas bangunan keseluruhan 81 m x 6 m dengan luas lantai 2 sebesar 18 m x 6 m, seperti ditambihkan pada Gambar 2.30.



Gambar 2. 30 Pemodelan Struktur Bangunan A

2.4.2 Bangunan B

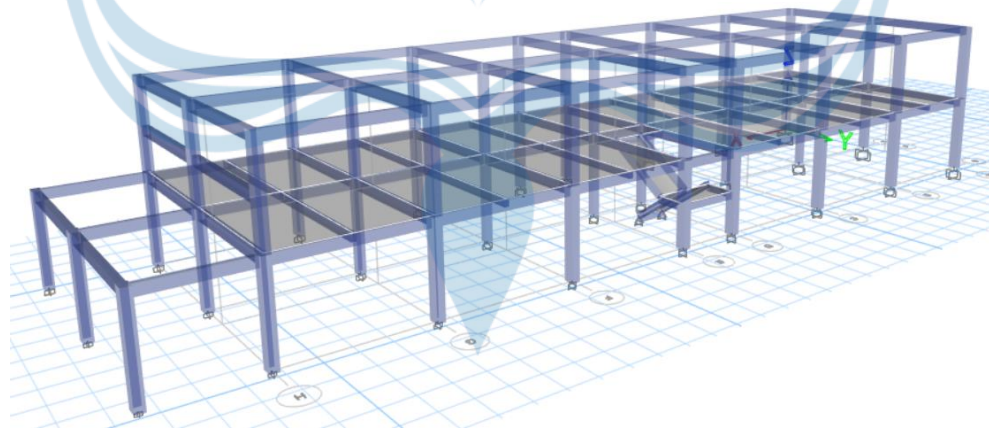
Bangunan B memiliki luas bangunan keseluruhan 24 m x 6 m, seperti ditambihkan pada Gambar 2.31.



Gambar 2. 31 Pemodelan Struktur Bangunan B

2.4.3 Bangunan D

Bangunan D memiliki luas bangunan keseluruhan 43 m x 12 m dengan luas lantai 2 sebesar 39 m x 12 m, seperti ditambihkan pada Gambar 2.32.

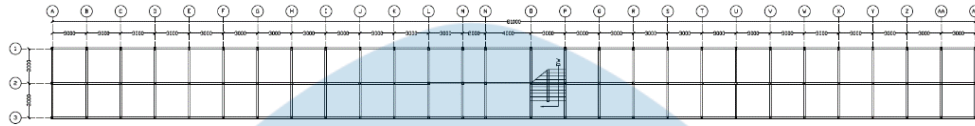


Gambar 2. 32 Pemodelan Struktur Bangunan D

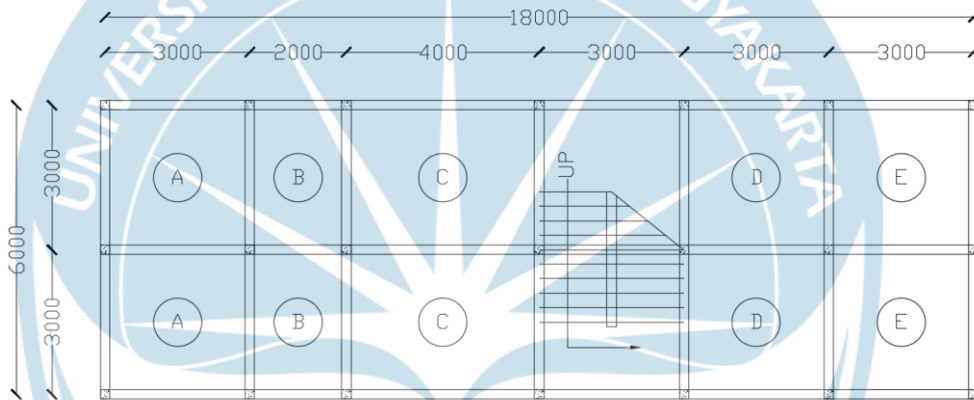
2.5 Preliminary Design

2.5.1 Preliminary Design Bangunan A

Berikut ini adalah denah balok dan pelat lantai bangunan A, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.33 dan Gambar 2.34.



Gambar 2. 33 Denah Balok Bangunan A



Gambar 2. 34 Denah Tipe Lantai Bangunan A

A. Balok

Mutu Baja (F_y) = 420 MPa

Komponen Struktur Balok:

- Menerus satu sisi

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

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

- Menerus dua sisi

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

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

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan 1-2)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{3000}{18,5} = 162 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(162) = 81 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan A-B)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{3000}{18,5} = 162 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(162) = 81 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan B-C)

Kondisi Perletakan = Menerus Dua Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{3000}{21} = 143 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(143) = 71 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 2 meter (Potongan M-N)

Kondisi Perletakan = Menerus Dua Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{2000}{21} = 95 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(95) = 48 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 4 meter (Potongan N-O)

Kondisi Perletakan = Menerus Dua Sisi

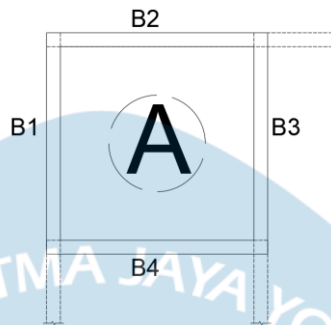
$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{4000}{21} = 190 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(190) = 95 \text{ mm}$$

Dengan meninjau nilai minimum yang didapatkan, direncanakan dimensi keseluruhan balok bangunan A adalah 250 mm x 400 mm. Jadi, karena nilai h lebih besar dari h_{\min} seluruh bentang, dan nilai b juga lebih besar dari b_{\min} seluruh bentang maka balok rencana dinyatakan **AMAN**.

B. Pelat Lantai

Tipe pelat lantai A merupakan pelat lantai dua arah yang terdapat pada bangunan A, dapat dilihat pada Gambar 2.35.



Gambar 2. 35 Pelat Lantai Tipe A

Diketahui :

$$\text{Beton } (f_c') = 28 \text{ MPa}$$

$$\text{Baja } (F_y) = 420 \text{ Mpa}$$

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{28} = 24870,06 \text{ MPa}$$

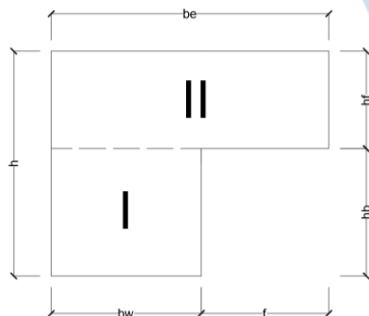
$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{3000} = 1 < 2$$

Maka, Pelat A termasuk kedalam pelat dua arah.

Estimasi Pelat = 130 mm

Balok 250 mm x 400 mm

❖ B1 dan B2



1. Dimensi Efektif

Diketahui :

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$f = h.b = (h-hf) = 270 \text{ mm}$$

$$be = bw + f = 520 \text{ mm}$$

syarat : $hb < 4hf$

$$270 \text{ mm} < 520 \text{ mm}$$

2. Luas Penampang

$$A1 = 250 \times 270 = 67500 \text{ mm}^2$$

$$A2 = 520 \times 130 = 67600 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} = 67500 + 67600 = 135100 \text{ mm}^2$$

3. Titik Berat Penampang

Jarak titik berat I ke sumbu x (y_{i1})

$$y_{i1} = \frac{1}{2}hb = \frac{1}{2} \cdot 270 = 135 \text{ mm}$$

Jarak titik berat II ke sumbu x (y_{i2})

$$y_{i2} = hb + \left(\frac{1}{2}hf\right) = 270 + \left(\frac{1}{2} \cdot 130\right) = 335 \text{ mm}$$

$$\bar{y} = \frac{(A1.y_{i1}) + (A2.y_{i2})}{A_{total}} = \frac{(67500 \times 135) + (67600 \times 335)}{135100} = 235,07 \text{ mm}$$

4. Jarak Titik Berat Bidang Terhadap Titik Berat Penampang

$$y1 = \bar{y} - y_{i1} = 235,07 - 135 = 120,68 \text{ mm}$$

$$y2 = \bar{y} - y_{i2} = 235,07 - 335 = 79,32 \text{ mm}$$

5. Momen Inersia

- Balok (I_b)

$$I_b = \left[\left(\frac{1}{12} bw \cdot hb^3 \right) + (A1 \cdot y1) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} be \cdot hf^3 \right) + (A2 \cdot y2) \right]$$

$$= 518775825,9 \text{ mm}^4$$

- Pelat (I_s)

Panjang balok = 3000 mm = 3 m

Panjang pelat = 3000 mm = 3 m

$$Lx = \frac{3000}{2} = 1500 \text{ mm} = 1,5 \text{ m}$$

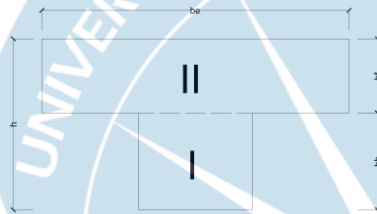
$$\text{Tinggi pelat (hf)} = 130 \text{ mm} = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} \cdot Lx \cdot hf^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 1500 \cdot 130^3 \\ &= 274625000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

6. Ratio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} = 1,89 > 0,8 \text{ (OK)}$$

❖ B3



1. Dimensi Efektif

Diketahui :

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$f = h \cdot b = (h - hf) = 270 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2hb = 790 \text{ mm}$$

$$\text{syarat : } b_w + 2hb < b_w + 8hf$$

$$790 \text{ mm} < 1290 \text{ mm (OK)}$$

2. Luas Penampang

$$A_1 = 250 \times 270 = 67500 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 790 \times 130 = 102700 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 67500 + 102700 = 170200 \text{ mm}^2$$

3. Titik Berat Penampang

Jarak titik berat I ke sumbu x (y_i)

$$y_{i1} = \frac{1}{2}hb = \frac{1}{2} \cdot 270 = 135 \text{ mm}$$

Jarak titik berat II ke sumbu x (y_{i2})

$$y_{i2} = hb + \left(\frac{1}{2}hf\right) = 270 + \left(\frac{1}{2}130\right) = 335 \text{ mm}$$

$$\bar{y} = \frac{(A1.y_{i1}) + (AII.y_{i2})}{A_{total}} = \frac{(67500 \times 135) + (102700 \times 335)}{170200} = 255,68 \text{ mm}$$

4. Jarak Titik Berat Bidang Terhadap Titik Berat Penampang

$$y_1 = \bar{y} - y_{i1} = 255,68 - 135 = 120,68 \text{ mm}$$

$$y_2 = \bar{y} - y_{i2} = 255,68 - 335 = 79,32 \text{ mm}$$

5. Momen Inersia

- Balok (I_b)

$$I_b = \left[\left(\frac{1}{12}bw \cdot hb^3 \right) + (A1 \cdot y_1^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12}be \cdot hf^3 \right) + (A2 \cdot y_2^2) \right]$$

$$= 570990342,7 \text{ mm}^4$$

- Pelat (I_s)

$$\text{Panjang balok} = 3000 \text{ mm} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Panjang balok sisi kiri dan kanan} = 5000 \text{ mm} = 5 \text{ m}$$

$$L_x = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelat (hf)} = 130 \text{ mm} = 0,13 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{1}{12} \cdot L_x \cdot hf^3$$

$$= \frac{1}{12} \cdot 2500 \cdot 130^3$$

$$= 457708333,3 \text{ mm}^4$$

6. Ratio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} = 1,25 > 0,8 \text{ (OK)}$$

❖ B4

1. Dimensi Efektif

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 b_w &= 250 \text{ mm} \\
 h &= 400 \text{ mm} \\
 f &= h \cdot b = (h - h_f) = 270 \text{ mm} \\
 b_e &= b_w + 2h_b = 790 \text{ mm} \\
 \text{syarat : } & \quad b_w + 2h_b < b_w + 8h_f \\
 & \quad 790 \text{ mm} < 1290 \text{ mm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

2. Luas Penampang

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 250 \times 270 = 67500 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= 790 \times 130 = 102700 \text{ mm}^2 \\
 A_{\text{total}} &= 67500 + 102700 = 170200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Titik Berat Penampang

Jarak titik berat I ke sumbu x (y_{i1})

$$y_{i1} = \frac{1}{2} h_b = \frac{1}{2} \cdot 270 = 135 \text{ mm}$$

Jarak titik berat II ke sumbu x (y_{i2})

$$y_{i2} = h_b + \left(\frac{1}{2} h_f\right) = 270 + \left(\frac{1}{2} \cdot 130\right) = 335 \text{ mm}$$

$$\bar{y} = \frac{(A_1 \cdot y_{i1}) + (A_2 \cdot y_{i2})}{A_{\text{total}}} = \frac{(67500 \times 135) + (102700 \times 335)}{170200} = 255,68 \text{ mm}$$

4. Jarak Titik Berat Bidang Terhadap Titik Berat Penampang

$$y_1 = \bar{y} - y_{i1} = 255,68 - 135 = 120,68 \text{ mm}$$

$$y_2 = \bar{y} - y_{i2} = 255,68 - 335 = 79,32 \text{ mm}$$

5. Momen Inersia

- Balok (I_b)

$$\begin{aligned}
 I_b &= \left[\left(\frac{1}{12} b_w \cdot h_b^3 \right) + (A_1 \cdot y_1) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} b_e \cdot h_f^3 \right) + (A_2 \cdot y_2) \right] \\
 &= 570990342,7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Pelat (I_s)

$$\text{Panjang balok} = 3000 \text{ mm} = 3 \text{ m}$$

Panjang balok sisi kiri dan kanan = 6000 mm = 6 m

$$L_x = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm} = 3 \text{ m}$$

Tinggi pelat (hf) = 130 mm = 0,13 m

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} \cdot L_x \cdot hf^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 3000 \cdot 130^3 \\ &= 549250000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

6. Ratio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} = 1,04 > 0,8 \text{ (OK)}$$

❖ Rasio Kekakuan Rata-rata (α_{fm})

$$\alpha_{fm} = \frac{1,89+1,89+1,25+1,04}{4} = 1,52$$

❖ Ketebalan Minimum Pelat (h_{min})

$$L_n = L_{n1} = 2750 \text{ mm}$$

$$L_{n2} = 2750 \text{ mm}$$

$$\beta = 1$$

$$\alpha_{fm} > 2$$

$$h = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} = 71,04 \text{ mm} < 125 \text{ mm}$$

Sehingga tebal pelat minimum adalah 125 mm.

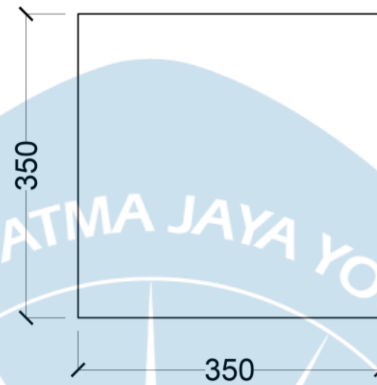
❖ Rekapitulasi Pelat Lantai (2 Arah)

Pelat	A _{fm}	h	h _{min}
A	1,52	71,04	125
B	1,36	67,10	125
C	1,21	96,11	125
D	1,25	73,32	125
E	1,46	71,48	125

Maka, asumsi tebal pelat 130 mm dapat digunakan karena lebih besar dari tebal pelat minimum (h_{min}).

C. Kolom

Rencana kolom yang akan digunakan pada bangunan A berukuran 350 mm x 350 mm, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.36.



Gambar 2. 36 Kolom Ukuran 350 mm x 350 mm Bangunan A

❖ Kolom 350 mm x 350 mm

Syarat dimensi penampang kolom SRPMK:

1. $b \leq h$
 $350 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm}$ (OK)

2. $b \geq 300$
 $350 \text{ mm} \geq 300$ (OK)

3. $b/h > 0,4$
 $350/350 > 0,4$
 $1 > 0,4$ (OK)

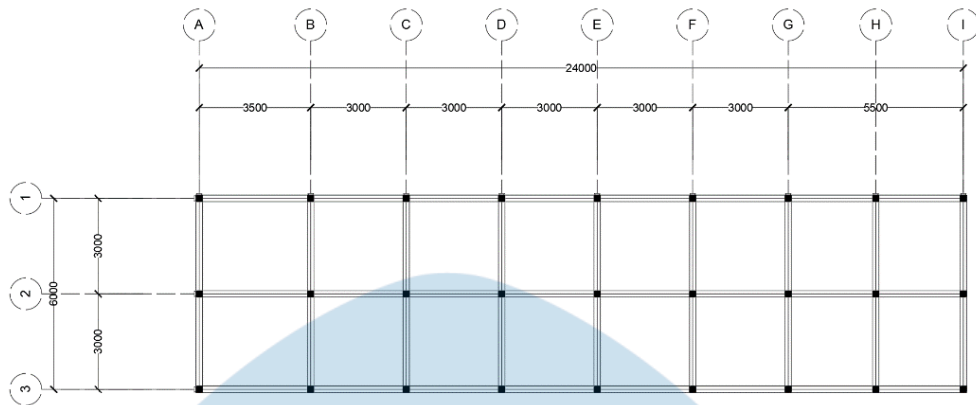
Secara umum,

$$B_{\text{kolom}} \geq B_{\text{balok}}$$

$$350 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$
 (OK)

2.5.2 Preliminary Design Bangunan B

Berikut ini adalah denah balok bangunan B, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.37.



Gambar 2. 37 Denah Balok Bangunan B

A. Balok

Mutu Baja (F_y) = 420 MPa

Komponen Struktur Balok:

- Menerus satu sisi

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

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

- Menerus dua sisi

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

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

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan 1-2)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{3000}{18,5} = 162 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(162) = 81 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 3,5 meter (Potongan A-B)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{3500}{18,5} = 189 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(189) = 95 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan B-C)

Kondisi Perletakan = Menerus Dua Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{3000}{21} = 143 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(143) = 71 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 2,75 meter (Potongan G-H)

Kondisi Perletakan = Menerus Dua Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{2750}{21} = 131 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(131) = 65 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 2,75 meter (Potongan H-I)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

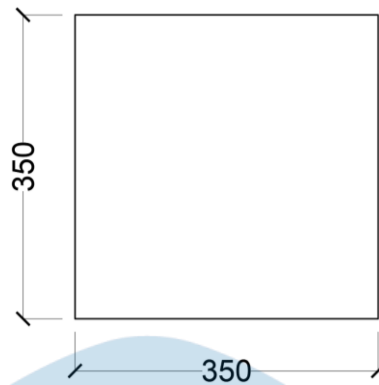
$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{2750}{18,5} = 149 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(149) = 74 \text{ mm}$$

Dengan meninjau nilai minimum yang didapatkan, direncanakan dimensi keseluruhan balok bangunan B adalah 250 mm x 400 mm. Jadi, karena nilai h lebih besar dari h_{\min} seluruh bentang, dan nilai b juga lebih besar dari b_{\min} seluruh bentang maka balok rencana dinyatakan **AMAN**.

B. Kolom

Rencana kolom yang akan digunakan berukuran 350 mm x 350 mm, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.38.



Gambar 2. 38 Kolom Ukuran 350 mm x 350 mm Bangunan B

❖ Kolom 350 mm x 350 mm

Syarat dimensi penampang kolom SRPMK:

1. $b \leq h$

$350 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm}$ (OK)

2. $b \geq 300$

$350 \text{ mm} \geq 300$ (OK)

3. $b/h > 0,4$

$350/350 > 0,4$

$1 > 0,4$ (OK)

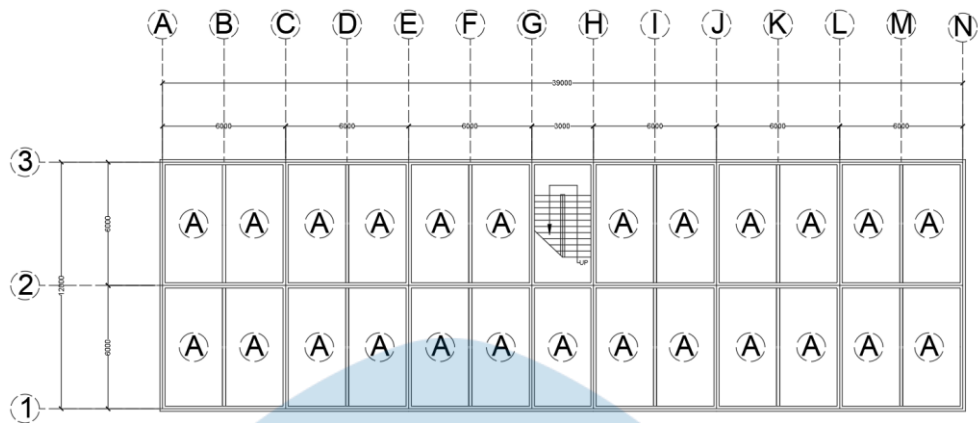
Secara umum,

$B_{\text{kolom}} \geq B_{\text{balok}}$

$350 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$ (OK)

2.5.3 Preliminary Design Bangunan D

Berikut ini adalah denah balok dan tipe pelat lantai bangunan D, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.39.



Gambar 2. 39 Denah Balok dan Pelat Lantai Bangunan D

A. Balok

Mutu Baja (F_y) = 420 MPa

Komponen Struktur Balok:

- Menerus satu sisi

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

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

- Menerus dua sisi

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

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

- ❖ Balok bentang 6 meter (Potongan 1-2)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{6000}{18,5} = 324 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(324) = 162 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan A-B)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{3000}{18,5} = 162 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(162) = 81 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 3 meter (Potongan G-H)

Kondisi Perletakan = Menerus Dua Sisi

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{3000}{21} = 143 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(143) = 71 \text{ mm}$$

- ❖ Balok bentang 4 meter (Potongan N-O)

Kondisi Perletakan = Menerus Satu Sisi

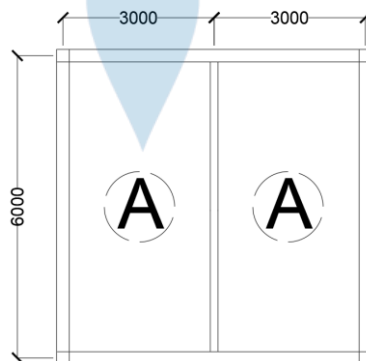
$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{4000}{18,5} = 216 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5h = 0,5(216) = 108 \text{ mm}$$

Dengan meninjau nilai minimum yang didapatkan, direncanakan dimensi keseluruhan balok bangunan D adalah 250 mm x 400 mm. Jadi, karena nilai h lebih besar dari h_{\min} seluruh bentang, dan nilai b juga lebih besar dari b_{\min} seluruh bentang maka balok rencana dinyatakan **AMAN**.

B. Pelat Lantai

Pada bangunan D memiliki pelat lantai dengan tipe A. Seluruh pelat lantai yang terdapat pada bangunan D terdefiniskan sebagai pelat satu arah, dengan hasil peninjauan dari persamaan $\frac{l_y}{l_x} \leq 2$. Tipe pelat A pada pada bangunan D, dapat dilihat pada Gambar 2.40.



Gambar 2. 40 Pelat Lantai Tipe A Bangunan D

Diketahui :

$$\text{Beton (fc')} = 28 \text{ MPa}$$

$$\text{Baja (Fy)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Jarak selimut (ts)} = 20 \text{ mm}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$l_x = 3000 \text{ mm}$$

$$l_y = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan (dt)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat (h)} = 130 \text{ mm}$$

❖ **Tebal Pelat Minimum**

Kondisi tumpuan satu ujung menerus

$$\frac{l}{24} = \frac{3000}{24} = 125 \text{ mm}$$

$$d_s = h - t_s - \left(\frac{dt}{2}\right)$$

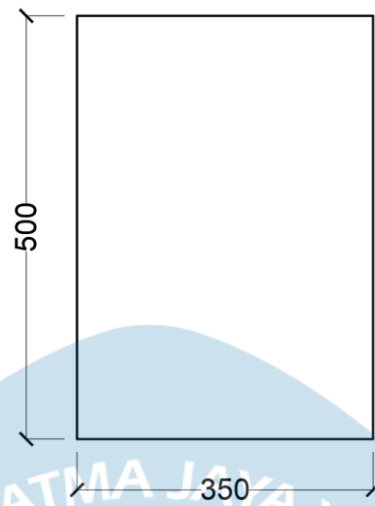
$$= 130 - 20 - \left(\frac{13}{2}\right)$$

$$= 103,5 \text{ mm}$$

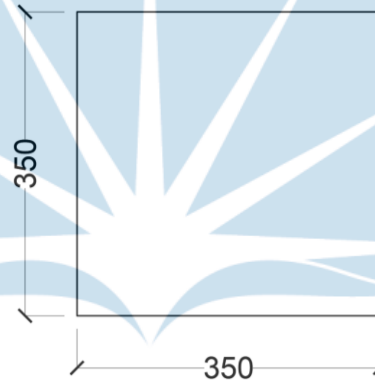
Maka, asumsi tebal pelat 130 mm dapat digunakan karena lebih besar dari tebal pelat (h_{\min}).

C. Kolom

Rencana kolom yang akan digunakan berukuran 350 mm x 500 mm seperti pada Gambar 2.41, dan kolom 350 mm x 350 mm seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.42.



Gambar 2. 41 Kolom Ukuran 350 mm x 500 mm Bangunan D



Gambar 2. 42 Kolom Ukuran 350 mm x 350 mm Bangunan D

❖ Kolom 350 mm x 500 mm

Syarat dimensi penampang kolom SRPMK:

1. $b < h$
 $350 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ (**OK**)
2. $b \geq 300$
 $350 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$ (**OK**)
3. $b/h > 0,4$
 $350/500 > 0,4$
 $0,7 > 0,4$ (**OK**)

❖ Kolom 350 mm x 350 mm

Syarat dimensi penampang kolom SRPMK:

1. $b < h$

$350 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm}$ (OK)

2. $b \geq 300$

$350 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$ (OK)

3. $b/h > 0,4$

$350/350 > 0,4$

$1 > 0,4$ (OK)

Secara umum,

$B_{\text{kolom}} \geq B_{\text{balok}}$

$350 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$ (OK)

$B_{\text{kolom}} \geq B_{\text{balok}}$

$500 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$ (OK)

Rekapitulasi Preliminary Desain

a. Bangunan A

- Balok 250 mm x 400 mm
- Kolom 350 mm x 350 mm
- Tebal pelat 130 mm

b. Bangunan B

- Balok 250 mm x 400 mm
- Kolom 350 mm x 350 mm

c. Bangunan D

- Balok 250 mm x 400 mm
- Kolom 350 mm x 500 mm
- Kolom 350 mm x 350 mm
- Tebal pelat 130 mm

2.6 Perencanaan Tangga

2.6.1 Bangunan A

Diketahui:

$$\text{Lebar lantai (L}_1\text{)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar bordes} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Optrade (O)} = 180 \text{ mm}$$

$$\text{Antrade (A)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat tangga (Htg)} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi antar lantai (Het)} = 3600 \text{ mm}$$

$$\text{Berat volume beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat volume ubin} = 21 \text{ kN/m}^3$$

❖ Denah Ruang Tangga

$$\bullet \text{ Jumlah anak tangga (n)} = \frac{\text{Het}}{\text{O}} = \frac{3600}{180} = 20 \text{ buah}$$

$$\bullet \text{ Ltg} = \left(\frac{1}{2} \times \frac{\text{Het}}{\text{O}} - 1\right) \text{A} = \left(\frac{1}{2} \times \frac{3600}{180} - 1\right) 300 = 2700 \text{ mm} = 2,7 \text{ m}$$

$$\bullet \alpha = \text{arc tan} \left(\frac{\text{O}}{\text{A}}\right) = \text{arc tan} \left(\frac{180}{300}\right) = 30,9638^\circ$$

❖ Beban Tangga

- Beban Tangga (qtg)

$$\text{Berat sendiri tangga} = \frac{\text{Htg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$$

$$= \frac{0,13}{\cos(30,9638)} \times 24$$

$$= 3,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat anak tangga} = \frac{1}{2} \cdot \text{O} \times \text{berat volume beton}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (0,18) \times 24$$

$$= 2,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin}$$

$$= 0,05 \times 21$$

$$= 1,05 \text{ kN/m}^2$$

Berat railing (asumsi) = 1 kN/m^2

Beban Tangga (qtg) = $7,85 \text{ kN/m}^2$

- Beban Bordes (qbd)

Berat ubin dan spesi = Htg x berat volume beton

$$= 0,13 \times 24$$

$$= 3,12 \text{ kN/m}^2$$

Berat ubin dan spesi = $0,05 \times \text{berat volume ubin}$

$$= 0,05 \times 21$$

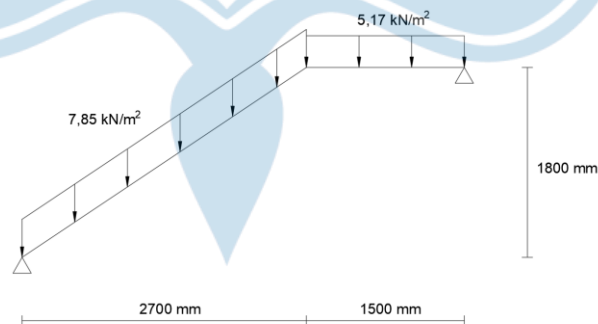
$$= 1,05 \text{ kN/m}^2$$

Berat railing (asumsi) = 1 kN/m^2

Beban Bordes (qbd) = $5,17 \text{ kN/m}^2$

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

Beban Tangga (qtg) dan Beban Bordes (qbd) dapat dilihat seperti pada Gambar 2.43.



Gambar 2. 43 Beban Tangga dan Beban Bordes Bangunan A

❖ Pembebanan SAP2000

Dari SAP2000 diperoleh nilai Mur dan Vur sebagai berikut:

Mur = $5,33 \text{ kNm}$

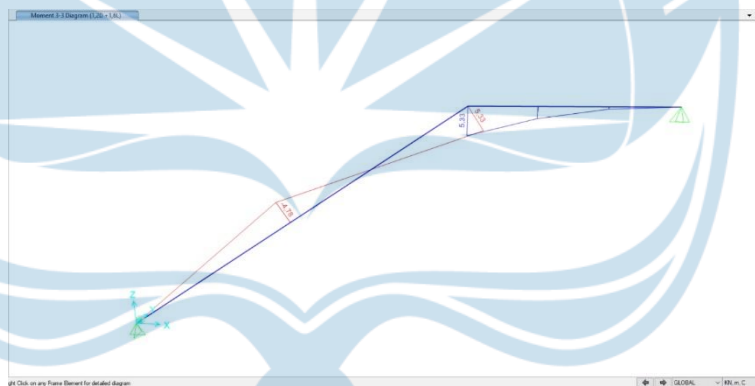
$V_{ur} = 10,83 \text{ kN}$

- Hasil SFD dan BMD Tangga Bangunan A dari SAP2000

Hasil SFD tangga Bangunan A dari SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 2.44 dan hasil BMD tangga Bangunan A dari SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 2.45.



Gambar 2. 44 SFD Tangga Bangunan A dari SAP2000



Gambar 2. 45 BMD Tangga Bangunan A dari SAP2000

❖ Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

- $M_{ux} = 0,5 \times M_{ur}$
 $= 0,5 \times 5,33$
 $= 2,665 \text{ kNm}$

Direncanakan:

- Tulangan pokok = D13 ; $A_s = 132,7323 \text{ mm}^2$
- Tulangan susut = D10 ; $A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$

- F_y tulangan pokok = 420 MPa
- F_y tulangan susut = 280 MPa
- F_c' = 28 MPa
- B = 1000 mm
- Selimut beton = 20 mm
- Htg = 130 mm
- β_1 = 0,85

- Tulangan Pokok

$$d_s = 130 - 20 - \left(\frac{13}{2}\right) = 103,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \left(\frac{0,8 F_c'}{F_y}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{0,8 (2800)}{(420000)}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(2,665)}{1,7 \cdot (0,9) \cdot 28000 \cdot \frac{1000}{1000} \cdot \frac{103,5^2}{1000}}}\right]$$

$$= 0,000662$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho < \rho_{\min}, \text{ maka } \rho = 0,00333$$

$$A_s \min = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} (1000 \times 130) = 234 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = 0,0014 \times A_g = 0,0014 (1000 \times 130) = 182 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00333 \times 1000 \times 103,5 = 345 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{345} = 384,731 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D13-350.

- Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \sqrt{28} \cdot 1000 \cdot \frac{103,5}{1000}$$

$$= 93,1040 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c$$

$$= 0,75 \times 93,1040$$

$$= 69,8280 \text{ kN}$$

$\emptyset V_c > V_{ur}$ (AMAN)

- Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{78,5398 \times 1000}{260} = 302,076 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D10-300.

❖ Rencana Penulangan Tangga Lapangan

- $M_{ux} = 0,8 \times M_{ur}$
 $= 0,8 \times 5,33$
 $= 4,264 \text{ kNm}$

Direncanakan:

- Tulangan pokok = D13 ; $A_s = 132,7323 \text{ mm}^2$

- Tulangan susut = D10 ; $A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$

- F_y tulangan pokok = 420 MPa

- F_y tulangan susut = 280 MPa

- F_c' = 28 MPa

- B = 1000 mm

- Selimut beton = 20 mm

- Htg = 130 mm

- $\beta_1 = 0,85$

- Tulangan Pokok

$$d_s = 130 - 20 - \left(\frac{13}{2}\right) = 103,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \left(\frac{0,8 F_c'}{F_y}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \cdot \emptyset \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{0,8 (2800)}{(420000)} \right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(4,264)}{1,7 \cdot (0,9) \cdot 28000 \cdot \frac{1000 \cdot 103,5^2}{1000 \cdot 1000}}} \right]$$

$$= 0,00107$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho < \rho_{\min}, \text{ maka } \rho = 0,00333$$

$$A_s \min = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} (1000 \times 130) = 234 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = 0,0014 \times A_g = 0,0014 (1000 \times 130) = 182 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00333 \times 1000 \times 103,5 = 345 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{345} = 384,731 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D13-350.

- Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \sqrt{28} \cdot 1000 \cdot \frac{103,5}{1000}$$

$$= 93,1040 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot V_c$$

$$= 0,75 \times 93,1040$$

$$= 69,8280 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_{ur} \text{ (AMAN)}$$

- Tulangan Susut

$$A_s \min = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{78,5398 \times 1000}{260} = 302,076 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D10-300.

2.6.2 Bangunan D

Diketahui:

$$\text{Lebar lantai (L}_1\text{)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar bordes} = 1500 \text{ mm}$$

Optrade (O)	= 180 mm
Antrade (A)	= 300 mm
Tebal pelat tangga (Htg)	= 130 mm
Tinggi antar lantai (Het)	= 3900 mm
Berat volume beton	= 24 kN/m ³
Berat volume ubin	= 21 kN/m ³

❖ Denah Ruang Tangga

- Jumlah anak tangga (n) = $\frac{Het}{O} = \frac{3900}{180} = 21,667 \approx 22$ buah
- $Ltg = \left(\frac{1}{2} \times \frac{Het}{O} - 1\right) A = \left(\frac{1}{2} \times \frac{3900}{180} - 1\right) 300 = 2950 \text{ mm} = 2,95 \text{ m}$
- $\alpha = \arctan\left(\frac{O}{A}\right) = \arctan\left(\frac{180}{300}\right) = 30,9638^\circ$

❖ Beban Tangga

- Beban Tangga (qtg)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tangga} &= \frac{Htg}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{0,13}{\cos(30,9638)} \times 24 \\ &= 3,64 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= \frac{1}{2} \cdot O \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{1}{2} \cdot (0,18) \times 24 \\ &= 2,16 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ubin dan spesi} &= 0,05 \times \text{berat volume ubin} \\ &= 0,05 \times 21 \\ &= 1,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat railing (asumsi)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Tangga (qtg)} = 7,85 \text{ kN/m}^2$$

- Beban Bordes (qbd)

$$\begin{aligned} \text{Berat ubin dan spesi} &= \text{Htg} \times \text{berat volume beton} \\ &= 0,13 \times 24 \\ &= 3,12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

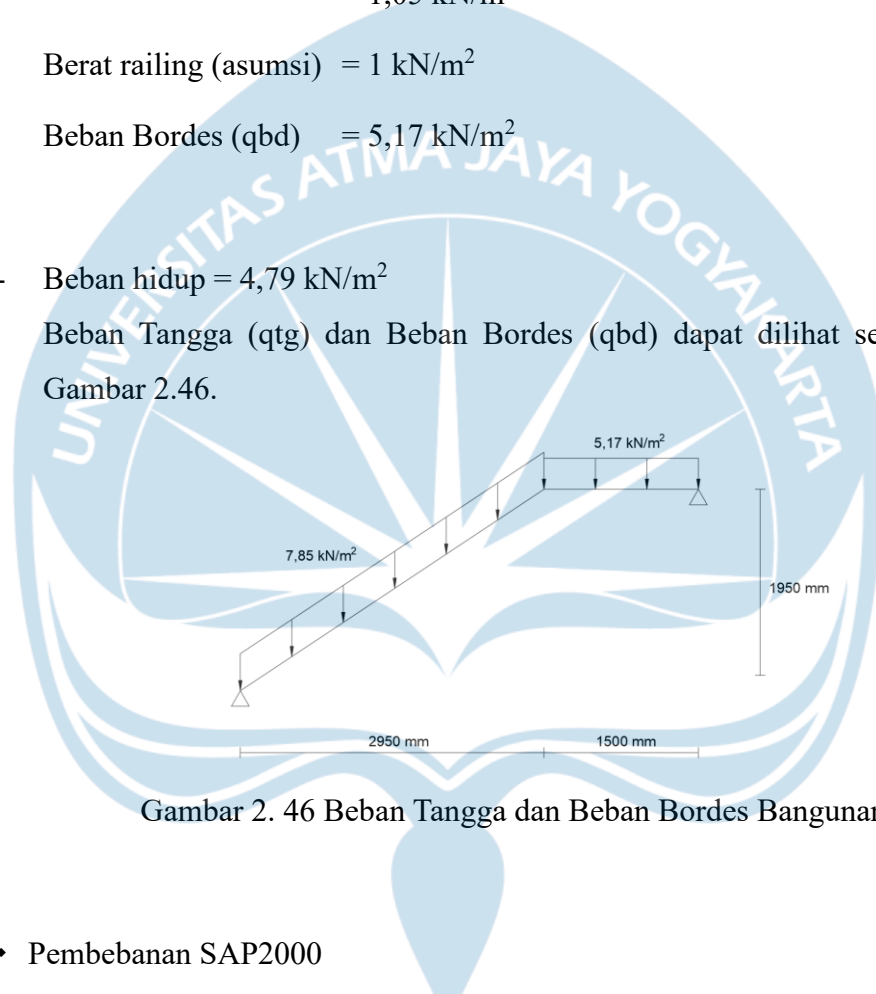
$$\begin{aligned} \text{Berat ubin dan spesi} &= 0,05 \times \text{berat volume ubin} \\ &= 0,05 \times 21 \\ &= 1,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat railing (asumsi)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Bordes (qbd)} = 5,17 \text{ kN/m}^2$$

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

Beban Tangga (qtg) dan Beban Bordes (qbd) dapat dilihat seperti pada Gambar 2.46.



Gambar 2. 46 Beban Tangga dan Beban Bordes Bangunan D

❖ **Pembebanan SAP2000**

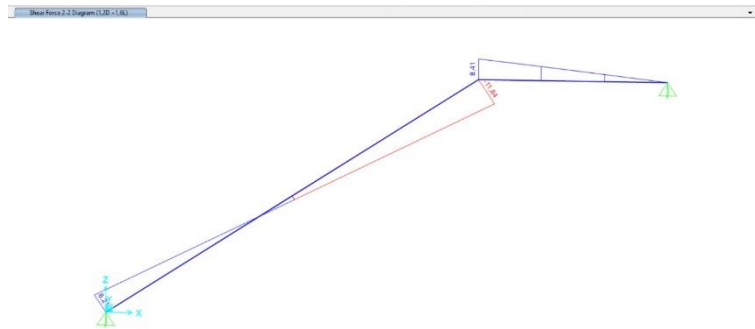
Dari SAP2000 diperoleh nilai Mur dan Vur sebagai berikut:

$$\text{Mur} = 6,41 \text{ kNm}$$

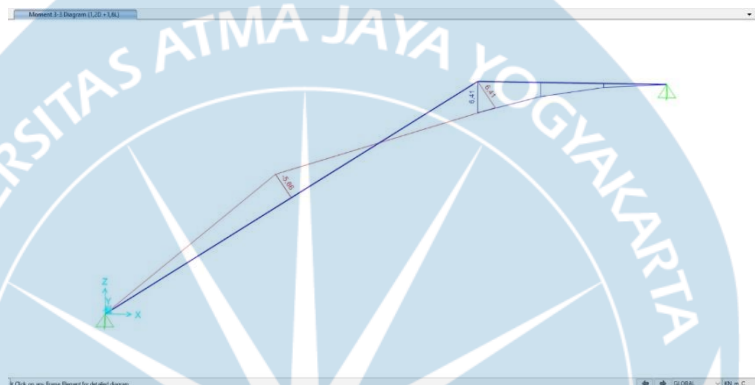
$$\text{Vur} = 11,84 \text{ kN}$$

- Hasil SFD dan BMD Tangga Bangunan D dari SAP2000

Hasil SFD tangga Bangunan D dari SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 2.47 dan hasil BMD tangga Bangunan D dari SAP2000 dapat dilihat pada gambar Gambar 2.48.



Gambar 2. 47 SFD Tangga Bangunan D dari SAP2000



Gambar 2. 48 BMD Tangga Bangunan D dari SAP2000

❖ Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

$$\begin{aligned}
 - M_{ux} &= 0,5 \times M_{ur} \\
 &= 0,5 \times 6,41 \\
 &= 3,205 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan:

- Tulangan pokok = D13 ; $A_s = 132,7323 \text{ mm}^2$
- Tulangan susut = D10 ; $A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$
- F_y tulangan pokok = 420 MPa
- F_y tulangan susut = 280 MPa
- F_c' = 28 MPa
- B = 1000 mm
- Selimut beton = 20 mm

$$\text{- Htg} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{- } \beta_1 = 0,85$$

- Tulangan Pokok

$$d_s = 130 - 20 - \left(\frac{13}{2}\right) = 103,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \left(\frac{0,8 F_c'}{F_y}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{0,8 (2800)}{(420000)}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(3,205)}{1,7 \cdot (0,9) \cdot 28000 \cdot \frac{1000 \cdot 103,5^2}{1000 \cdot 1000}}}\right]$$

$$= 0,0008$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho < \rho_{\min}, \text{ maka } \rho = 0,00333$$

$$A_s \min = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} (1000 \times 130) = 234 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = 0,0014 \times A_g = 0,0014 (1000 \times 130) = 182 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00333 \times 1000 \times 103,5 = 345 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{345} = 384,731 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D13-350.

- Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \sqrt{28} \cdot 1000 \cdot \frac{103,5}{1000}$$

$$= 93,1040 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot V_c$$

$$= 0,75 \times 93,1040$$

$$= 69,8280 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_{ur} \text{ (AMAN)}$$

- Tulangan Susut

$$A_s \min = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{78,5398 \times 1000}{260} = 302,076 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D10-300.

❖ Rencana Penulangan Tangga Lapangan

- $M_{ux} = 0,8 \times M_{ur}$
 $= 0,8 \times 6,41$
 $= 5,128 \text{ kNm}$

Direncanakan:

- Tulangan pokok = D13 ; $A_s = 132,7323 \text{ mm}^2$
- Tulangan susut = D10 ; $A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$
- F_y tulangan pokok = 420 MPa
- F_y tulangan susut = 280 MPa
- F_c' = 28 MPa
- B = 1000 mm
- Selimut beton = 20 mm
- Htg = 130 mm
- $\beta_1 = 0,85$

- Tulangan Pokok

$$d_s = 130 - 20 - \left(\frac{13}{2}\right) = 103,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \left(\frac{0,8 F_c'}{F_y}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{0,8 (28000)}{(420000)}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(5,128)}{1,7 \cdot (0,9) \cdot 28000 \cdot \frac{1000}{1000} \cdot \frac{103,5^2}{1000}}}\right]$$

$$= 0,00128$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\rho < \rho_{\min}, \text{ maka } \rho = 0,00333$$

$$A_s \min = \frac{0,0018 \times 420}{F_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} (1000 \times 130) = 234 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0014 \times A_g = 0,0014(1000 \times 130) = 182 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00333 \times 1000 \times 103,5 = 345 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{345} = 384,731 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D13-350.

- Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \sqrt{28} \cdot 1000 \cdot \frac{103,5}{1000}$$

$$= 93,1040 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot V_c$$

$$= 0,75 \times 93,1040$$

$$= 69,8280 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_{ur} \text{ (AMAN)}$$

- Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

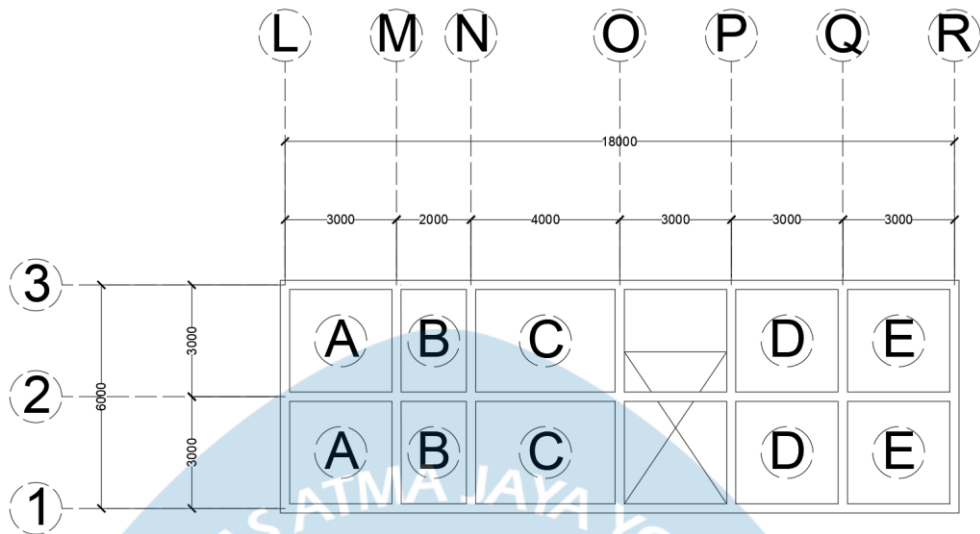
$$S = \frac{78,5398 \times 1000}{260} = 302,076 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D10-300.

2.7 Perencanaan Pelat Lantai

2.7.1 Bangunan A

Tipe seluruh pelat lantai yang ada pada bangunan A merupakan tipe pelat lantai dua arah. Berikut ini adalah denah pelat lantai pada bangunan A seperti pada Gambar 2.49.



Gambar 2. 49 Denah Pelat Lantai Dua Arah Bangunan A

❖ Pelat Dua Arah

Diketahui:

$$f_c' = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

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

$$l_y = 3000 \text{ mm}$$

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

$$\text{Balok induk} = 250 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$$

$$\text{Kolom} = 350 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pelat}} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 13 \text{ mm}$$

- Beban Terfaktor

$$\begin{aligned} q_D &= (0,13 \times 24) + (0,05 \times 18) + (0,05 \times 21) + 0,1 \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2(5,25) + 1,6(4,79) \\ &= 13,964 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Momen Statis Total Terfaktor

- Arah Memanjang

$$M_{0l} = \frac{qU.l_2.ln1^2}{8} = \frac{13,964 \times 2 \times (3-0,35)^2}{8} = 24,5155 \text{ kNm}$$

- Arah Memendek

$$M_{0s} = \frac{qU.l_2.ln1^2}{8} = \frac{13,964 \times 3 \times (2-0,35)^2}{8} = 14,2564 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{fm} = 1,36 \text{ (Diperoleh dari hasil Preliminary Design)}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 1,50$$

$$\alpha_{fm} \frac{l_2}{l_1} = 2,04$$

- Koefisien Distribusi Bentang Ujung

$$\text{Koefisien Negatif} = 0,65$$

$$\text{Koefisien Positif} = 0,35$$

- Koefisien Lajur Kolom Negatif Interior

$$\text{Koefisien Negatif} = 0,60$$

Koefisien negatif sebesar 0,60 diperoleh dari hasil interpolasi.

- Koefisien Lajur Kolom Positif

$$\text{Koefisien Positif} = 0,60$$

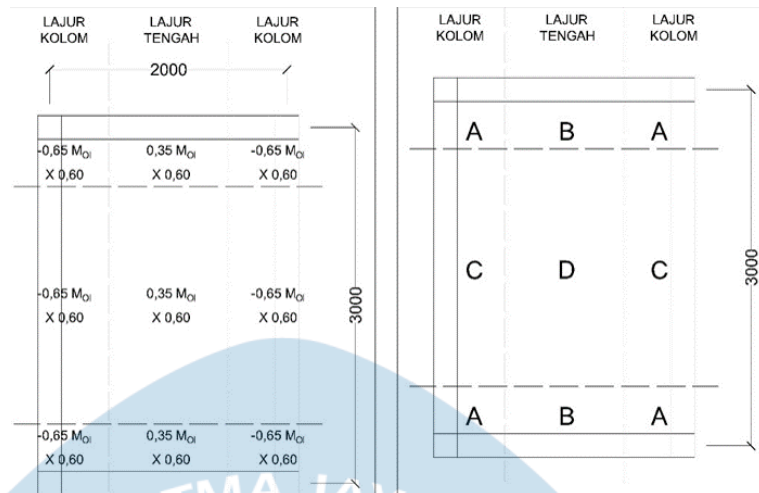
Koefisien Positif sebesar 0,60 diperoleh dari hasil interpolasi.

- Koefisien Distribusi Momen Lajur Kolom Pada Balok

$$\text{Koefisien distribusi} = 0,85$$

- Pelat Arah Memanjang

Momen statis total terfaktor arah memanjang seperti ditunjukkan pada Gambar 2.50.



Gambar 2. 50 Pelat Arah Memanjang

Dengan mensubstitusikan nilai M_{Dl} kedalam persamaan pada Gambar 2.49 untuk pelat arah memanjang, maka didapatkan hasil momen pada bagian-bagian pelat arah memanjang sebagai berikut:

$$A = -9,561 \text{ kNm}$$

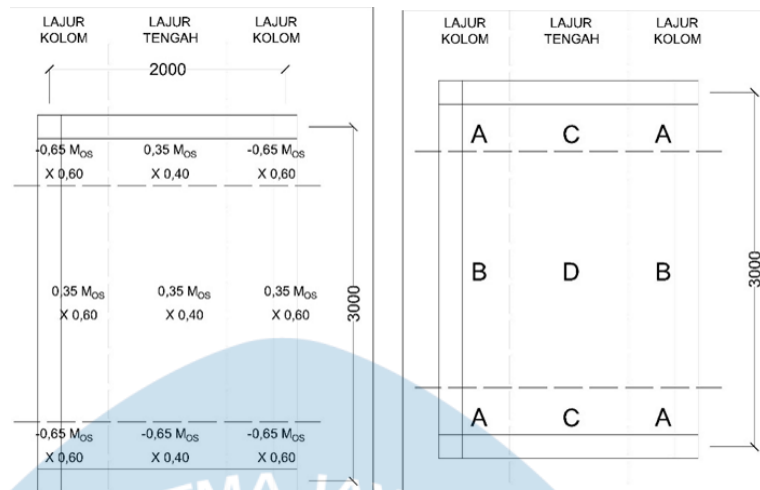
$$B = 5,148 \text{ kNm}$$

$$C = -6,374 \text{ kNm}$$

$$D = 3,432 \text{ kNm}$$

- Pelat Arah Memendek

Momen statis total terfaktor arah memendek seperti ditunjukkan pada Gambar 2.51.



Gambar 2. 51 Pelat Arah Memendek

Dengan mensubstitusikan nilai M_{0s} kedalam persamaan pada Gambar 2.50 untuk pelat arah memendek, maka didapatkan hasil momen pada bagian-bagian pelat arah memendek sebagai berikut:

$$A = -5,560 \text{ kNm}$$

$$B = 2,994 \text{ kNm}$$

$$C = -3,707 \text{ kNm}$$

$$D = 1,996 \text{ kNm}$$

Dari hasil yang didapatkan untuk pelat arah memanjang dan pelat arah memendek, maka nilai-nilai tersebut dirangkum ke dalam Tabel 2. 10.

Tabel 2. 10 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Momen Pelat Lantai Dua Arah Bangunan A

	Arah Memanjang		Arah Memendek		
	-	+	-	+	
M. Balok + Pelat	9,561	5,148	M. Balok + Pelat	5,560	2,994
M. Balok	8,127	4,376	M. Balok	4,726	2,545
M. Pelat	1,434	0,772	M. Pelat	0,834	0,449
M. Lajur Tengah	6,374	3,432	M. Lajur Tengah	3,707	1,996

- Tulangan Pelat

b = lebar pelat = 1000 mm (Asumsi)

$$d_s = 130 - 20 - \left(\frac{13}{2}\right) = 103,5 \text{ mm}$$

Dengan meninjau nilai momen arah memanjang lajur tengah negatif 7,116 kNm, maka dapat ditentukan tulangan pelat sebagai berikut:

- Arah Memanjang

$$M_u = 6,374 \text{ kNm}$$

$$\rho = \left(\frac{0,8 F_{c'}}{F_y}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$
$$= 0,0016$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_s = 0,0016 \times 1000 \times 103,5 = 165,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{260} = 510,51 \text{ mm}$$

$$S < 3h$$

$$510,51 \text{ mm} < 3(130)$$

$$510,51 \text{ mm} > 390 \text{ (NOT OKE)}$$

Karena nilai jarak (S) yang diperlukan lebih dari jarak yang disyaratkan ($S < 3h$), maka tulangan pelat arah memanjang yang digunakan adalah D13-300 mm.

- Arah Memendek

$$M_u = 3,707 \text{ kNm}$$

$$\rho = \left(\frac{0,8 F_{c'}}{F_y}\right) = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$
$$= 0,000923$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_s = 0,000923 \times 1000 \times 103,5 = 95,522 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002bh = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{260} = 510,51 \text{ mm}$$

$$S < 3h$$

$$510,51 \text{ mm} < 3(130)$$

$$510,51 \text{ mm} > 390 \text{ (NOT OKE)}$$

Karena nilai jarak (S) yang diperlukan lebih dari jarak yang disyaratkan ($S < 3h$), maka tulangan pelat arah memendek yang digunakan adalah D13-300 mm.

- Rekapitulasi Pelat Lantai Bangunan A

Tabel 2. 11 Tabel Rekapitulasi Pelat Lantai Tipe A

	Pelat Lantai A							
	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	M (-)		M(+)		M (-)		M(+)	
Mu	3,2404	1,4479	5,9757	3,2177	3,2404	1,4479	5,9757	3,2177
β	0,0008	0,0004	0,0015	0,0008	0,0008	0,0004	0,0015	0,0008
As	83,4194	37,1277	154,7829	82,8297	83,4194	37,1277	154,7829	82,8297
As min	260	260	260	260	260	260	260	260
As terpakai	260	260	260	260	260	260	260	260
S	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088
Digunakan	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300

Tabel 2. 12 Tabel Rekapitulasi Pelat Lantai Tipe B

	Pelat Lantai B							
	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	M (-)		M(+)		M (-)		M(+)	
Mu	1,4342	0,7722	6,3740	3,4322	0,8340	0,4491	3,7067	1,9959
β	0,0004	0,0002	0,0016	0,0009	0,0002	0,0001	0,0009	0,0005
As	36,7730	19,7721	165,2512	88,3940	21,3562	11,4898	95,5215	51,2396
As min	260	260	260	260	260	260	260	260
As terpakai	260	260	260	260	260	260	260	260
S	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088	510,5088

Digunakan	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300
-----------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Tabel 2. 13 Tabel Rekapitulasi Pelat Lantai Tipe C

	Pelat Lantai C							
	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	M (-)		M(+)		M (-)		M(+)	
Mu	4,4212	2,3807	15,8711	8,5460	3,1073	1,6732	11,1546	6,0063
β	0,0011	0,0006	0,0041	0,0022	0,0008	0,0004	0,0028	0,0015
As	114,119 1	61,1699	420,766 3	222,666 1	79,9702	42,9244	292,404 5	155,587 5
As min	260	260	260	260	260	260	260	260
As terpakai	260	260	420,766 3	260,000 0	260	260	292,404 5	260,000 0
S	510,508 8	510,508 8	315,453 7	510,508 8	510,508 8	510,508 8	453,933 7	510,508 8
Digunakan	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300

Tabel 2. 14 Tabel Rekapitulasi Pelat Lantai Tipe D

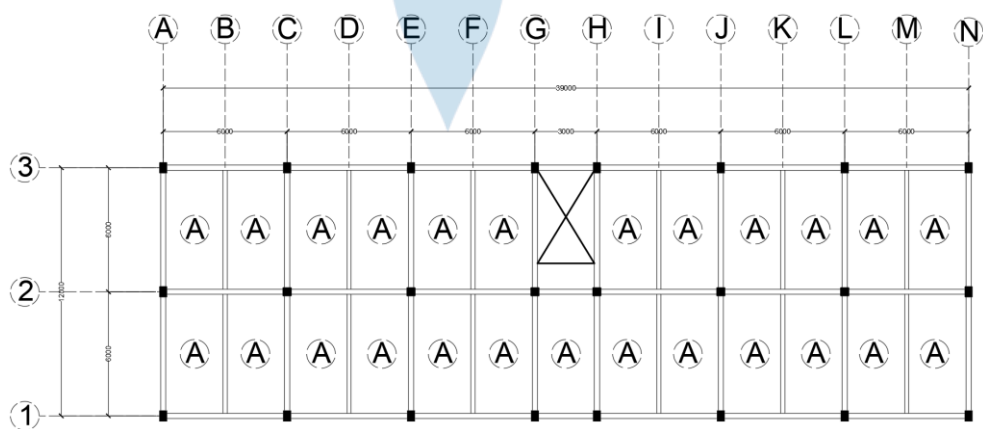
	Pelat Lantai D							
	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	M (-)		M(+)		M (-)		M(+)	
Mu	2,6890	1,4479	5,9757	3,2177	2,6890	1,4479	5,9757	3,2177
β	0,0007	0,0004	0,0015	0,0008	0,0007	0,0004	0,0015	0,0008
As	69,1407	37,1277	154,782 9	82,8297	69,1407	37,1277	154,782 9	82,8297
As min	260	260	260	260	260	260	260	260
As terpakai	260	260	260,000 0	260	260	260	260,000 0	260
S	510,508 8	510,508 8	510,508 8	510,508 8	510,508 8	510,508 8	510,508 8	510,508 8
Digunakan	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300

Tabel 2. 15 Tabel Rekapitulasi Pelat Lantai Tipe E

	Pelat Lantai E							
	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	M (-)		M(+)		M (-)		M(+)	
Mu	3,2404	1,4479	5,9757	3,2177	3,2404	1,4479	5,9757	3,2177
β	0,0008	0,0004	0,0015	0,0008	0,0008	0,0004	0,0015	0,0008
As	83,4194	37,1277	154,782	82,8297	83,4194	37,1277	154,782	82,8297
As min	260,000	260,000	260,000	260,000	260,000	260,000	260,000	260,000
As terpakai	0	0	0	0	0	0	0	0
S	510,508	510,508	510,508	510,508	510,508	510,508	510,508	510,508
Digunakan	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300	D13-300

2.7.2 Bangunan D

Tipe seluruh pelat lantai yang ada pada bangunan D merupakan tipe pelat lantai satu arah. Berikut ini adalah denah pelat lantai pada bangunan D seperti pada Gambar 2.52.



Gambar 2. 52 Denah Pelat Lantai Satu Arah Bangunan D

❖ Pelat Satu Arah

Diketahui:

$$F_c' = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 370 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

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

$$l_y = 6000 \text{ mm}$$

$$l_x = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Balok induk} = 250 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$$

$$\text{Balok anak} = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$$

$$\text{Kolom} = 200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pelat}} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 10 \text{ mm}$$

- Beban Terfaktor

$$q_D = (0,13 \times 24) + (0,05 \times 17) + (0,05 \times 20)$$

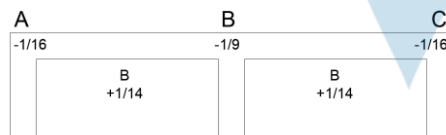
$$= 4,97 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_U = 1,2(4,97) + 1,6(4,79)$$

$$= 13,628 \text{ kN/m}^2$$

- Menghitung Momen Pelat



Contoh Perhitungan di titik A

$$M_u = \frac{1}{16} \cdot q_U \cdot l^2$$

$$= \frac{1}{16} \cdot 13,628 \cdot \left(\frac{3000}{1000}\right)^2$$

$$= 7,6658 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \Phi f_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85.28}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(7,6685)}{1,7(0,9)(25)(1000)(103,5)^2}} \right] \times 1.000.000$$

$$= 0,00193$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00193 \times 1000 \times 103,5 \\ &= 199,3269 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,002 \cdot b \cdot h \\ &= 0,002 \times 1000 \times 130 \\ &= 260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi \cdot d^2 \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{0,25\pi \cdot 13^2 \cdot 1000}{260} \\ &= 510,5088 \text{ mm} < 3h = 3(130) = 390 \text{ mm} \end{aligned}$$

Meninjau hasil yang didapatkan pada perhitungan diatas maka tulangan yang digunakan yaitu D13-300 mm.

Rekapitulasi

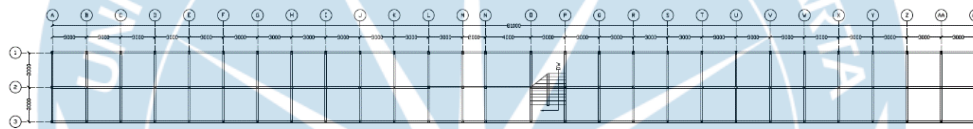
	A	B	C
Koefisien	0,06250	0,0714	0,1111
Mu	7,6658	8,7609	13,6280
ρ	0,00193	0,00221	0,00347
A_s	199,3269	228,3775	359,3458
$A_{s \text{ min}}$	260	260	260
A_s terpakai	260	260	359,3458
S	510,5088	510,5088	369,3721
Digunakan	D13-300	D13-300	D13-300

2.8 Perhitungan Pembebanan Gedung

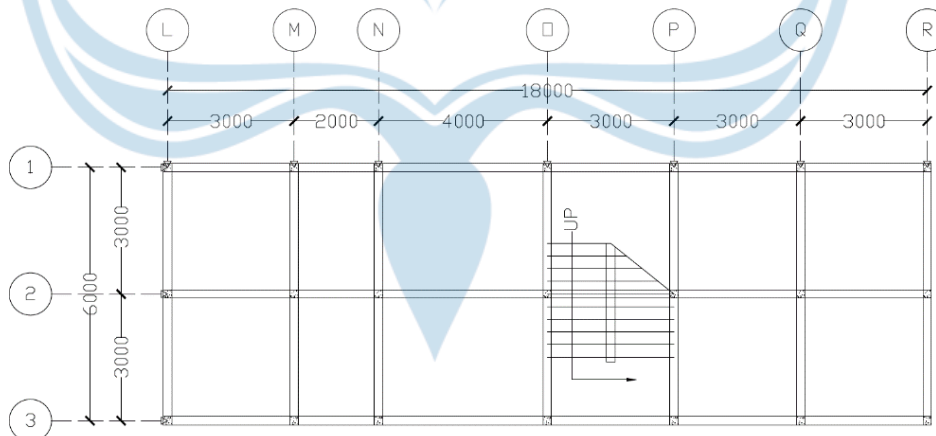
Sebelum melakukan analisis struktur menggunakan *software* bantuan ETABS 18, perhitungan beban yang bekerja pada struktur perlu dihitung terlebih dahulu. Perhitungan beban struktur perlu dilakukan dan nantinya nilai-nilai yang didapat dapat dimasukkan kedalam *software* ETABS 18. Dari hasil *output* yang didapat pada *software* ETABS 18 nantinya akan didapat gaya-gaya yang terjadi pada struktur bangunan yang ditinjau.

2.8.1 Bangunan A

Berikut ini adalah denah kolom dan balok Bangunan A yang memiliki satu lantai seperti pada Gambar 2.53. Denah kolom dan balok Bangunan A yang memiliki dua lantai seperti pada Gambar 2.54.



Gambar 2. 53 Denah Kolom dan Balok Bangunan A Satu Lantai



Gambar 2. 54 Denah Kolom dan Balok Bangunan A Dua Lantai

Perhitungan pembebanan gedung akibat gempa didasarkan pada data rencana struktur yang akan digunakan. Dengan rencana tinggi tiap lantai 3,6 m dan lebar

bentang bangunan 6 m serta panjang bentang bangunan 81 m, data rencana bangunan A adalah sebagai berikut:

- Mutu beton ($f'c$) = 25 MPa
- Berat jenis beton = 24 kN/m³
- Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Kelas situs pasir
- Kategori risiko = II
- Kategori desain seismik = D
- Tebal pelat = 130 mm
- Balok 250 x 400 mm
- Kolom 350 x 350 mm

a. Koefisien Respon Seismik (C_s)

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,62}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0775 \end{aligned}$$

Hasil C_s tidak boleh lebih besar dari:

$$\begin{aligned} C_s \max &= \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,59}{0,3282 \times \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,1904 \end{aligned}$$

Dan, nilai C_s tidak kurang dari:

$$\begin{aligned} C_s \min &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,62 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,02728 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Karena nilai $C_s = 0,0775$ tidak lebih besar dari 0,1904 dan tidak kurang dari 0,02728, maka nilai $C_s = 0,0775$ digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

b. Berat Seismik Efektif Bangun

Perhitungan beban mati (*dead load*) didapatkan dengan menjumlahkan data-data dibawah ini:

- Berat sendiri pelat = $0,13 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$
 - Pasir 5 cm = $0,05 \times 17 = 0,85 \text{ kN/m}^2$
 - Spesi 2 cm = $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
 - Keramik = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$
 - Plafon, MEP, dll (asumsi) = $0,25 \text{ kN/m}^2$
- $DL = 4,86 \text{ kN/m}^2$

Balok, kolom, dinding dan beban atap diperhitungkan dalam pembebanan struktur gedung. Perhitungan beban tersebut perlu dilakukan untuk mengetahui beban dari masing-masing lantai gedung A.

- Balok 250 x 400 mm = $0,25 \times (0,40 + 0,13) \times 24 = 1,620 \text{ kN/m}$
- Kolom 350 x 350 mm = $0,35 \times 0,50 \times 24 = 2,940 \text{ kN/m}$
- Dinding $\frac{1}{2}$ bata (asumsi) = $2,5 \text{ kN/m}$
- Beban atap (hasil SAP2000) = $7,69 \text{ kN}$

❖ Lantai 1

- Dinding

$$= ((2(33 + 6) \times 3,6) + (2(30 + 6) \times 3,6) + (2(18 + 6) \times 3,6)) \times 2,5 = 1782 \text{ kN}$$
- Balok 250 x 400 mm

$$= (3 \times 63 + 21 \times 6) \times 1,620 = 666,792 \text{ kN}$$
- Kolom 350 x 350 mm

$$= 63 \times (3,6) \times 2,940 = 510,300 \text{ kN}$$
- Beban atap

$$= 7,69 \times 2 \times \left(\frac{63000}{3}\right) = 322,980 \text{ kN}$$

$$W_1 = 3282,070 \text{ kN}$$

❖ Lantai 2

- Dinding

$$= ((2(18 + 6) \times (3,6 + 1,8))) \times 2,5 = 648 \text{ kN}$$
- Balok 250 x 400 mm

$$\begin{aligned}
 &= ((3 \times 18) + (7 \times 6)) \times 1,62 &&= 155,52 \text{ kN} \\
 - \text{ Kolom } 350 \times 350 \text{ mm} \\
 &= (21 \times (3,6 + 1,8)) \times 2,94 &&= 111,132 \text{ kN} \\
 - \text{ Pelat lantai} \\
 &= 18 \times 6 \times 4,86 &&= 648 \text{ kN} \\
 &&&W_2 = 1661,796 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

❖ Atap Lantai 2

$$\begin{aligned}
 - \text{ Dinding} \\
 &= ((2(18 + 6) \times 1,8)) \times 2,5 &&= 216 \text{ kN} \\
 - \text{ Balok } 250 \times 400 \text{ mm} \\
 &= (3 \times 18) + (7 \times 6) \times 1,62 &&= 155,52 \text{ kN} \\
 - \text{ Kolom } 350 \times 350 \text{ mm} \\
 &= 21 \times (1,8) \times 2,94 &&= 11,132 \text{ kN} \\
 - \text{ Beban atap} \\
 &= 7,69 \times 2 \times \left(\frac{18}{3}\right) + (7,69 \times 2) &&= 107,66 \text{ kN} \\
 &&&W_3 = 590,312 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan berat tiap lantai maka dapat dihitung berat total struktur gedung bangunan A dengan mengakumulasikan berat keseluruhan lantai.

$$\begin{aligned}
 W_{\text{total}} &= W_1 + W_2 + W_3 \\
 &= 3282,072 + 1661,796 + 590,312 \\
 &= 5534,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Gaya Geser Dasar (V)

Setelah mendapatkan berat keseluruhan bangunan A, maka gaya geser dasar (V) perlu diperhitungkan sesuai keofisien respon seismik dan berat total bangunan A.

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,0775 \times 4606,42 \text{ kN}$$

$$= 428,899 \text{ kN}$$

d. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Dari data periode fundamental gedung didapatkan nilai $T = 0,3282 \text{ s}$ dan nilai $T \leq 0,05$, maka nilai $k = 1$. Dimana untuk menghitung beban arah lateral pada tiap lantai digunakan persamaan dibawah ini.

$$C_{vx} = \frac{W_x \times (H_x)^k}{\sum_{i=1}^n W_i \times (H_i)^k}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

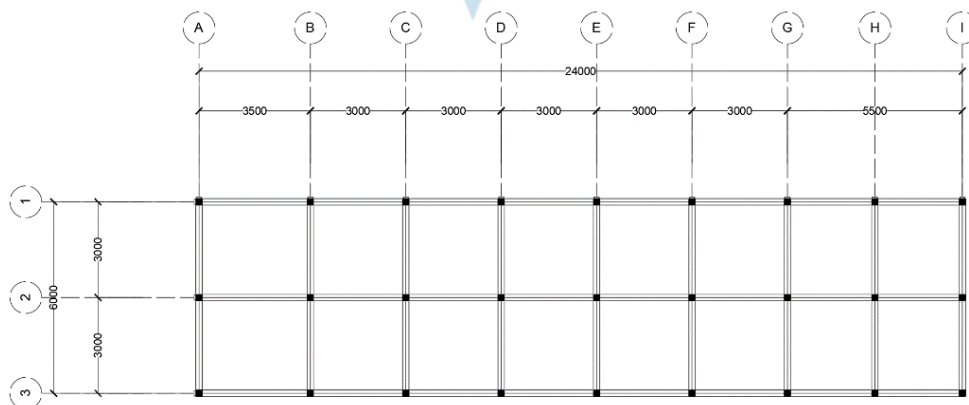
Dari persamaan diatas maka beban arah lateral dari tiap-tiap lantai pada bangunan A dapat dilihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2. 16 Beban Arah Lateral Tiap-tiap Lantai Bangunan A

Lantai	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x (H_x)^k$	F_x (kN)
Atap	590,312	8,75	5165,23	76,5352994
Lt. 2	1661,796	7,2	11964,9312	177,2892188
Lt. 1	3282,072	3,6	11815,4592	175,0744318
		19,55	28945,6204	428,89895

2.8.2 Bangunan B

Berikut ini adalah denah kolom dan balok Bangunan B yang seperti pada Gambar 2.55.



Gambar 2. 55 Denah Kolom dan Balok Bangunan B

Perhitungan pembebanan gedung akibat gempa didasarkan pada data rencana struktur yang akan digunakan. Dengan rencana tinggi bangunan 3,6 m dan lebar bentang bangunan 6 m serta panjang bentang bangunan 24 m, data rencana bangunan B adalah sebagai berikut:

- Mutu beton ($f'c$) = 28 MPa
- Berat jenis beton = 24 kN/m³
- Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Kelas situs pasir
- Kategori risiko = II
- Kategori desain seismik = D
- Tebal pelat = 130 mm
- Balok 250 x 400 mm
- Kolom 350 x 350 mm

a. Koefisien Respon Seismik (C_s)

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,62}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\
 &= 0,0775
 \end{aligned}$$

Hasil C_s tidak boleh lebih besar dari:

$$\begin{aligned}
 C_{s \max} &= \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,59}{0,2055 \times \left(\frac{8}{1}\right)} \\
 &= 0,3041
 \end{aligned}$$

Dan, nilai C_s tidak kurang dari:

$$\begin{aligned}
 C_{s \min} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \\
 &= 0,044 \times 0,62 \times 1 \geq 0,01 \\
 &= 0,02728 \geq 0,01
 \end{aligned}$$

Karena nilai $C_s = 0,0775$ tidak lebih besar dari 0,1904 dan tidak kurang dari 0,02728, maka nilai $C_s = 0,0775$ digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

b. Berat Seismik Efektif Bangun

Karena pada bangunan B tidak terdapat pelat yang menumpu pada struktur atas bangunan maka beban mati yang akan diinputkan pada pelat tidak diperhitungkan.

Balok, kolom, dinding dan beban atap diperhitungkan dalam pembebanan struktur gedung. Perhitungan beban tersebut perlu dilakukan untuk mengetahui beban dari masing-masing lantai gedung B.

- Balok 250 x 400 mm $= 0,25 \times 0,40 \times 24$
 $= 2,4 \text{ kN/m}$
- Kolom 350 x 350 mm $= 0,35 \times 0,35 \times 24$
 $= 2,94 \text{ kN/m}$
- Dinding $\frac{1}{2}$ bata (asumsi) $= 2,5 \text{ kN/m}$
- Beban atap (hasil SAP2000) $= 7,69 \text{ kN}$

❖ Lantai 1

- Dinding
 $= ((2(2,4 + 6) \times 3,6) \times 2,5) = 540 \text{ kN}$
 - Balok 250 x 400 mm
 $= (3 \times 24 + 9 \times 6) \times 2,4 = 285,768 \text{ kN}$
 - Kolom 350 x 350 mm
 $= 27 \times (3,6) \times 2,94 = 302,40 \text{ kN}$
- $W_1 = 1128,17 \text{ kN}$

❖ Atap Lantai 1

- Beban atap
 $= 7,69 \times 2 \times \left(\frac{24}{3}\right) = 123,04 \text{ kN}$
- $W_2 = 123,04 \text{ kN}$

Dari hasil perhitungan berat tiap lantai maka dapat dihitung berat total struktur gedung bangunan B dengan mengakumulasikan berat keseluruhan lantai.

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= W_1 + W_2 \\ &= 1128,17 + 123,04 \\ &= 1251,210 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Gaya Geser Dasar (V)

Setelah mendapatkan berat keseluruhan bangunan B, maka gaya geser dasar (V) perlu diperhitungkan sesuai koefisien respon seismik dan berat total bangunan B.

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,0775 \times 1251,210 \text{ kN} \\ &= 96,9686 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Dari data periode fundamental gedung didapatkan nilai $T = 0,2055$ s dan nilai $T \leq 0,05$, maka nilai $k = 1$. Dimana untuk menghitung beban arah lateral pada tiap lantai digunakan persamaan dibawah ini.

$$C_{vx} = \frac{W_x \times (H_x)^k}{\sum_{i=1}^n W_i \times (H_i)^k}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

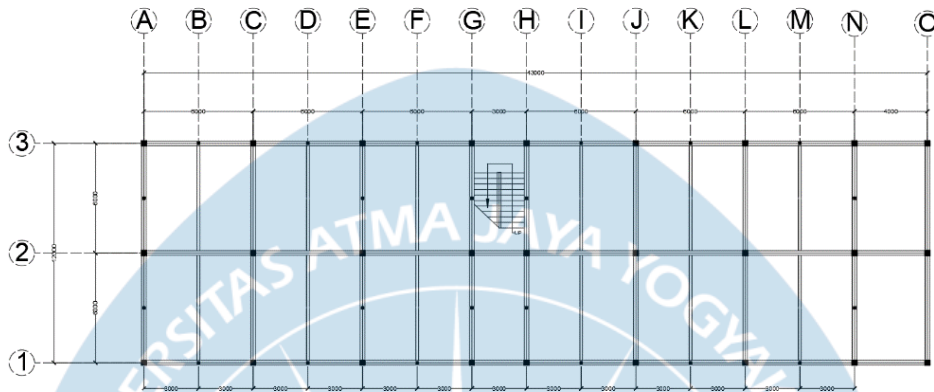
Dari persamaan diatas maka beban arah lateral dari tiap-tiap lantai pada bangunan B dapat dilihat pada Tabel 2.17.

Tabel 2. 17 Beban Arah Lateral Tiap-tiap Lantai Bangunan B

Lantai	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x \times (H_x)^k$	F_x (kN)
Atap	123,04	5,2	639,808	13,19687099
Lt. 1	1128,168	3,6	4061,4048	83,77174901
		8,8	4701,2128	96,96862

2.8.3 Bangunan D

Berikut ini adalah denah kolom dan balok Bangunan D seperti pada Gambar 2.56.



Gambar 2. 56 Denah Kolom dan Balok Bangunan D

Perhitungan pembebanan gedung akibat gempa didasarkan pada data rencana struktur yang akan digunakan. Dengan rencana tinggi tiap lantai 3,9 m dan lebar bentang bangunan 12 m serta panjang bentang bangunan 43 m, data rencana bangunan D adalah sebagai berikut:

- Mutu beton ($f'c$) = 30 MPa
- Berat jenis beton = 24 kN/m³
- Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Kelas situs pasir
- Kategori risiko = II
- Kategori desain seismik = D
- Tebal pelat = 130 mm
- Balok 250 x 400 mm
- Kolom 350 x 350 mm
- Kolom 350 x 500 mm

a. Koefisien Respon Seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,62}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,0775$$

Hasil C_s tidak boleh lebih besar dari:

$$C_s \max = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,59}{0,3282 \times \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,1502$$

Dan, nilai C_s tidak kurang dari:

$$C_{smin} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$= 0,044 \times 0,62 \times 1 \geq 0,01$$

$$= 0,02728 \geq 0,01$$

Karena nilai $C_s = 0,0775$ tidak lebih besar dari 0,1502 dan tidak kurang dari 0,02728, maka nilai $C_s = 0,0775$ digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

b. Berat Seismik Efektif Bangun

Perhitungan beban mati (*dead load*) didapatkan dengan menjumlahkan data-data dibawah ini:

- Berat sendiri pelat = $0,13 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$
 - Pasir 5 cm = $0,05 \times 17 = 0,85 \text{ kN/m}^2$
 - Spesi 2 cm = $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
 - Keramik = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$
 - Plafon, MEP, dll (asumsi) = $0,25 \text{ kN/m}^2$
- DL = $4,86 \text{ kN/m}^2$

Balok, kolom, dinding dan beban atap diperhitungkan dalam pembebanan struktur gedung. Perhitungan beban tersebut perlu dilakukan untuk mengetahui beban dari masing-masing lantai gedung D.

- Balok 250 x 400 mm = $0,25 \times (0,40 - 0,13) \times 24$
= $1,620 \text{ kN/m}$
- Kolom 350 x 350 mm = $0,35 \times 0,35 \times 24$
= $2,940 \text{ kN/m}$

- Kolom 350 x 500 mm = $0,35 \times 0,50 \times 24$
= 4,20 kN/m
- Dinding $\frac{1}{2}$ bata (asumsi) = 2,5 kN/m
- Beban atap (hasil SAP2000) = 19,91 kN

❖ Gudang

- Beban atap
= $19,91 \times \frac{12}{3}$ = 79,64 kN
 $W_1 = 79,64$ kN

❖ Lantai 2

- Dinding
= $(2(39 + 12) \times (3,9 + 2)) + (2(4 + 12)3,9) \times 2,5 = 1816,50$ kN
- Balok 250 x 400 mm
= $((3 \times 39) + (9 \times 12)) \times 1,64 = 383,940$ kN
- Kolom 350 x 350 mm
= $6 \left(3,9 + \frac{3,9}{2}\right) \times 2,94 = 103,194$ kN
- Kolom 350 x 500 mm
= $(18 \left(3,9 + \frac{3,9}{2}\right) + 3 \times 3,9) \times 4,2 = 491,400$ kN
- Pelat lantai
= $39 \times 12 \times 4,86 = 2274,48$ kN
 $W_2 = 5056,76$ kN

❖ Atap Lantai 2

- Dinding
= $\left(2(39 + 12) \times \frac{4}{2}\right) \times 2,5 = 510$ kN
- Balok 250 x 400 mm
= $(3 \times 39) + (8 \times 12) \times 1,64 = 345,060$ kN
- Kolom 350 x 350 mm
= $6 \times \frac{3,9}{2} \times 2,94 = 32,398$ kN

- Kolom 350 x 500 mm

$$= 18 \times \frac{3,9}{2} \times 4,2 = 442,26 \text{ kN}$$
 - Beban atap

$$= 19,91 \times 2 \times \left(\frac{39}{3}\right) = 517,66 \text{ kN}$$
- $W_3 = 1836,63 \text{ kN}$

Dari hasil perhitungan berat tiap lantai maka dapat dihitung berat total struktur gedung bangunan D dengan mengakumulasikan berat keseluruhan lantai.

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= W_1 + W_2 + W_3 \\ &= 79,64 + 5056,76 + 1836,63 \\ &= 6973,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Gaya Geser Dasar (V)

Setelah mendapatkan berat keseluruhan bangunan D, maka gaya geser dasar (V) perlu diperhitungkan sesuai koefisien respon seismik dan berat total bangunan D.

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,0775 \times 6973,03 \text{ kN} \\ &= 540,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Dari data periode fundamental gedung didapatkan nilai $T = 0,4162 \text{ s}$ dan nilai $T \leq 0,05$, maka nilai $k = 1$. Dimana untuk menghitung beban arah lateral pada tiap lantai digunakan persamaan dibawah ini.

$$C_{vx} = \frac{W_x \times (H_x)^k}{\sum_{i=1}^n W_i \times (H_i)^k}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Dari persamaan diatas maka beban arah lateral dari tiap-tiap lantai pada bangunan D dapat dilihat pada Tabel 2.18.

Tabel 2. 18 Beban Arah Lateral Tiap-tiap Lantai Bangunan D

Lantai	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x \times (H_x)^k$	F_x (kN)
Atap Lt. 2	1836,628	11,39	20919,193	184,787
Lt. 2	5056,764	7,9	39948,436	352,879
Atap Gudang	79,64	3,9	310,596	2,744
		23,19	61178,224	540,41

2.9 Ketidakberaturan Struktur

Mengacu pada SNI 1726:2019, struktur dibedakan menjadi 2 kategori yaitu:

1. Struktur gedung beraturan
2. Struktur gedung tidak beraturan

Dengan tipe ketidakberaturan yang terdapat pada SNI 1726:2019 suatu struktur bangunan dinyatakan sebagai struktur bangunan beraturan atau tidak beraturan apabila memenuhi *point-point* yang terdapat pada tipe ketidakberaturan dan telah ditetapkan pada Pasal 7.3.2. Ketidakberaturan struktur terbagi menjadi dua yaitu, ketidakberaturan struktur horizontal dan vertikal. Peninjauan ketidakberaturan secara vertikal dan horizontal tentunya bertujuan untuk menjamin keamanan suatu struktur [2].

2.9.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakteraturan horizontal ditinjau berdasarkan ketidakberaturan torsi, ketidakberaturan torsi berlebih, ketidakberaturan sudut dalam, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang, dan ketidakberaturan sistem non-pararel.

A. Bangunan A

1. Ketidakberaturan Torsi
 - a. Ketidakberaturan torsi

Ketidakberaturan torsi terdefinisi jika simpangan antar tingkat maksimum melebihi 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di ujung struktur.

$$\max(\delta_A, \delta_B) > 1,2 \left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$$

$$\frac{\max(\delta_A, \delta_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)} > 1,2$$

Dengan hasil simpangan antar tingkat maksimum yang didapatkan melalui *software* Etabs 18 dan peninjauan beban gempa arah x dan gempa arah y, didapatkan hasil ketidakberaturan torsi beban gempa arah x pada Tabel 2.19, dan ketidakberaturan torsi beban gempa arah y pada Tabel 2.20.

Tabel 2. 19 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah X Bangunan A

Beban Gempa Arah X				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,2$
Atap	0,964	0,925	1,042	Tidak Terjadi
Lt. 2	0,538	0,453	1,189	Tidak Terjadi

Tabel 2. 20 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah Y Bangunan A

Beban Gempa Arah Y				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,2$
Atap	1,262	1,171	1,078	Tidak Terjadi
Lt. 2	1,834	1,027	1,786	Terjadi Ketidakberaturan Torsi

b. Ketidakberaturan torsi berlebih

Ketidakberaturan torsi terdefinisi jika simpangan antar tingkat maksimum melebihi 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di ujung struktur.

$$\max(\delta_A, \delta_B) > 1,4\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2}\right)$$

$$\frac{\max(\delta_A, \delta_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2}\right)} > 1,4$$

Dengan hasil simpangan antar tingkat maksimum yang didapatkan melalui *software* Etabs 18 dan peninjauan beban gempa arah x dan gempa arah y, didapatkan hasil ketidakberaturan torsi beban gempa arah x pada Tabel 2.21, dan ketidakberaturan torsi beban gempa arah y pada Tabel 2.22.

Tabel 2. 21 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah X Bangunan A

Beban Gempa Arah X				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,4$
Atap	0,964	0,925	1,042	Tidak Terjadi
Lt. 2	0,538	0,453	1,189	Tidak Terjadi

Tabel 2. 22 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah Y Bangunan A

Beban Gempa Arah Y				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,4$
Atap	1,262	1,171	1,078	Tidak Terjadi
Lt. 2	1,834	1,027	1,786	Terjadi Ketidakberaturan Torsi Berlebih

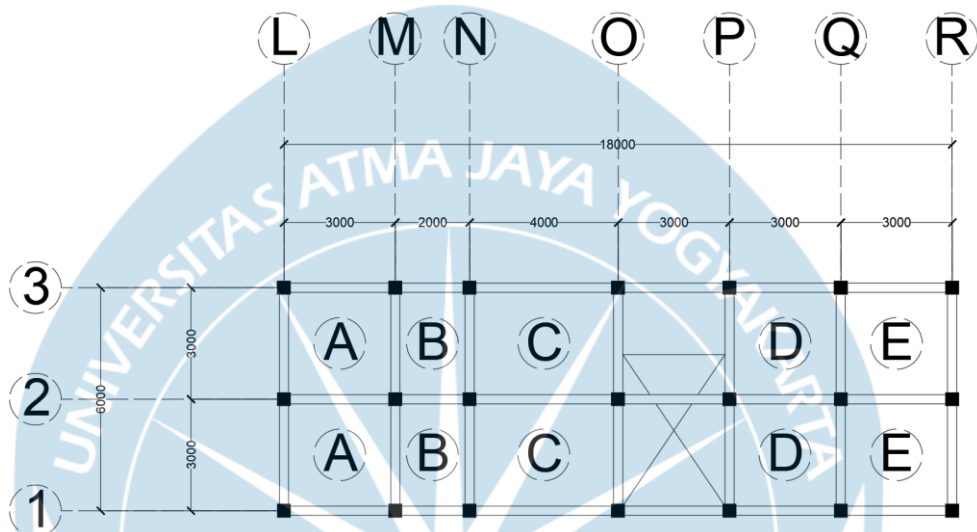
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam terdefiniskan jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Karena bangunan A memiliki bentuk struktur yang simetris maka tidak terjadi ketidakberaturan sudut dalam.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma terdefiniskan jika suatu diafragma memiliki diskontinuitas atau daerah terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari tingkat satu ke tingkat selanjutnya.

Dimana pada bangunan A, pada lantai 2 terdapat daerah terbuka seperti pada Gambar 2.57.



Gambar 2. 57 Denah Lantai 2 Bangunan A

$$\begin{aligned} \text{Luas Tertutup (Lt.2)} &= 18 \text{ m} \times 6 \text{ m} \\ &= 108 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Void} &= 4,5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \\ &= 13,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas Void} > 50\% \times \text{Luas Tertutup}$$

$$13,5 \text{ m}^2 > 50\% \times 108 \text{ m}^2$$

$$13,5 \text{ m}^2 < 54 \text{ m}^2$$

Karena Luas Void < 50% Luas Tertutup, maka ketidakberaturan diskontinuitas diafragma tidak terjadi.

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Melintang Terhadap Bidang

Ketidakteraturan akibat pergeseran melintang terhadap bidang terdefiniskan jika terdapat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Karena pada bangunan A seluruh lintasan elemen vertikal gaya lateral tidak terdapat diskontinuitas, maka pada bangunan A tidak terjadi ketidakberaturan akibat pergeseran melintang terhadap bidang.

5. Ketidakberaturan Sistem Non-pararel

Ketidakberaturan sistem nonpararel terdefiniskan jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Karena seluruh elemen vertikal gaya lateral paralel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik, maka pada bangunan A tidak terjadi ketidakberaturan sistem non-pararel.

B. Bangunan D

1. Ketidakberaturan Torsi

a. Ketidakberaturan torsi

Ketidakberaturan torsi terdefinisi jika simpangan antar tingkat maksimum melebihi 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di ujung struktur.

$$\max(\delta_A, \delta_B) > 1,2 \left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$$

$$\frac{\max(\delta_A, \delta_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)} > 1,2$$

Dengan hasil simpangan antar tingkat maksimum yang didapatkan melalui *software* Etabs 18 dan peninjauan beban gempa arah x dan gempa arah y, didapatkan hasil ketidakberaturan torsi beban gempa arah x pada Tabel 2.23, dan ketidakberaturan torsi beban gempa arah y pada Tabel 2.24.

Tabel 2. 23 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah X

Beban Gempa Arah X				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,2$

Atap	9,914	9,257	1,071	Tidak Terjadi
Lt. 2	5,205	4,845	1,074	Tidak Terjadi

Tabel 2. 24 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah Y

Beban Gempa Arah Y				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,2$
Atap	12,969	8,893	1,458	Terjadi Ketidakberaturan Torsi
Lt. 2	8,212	4,577	1,794	Terjadi Ketidakberaturan Torsi

b. Ketidakberaturan torsi berlebih

Ketidakberaturan torsi terdefinisi jika simpangan antar tingkat maksimum melebihi 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di ujung struktur.

$$\max(\delta_A, \delta_B) > 1,4 \left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$$

$$\frac{\max(\delta_A, \delta_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)} > 1,4$$

Dengan hasil simpangan antar tingkat maksimum yang didapatkan melalui *software* Etabs 18 dan peninjauan beban gempa arah x dan gempa arah y, didapatkan hasil ketidakberaturan torsi beban gempa arah x pada Tabel 2.25, dan ketidakberaturan torsi beban gempa arah y pada Tabel 2.26.

Tabel 2. 25 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah X

Beban Gempa Arah X				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,4$
Atap	9,914	9,257	1,071	Tidak Terjadi
Lt. 2	5,205	4,845	1,074	Tidak Terjadi

Tabel 2. 26 Hasil Ketidakberaturan Torsi Beban Gempa Arah Y

Beban Gempa Arah Y				
Lantai	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1,4$
Atap	12,969	8,893	1,458	Terjadi Ketidakberaturan Torsi Berlebih
Lt. 2	8,212	4,577	1,794	Terjadi Ketidakberaturan Torsi Berlebih

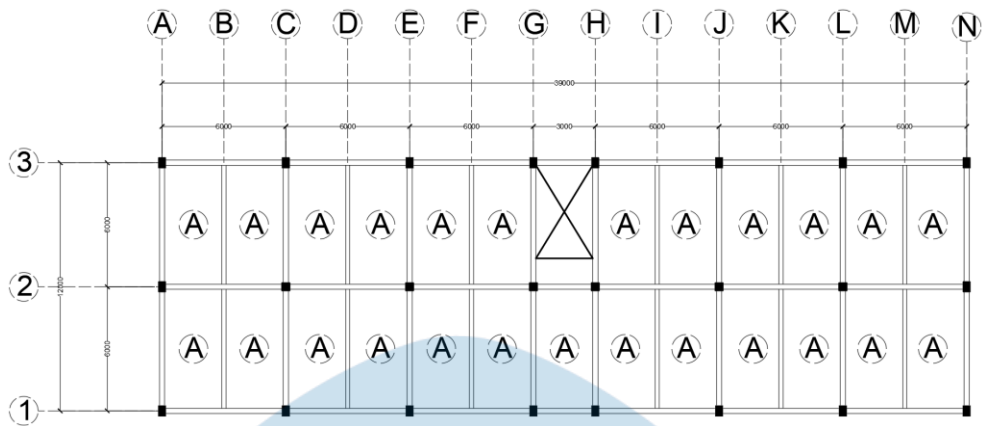
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam terdefiniskan jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Karena bangunan D memiliki bentuk struktur yang simetris maka tidak terjadi ketidakberaturan sudut dalam.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma terdefiniskan jika suatu diafragma memiliki diskontinuitas atau daerah terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari tingkat satu ke tingkat selanjutnya.

Dimana pada bangunan D, pada lantai 2 terdapat daerah terbuka seperti pada Gambar 2.58.



Gambar 2. 58 Denah Lantai 2 Bangunan D

$$\begin{aligned} \text{Luas Tertutup (Lt.2)} &= 39 \text{ m} \times 12 \text{ m} \\ &= 468 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Void} &= 4,5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \\ &= 13,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas Void} > 50\% \times \text{Luas Tertutup}$$

$$13,5 \text{ m}^2 > 50\% \times 468 \text{ m}^2$$

$$13,5 \text{ m}^2 < 234 \text{ m}^2$$

Karena Luas Void $<$ 50% Luas Tertutup, maka ketidakberaturan diskontinuitas diafragma tidak terjadi.

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Melintang Terhadap Bidang

Ketidakteraturan akibat pergeseran melintang terhadap bidang terdefiniskan jika terdapat pergeseran tegak lurus terhadap bidang setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Karena pada bangunan D seluruh lintasan elemen vertikal gaya lateral tidak terdapat diskontinuitas, maka pada bangunan D tidak terjadi ketidakberaturan akibat pergeseran melintang terhadap bidang.

5. Ketidakberaturan Sistem Non-paralel

Ketidakteraturan sistem nonparalel terdefiniskan jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Karena seluruh elemen vertikal gaya lateral

pararel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seimik, maka pada bangunan D tidak terjadi ketidakberaturan sistem non-pararel.

2.9.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan horizontal ditinjau berdasarkan ketidakberaturan kekauan tingkat lunak, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih, ketidakberaturan berat (massa), ketidakberaturan geometri vertikal, ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada eleme vertikal pemikul gaya lateral, ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat, dan ketidakberaturan tingkat lemah berlebih akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat.

A. Bangunan A

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terdefiniskan jika suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% dan kekakuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 80% kekuan rata-rata tingkat di atasnya.

$$K_i < 70\%K_{i+1}$$

$$K_i < 80\% \text{ rata - rata 3 tingkat}$$

Dengan persamaan diatas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan A untuk beban gempa arah x pada Tabel 2.27, dan beban gempa arah y pada Tabel 2.28.

Tabel 2. 27 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah X Bangunan A

Beban Gempa Arah X			
Lantai	Kekauan (kN/m)	$70\% \frac{\Delta}{h}$	keterangan
Atap	59029,238		
Lt. 2	327353,449	41320,467	Tidak Terjadi

Tabel 2. 28 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah Y Bangunan A

Beban Gempa Arah Y			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \frac{\Delta}{h}$	Keterangan
Atap	39032,281		
Lt. 2	117406,883	27322,6	Tidak Terjadi

b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak terdefiniskan jika suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% dan kekakuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 70% kekakuan rata-rata tingkat di atasnya.

$$K_i < 60\%K_{i+1}$$

$$K_i < 70\% \text{ rata - rata 3 tingkat}$$

Dengan persamaan di atas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan A untuk beban gempa arah x pada Tabel 2.29, dan beban gempa arah y pada Tabel 2.30.

Tabel 2. 29 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah X Bangunan A

Beban Gempa Arah X			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \frac{\Delta}{h}$	keterangan
Atap	59029,238		
Lt. 2	327353,449	35417,5428	Tidak Terjadi

Tabel 2. 30 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah Y Bangunan A

Beban Gempa Arah Y			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \frac{\Delta}{h}$	keterangan
Atap	39032,281		

Lt. 2	117406,883	23419,37	Tidak Terjadi
-------	------------	----------	---------------

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan berat (massa) terdefiniskan jika massa efektif pada sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya.

$$W_i > 150\% W_{i+1}$$

atau

$$W_i > 150\% W_{i-1}$$

Dengan persamaan diatas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan A untuk ketidakberaturan berat (massa) seperti Tabel 2.31.

Tabel 2. 31 Ketidakberaturan Berat (Massa) Bangunan A

Ketidakberaturan Berat			
Lantai	Massa (kg)	150% <i>Massa</i>	Keterangan
Atap	40911,45	61367,175	Tidak Terjadi
Lt. 2	190894,49	286341,740	Terjadi Ketidakberaturan Massa
Lt. 1	46352,80	69529,20	Tidak Terjadi

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terdefiniskan jika dimensi horisntal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat dekatnya.

$$d_i > 130\% d_{i+1}$$

$$d_i > 130\% d_{i-1}$$

Dengan persamaan diatas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan A untuk ketidakberaturan geometri vertikal seperti Tabel 2.32, dan Tabel 2.33.

Tabel 2. 32 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Tampak Depan Bangunan A

Lantai	Lebar Lantai (m)	130% d_i	Keterangan
Lt. 2	18	23,4	Tidak Terjadi

Lt. 1	81	105,3	Terjadi Ketidakberaturan Geometri Vertikal
-------	----	-------	--

Tabel 2. 33 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Tampak Samping Bangunan A

Lantai	Lebar Lantai (m)	130% d_i	Keterangan
Lt. 2	6	7,8	Tidak Terjadi
Lt. 1	6	7,8	Tidak Terjadi

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidang elemen vertikal pemikul gaya lateral terdefiniskan jika pergeseran arah bidang elemen terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya.

Karena pada bangunan A tidak terjadi pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral dan tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul pada tingkat dibawahnya, maka bangunan A tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral.

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat terdefiniskan jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat diatasnya. Hasil ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat, dapat dilihat pada Tabel 2.34.

Tabel 2. 34 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Bangunan A

Lantai	Vx (Arah X)	Vy (Arah Y)
Atap	52,4377	43,4842

Lt. 2	124,0414	111,0393
Keterangan	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat terdefiniskan jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Hasil ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat, dapat dilihat pada Tabel 2.35.

Tabel 2. 35 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Bangunan A

Lantai	V _x (Arah X)	V _y (Arah Y)
Atap	52,4377	43,4842
Lt. 2	124,0414	111,0393
Keterangan	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

B. Bangunan D

1. Ketidakberaturan Kekuan Tingkat Lunak

a. Ketidakberaturan Kekuan Tingkat Lunak

Ketidakteraturan kekuan tingkat lunak terdefiniskan jika suatu tingkat yang kekuan lateralnya kurang dari 70% dan kekuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 80% kekuan rata-rata tingkat di atasnya.

$$K_i < 70\%K_{i+1}$$

$$K_i < 80\% \text{ rata - rata 3 tingkat}$$

Dengan persamaan di atas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan D untuk beban gempa arah x pada Tabel 2.36, dan beban gempa arah y pada Tabel 2.37.

Tabel 2. 36 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah X Bangunan D

Beban Gempa Arah X			
Lantai	Kekauan (kN/m)	$70\% \frac{\Delta}{h}$	keterangan
Atap	11548,017		
Lt. 2	59523,083	8083,6119	Tidak Terjadi

Tabel 2. 37 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah Y Bangunan D

Beban Gempa Arah Y			
Lantai	Kekauan (kN/m)	$70\% \frac{\Delta}{h}$	Keterangan
Atap	9855,793		
Lt. 2	50885,566	6899,055	Tidak Terjadi

b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terdefiniskan jika suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% dan kekakuan lateral tingkat di atasnya kurang dari 70% kekakuan rata-rata tingkat di atasnya.

$$K_i < 60\% K_{i+1}$$

$$K_i < 70\% \text{ rata - rata 3 tingkat}$$

Dengan persamaan di atas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan D untuk beban gempa arah x pada Tabel 2.38, dan beban gempa arah y pada Tabel 2.39.

Tabel 2. 38 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah X Bangunan D

Beban Gempa Arah X			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \frac{\Delta}{h}$	keterangan
Atap	11548,017		
Lt. 2	59523,083	6928,8102	Tidak Terjadi

Tabel 2. 39 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Beban Gempa Arah Y Bangunan D

Beban Gempa Arah Y			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \frac{\Delta}{h}$	keterangan
Atap	9855,793		
Lt. 2	50885,566	5913,4760	Tidak Terjadi

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan berat (massa) terdefiniskan jika massa efektif pada sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya.

$$W_i > 150\% W_{i+1}$$

atau

$$W_i > 150\% W_{i-1}$$

Dengan persamaan diatas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan D untuk ketidakberaturan berat (massa) seperti Tabel 2.40.

Tabel 2. 40 Ketidakberaturan Berat (Massa) Bangunan D

Ketidakberaturan Berat			
Lantai	Massa (kg)	150% <i>Massa</i>	keterangan
Atap	69157,12	103735,680	Tidak Terjadi
Lt. 2	320415,30	480622,950	Terjadi Ketidakberaturan Massa
Lt. 1	23039,49	34559,235	Tidak Terjadi

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terdefiniskan jika dimensi horizntal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat dekatnya.

$$d_i > 130\% d_{i+1}$$

$$d_i > 130\% d_{i-1}$$

Dengan persamaan diatas didapatkan hasil peninjauan terhadap bangunan D untuk ketidakberaturan geometri vertikal seperti Tabel 2.41, dan Tabel 2.42.

Tabel 2. 41 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Tampak Depan Bangunan D

Lantai	Lebar Lantai (m)	$130\% d_i$	Keterangan
Lt. 2	39	50,7	Tidak Terjadi
Lt. 1	43	55,9	Tidak Terjadi

Tabel 2. 42 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Tampak Samping Bangunan D

Lantai	Lebar Lantai (m)	$130\% d_i$	Keterangan
Lt. 2	12	15,6	Tidak Terjadi
Lt. 1	12	15,6	Tidak Terjadi

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang elemen vertikal pemikul gaya lateral terdefiniskan jika pergeseran arah bidang elemen terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya.

Karena pada bangunan D tidak terjadi pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral da tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul pada tingkat dibawahnya, maka bangunan D tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral.

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat terdefiisikan jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat diatasnya. Hasil ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat bangunan D seperti pada Tabel 2.43.

Tabel 2. 43 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Bangunan D

Lantai	Vx (Arah X)	Vy (Arah Y)
Atap	91,0821	87,7432
Lt. 2	220,2951	216,5574
Keterangan	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat terdefinisikan jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Hasil ketidakberaturan tingkat lemah berlebih akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat bangunan D dapat dilihat pada Tabel 2.44.

Tabel 2. 44 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Bangunan D

Lantai	Vx (Arah X)	Vy (Arah Y)
Atap	91,0821	87,7432
Lt. 2	220,2951	216,5574
Keterangan	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

2.9.3 Konsekuensi Ketidakberaturan

A. Bangunan A

Ketidakberaturan horizontal pada bangunan A terjadi pada ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b. Dimana ketidakberaturan horizontal tipe 1a adalah ketidakberaturan horizontal torsi dan ketidakberaturan horizontal tipe 1b adalah ketidakberaturan horizontal torsi berlebih.

Terdapat konsekuensi akibat terjadinya ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b, yaitu:

a. Ketidakberaturan Tipe 1a

1. Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen,
2. Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari rumus,
3. Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta,
4. Propertis penampang retak harus disertakan,
5. Pada portal baja, deformasi zona panel harus disertakan,
6. Wajib menyertakan torsi tak terduka (5%) dan harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan rumus, dan
7. Simpangan Antar lantai harus memenuhi Δ/ρ .

b. Ketidakberaturan Tipe 1b

1. Struktur tidak boleh dianalisis dengan statik ekuivalen,
2. Faktor reduksi harus $p = 1,3$,
3. Khusus KDS CD → Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta, propertis penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona panel harus disertakan,
4. Khusus KDS CD → Wajib menyertakan torsi tak terduka (5%) dan harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan rumus,
5. Khusus KDS D → Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari rumus.

Sedangkan pada ketidakberaturan vertikal pada bangunan A terjadi pada ketidakberaturan vertikal tipe 2 dan tipe 3. Dimana ketidakberaturan vertikal tipe 2 merupakan ketidakberaturan vertikal geometri dan ketidakberaturan tipe 3 merupakan ketidakberaturan massa (berat).

Pada Bangunan Pasar Salaman Kabupaten Magelang, kategori desain seismik (KDS) nya termasuk dalam KDS D. Sehingga konsekuensi karena ketidakberaturan vertikal tipe 2 dan 3 pada bangunan A ialah, struktur tidak boleh dianalisis beban gempa dengan metode statik ekuivalen.

B. Bangunan B

C. Bangunan D

Ketidakberaturan horizontal pada bangunan D terjadi pada ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b. Dimana ketidakberaturan horizontal tipe 1a adalah ketidakberaturan horizontal torsi dan ketidakberaturan horizontal tipe 1b adalah ketidakberaturan horizontal torsi berlebih.

Terdapat konsekuensi akibat terjadinya ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b, yaitu:

a. Ketidakberaturan Tipe 1a

1. Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen,
2. Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari rumus,
3. Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta,
4. Propertis penampang retak harus disertakan,
5. Pada portal baja, deformasi zona panel harus disertakan,
6. Wajib menyertakan torsi tak terduka (5%) dan harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan rumus, dan
7. Simpangan Antar lantai harus memenuhi Δ/ρ .

b. Ketidakberaturan Tipe 1b

1. Struktur tidak boleh dianalisis dengan statik ekuivalen,
2. Faktor redudansi harus $p = 1,3$,
3. Khusus KDS CD → Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta, propertis penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona panel harus disertakan,
4. Khusus KDS CD → Wajib menyertakan torsi tak terduka (5%) dan harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan rumus,
5. Khusus KDS D → Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari rumus.

Sedangkan pada ketidakberaturan vertikal pada bangunan D terjadi pada ketidakberaturan vertikal tipe 2. Dimana ketidakberaturan vertikal tipe 2 merupakan ketidakberaturan vertikal geometri.

Pada Bangunan Pasar Salaman Kabupaten Magelang, kategori desain seismik (KDS) nya termasuk dalam KDS D. Sehingga konsekuensi karena

ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada bangunan D ialah, struktur tidak boleh dianalisis beban gempa dengan metode statik ekuivalen.

2.10 Simpangan Antar Lantai

2.10.1 Bangunan A

Dengan meninjau data-data dari interpretasi data tanah dan konsekuensi dari ketidakberaturan struktur yang didapatkan sebagai berikut:

- Kategori Resiko : II
- KDS : D
- I_e : 1
- C_d : 5,5
- ρ : 1,3

Berdasarkan SNI 1726:2019, bangunan dengan kategori desain seismik D perlu memperhatikan nilai simpangan antar lantai, dimana nilai simpangan tidak diperkenankan melebihi $\frac{\Delta a}{\rho}$, dimana faktor redudansi $\rho = 1,3$ [2]. Dengan meninjau kategori resiko II, nilai simpangan izin antar lantai Δa didapatkan dengan persamaan $\Delta a = 0,025hx$. Dengan menggunakan *software* bantuan Etabs 18, didapatkan hasil simpangan antar lantai untuk gempa arah x pada Tabel 2.45.

Tabel 2. 45 Simpangan Antar Lantai Untuk Gempa Arah X Bangunan A

Gempa Arah X						
Lantai	h (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	$\frac{\Delta a}{\rho}$ (mm)	Status
Atap	1550	1,865	10,2575	6,8695	22,9281	OK
Lt. 2	3600	0,616	3,388	3,388	53,2523	OK
Lt. 1	3600	0	0	0	53,2523	OK

Dengan menggunakan *software* bantuan Etabs 18, didapatkan hasil simpangan antar lantai untuk gempa arah y seperti pada Tabel 2.46.

Tabel 2. 46 Simpangan Antar Lantai Untuk Gempa Arah Y Bangunan A

Gempa Arah Y						
Lantai	h (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	$\frac{\Delta a}{\rho}$ (mm)	Status
Atap	1550	3,18	17,49	6,5615	22,9281	OK
Lt. 2	3600	1,987	10,9285	10,9285	53,2523	OK
Lt. 1	3600	0	0	0	53,2523	OK

2.10.2 Bangunan B

Dengan meninjau data-data dari interpretasi data tanah dan konsekuensi dari ketidakberaturan struktur yang didapatkan sebagai berikut:

- Kategori Resiko : II
- KDS : D
- I_e : 1
- C_d : 5,5
- ρ : 1,3

Berdasarkan SNI 1726:2019, bangunan dengan kategori desain seismik D perlu memperhatikan nilai simpangan antar lantai, dimana nilai simpangan tidak diperkenankan melebihi $\frac{\Delta a}{\rho}$, dimana faktor redudansi $\rho = 1,3$ [2]. Dengan meninjau kategori resiko II, nilai simpangan izin antar lantai Δa didapatkan dengan persamaan $\Delta a = 0,025hx$. Dengan menggunakan *software* bantuan Etabs 18, didapatkan hasil simpangan antar lantai untuk gempa arah x pada Tabel 2.47.

Tabel 2. 47 Simpangan Antar Lantai Untuk Gempa Arah X Bangunan B

Gempa Arah X						
Lantai	h (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	$\frac{\Delta a}{\rho}$ (mm)	Status
Atap	1550	-	-	-	-	-

Lt. 2	3600	-	-	-	-	-
-------	------	---	---	---	---	---

Dengan menggunakan *software* bantuan Etabs 18, didapatkan hasil simpangan antar lantai untuk gempa arah y seperti pada Tabel 2.48.

Tabel 2. 48 Simpangan Antar Lantai Untuk Gempa Arah Y Bangunan B

Gempa Arah Y						
Lantai	h (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	$\frac{\Delta a}{\rho}$ (mm)	Status
Atap	1550	-	-	-	-	-
Lt. 1	3600	-	-	-	-	-

2.10.3 Bangunan D

Dengan meninjau data-data dari interpretasi data tanah dan konsekuensi dari ketidakberaturan struktur yang didapatkan sebagai berikut:

- Kategori Resiko : II
- KDS : D
- Ie : 1
- Cd : 5,5
- ρ : 1,3

Berdasarkan SNI 1726:2019, bangunan dengan kategori desain seismik D perlu memperhatikan nilai simpangan antar lantai, dimana nilai simpangan tidak diperkenankan melebihi $\frac{\Delta a}{\rho}$, dimana faktor redudansi $\rho = 1,3$ [2]. Dengan meninjau kategori resiko II, nilai simpangan izin antar lantai Δa didapatkan dengan persamaan $\Delta a = 0,025hx$. Dengan menggunakan *software* bantuan Etabs 18, didapatkan hasil simpangan antar lantai untuk gempa arah x pada Tabel 2.49.

Tabel 2. 49 Simpangan Antar Lantai Untuk Gempa Arah X Bangunan D

Gempa Arah X						
--------------	--	--	--	--	--	--

Lantai	h (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	$\frac{\Delta a}{\rho}$ (mm)	Status
Atap	3464	5,429	29,8595	20,0475	51,24055385	OK
Lt. 2	3900	1,784	9,812	9,812	57,69	OK
Lt. 1	3900	0	0	0	57,69	OK

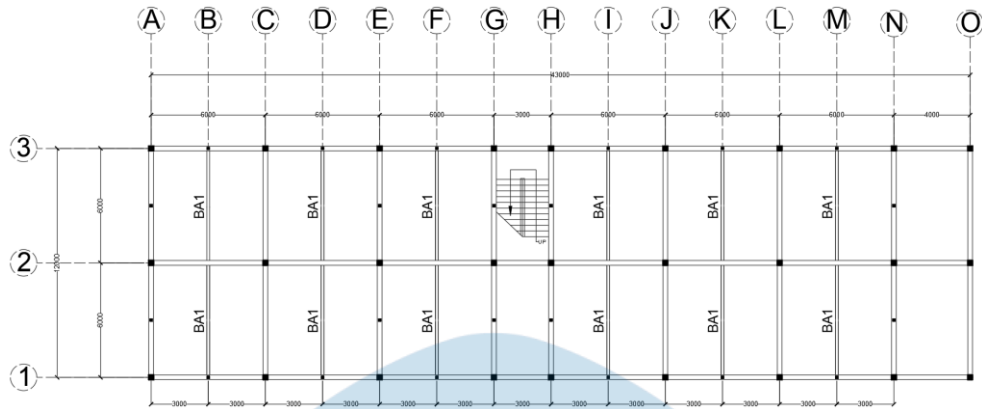
Dengan menggunakan *software* bantuan Etabs 18, didapatkan hasil simpangan antar lantai untuk gempa arah y seperti pada Tabel 2.50.

Tabel 2. 50 Simpangan Antar Lantai Untuk Gempa Arah Y Bangunan D

Gempa Arah Y						
Lantai	h (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	$\frac{\Delta a}{\rho}$ (mm)	Status
Atap	3464	8,472	46,596	20,4545	51,24055385	OK
Lt. 2	3900	4,753	26,1415	26,1415	57,69	OK
Lt. 1	3900	0	0	0	57,69	OK

2.11 Perancangan Balok Anak

Perencanaan balok anak diperuntukan pada bangunan D dengan rencana dimensi balok anak 200 mm x 300 mm. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui *software* Etabs, sehingga perencanaan balok anak dapat diperhitungkan. Denah balok anak pada bangunan D dapat dilihat pada Gambar 2.59.



Gambar 2. 59 Denah Balok Anak Bangunan D

Diketahui :

- $f'c$ = 30 MPa
- f_y tulangan utama = 420 MPa
- f_y tulangan Sengkang = 280 MPa
- D_t = 13 mm
- D_s = 8 mm
- Kaki Sengkang = 2
- V_u tumpuan = 16,7902 kN
- V_u lapangan = 16,1116 kN
- M_u tumpuan = 7,8235 kNm
- M_u lapangan = 22,7814 kNm
- Tebal selimut (t) = 40 mm
- d = $h - t - D_s - 0,5D_t$
 $= 300 - 40 - 8 - 0,5 \times 13$
 $= 245,5$ mm
- β = $0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7}$
 $= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$
 $= 0,8357$
- λ (balok normal) = 1
- ϕ longitudinal = 0,9
- ϕ geser = 0,75

2.11.1 Perhitungan Tulangan Daerah Tumpuan

A. Perhitungan Tulangan Longitudinal

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85f'c \times b}} \\ &= 245,5 - \sqrt{245,5^2 - \frac{2(7,8235 \times 10^6)}{0,9 \times 0,85(30) \times 200}} \\ &= 7,1661 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta} \\ &= \frac{7,1661}{0,8357} \\ &= 8,5748 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{\text{max}} &= 0,375d \\ &= 0,375(245,5) \\ &= 92,0625 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{\text{max}} &= \beta \times C_{\text{max}} \\ &= 0,8357(92,0625) \\ &= 76,9379 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena nilai $C < C_{\text{max}}$, maka $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{7,8235 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(245,5 - \frac{7,1661}{2}\right)} \\ &= 85,5545 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek terhadap $A_{s_{\text{min}}}$ dan $A_{s_{\text{max}}}$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{min}}} &= \frac{1,4}{f_y} b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} 200 \times 245,5 \\ &= 163,6667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s < A_{smin}$, maka $A_{sperlu} = 163,6667 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_{smax} &= \frac{0,36 \times \beta \times f'_c \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 \times 0,8357(30) \times 200 \times 245,5}{420} \\ &= 1055,1490 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_{sperlu} < A_{smax}$, maka $A_{sperlu} = 163,6667 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Tulangan (n)} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{163,6667}{0,25 \times \pi \times 13^2} \\ &= 1,2331 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol spasi antar tulangan:

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - 2t - nDt - 2Ds}{n - 1} \\ &= \frac{200 - 2(40) - 2(13) - 2(8)}{2 - 1} \\ &= 78 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Dengan nilai yang didapatkan melalui perhitungan diatas maka tulangan yang digunakan 2D13.

B. Perhitungan Tulangan Transversal

Kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned} \emptyset V_c &= \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 245,5 \\ &= 34288,80114 \text{ N} \\ &= 34,2888 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_u < \emptyset V_c$, tidak diperlukan tulangan geser. Akan tetapi, tetap memperhitungkan tulangan geser.

Bagian yang harus didukung tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 16,7902 - 34,2888 \\ &= 17,4986 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{\phi V_s}{\phi_{\text{geser}}} \\ &= \frac{17,4986}{0,75} \\ &= 23,3315 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena nilai $V_u < \phi V_c$, didapatkan nilai ϕV_s negatif, sehingga hasil ϕV_s perlu diabsolutkan agar diperoleh nilai V_s positif.

Memeriksa batasan dimensi penampang

$$\begin{aligned}V_s &\leq 0,66\sqrt{f'cbd} \\ V_s &\leq 0,66\sqrt{30} \times 200 \times 245,5 \\ V_s &\leq 177494,972 \text{ N} \\ 23,3315 \text{ kN} &< 177,4950 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{(OK)}\end{aligned}$$

Menghitung spasi Senggang

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \times 0,25\pi \times 8^2) \times 280 \times 245,5}{23,3315 \times 10^6} \\ &= 296,1879 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pengecekan spasi Senggang di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}V_s &\leq 0,33\sqrt{f'cbd} \\ V_s &\leq 0,33\sqrt{30} \times 200 \times 245,5 \\ V_s &< 88747,4860 \text{ N} \\ 23,3315 \text{ kN} &< 88,7475 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka nilai S_{max} menggunakan syarat:

$$V_s \leq 0,33\sqrt{f'cbd} \rightarrow s \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{245,5}{2} = 122,75 \text{ mm}$$

Dengan nilai yang didapatkan melalui perhitungan diatas maka tulangan geser yang digunakan 2D8-100.

2.11.2 Perhitungan Tulangan Daerah Lapangan

A. Perhitungan Tulangan Longitudinal

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85f'_c \times b}}$$

$$= 245,5 - \sqrt{245,5^2 - \frac{2(22,7814 \times 10^6)}{0,9 \times 0,85(30) \times 200}}$$

$$= 21,5044 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta}$$

$$= \frac{21,5044}{0,8357}$$

$$= 25,7318 \text{ mm}$$

$$C_{max} = 0,375d$$

$$= 0,375(245,5)$$

$$= 92,0625 \text{ mm}$$

$$a_{max} = \beta \times C_{max}$$

$$= 0,8357(92,0625)$$

$$= 76,9379 \text{ mm}$$

Karena nilai $C < C_{max}$, maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$= \frac{22,7814 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (245,5 - \frac{21,5044}{2})}$$

$$= 85,5545 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$$\begin{aligned}A_{smin} &= \frac{1,4}{f_y} b x d \\ &= \frac{1,4}{420} 200 x 245,5 \\ &= 163,6667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$A_s > A_{smin}$, maka $A_{sperlu} = 163,6667 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}A_{smax} &= \frac{0,36 x \beta x f'c x b x d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 x 0,8357(30) x 200 x 245,5}{420} \\ &= 1055,1490 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$A_{sperlu} < A_{smax}$, maka $A_{sperlu} = 163,6667 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah Tulangan (n)} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{163,6667}{0,25 x \pi x 13^2} \\ &= 1,9122 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Kontrol spasi:

$$\begin{aligned}S &= \frac{b - 2t - nDt - 2Ds}{n - 1} \\ &= \frac{200 - 2(40) - 2(13) - 2(8)}{2 - 1} \\ &= 78 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$

Dengan nilai yang didapatkan melalui perhitungan diatas maka tulangan yang digunakan 2D13.

B. Perhitungan Tulangan Transversal

Kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d \\ &= 0,75 x 0,17 x 1 \sqrt{30} x 200 x 245,5 \\ &= 34288,80114 \text{ N}\end{aligned}$$

$$= 34,2888 \text{ kN}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, tidak diperlukan tulangan geser. Akan tetapi, tetap memperhitungkan tulangan geser.

Bagian yang harus didukung tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 16,1116 - 34,2888 \\ &= 18,1772 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{\phi V_s}{\phi_{\text{geser}}} \\ &= \frac{18,1772}{0,75} \\ &= 24,2363 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena nilai $V_u < \phi V_c$, didapatkan nilai ϕV_s negatif, sehingga hasil ϕV_s perlu diabsolutkan agar diperoleh nilai V_s positif.

Memeriksa batasan dimensi penampang

$$\begin{aligned}V_s &\leq 0,66\sqrt{f'c}bd \\ V_s &\leq 0,66\sqrt{30} \times 200 \times 245,5 \\ V_s &\leq 177494,972 \text{ N} \\ 24,2363 \text{ kN} &< 177,4950 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

Menghitung spasi Sengkang

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \times 0,25\pi \times 8^2) \times 280 \times 245,5}{24,2363 \times 10^6} \\ &= 285,1305 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pengecekan spasi Sengkang di daerah tumpuan

$$\begin{aligned}V_s &\leq 0,33\sqrt{f'c}bd \\ V_s &\leq 0,33\sqrt{30} \times 200 \times 245,5 \\ V_s &< 88747,4860 \text{ N}\end{aligned}$$

$$24,2363 \text{ kN} < 88,7475 \text{ kN}$$

Maka nilai s_{\max} menggunakan syarat:

$$V_s \leq 0,33\sqrt{f'c}bd \rightarrow s \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{245,5}{2} = 122,75 \text{ mm}$$

Dengan nilai yang didapatkan melalui perhitungan diatas maka tulangan geser yang digunakan 2D8-100. Dari seluruh data tulangan yang sudah diperhitungkan, maka data penulangan untuk balok anak direkap melalui Tabel 2.51.

Tabel 2. 51 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak Bangunan D

Tumpuan		Lapangan	
Longitudinal	Geser	Longitudinal	Geser
2D13	2D8-100	2D13	2D8-120

2.12 Perancangan Balok Induk

2.12.1 Perencanaan Balok Induk Bangunan A

Perencanaan balok induk pada bangunan A direncanakan menggunakan dimensi 250 mm x 400 mm dan rencana kolom yang menumpu direncanakan menggunakan dimensi 350 mm x 350 mm. Denah balok induk bangunan A dapat dilihat pada Lampiran 1. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui *software* Etabs, sehingga perencanaan balok induk dapat diperhitungkan. Dengan spesifikasi rencana sebagai berikut:

- $f'c$ = 28 MPa
- Selimut beton = 40 mm
- Panjang balok = 3000 mm
- F_y tulangan longitudinal = 420 MPa
- F_y tulangan transversal = 280 MPa
- Diameter longitudinal = 16 mm
- Diameter Sengkang = 8 mm

- Tinggi balok efektif (d') = 344 mm
- β_1 = 0,836

Dari hasil *output software* Etabs didapatkan:

- $Mu^{(-)}$ tumpuan kiri = -8,5618 kNm
- $Mu^{(+)}$ tumpuan kiri = 7,7150 kNm
- $Mu^{(-)}$ lapangan = 2,8352 kNm
- $Mu^{(+)}$ lapangan = 10,0272 kNm

Dari spesifikasi rencana yang ada, nilai-nilai tersebut perlu di tinjau lagi dengan beberapa syarat yang mengacu pada SNI 2847:2019.

$$ln \geq 4d$$

$$3000 - 2 \left(\frac{1}{2} \times b. kolom \right) \geq 4d$$

$$3000 - 2 \left(\frac{1}{2} \times 250 \right) \geq 4 \times (344)$$

$$2650 \text{ mm} \geq 1376 \text{ mm (AMAN)}$$

$$bw \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 0,3 (400) \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm atau } 250 \text{ mm (AMAN)}$$

$$bw \leq b. kolom + 2(b. kolom \text{ atau } \frac{3}{4} h. kolom)$$

$$250 \leq 350 + 2(350)$$

$$250 \text{ mm} \leq 875 \text{ mm (AMAN)}$$

A. Desain Tulangan Longitudinal

Pada contoh perhitungan balok induk bangunan A, ditinjau salah satu balok dengan tumpuan bagian kiri dalam perencanaan tulangan longitudinal.

- Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'c \times bw}} \\
 &= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(8,5618 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}} \\
 &= 4,6796 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{4,6796}{0,836} \\
 &= 5,5976 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 129 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,836 \times 129 \\
 &= 107,844 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \epsilon_c \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{344-5,5976}{5,5976} \\
 &= 0,1814
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,1814$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{8,5618 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{4,6796}{2}\right)} \\ &= 66,2947 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d \\ &= 270,8745 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ max}} &= 0,025 \times b_w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 66,2947 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $286,667 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g \text{ longitudinal}}} \\ &= \frac{286,667}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,4258 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$= 28,3852 \text{ mm}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$M_n = T_s \times z$$

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

$$= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{28,3852}{2}\right)$$

$$= 55,7018 \text{ kNm}$$

$$M_n = 0,9M_n$$

$$= 50,1316 \text{ kNm}$$

• Tumpuan Positif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times bw}}$$

$$= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(7,7150 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}}$$

$$= 4,2139 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{4,2139}{0,836}$$

$$= 5,0406 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$

$$= 129 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$

$$= 0,836 \times 129$$

$$= 107,844 \text{ mm}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \epsilon_c \times \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{344-5,0406}{5,0406} \\ &= 0,2017\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,2017$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{7,7150 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{4,2139}{2}\right)} \\ &= 59,6972 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b w \times d \\ &= 270,8745 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ max} &= 0,025 \times b w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 59,6972 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $286,667 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{286,667}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,4258 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_w} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,3852 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{28,3852}{2} \right) \\ &= 55,7018 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,9M_u \\ &= 50,1316 \text{ kNm} \end{aligned}$$

• Lapangan Negatif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b_w}}$$

$$= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(2,8352 \times 10^6)}{\emptyset \times 0,85 \times 28 \times 250}}$$

$$= 1,5426 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{1,5426}{0,836}$$

$$= 1,8452 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$

$$= 129 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$

$$= 0,836 \times 129$$

$$= 107,844 \text{ mm}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{344-5,5976}{5,5976}$$

$$= 0,1814$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,1814$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\emptyset = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

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

$$= \frac{2,8352 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{1,5426}{2}\right)}$$

$$= 21,8529 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b w \times d \\ &= 270,8745 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times b w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 21,8529 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $286,667 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{286,667}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,4258 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b w} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,3852 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times z \\
 &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{28,3852}{2}\right) \\
 &= 55,7018 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,9M_n \\
 &= 50,1316 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Lapangan Positif

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times bw}} \\
 &= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(10,0272 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}} \\
 &= 5,4871 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{5,4871}{0,836} \\
 &= 6,5635 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 129 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,836 \times 129 \\
 &= 107,844 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \epsilon_c \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{344-6,5635}{6,5635}
 \end{aligned}$$

$$= 0,1542$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\varepsilon_s = 0,1542$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ε_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ε_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{10,0272 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{5,4871}{2}\right)} \\ &= 77,733 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d \\ &= 270,8745 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times b_w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 77,733 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $286,667 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{286,667}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,4258 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times w} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,3852 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{28,3852}{2} \right) \\ &= 55,7018 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,9M_n \\ &= 50,1316 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Nominal yang didapatkan pada tiap bagian perlu dilakukan pengecekan terhadap syarat-syarat yang berlaku.

1. Tumpuan

$$\begin{aligned} \phi M_n^+ \text{ kiri/kanan} &\geq \frac{1}{2} \phi M_n^- \text{ kiri/kanan} \\ 50,2755 &\geq \frac{1}{2} (73,9031) \\ 50,2755 \text{ kNm} &\geq 36,9515 \text{ kNm} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

2. Lapangan

$$\phi Mn^{+/-} \geq \frac{1}{4} \phi Mn^{+/-} \text{ (terbesar disetiap titik)}$$

$$\phi Mn^+ \geq \frac{1}{4} \phi Mn^+$$

$$50,2755 \geq \frac{1}{4} (-73,9031)$$

$$50,2755 \text{ kNm} \geq 18,4758 \text{ kNm... (OK)}$$

$$\phi Mn^- \geq \frac{1}{4} \phi Mn^-$$

$$-50,2755 \geq \frac{1}{4} (-73,9031)$$

$$50,2755 \text{ kNm} \geq 18,4758 \text{ kNm... (OK)}$$

B. Desain Tulangan Transversal

Dari perhitungan tulangan longitudinal pada tipe balok 1 tumpuan kiri, kanan dan lapangan didapatkan jumlah tulangan longitudinal seperti pada Tabel 2.52.

Tabel 2. 52 Tulangan Longitudinal Tipe Balok Induk 1 Bangunan A

	Tangan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
As	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²
Bawah	2D16	2D16	2D16
As	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²

Untuk mendapatkan tulangan transversal, diperlukan perhitungan momen probabilitas pada bagian tumpuan. Nilai momen probabilitas ditentukan oleh jumlah tulangan longitudinal pada tiap-tiap bagian.

- Tumpuan Kiri

Peninjauan tumpuan negatif.

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times fy \times As}{0,85 \times fc \times bw}$$

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$apr^{(-)} = 35,4815 \text{ mm}$$

$$Mpr^{(-)} = 1,25 \times fy \times As \times \left(d - \frac{apr}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 68,8782 \text{ kNm}$$

Peninjauan tumpuan positif.

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b_w}$$

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(+)} = 35,4815 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(+)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(+)} = 68,8782 \text{ kNm}$$

- Tumpuan Kanan

Peninjauan tumpuan negatif.

$$a_{pr}^{(-)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b_w}$$

$$a_{pr}^{(-)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(-)} = 35,4815 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(-)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 68,8782 \text{ kNm}$$

Peninjauan tumpuan positif.

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b_w}$$

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(+)} = 35,4815 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(+)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(+)} = 68,8782 \text{ kNm}$$

- Gaya Geser Desain Tumpuan

Perhitungan gaya geser desain diperhitungkan dengan meninjau gaya geser gravitasi dan gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa.

Nilai M_{pr} positif dan negatif pada suatu bentang balok dapat menentukan nilai gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa (V_E). Dengan tinjauan tipe balok 1 dan bentang bersih (l_n) = 2650 mm maka didapatkan nilai V_E . Nilai V_E ditentukan oleh jumlah tulangan longitudinal pada balok. Karena jumlah tulangan longitudinal balok pada tipe balok 1 sama yaitu 2D16, maka nilai V_E adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_E &= \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{l_n} \\ &= \frac{68,8782 + 68,88782}{2650} \\ &= 51,9836 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil dari *software* Etabs membantu menampilkan gaya geser gravitasi ($1,2D+1,6L$) yang terjadi pada balok. Dari hasil *output software* Etabs didapatkan nilai gaya geser gravitasi (V_g) pada tumpuan kiri sebesar 13,9475 kN dan tumpuan kanan sebesar 12,4303 kN.

Dari hasil yang didapatkan diatas, kemudian dapat ditentukan gaya geser desain dengan ketentuan nilai terbesar dari pengurangan gaya geser gravitasi (V_g) dan gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa (V_e). Penentuan gaya geser desain dilakukan dengan peninjauan akibat gempa arah kiri dan gempa arah kanan.

- Tumpuan kiri

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= V_{g.ki} - V_E \\ &= 13,9475 - 51,9836 \\ &= 38,9311 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= V_{g.ki} + V_E \\ &= 13,9475 + 51,9836 \\ &= 65,9311 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tumpuan kanan

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= V_{g.ka} + V_E \\ &= 12,4304 - 51,9836 \\ &= 64,4139 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{e.g.ka} &= V_{g.ka} - V_E \\
&= 12,4304 - 51,9836 \\
&= 39,5533 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- Tulangan Geser Tumpuan

Dengan nilai gaya geser desain (V_e) merupakan nilai terbesar pada peninjauan gaya geser desain akibat gempa, maka nilai V_e digunakan 65,9311 kN. 50% nilai V_e perlu memenuhi persyaratan kurang dari nilai terbesar gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa.

$$51,9836 \text{ kN} > 50\% (65,9311 \text{ kN})$$

$$51,9836 \text{ kN} > 32,9655 \text{ kN}$$

Dengan nilai $V_E > 50\% V_e$, maka nilai gaya geser nominal beton (V_c) dianggap 0 dan nilai gaya geser *ultimate* (V_u) digunakan 65,9311 kN. Sehingga dengan nilai-nilai yang didapatkan dapat ditentukan gaya geser nominal sengkang (V_s).

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
&= \frac{65,9311}{0,75} - 0 \\
&= 87,9081 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dengan rencana tulangan transversal 2D8, maka didapatkan jarak antar tulangan transversal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
S &= \frac{2 \times A_g \times f_y \times d'}{V_s} \\
&= \frac{2 \times 50,2655 \times 280 \times 344}{87,9081} \\
&= 110,1508 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan transversal (S) tidak boleh melebihi 3 persyaratan dibawah ini.

1. $\frac{d'}{4} = 86 \text{ mm}$
2. $6db = 96 \text{ mm}$
3. 150 mm

Karena jarak antar tulangan sengkang melebihi 3 syarat diatas, maka jarak antar tulangan sengkang digunakan 2D8-80.

- Gaya Geser Desain Lapangan

Penentuan gaya geser desain pada bagian lapangan ditinjau melalui gaya geser desain pada tumpuan dan akibat gempa arah kiri dan arah kanan.

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= \frac{ln-2h}{ln} (V_{e.g.ki.max} - V_{e.g.ki.min}) + V_{e.g.ki.min} \\ &= \frac{2650-2(400)}{2650} (64,4139 - 38,0361) + 38,0361 \\ &= 57,4461 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= \frac{ln-2h}{ln} (V_{e.g.ka.max} - V_{e.g.ka.min}) + V_{e.g.ka.min} \\ &= \frac{2650-2(400)}{2650} (65,9311 - 39,5533) + 39,5533 \\ &= 58,9633 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tulangan Geser Lapangan

Dari perhitungan gaya geser desain lapangan dipilih nilai terbesar sebagai nilai gaya geser *ultimate* (V_u). Dengan nilai $V_u = 58,9633$ kN, maka ditentukan nilai gaya geser nominal beton (V_c) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times bw \times d' \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{28} \times 250 \times 344 \\ &= 77,3618 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 58,0213 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_u > \phi V_c$, maka dibutuhkan tulangan geser. Sehingga nilai gaya geser nominal sengkang (V_s) perlu diperhitungkan.

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{58,9633}{0,75} - 77,3618 \\ &= 1,2560 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan rencana tulangan transversal 2D8, maka didapatkan jarak antar tulangan transversal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{2 \times A_g \times f_y \times d'}{V_s} \\
 &= \frac{2 \times 50,2655 \times 280 \times 344}{1,2560} \\
 &= 7709,3319 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan transversal (S) tidak boleh melebihi persyaratan dibawah ini.

- $\frac{d'}{2} = 172 \text{ mm}$

Karena nilai S melebihi nilai S_{max} maka jarak tulangan transversal pada bagian lapangan digunakan 2D8-150.

Perhitungan jumlah tulangan longitudinal dan transversal untuk tipe balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 2.53 hingga Tabel 2.58.

Tabel 2. 53 Tulangan Balok Induk 1 Bangunan A

B1			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2d16	2d16	2d16
Bawah	2d16	2d16	2d16
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2d8-80		2d8-150	

Tabel 2. 54 Tulangan Balok Induk 2 Bangunan A

B2			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3d13	3d13	3d13

Bawah	3d13	3d13	3d13
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2d8-75		2d8-150	

Tabel 2. 55 Tulangan Balok Induk 3 Bangunan A

B3			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2d16	2d16	2d16
Bawah	2d16	2d16	2d16
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2d8-80		2d8-150	

Tabel 2. 56 Tulangan Ring Balok 1 Bangunan A

Rb 1			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2d16	2d16	2d16
Bawah	2d16	2d16	2d16
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2d8-80		2d8-150	

Tabel 2. 57 Tulangan Ring Balok 2 Bangunan A

Rb 2			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3d13	3d13	3d13

Bawah	3d13	3d13	3d13
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2d8-75		2d8-150	

Tabel 2. 58 Tulangan Ring Balok 3 Bangunan A

Rb 3			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2d16	2d16	2d16
Bawah	2d16	2d16	2d16
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2d8-80		2d8-150	

2.12.2 Perencanaan Balok Induk Bangunan B

Perencanaan balok induk pada bangunan B direncanakan menggunakan dimensi 250 mm x 400 mm dan rencana kolom yang menumpu direncanakan menggunakan dimensi 350 mm x 350 mm. Denah balok induk bangunan B dapat dilihat pada Lampiran 4. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui *software* Etabs, sehingga perencanaan balok induk dapat diperhitungkan. Dengan spesifikasi rencana sebagai berikut:

- f'_c = 28 MPa
- Selimut beton = 40 mm
- Panjang balok = 3500 mm
- F_y tulangan longitudinal = 420 MPa
- F_y tulangan transversal = 280 MPa
- Diameter longitudinal = 13 mm
- Diameter Sengkang = 8 mm

- Tinggi balok efektif (d') = 345,5 mm
- β_1 = 0,836

Dari hasil output *software* Etabs didapatkan:

- $Mu^{(-)}$ tumpuan kiri = -0,7734 kNm
- $Mu^{(+)}$ tumpuan kiri = -0,3024 kNm
- $Mu^{(-)}$ lapangan = 0,0574 kNm
- $Mu^{(+)}$ lapangan = 1,328 kNm

Dari spesifikasi rencana yang ada, nilai-nilai tersebut perlu di tinjau lagi dengan beberapa syarat yang mengacu pada SNI 2847-2019.

$$ln \geq 4d$$

$$3500 - 2 \left(\frac{1}{2} \times b. kolom \right) \geq 4d$$

$$3500 - 2 \left(\frac{1}{2} \times 350 \right) \geq 4 \times (345,5)$$

$$3150 \text{ mm} \geq 1382 \text{ mm (AMAN)}$$

$$bw \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 0,3 (400) \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm atau } 250 \text{ mm (AMAN)}$$

$$bw \leq b. kolom + 2(b. kolom \text{ atau } \frac{3}{4} h. kolom)$$

$$250 \leq 350 + 2(350)$$

$$250 \text{ mm} \leq 875 \text{ mm (AMAN)}$$

A. Desain Tulangan Longitudinal

Pada contoh perhitungan balok induk bangunan A, ditinjau salah satu balok dengan tumpuan bagian kiri dalam perencanaan tulangan longitudinal.

- Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'c \times bw}} \\
 &= 345,5 - \sqrt{345,5^2 - \frac{2(0,7734 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}} \\
 &= 0,4183 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{0,4183}{0,836} \\
 &= 0,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 129,5625 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,836 \times 129,5625 \\
 &= 108,314 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \epsilon_c \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{345,5-0,5}{0,5} \\
 &= 2,07
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 2,07$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{0,7734 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(345,5 - \frac{0,4183}{2}\right)} \\ &= 5,926 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d \\ &= 272,0557 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \\ &= 287,9167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times b_w \times d \\ &= 2159,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 5,926 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $287,9167 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 287,9167 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{287,9167}{0,25 \times \pi \times 13^2} \\ &= 2,169 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 3D13.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 398,1969 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{398,1969 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$= 28,108 \text{ mm}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$M_n = T_s \times z$$

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

$$= 398,1969 \times 420 \times \left(345,5 - \frac{28,108}{2}\right)$$

$$= 55,432 \text{ kNm}$$

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

$$= 49,889 \text{ kNm}$$

• Tumpuan Positif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times bw}}$$

$$= 345,5 - \sqrt{345,5^2 - \frac{2(0,302 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}}$$

$$= 0,1635 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{0,1635}{0,836}$$

$$= 0,196 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$

$$= 129,5625 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$

$$= 0,836 \times 129,5625$$

$$= 108,314 \text{ mm}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \epsilon_c \times \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{345,5-0,196}{0,196} \\ &= 5,285\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 5,285$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{0,302 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(345,5 - \frac{0,1635}{2}\right)} \\ &= 2,316 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d \\ &= 272,0557 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \\ &= 287,9167 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ max} &= 0,025 \times b_w \times d \\ &= 2159,375 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 2,316 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $287,9167 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 287,9167 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{287,9167}{0,25 \times \pi \times 13^2} \\ &= 2,169 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri positif (atas) digunakan 3D13.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 398,1969 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times w} \\ &= \frac{398,1969 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,108 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 398,1969 \times 420 \times \left(345,5 - \frac{28,108}{2} \right) \\ &= 55,432 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 M_n \\ &= 49,889 \text{ kNm} \end{aligned}$$

• Lapangan Negatif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b \times w}}$$

$$= 345,5 - \sqrt{345,5^2 - \frac{2(0,0574 \times 10^6)}{\emptyset \times 0,85 \times 28 \times 250}}$$

$$= 0,031 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{0,031}{0,836}$$

$$= 0,037 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$

$$= 129,5625 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$

$$= 0,836 \times 129,5625$$

$$= 108,314 \text{ mm}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{345,5-0,037}{0,037}$$

$$= 28,011$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 28,011$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\emptyset = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

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

$$= \frac{0,0574 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(345,5 - \frac{0,031}{2}\right)}$$

$$= 0,4395 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b w \times d \\ &= 272,0557 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b w \times d \\ &= 287,9167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times b w \times d \\ &= 2159,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 0,4395 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $287,9167 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 287,9167 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{287,9167}{0,25 \times \pi \times 13^2} \\ &= 2,169 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian lapangan kiri negatif (atas) digunakan 3D13.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 398,1969 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b w} \\ &= \frac{398,1969 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,108 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times z \\
 &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 398,1969 \times 420 \times \left(345,5 - \frac{28,108}{2}\right) \\
 &= 55,432 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 M_n \\
 &= 49,889 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Lapangan Positif

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times bw}} \\
 &= 345,5 - \sqrt{345,5^2 - \frac{2(1,328 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}} \\
 &= 0,718 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{0,718}{0,836} \\
 &= 0,859 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 129,5625 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,836 \times 129,5625 \\
 &= 108,314 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{345,5-0,859}{0,859}$$

$$= 1,204$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 1,204$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

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

$$= \frac{1,328 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(345,5 - \frac{0,718}{2}\right)}$$

$$= 10,179 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$A_s \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d$$

$$= 272,0557 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \times d$$

$$= 287,9167 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,025 \times b_w \times d$$

$$= 2159,375 \text{ mm}^2$$

Karena nilai $A_s = 10,179 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $287,9167 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 287,9167 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$n = \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}}$$

$$= \frac{287,9167}{0,25 \times \pi \times 13^2}$$

$$= 2,169 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian lapangan kiri negatif (atas) digunakan 3D13.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 398,1969 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times w} \\ &= \frac{398,1969 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,108 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 398,1969 \times 420 \times \left(345,5 - \frac{28,108}{2} \right) \\ &= 55,432 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 M_n \\ &= 49,889 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Nominal yang didapatkan pada tiap bagian perlu dilakukan pengecekan terhadap syarat-syarat yang berlaku.

1. Tumpuan

$$\phi M_n^+ \text{ kiri/kanan} \geq \frac{1}{2} \phi M_n^- \text{ kiri/kanan}$$

$$49,889 \geq \frac{1}{2} (49,889)$$

$$49,889 \text{ kNm} \geq 24,944 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

2. Lapangan

$$\phi Mn^{+/-} \geq \frac{1}{4} \phi Mn^{+/-} \text{ (terbesar disetiap titik)}$$

$$\phi Mn^+ \geq \frac{1}{4} \phi Mn^+$$

$$49,889 \geq \frac{1}{4} (49,889)$$

$$49,889 \text{ kNm} \geq 12,472 \text{ kNm... (OK)}$$

$$\phi Mn^- \geq \frac{1}{4} \phi Mn^-$$

$$49,889 \geq \frac{1}{4} (49,889)$$

$$49,889 \text{ kNm} \geq 12,472 \text{ kNm... (OK)}$$

B. Desain Tulangan Transversal

Dari perhitungan tulangan longitudinal pada tipe ring balok 1 tumpuan kiri, kanan dan lapangan didapatkan jumlah tulangan longitudinal seperti pada Tabel 2.59.

Tabel 2. 59 Tulangan Longitudinal Tipe Ring Balok 1 Bangunan B

	Tangan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D13	3D13	3D13
As	398,1969 mm ²	398,1969 mm ²	398,1969 mm ²
Bawah	3D13	3D13	3D13
As	398,1969 mm ²	398,1969 mm ²	398,1969 mm ²

Untuk mendapatkan tulangan transversal, diperlukan perhitungan momen probabilitas pada bagian tumpuan. Nilai momen probabilitas ditentukan oleh jumlah tulangan longitudinal pada tiap-tiap bagian.

- Tumpuan Kiri

Peninjauan tumpuan negatif.

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times fy \times As}{0,85 \times f'c \times bw}$$

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times 420 \times 398,1969}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$apr^{(-)} = 35,1350 \text{ mm}$$

$$Mpr^{(-)} = 1,25 \times fy \times As \times \left(d - \frac{apr^{(-)}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 1,25 \times 420 \times 398,1969 \times \left(345,5 - \frac{35,1350}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 68,5554 \text{ kNm}$$

Peninjauan tumpuan positif.

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b \times w}$$

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times 420 \times 398,1969}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(+)} = 35,1350 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(+)} = 1,25 \times 420 \times 398,1969 \times \left(345,5 - \frac{35,1350}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(+)} = 68,5554 \text{ kNm}$$

- Tumpuan Kanan

Peninjauan tumpuan negatif.

$$a_{pr}^{(-)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b \times w}$$

$$a_{pr}^{(-)} = \frac{1,25 \times 420 \times 398,1969}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(-)} = 35,1350 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(-)} = 1,25 \times 420 \times 398,1969 \times \left(345,5 - \frac{35,1350}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 68,5554 \text{ kNm}$$

Peninjauan tumpuan positif.

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b \times w}$$

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times 420 \times 398,1969}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(+)} = 35,1350 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(+)} = 1,25 \times 420 \times 398,1969 \times \left(345,5 - \frac{35,1350}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(+)} = 68,5554 \text{ kNm}$$

- Gaya Geser Desain Tumpuan

Perhitungan gaya geser desain diperhitungkan dengan meninjau gaya geser gravitasi dan gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa.

Nilai M_{pr} positif dan negatif pada suatu bentang balok dapat menentukan nilai gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa (V_E).

Dengan tinjauan tipe balok 1 dan bentang bersih (l_n) = 3150 mm maka didapatkan nilai V_E . Nilai V_E ditentukan oleh jumlah tulangan longitudinal pada balok. Karena jumlah tulangan longitudinal balok pada tipe balok 1 sama yaitu 3D16, maka nilai V_E adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_E &= \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{l_n} \\ &= \frac{68,5554 + 68,5554}{3150} \\ &= 43,5272 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil dari *software* Etabs membantu menampilkan gaya geser gravitasi (1,2D+1,6L) yang terjadi pada balok. Dari hasil *output software* Etabs didapatkan nilai gaya geser gravitasi (V_g) pada tumpuan kiri sebesar 0,9521 kN dan tumpuan kanan sebesar 8,2759 kN.

Dari hasil yang didapatkan diatas, kemudian dapat ditentukan gaya geser desain dengan ketentuan nilai terbesar dari pengurangan gaya geser gravitasi (V_g) dan gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa (V_e).

Penentuan gaya geser desain dilakukan dengan peninjauan akibat gempa arah kiri dan gempa arah kanan.

- Tumpuan kiri

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= V_{g.ki} - V_E \\ &= 0,9521 - 43,5272 \\ &= 42,5751 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= V_{g.ka} + V_E \\ &= 0,9521 + 43,5272 \\ &= 44,4793 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tumpuan kanan

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= V_{g.ka} + V_E \\ &= 8,2759 + 43,5272 \\ &= 51,8031 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{e.g.ka} &= V_{g.ka} - V_E \\
&= 8,2759 - 43,5272 \\
&= 35,2513 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- Tulangan Geser Tumpuan

Dengan nilai gaya geser desain (V_e) merupakan nilai terbesar pada peninjauan gaya geser desain akibat gempa, maka nilai V_e digunakan 51,8031 kN. 50% nilai V_e perlu memenuhi persyaratan kurang dari nilai terbesar gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa.

$$43,5272 \text{ kN} > 50\% (51,8031 \text{ kN})$$

$$43,5272 \text{ kN} > 25,9016 \text{ kN}$$

Dengan nilai $V_E > 50\% V_e$, maka nilai gaya geser nominal beton (V_c) dianggap 0 dan nilai gaya geser *ultimate* (V_u) digunakan 51,8031 kN. Sehingga dengan nilai-nilai yang didapatkan dapat ditentukan gaya geser nominal sengkang (V_s).

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
&= \frac{51,8031}{0,75} - 0 \\
&= 69,0708 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dengan rencana tulangan transversal 2D8, maka didapatkan jarak antar tulangan transversal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
S &= \frac{2 \times A_g \times f_y \times d'}{V_s} \\
&= \frac{2 \times 50,2655 \times 280 \times 345,5}{69,0708} \\
&= 140,8028 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan transversal (S) tidak boleh melebihi 3 persyaratan dibawah ini.

1. $\frac{d'}{4} = 86 \text{ mm}$
2. $6db = 78 \text{ mm}$
3. 150 mm

Karena jarak antar tulangan sengkang melebihi 3 syarat diatas, maka jarak antar tulangan sengkang digunakan 2D8-75.

- Gaya Geser Desain Lapangan

Penentuan gaya geser desain pada bagian lapangan ditinjau melalui gaya geser desain pada tumpuan dan akibat gempa arah kiri dan arah kanan.

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= \frac{ln-2h}{ln} (V_{e.g.ki.max} - V_{e.g.ki.min}) + V_{e.g.ki.min} \\ &= \frac{3150-2(400)}{3150} (51,8031 - 42,5751) + 42,5751 \\ &= 49,7525 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= \frac{ln-2h}{ln} (V_{e.g.ka.max} - V_{e.g.ka.min}) + V_{e.g.ka.min} \\ &= \frac{2650-2(400)}{2650} (44,4793 - 35,2513) + 35,2513 \\ &= 42,4287 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tulangan Geser Lapangan

Dari perhitungan gaya geser desain lapangan dipilih nilai terbesar sebagai nilai gaya geser *ultimate* (V_u). Dengan nilai $V_u = 49,7525$ kN, maka ditentukan nilai gaya geser nominal beton (V_c) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times bw \times d' \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{28} \times 250 \times 345,5 \\ &= 77,6991 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 58,2743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_u < \phi V_c$, maka tidak dibutuhkan tulangan geser. Namun tulangan geser akan tetap dipasangkan demi keamanan dan jarak sengkang diperhitungkan. Jarak antar tulangan transversal (S) yang digunakan adalah:

$$\frac{d'}{2} = 172 \text{ mm}$$

Karena nilai S melebihi nilai S_{max} maka jarak tulangan transversal pada bagian lapangan digunakan 2D8-150.

Perhitungan jumlah tulangan longitudinal dan transversal untuk tipe balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 2.60 hingga Tabel 2.62.

Tabel 2. 60 Tulangan Ring Balok 1 Bangunan B

Rb 1			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D13	3D13	3D13
Bawah	3D13	3D13	3D13
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 61 Tulangan Ring Balok 2 Bangunan B

Rb 2			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D13	3D13	3D13
Bawah	3D13	3D13	3D13
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 62 Tulangan Ring Balok 3 Bangunan B

Rb 3			
Tulangan Longitudinal			
	Tumpuan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D13	3D13	3D13
Bawah	3D13	3D13	3D13
Tulangan Transversal			
Tumpuan		Lapangan	

2D8-75	2D8-150
--------	---------

2.12.3 Perencanaan Balok Induk Bangunan D

Perencanaan balok induk pada bangunan A direncanakan menggunakan dimensi 250 mm x 400 mm dan rencana kolom yang menumpu direncanakan menggunakan dimensi 350 mm x 350 mm. Denah balok induk bangunan D dapat dilihat pada Lampiran 5. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui *software* Etabs, sehingga perencanaan balok induk dapat diperhitungkan. Dengan spesifikasi rencana sebagai berikut:

- f'_c = 30 MPa
- Selimut beton = 40 mm
- Panjang balok = 6000 mm
- F_y tulangan longitudinal = 420 MPa
- F_y tulangan transversal = 280 MPa
- Diameter longitudinal = 16 mm
- Diameter Sengkang = 8 mm
- Tinggi balok efektif (d') = 344 mm
- β_1 = 0,836

Dari hasil output *software* Etabs didapatkan:

- $M_u^{(-)}$ tumpuan kiri = -66,4791 kNm
- $M_u^{(+)}$ tumpuan kiri = 7,6503 kNm
- $M_u^{(-)}$ lapangan = -46,902 kNm
- $M_u^{(+)}$ lapangan = 46,902 kNm

Dari spesifikasi rencana yang ada, nilai-nilai tersebut perlu di tinjau lagi dengan beberapa syarat yang mengacu pada SNI 2847-2019.

$$l_n \geq 4d$$

$$6000 - 2 \left(\frac{1}{2} \times b. kolom \right) \geq 4d$$

$$6000 - 2 \left(\frac{1}{2} \times 350 \right) \geq 4 \times (344)$$

$$5650 \text{ mm} \geq 1376 \text{ mm (AMAN)}$$

$$bw \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 0,3 (400) \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm atau } 250 \text{ mm (AMAN)}$$

$$bw \leq b. \text{kolom} + 2(b. \text{kolom atau } \frac{3}{4} h. \text{kolom})$$

$$250 \leq 350 + 2 \left(350 \text{ atau } \frac{3}{4} 500 \right)$$

$$250 \text{ mm} \leq 1025 \text{ mm (AMAN)}$$

A. Desain Tulangan Longitudinal

Pada contoh perhitungan balok induk bangunan D, ditinjau salah satu balok dengan tumpuan bagian kanan dalam perencanaan tulangan longitudinal.

- Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'c \times bw}} \\ &= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(66,479 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 30 \times 250}} \\ &= 35,5159 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{35,5159}{0,836} \\ &= 42,4831 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375d \\ &= 129 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\ &= 0,836 \times 129 \\ &= 107,844 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \epsilon_c \times \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \times \frac{344-42,4931}{42,4931} \\ &= 0,0213\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,0213$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= \frac{6,479 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{35,5159}{2}\right)} \\ &= 539,08 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'rc}}{f_y} b w \times d \\ &= 280,382 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ max} &= 0,025 \times b w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 539,08 \text{ mm}^2$ lebih dari nilai A_s min dan kurang dari nilai A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $539,08 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{539,08}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 2,681 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 3D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 603,1858 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_w} \\ &= \frac{603,1858 \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 39,739 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 603,1858 \times 420 \times \left(344 - \frac{39,739}{2} \right) \\ &= 82,114 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 M_n \\ &= 73,9031 \text{ kNm} \end{aligned}$$

• Tumpuan Positif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b_w}}$$

$$= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(7,6503 \times 10^6)}{\emptyset \times 0,85 \times 30 \times 250}}$$

$$= 3,898 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{3,898}{0,836}$$

$$= 4,663 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$

$$= 129 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$

$$= 0,836 \times 129$$

$$= 107,844 \text{ mm}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{344-4,663}{4,663}$$

$$= 0,2183$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,2183$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\emptyset = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

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

$$= \frac{7,6503 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{3,898}{2}\right)}$$

$$= 59,169 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b w \times d \\ &= 280,3818 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times b w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 59,169 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai A_s min dan A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $286,667 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{286,667}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,4258 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b w} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 26,493 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times z \\
 &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{26,493}{2}\right) \\
 &= 55,862 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 M_n \\
 &= 50,276 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Lapangan Positif dan Negatif (Nilai Momen (M_u) sama)

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_{c} \times b \times w}} \\
 &= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(49,902 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 30 \times 250}} \\
 &= 24,646 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{24,646}{0,836} \\
 &= 29,481 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 129 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,836 \times 129 \\
 &= 107,844 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{344-29,481}{29,481}$$

$$= 0,032$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,032$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

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

$$= \frac{46,902 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{24,646}{2}\right)}$$

$$= 374,097 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$A_s \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d$$

$$= 280,381 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \times d$$

$$= 286,667 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,025 \times b_w \times d$$

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

Karena nilai $A_s = 374,097 \text{ mm}^2$ lebih dari nilai A_s min dan kurang dari A_s max, maka Nilai A_s digunakan adalah $374,097 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$n = \frac{A_s}{A_{g, \text{longitudinal}}}$$

$$= \frac{374,097}{0,25 \times \pi \times 16^2}$$

$$= 1,861 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times w} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 26,493 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{26,493}{2} \right) \\ &= 55,862 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,9M_n \\ &= 50,1316 \text{ kNm} \end{aligned}$$

• Lapangan Positif

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b \times w}} \\ &= 344 - \sqrt{344^2 - \frac{2(10,0272 \times 10^6)}{\phi \times 0,85 \times 28 \times 250}} \\ &= 5,4871 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$= \frac{5,4871}{0,836}$$

$$= 6,5635 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$

$$= 129 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$

$$= 0,836 \times 129$$

$$= 107,844 \text{ mm}$$

Untuk meninjau balok terkendali tarik, maka kontrol regangan tarik baja (ϵ_s).

$$\epsilon_s = \epsilon_c \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \times \frac{344-6,5635}{6,5635}$$

$$= 0,1542$$

Dari hasil perhitungan didapatkan nilai $\epsilon_s = 0,1542$, nilai tersebut dibandingkan dengan nilai 0,005. Dan nilai ϵ_s tidak boleh lebih kecil dari 0,005. Karena nilai ϵ_s lebih besar daripada 0,005 maka penampang balok dinyatakan terkendali tarik, sehingga faktor reduksi kekuatan yang digunakan $\phi = 0,9$.

Dengan nilai a yang didapatkan dan nilai M_u dari tumpuan, dapat ditentukan luas tulangan yang dapat dirancang pada balok.

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

$$= \frac{10,0272 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(344 - \frac{5,4871}{2} \right)}$$

$$= 77,733 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s perlu di cek terhadap nilai A_s min dan A_s max.

$$A_s \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \times d$$

$$= 270,8745 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b w \times d \\ &= 286,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times b w \times d \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $A_s = 77,733 \text{ mm}^2$ kurang dari nilai $A_s \text{ min}$ dan $A_s \text{ max}$, maka Nilai A_s digunakan adalah $286,667 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai $A_s = 286,667 \text{ mm}^2$, maka dapat ditentukan jumlah tulangan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A_{g.\text{longitudinal}}} \\ &= \frac{286,667}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,4258 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal bagian tumpuan kiri negatif (atas) digunakan 2D16.

- Tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b w} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 28 \times 250} \\ &= 28,3852 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

Dari jumlah tulangan yang terpasang dapat ditentukan nilai momen nominal pada penampang balok tumpuan kiri negatif (atas).

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 402,1239 \times 420 \times \left(344 - \frac{28,3852}{2} \right) \\ &= 55,7018 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9M_n \\ &= 50,276 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen Nominal yang didapatkan pada tiap bagian perlu dilakukan pengecekan terhadap syarat-syarat yang berlaku.

1. Tumpuan

$$\phi M_n^{+ \text{ kiri/kanan}} \geq \frac{1}{2} \phi M_n^{- \text{ kiri/kanan}}$$

$$50,2755 \geq \frac{1}{2} (73,9031)$$

$$50,2755 \text{ kNm} \geq 36,9515 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

2. Lapangan

$$\phi M_n^{+/-} \geq \frac{1}{4} \phi M_n^{+/-} \text{ (terbesar disetiap titik)}$$

$$\phi M_n^{+} \geq \frac{1}{4} \phi M_n^{+}$$

$$50,2755 \geq \frac{1}{4} (-73,9031)$$

$$50,2755 \text{ kNm} \geq 18,4758 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

$$\phi M_n^{-} \geq \frac{1}{4} \phi M_n^{-}$$

$$-50,2755 \geq \frac{1}{4} (-73,9031)$$

$$50,2755 \text{ kNm} \geq 18,4758 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

B. Desain Tulangan Transversal

Dari perhitungan tulangan longitudinal pada tipe balok 1 tumpuan kiri, kanan dan lapangan didapatkan jumlah tulangan longitudinal seperti pada Tabel 2.63.

Tabel 2. 63 Tulangan Longitudinal Balok Induk 1 Bangunan D

	Tangan Kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	3D16
As	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²	603,1858 mm ²

Bawah	2D16	2D16	2D16
As	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²	402,1239 mm ²

Untuk mendapatkan tulangan transversal, diperlukan perhitungan momen probabilitas pada bagian tumpuan. Nilai momen probabilitas ditentukan oleh jumlah tulangan longitudinal pada tiap-tiap bagian.

- Tumpuan Kiri

Peninjauan tumpuan negatif.

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times fy \times As}{0,85 \times fc \times bw}$$

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$apr^{(-)} = 33,1161 \text{ mm}$$

$$Mpr^{(-)} = 1,25 \times fy \times As \times \left(d - \frac{apr}{2}\right)$$

$$Mpr^{(-)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{33,1161}{2}\right)$$

$$Mpr^{(-)} = 69,1279 \text{ kNm}$$

Peninjauan tumpuan positif.

$$apr^{(+)} = \frac{1,25 \times fy \times As}{0,85 \times fc \times bw}$$

$$apr^{(+)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$apr^{(+)} = 33,1161 \text{ mm}$$

$$Mpr^{(+)} = 1,25 \times fy \times As \times \left(d - \frac{apr}{2}\right)$$

$$Mpr^{(+)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{33,1161}{2}\right)$$

$$Mpr^{(+)} = 69,1279 \text{ kNm}$$

- Tumpuan Kanan

Peninjauan tumpuan negatif.

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times fy \times As}{0,85 \times fc \times bw}$$

$$apr^{(-)} = \frac{1,25 \times 420 \times 603,1858}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$apr^{(-)} = 49,6741 \text{ mm}$$

$$Mpr^{(-)} = 1,25 \times fy \times As \times \left(d - \frac{apr}{2}\right)$$

$$Mpr^{(-)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{49,6741}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(-)} = 101,0701 \text{ kNm}$$

Peninjauan tumpuan positif.

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f'c \times b_w}$$

$$a_{pr}^{(+)} = \frac{1,25 \times 420 \times 402,1239}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$a_{pr}^{(+)} = 33,1161 \text{ mm}$$

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

$$M_{pr}^{(+)} = 1,25 \times 420 \times 402,1239 \times \left(344 - \frac{33,1161}{2}\right)$$

$$M_{pr}^{(+)} = 69,1279 \text{ kNm}$$

- Gaya Geser Desain Tumpuan

Perhitungan gaya geser desain diperhitungkan dengan meninjau gaya geser gravitasi dan gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa.

Nilai M_{pr} positif dan negatif pada suatu bentang balok dapat menentukan nilai gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa (V_E). Dengan tinjauan tipe balok 1 dan bentang bersih (l_n) = 5650 mm maka didapatkan nilai V_E . Nilai V_E ditentukan oleh jumlah tulangan longitudinal pada balok. perhitungan nilai V_E adalah sebagai berikut.

$$V_{E.ki} = \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{l_n}$$

$$= \frac{69,1279 + 69,1279}{5650}$$

$$= 24,4701 \text{ kN}$$

$$V_{E.ka} = \frac{M_{pr}^{(-)} + M_{pr}^{(+)}}{l_n}$$

$$= \frac{101,0701 + 69,1279}{5650}$$

$$= 30,1235 \text{ kN}$$

Hasil dari *software* Etabs membantu menampilkan gaya geser gravitasi (1,2D+1,6L) yang terjadi pada balok. Dari hasil *output software* Etabs didapatkan nilai gaya geser gravitasi (V_g) pada tumpuan kiri sebesar 28,322 kN dan tumpuan kanan sebesar 28,783 kN.

Dari hasil yang didapatkan diatas, kemudian dapat ditentukan gaya geser desain dengan ketentuan nilai terbesar dari pengurangan gaya geser

gravitasi (V_g) dan gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa (V_e). Penentuan gaya geser desain dilakukan dengan peninjauan akibat gempa arah kiri dan gempa arah kanan.

- Tumpuan kiri

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= V_{g.ki} - V_E \\ &= 28,322 - 24,4701 \\ &= 3,8519 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= V_{g.ki} + V_E \\ &= 28,322 + 24,4701 \\ &= 52,7921 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tumpuan kanan

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= V_{g.ka} + V_E \\ &= 28,783 + 30,1235 \\ &= 58,9065 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= V_{g.ka} - V_E \\ &= 28,783 - 30,1235 \\ &= 1,3405 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tulangan Geser Tumpuan

Dengan nilai gaya geser desain (V_e) merupakan nilai terbesar pada peninjauan gaya geser desain akibat gempa, maka nilai V_e digunakan 58,9065 kN. 50% nilai V_e perlu memenuhi persyaratan kurang dari nilai terbesar gaya geser akibat sendi plastis atau beban gempa.

$$30,1235 \text{ kN} > 50\% (58,9065 \text{ kN})$$

$$30,1235 \text{ kN} > 29,4538 \text{ kN}$$

Dengan nilai $V_E > 50\% V_e$, maka nilai gaya geser nominal beton (V_c) dianggap 0 dan nilai gaya geser *ultimate* (V_u) digunakan 58,9065 kN. Sehingga dengan nilai-nilai yang didapatkan dapat ditentukan gaya geser nominal sengkang (V_s).

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{58,9065}{0,75} - 0 \end{aligned}$$

$$= 78,5421 \text{ kN}$$

Dengan rencana tulangan transversal 2D8, maka didapatkan jarak antar tulangan transversal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S &= \frac{2 \times A_g \times f_y \times d'}{V_s} \\ &= \frac{2 \times 50,2655 \times 280 \times 344}{78,5421} \\ &= 123,2861 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan transversal (S) tidak boleh melebihi 3 persyaratan dibawah ini.

1. $\frac{d'}{4} = 86 \text{ mm}$
2. $6db = 96 \text{ mm}$
3. 150 mm

Karena jarak antar tulangan sengkang melebihi 3 syarat diatas, maka jarak antar tulangan sengkang digunakan 2D8-80.

- **Gaya Geser Desain Lapangan**

Penentuan gaya geser desain pada bagian lapangan ditinjau melalui gaya geser desain pada tumpuan dan akibat gempa arah kiri dan arah kanan.

$$\begin{aligned} V_{e.g.ki} &= \frac{ln-2h}{ln} (V_{e.g.ki.max} - V_{e.g.ki.min}) + V_{e.g.ki.min} \\ &= \frac{5650-2(400)}{5650} (58,9065 - 3,8519) + 3,8519 \\ &= 49,1624 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.g.ka} &= \frac{ln-2h}{ln} (V_{e.g.ka.max} - V_{e.g.ka.min}) + V_{e.g.ka.min} \\ &= \frac{5650-2(400)}{5650} (52,7921 - 1,3405) + 1,3405 \\ &= 43,6856 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Tulangan Geser Lapangan**

Dari perhitungan gaya geser desain lapangan dipilih nilai terbesar sebagai nilai gaya geser *ultimate* (V_u). Dengan nilai $V_u = 49,1624 \text{ kN}$, maka ditentukan nilai gaya geser nominal beton (V_c) sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times bw \times d' \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 250 \times 344 \\
 &= 80,0770 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 60,0578 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $V_u < \phi V_c$, maka tidak dibutuhkan tulangan geser. Namun tulangan geser akan tetap dipasangkan demi keamanan dan jarak sengkang diperhitungkan. Jarak antar tulangan transversal (S) yang digunakan adalah:

$$\frac{d'}{2} = 172 \text{ mm}$$

Karena nilai S melebihi nilai S_{max} maka jarak tulangan transversal pada bagian lapangan digunakan 2D8-150.

Perhitungan jumlah tulangan longitudinal dan transversal untuk tipe balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 2.64 hingga Tabel 2.79.

Tabel 2. 64 Tulangan Balok Induk 1 Bangunan D

B1			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
	Tumpuan	Lapangan	
	2D8-80	2D8-150	

Tabel 2. 65 Tulangan Balok Induk 2 Bangunan D

B2			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan

Atas	3D13	3D13	3D13
Bawah	3D13	3D13	3D13
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 66 Tulangan Balok Induk 3 Bangunan D

B3			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D16	2D16	3D16
Bawah	3D16	2D16	3D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-80		2D8-150	

Tabel 2. 67 Tulangan Balok Induk 4 Bangunan D

B4			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	4D16	2D16	4D16
Bawah	4D16	3D16	4D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 68 Tulangan Balok Induk 5 Bangunan D

B5			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	4D16	4D16	6D16

Bawah	4D16	4D16	3D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 69 Tulangan Balok Induk 6 Bangunan D

B6			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	5D16	4D16	5D16
Bawah	3D16	4D16	3D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 70 Tulangan Balok Induk 7 Bangunan D

B7			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D13	3D13	3D13
Bawah	3D13	3D13	3D13
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 71 Tulangan Ring Balok 1 Bangunan D

RB 1			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16

TULANGAN TRANSVERSAL	
Tumpuan	Lapangan
2D8-80	2D8-150

Tabel 2. 72 Tulangan Ring Balok 2 Bangunan D

RB 2			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan	Lapangan		
2D8-80	2D8-150		

Tabel 2. 73 Tulangan Ring Balok 3 Bangunan D

RB 3			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan	Lapangan		
2D8-80	2D8-150		

Tabel 2. 74 Tulangan Ring Balok 4 Bangunan D

RB 4			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	3D13	3D13	3D13
Bawah	3D13	3D13	3D13
TULANGAN TRANSVERSAL			

Tumpuan	Lapangan
2D8-80	2D8-150

Tabel 2. 75 Tulangan Ring Balok 5 Bangunan D

RB 5			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-80		2D8-150	

Tabel 2. 76 Tulangan Ring Balok 6 Bangunan D

RB 6			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 77 Tulangan Ring Balok 7 Bangunan D

RB 7			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	

2D8-75	2D8-150
--------	---------

Tabel 2. 78 Tulangan Ring Balok 8 Bangunan D

RB 8			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

Tabel 2. 79 Tulangan Ring Balok 9 Bangunan D

RB 9			
TULANGAN LONGITUDINAL			
	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan Kanan
Atas	2D16	2D16	2D16
Bawah	2D16	2D16	2D16
TULANGAN TRANSVERSAL			
Tumpuan		Lapangan	
2D8-75		2D8-150	

2.13 Perancangan Kolom

2.13.1 Perencanaan Kolom Struktur Bangunan A

Perencanaan kolom struktur pada bangunan A direncanakan menggunakan dimensi 350 mm x 350 mm dan menumpu balok 250 mm x 400 mm. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui *software* Etabs dan *SPColumn*, sehingga perencanaan balok induk dapat diperhitungkan. Dengan spesifikasi rencana sebagai berikut:

$$- f'c = 28 \text{ MPa}$$

- Selimut beton = 40 mm
- Tinggi kolom = 3600 mm
- Jumlah tulangan = 8 (hasil *SPCcolumn*)
- F_y tulangan longitudinal = 420 MPa
- F_y tulangan transversal = 280 MPa
- Diameter longitudinal = 19 mm
- Diameter Sengkang = 10 mm
- Tinggi balok efektif (d') = 344 mm
- Tinggi kolom efektif (D) = 290,5 mm
- Jarak Antar as Sengkang (h_x)

$$\begin{aligned}
 h_x &= \frac{bk - 2 \times (\text{selimut beton} + ds + \frac{db}{2})}{2} \\
 &= \frac{350 - 2 \times (40 + 10 + \frac{19}{2})}{2} \\
 &= 115,5 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- $\beta_1 = 0,836$
- ϕ Longitudinal = 0,9
- ϕ Transversal = 0,75
- $V_u = 2,296 \text{ kN}$ (dari Etabs)

Peninjauan dilakukan pada tipe K1, dimana K1 menopang B1

$$M_{nb_{ki}} = 55,7018 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_{ka}} = 55,7018 \text{ kNm}$$

Axial force kolom (dari Etabs)

$$P_{u_{max}} = 13,4926 \text{ kN}$$

$$P_{u_{min}} = 28,6728 \text{ kN}$$

a. Syarat Dimensi Kolom

$$1. \quad b \geq 300 \text{ mm}$$

$$350 > 300 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

$$2. \quad \frac{b}{h} \geq 0,4$$

$$\frac{350}{350} \geq 0,4$$

$$1 > 0,4 \quad (\text{AMAN})$$

Tabel 2. 80 Hasil *Output Software SPColumn* Arah X Bangunan A

No.	Pu (kN)	Mux (kNm)	ØMnx (kNm)	ØMn/Mu	NA Depth (mm)	Dt Depth (mm)	ε _t	Ø
1	28,67	-11,26	-115,87	10,294	76	291	0,00851	0,9
2	13,49	1,5	114,16	75,969	75	291	0,00871	0,9

Tabel 2. 81 Hasil *Output Software SPColumn* Arah Y Bangunan A

No.	Pu (kN)	Muy (kNm)	ØMny (kNm)	ØMn/Mu	NA Depth (mm)	Dt Depth (mm)	ε _t	Ø
1	28,67	-8,69	-115,87	13,339	76	291	0,00851	0,9
2	13,49	1,61	114,16	70,928	75	291	0,00871	0,9

b. Tulangan Longitudinal

- Luas penampang

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 350 \times 350 \\ &= 122500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{\text{Luas tulangan longitudinal}}{\text{Luas penampang}} \times \text{Jumlah Tulangan} \\ &= \frac{283,5287}{122500} \times 8 \\ &= 0,0185 \\ &= 1,85 \% \end{aligned}$$

Syarat : $1\% < \rho < 6\%$

$1\% < 1,85\% < 6\%$ (AMAN)

- Momen Nominal Kolom

- Pu_{max}

$$\begin{aligned} M_{nx\ 1} &= \frac{\text{ØMnx}}{\text{Ø}} \\ &= \frac{-115,87}{0,9} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny\ 1} &= \frac{\text{ØMny}}{\text{Ø}} \\ &= \frac{-115,87}{0,9} \end{aligned}$$

$$= -128,744 \text{ kNm} \qquad = -128,744 \text{ kNm}$$

- Pu_{\min}

$$\begin{aligned} M_{nx\ 2} &= \frac{\phi M_{nx}}{\phi} \\ &= \frac{114,16}{0,9} \\ &= 126,844 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny\ 2} &= \frac{\phi M_{ny}}{\phi} \\ &= \frac{114,16}{0,9} \\ &= 126,844 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Diambil Momen Nominal terkecil dari Pu_{\max} dan Pu_{\min}

$$M_{nc\ a} = 128,744 \text{ kNm}$$

$$M_{nc\ b} = 126,844 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(128,744 + 126,844) > 1,2 \times (55,7018 + 55,7018)$$

$$255,589 \text{ kNm} > 133,6844 \text{ kNm} \qquad \text{(AMAN)}$$

Maka, asumsi tulangan longitudinal 8D19 dinyatakan AMAN

c. Tulangan Transversal

- Dari analisis struktur, didapatkan nilai $V_u = 2,296 \text{ kN}$

- Mpr balok kiri dan kanan adalah sebagai berikut:

$$M_{pr\ b, ki^{(-)}} = 68,8782 \text{ kNm}$$

$$M_{pr\ b, ki^{(+)}} = 68,8782 \text{ kNm}$$

$$M_{pr\ b, ka^{(-)}} = 68,8782 \text{ kNm}$$

$$M_{pr\ b, ka^{(+)}} = 68,8782 \text{ kNm}$$

Karena penampang kolom atas dan bawah *joint* sama, maka:

$$\begin{aligned} M_{pr\ k} &= 0,5 \times (68,8782 + 68,8782) \\ &= 68,8782 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kuat geser perlu

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{pr\ k\ a} + M_{pr\ k\ b}}{l_n} \\ &= \frac{68,8782 + 68,8782}{(3,6 - 0,4)} \\ &= 43,0489 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_e > V_u$, maka nilai $V_u = V_e$, dan nilai V_c dianggap 0

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{43,0489}{0,75} - 0 \\ &= 57,3985 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$= 57398,5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times D} \\ &= \frac{57398,5}{280 \times 290,5} \\ &= 0,7057 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots \text{(A)} \end{aligned}$$

- Tulangan Pengekang Transversal

$$\begin{aligned} P_u &< 0,3 \times f'_c \times A_j \\ 13492,6 \text{ N} &< 0,3 \times 28 \times 122500 \\ 13492,6 \text{ N} &< 1029000 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena nilai kuat tekan beton (f'_c) sebesar 28 MPa, kurang dari 70 MPa, maka:

$$\begin{aligned} B_c &= b_{\text{kolom}} - 2 \times \text{Selimut beton} \\ &= 350 - 2 \times 40 \\ &= 270 \text{ mm} \\ A_{sh} &= (b_{\text{kolom}} - 2 \times \text{Selimut beton}) \times (h_{\text{kolom}} - 2 \times \text{Selimut beton}) \\ &= (350 - 2 \times 40) \times (350 - 2 \times 40) \\ &= 72900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s \times B_c} = 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,0204$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,0204 \times 270 = 5,511 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots \text{(B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{s \times B_c} = 0,09 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,009$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,009 \times 270 = 2,43 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots \text{(C)}$$

Dari nilai persamaan (A), (B), dan (C), dipilih nilai terbesar, maka didapatkan:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 5,511 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Tulangan Transversal di daerah l_0

Misal diasumsikan jarak Tulangan Transversal (S) = 50 mm

$$A_{sh} = 5,511 \times 50 = 275,556 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki Tulangan Transversal (n):

$$n = \frac{275,556}{78,5398} = 3,5084 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan Tulangan Transversal 4D10 – 50

Syarat jarak Tulangan Transversal:

1) $S \leq \frac{1}{4} \times \text{dimensi kolom terkecil}$

$$50 < \frac{1}{4} \times 350$$

$$50 < 87,5 \quad (\text{OK})$$

2) $S \leq 6 \times d_b$

$$50 < 6 \times 19$$

$$50 < 114 \quad (\text{OK})$$

3) $S \leq S_0$

$$S < S + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$50 < 50 + \left(\frac{350 - 115,5}{3} \right)$$

$$50 < 128,167 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Transversal di luar daerah l_0

$$V_e = V_u = 43,0489 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times D$$

$$= 0,17 \times \sqrt{28} \times 350 \times \frac{290,5}{1000}$$

$$= 94,6725 \text{ kN}$$

Didapatkan nilai $V_c > V_e$

Syarat jarak Tulangan Transversal:

1. $6 \times d_s = 6 \times 10 = 60 \text{ mm}$

2. 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal 4D10 – 150

2.13.2 Perencanaan Kolom Struktur Bangunan B

Perencanaan kolom struktur pada bangunan B direncanakan menggunakan dimensi 350 mm x 350 mm dan menumpu balok 250 mm x 400 mm. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui software Etabs dan SPColumn, sehingga perencanaan balok induk dapat diperhitungkan. Dengan spesifikasi rencana sebagai berikut:

- $f'c$ = 28 MPa
- Selimut beton = 40 mm
- Tinggi kolom = 3600 mm
- Jumlah tulangan = 8 (hasil *SPColumn*)
- F_y tulangan longitudinal = 420 MPa
- F_y tulangan transversal = 280 MPa
- Diameter longitudinal = 19 mm ($A_s = 283,529 \text{ mm}^2$)
- Diameter Sengkang = 10 mm ($A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$)
- Tinggi balok efektif (d') = 342,4 mm
- Tinggi kolom efektif (D) = 290,5 mm
- Jarak Antar as Sengkang (h_x)

$$h_x = \frac{bk - 2 \times (\text{selimut beton} + ds + \frac{db}{2})}{2}$$

$$= \frac{350 - 2 \times (40 + 10 + \frac{19}{2})}{2}$$

$$= 115,5 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- β_1 = 0,836
- \emptyset Longitudinal = 0,9
- \emptyset Transversal = 0,75
- V_u = 0,2547 kN (dari Etabs)

Peninjauan dilakukan pada tipe K1, dimana K1 menopang B1

$$M_{nb_{ki}} = 55,4319 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_{ka}} = 55,4319 \text{ kNm}$$

Axial force kolom (dari Etabs)

$$P_{u_{max}} = 8,8449 \text{ kN}$$

$$P_{u_{min}} = 10,3195 \text{ kN}$$

a. Syarat Dimensi Kolom

1. $b \geq 300 \text{ mm}$
 $350 > 300 \text{ mm}$ (AMAN)
2. $b/h \geq 0,4$
 $350/350 \geq 0,4$
 $1 > 0,4$ (AMAN)

Tabel 2. 82 Hasil *Output Software SPColumn* Arah X Bangunan B

No.	Pu (kN)	Mux (kNm)	$\emptyset M_{nx}$ (kNm)	$\emptyset M_n / M_u$	NA Depth (mm)	Dt Depth (mm)	ϵ_t	\emptyset
1	8,84	0,03	113,63	999,999	74	291	0,00878	0,9
2	10,32	-0,05	-113,8	999,999	74	291	0,00876	0,9

Tabel 2. 83 Hasil *Output Software SPColumn* Arah Y Bangunan B

No.	Pu (kN)	Muy (kNm)	$\emptyset M_{ny}$ (kNm)	$\emptyset M_n / M_u$	NA Depth (mm)	Dt Depth (mm)	ϵ_t	\emptyset
1	8,84	-0,43	-113,63	262,782	74	291	0,00878	0,9
2	10,32	0,28	113,8	412,153	74	291	0,00876	0,9

b. Tulangan Longitudinal

- Luas penampang

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 350 \times 350 \\
 &= 122500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{\text{Luas tulangan longitudinal}}{\text{Luas penampang}} \times \text{Jumlah Tulangan} \\
 &= \frac{283,5287}{122500} \times 8 \\
 &= 0,0185
 \end{aligned}$$

$$= 1,85 \%$$

$$\text{Syarat : } 1\% < \rho < 6\%$$

$$1\% < 1,85\% < 6\% \quad (\text{AMAN})$$

- Momen Nominal Kolom

- Pu_{\max}

$$\begin{aligned} M_{nx\ 1} &= \frac{\phi M_{nx}}{\phi} \\ &= \frac{113,63}{0,9} \\ &= 126,2556 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny\ 1} &= \frac{\phi M_{ny}}{\phi} \\ &= \frac{-113,8}{0,9} \\ &= -126,2556 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Pu_{\min}

$$\begin{aligned} M_{nx\ 2} &= \frac{\phi M_{nx}}{\phi} \\ &= \frac{-113,8}{0,9} \\ &= -126,4444 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny\ 2} &= \frac{\phi M_{ny}}{\phi} \\ &= \frac{113,63}{0,9} \\ &= 126,4444 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Diambil Momen Nominal terkecil dari Pu_{\max} dan Pu_{\min}

$$M_{nc\ a} = 126,2556 \text{ kNm}$$

$$M_{nc\ b} = 126,4444 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(126,2556 + 126,4444) > 1,2 \times (55,4319 + 55,4319)$$

$$252,7 \text{ kNm} > 133,0366 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})$$

Maka, asumsi tulangan longitudinal 8D19 dinyatakan AMAN

c. Tulangan Transversal

- Dari analisis struktur, didapatkan nilai $V_u = 0,2547 \text{ kN}$

- Mpr balok kiri dan kanan adalah sebagai berikut:

$$M_{pr\ b, ki^{(-)}} = 68,5554 \text{ kNm}$$

$$M_{pr\ b, ki^{(+)}} = 68,5554 \text{ kNm}$$

$$M_{pr\ b, ka^{(-)}} = 68,5554 \text{ kNm}$$

$$M_{pr\ b, ka^{(+)}} = 68,5554 \text{ kNm}$$

Karena penampang kolom atas dan bawah *joint* sama, maka:

$$M_{pr\ k} = 0,5 \times (68,5554 + 68,5554)$$

$$= 68,5554 \text{ kNm}$$

- Kuat geser perlu

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr\ k\ a} + M_{pr\ k\ b}}{l_n} \\
 &= \frac{68,5554 + 68,5554}{(3,6 - 0,4)} \\
 &= 42,8471 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $V_e > V_u$, maka nilai $V_u = V_e$, dan nilai V_c dianggap 0

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{42,8471}{0,75} - 0 \\
 &= 57,1295 \text{ kN} \\
 &= 57129,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_s}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times D} \\
 &= \frac{57129,5}{280 \times 290,5} \\
 &= 0,7023 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (\text{A})
 \end{aligned}$$

- Tulangan Pengekang Transversal

$$\begin{aligned}
 P_u &< 0,3 \times f'_c \times A_j \\
 8844,9 \text{ N} &< 0,3 \times 28 \times 122500 \\
 13492,6 \text{ N} &< 1029000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena nilai kuat tekan beton (f'_c) sebesar 28 MPa, kurang dari 70 MPa, maka:

$$\begin{aligned}
 B_c &= b_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton} \\
 &= 350 - 2 \times 40 \\
 &= 270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= (b_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton}) \times (h_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton}) \\
 &= (350 - 2 \times 40) \times (350 - 2 \times 40) \\
 &= 72900 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s \times B_c} = 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,0204$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,0204 \times 270 = 5,511 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{s \times Bc} = 0,09 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,009$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,009 \times 270 = 2,43 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots(C)$$

Dari nilai persamaan (A), (B), dan (C), dipilih nilai terbesar, maka didapatkan:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 5,511 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Tulangan Transversal di daerah l_0

Misal diasumsikan jarak Tulangan Transversal (S) = 50 mm

$$A_{sh} = 5,511 \times 50 = 275,556 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki Tulangan Transversal (n):

$$n = \frac{275,556}{78,5398} = 3,5084 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan Tulangan Transversal 4D10 – 50

Syarat jarak Tulangan Transversal:

$$1) S < \frac{1}{4} \times \text{dimensi kolom terkecil}$$

$$50 < \frac{1}{4} \times 350$$

$$50 < 87,5 \quad (\text{OK})$$

$$2) S < 6 \times d_b$$

$$50 < 6 \times 19$$

$$50 < 114 \quad (\text{OK})$$

$$3) S < S_0$$

$$S < S + \left(\frac{350 - hx}{3}\right)$$

$$50 < 50 + \left(\frac{350 - 115,5}{3}\right)$$

$$50 < 128,167 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Transversal di luar daerah l_0

$$V_e = V_u = 42,8471 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times D$$

$$= 0,17 \times \sqrt{28} \times 350 \times \frac{290,5}{1000}$$

$$= 94,6725 \text{ kN}$$

Didapatkan nilai $V_c > V_e$

Syarat jarak Tulangan Transversal:

1. $6 \times ds = 6 \times 10 = 60 \text{ mm}$
2. 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal 4D10 – 150

2.13.3 Perencanaan Kolom Struktur Bangunan D

Perencanaan kolom struktur pada bangunan D direncanakan menggunakan 2 jenis kolom, yaitu kolom berdimensi 350 mm x 350 mm dan 350 mm x 500 mm. Kolom-kolom menumpu balok 250 mm x 400 mm. Dengan spesifikasi rencana dan data-data pendukung yang didapatkan melalui software Etabs dan SPColumn, sehingga perencanaan balok induk dapat diperhitungkan. Dengan spesifikasi rencana sebagai berikut:

- $f'c$ = 30 MPa
- Selimut beton = 40 mm
- Tinggi kolom = 3900 mm
- Jumlah tulangan = 8 (hasil *SPColumn*)
- F_y tulangan longitudinal = 420 MPa
- F_y tulangan transversal = 280 MPa
- Diameter longitudinal = 19 mm ($A_s = 283,529 \text{ mm}^2$)
- Diameter Sengkang = 10 mm ($A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$)
- Tinggi balok efektif (d') = 342,5 mm
- Tinggi kolom efektif (D) = 290,5 mm
- Jarak Antar as Sengkang (h_x)

$$\begin{aligned} h_x &= \frac{bk - 2 \times (\text{selimut beton} + ds + \frac{db}{2})}{2} \\ &= \frac{350 - 2 \times (40 + 10 + \frac{19}{2})}{2} \\ &= 115,5 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- β_1 = 0,836
- \emptyset Longitudinal = 0,9
- \emptyset Transversal = 0,75
- V_u = 38,0135 kN (dari Etabs)

Peninjauan dilakukan pada tipe K1, dimana K1 menopang B1

$$M_{nb_{ki}} = 77,1224 \text{ kNm}$$

$$M_{nb_{ka}} = 77,1224 \text{ kNm}$$

Axial force kolom (dari Etabs)

$$P_{u_{max}} = 101,727 \text{ kN}$$

$$P_{u_{min}} = 171,648 \text{ kN}$$

a. Syarat Dimensi Kolom

1. $b \geq 300 \text{ mm}$

350 > 300 mm (AMAN)

2. $b/h \geq 0,4$

350/500 $\geq 0,4$

0,7 > 0,4 (AMAN)

Tabel 2. 84 Hasil *Output Software SPColumn* Arah X Bangunan D

No.	Pu (kN)	Mux (kNm)	ØMnx (kNm)	ØMn/Mu	NA Depth (mm)	Dt Depth (mm)	εt	Ø
1	171,65	-16,39	-210,07	12,821	87	441	0,01223	0,9
2	101,73	-12,7	-197,18	15,527	80	441	0,01349	0,9

Tabel 2. 85 Hasil *Output Software SPColumn* Arah Y Bangunan D

No.	Pu (kN)	Muy (kNm)	ØMny (kNm)	ØMn/Mu	NA Depth (mm)	Dt Depth (mm)	εt	Ø
1	171,65	-91,77	-139,45	1,520	68	291	0,00986	0,9
2	101,73	-9,9	-81,16	13,242	63	291	0,01075	0,9

b. Tulangan Longitudinal

- Luas penampang

$$A_g = b \times h$$

$$= 350 \times 500$$

$$= 175000 \text{ mm}^2$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{\text{Luas tulangan longitudinal}}{\text{Luas penampang}} \times \text{Jumlah Tulangan}$$

$$= \frac{283,5287}{175000} \times 8$$

$$= 0,013$$

$$= 1,3 \%$$

Syarat : $1\% < \rho < 6\%$
 $1\% < 1,3\% < 6\%$ (AMAN)

- Momen Nominal Kolom

- Pu_{\max}

$$Mnx_1 = \frac{\phi Mnx}{\phi}$$

$$= \frac{-210,07}{0,9}$$

$$= -233,411 \text{ kNm}$$

$$Mny_1 = \frac{\phi Mny}{\phi}$$

$$= \frac{-139,45}{0,9}$$

$$= -154,944 \text{ kNm}$$

- Pu_{\min}

$$Mnx_2 = \frac{\phi Mnx}{\phi}$$

$$= \frac{-197,18}{0,9}$$

$$= -219,089 \text{ kNm}$$

$$Mny_2 = \frac{\phi Mny}{\phi}$$

$$= \frac{-131,16}{0,9}$$

$$= -145,733 \text{ kNm}$$

Diambil Momen Nominal terkecil dari Pu_{\max} dan Pu_{\min}

$$Mnc a = 154,944 \text{ kNm}$$

$$Mnc b = 145,733 \text{ kNm}$$

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb$$

$$(154,944 + 145,733) > 1,2 \times (77,1224 + 77,1224)$$

$$300,678 \text{ kNm} > 185,0938 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})$$

Maka, asumsi tulangan longitudinal 8D19 dinyatakan AMAN

c. Tulangan Transversal

- Dari analisis struktur, didapatkan nilai $Vu = 38,0135 \text{ kN}$

- Mpr balok kiri dan kanan adalah sebagai berikut:

$$Mpr b, ki^{(-)} = 95,0128 \text{ kNm}$$

$$Mpr b, ki^{(+)} = 95,0128 \text{ kNm}$$

$$M_{pr b, ka^{(-)}} = 95,0128 \text{ kNm}$$

$$M_{pr b, ka^{(+)}} = 95,0128 \text{ kNm}$$

Karena penampang kolom atas dan bawah *joint* sama, maka:

$$\begin{aligned} M_{pr k} &= 0,5 \times (95,0128 + 95,0128) \\ &= 95,0128 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kuat geser perlu

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{pr k a} + M_{pr k b}}{l_n} \\ &= \frac{95,0128 + 95,0128}{(3,9 - 0,4)} \\ &= 54,293 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_e > V_u$, maka nilai $V_u = V_e$, dan nilai V_c dianggap 0

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{54,293}{0,75} - 0 \\ &= 72,390705 \text{ kN} \\ &= 72390,705 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times D} \\ &= \frac{72390,705}{280 \times 290,5} \\ &= 0,889 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (\text{A}) \end{aligned}$$

- Tulangan Pengekang Transversal

$$\begin{aligned} P_u &< 0,3 \times f'_c \times A_j \\ 101727 \text{ N} &< 0,3 \times 30 \times 175000 \\ 101727 \text{ N} &< 1575000 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena nilai kuat tekan beton (f'_c) sebesar 30 MPa, kurang dari 70 MPa, maka:

$$\begin{aligned} B_c &= b_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton} \\ &= 350 - 2 \times 40 \\ &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{sh} = (b_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton}) \times (h_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton})$$

$$= (350 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40)$$

$$= 113400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s \times Bc} = 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \times \frac{f'c}{f_y} = 0,0175$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,0175 \times 270 = 4,714 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{s \times Bc} = 0,09 \times \frac{f'c}{f_y} = 0,00964$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,00964 \times 270 = 2,604 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (C)$$

Dari nilai persamaan (A), (B), dan (C), dipilih nilai terbesar, maka didapatkan:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,714 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Tulangan Transversal di daerah l_0

Misal diasumsikan jarak Tulangan Transversal (S) = 50 mm

$$A_{sh} = 4,714 \times 50 = 235,714 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki Tulangan Transversal (n):

$$n = \frac{235,714}{78,5398} = 3,0012 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan Tulangan Transversal 4D10 – 50

Syarat jarak Tulangan Transversal:

$$1) S < \frac{1}{4} \times \text{dimensi kolom terkecil}$$

$$50 < \frac{1}{4} \times 350$$

$$50 < 87,5 \quad \quad \quad (\text{OK})$$

$$2) S < 6 \times db$$

$$50 < 6 \times 19$$

$$50 < 114 \quad \quad \quad (\text{OK})$$

$$3) S < S_0$$

$$S < S + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$50 < 50 + \left(\frac{350 - 115,5}{3} \right)$$

$$50 < 128,167 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Transversal di luar daerah l_0

$$V_e = V_u = 54,293 \text{ kN}$$

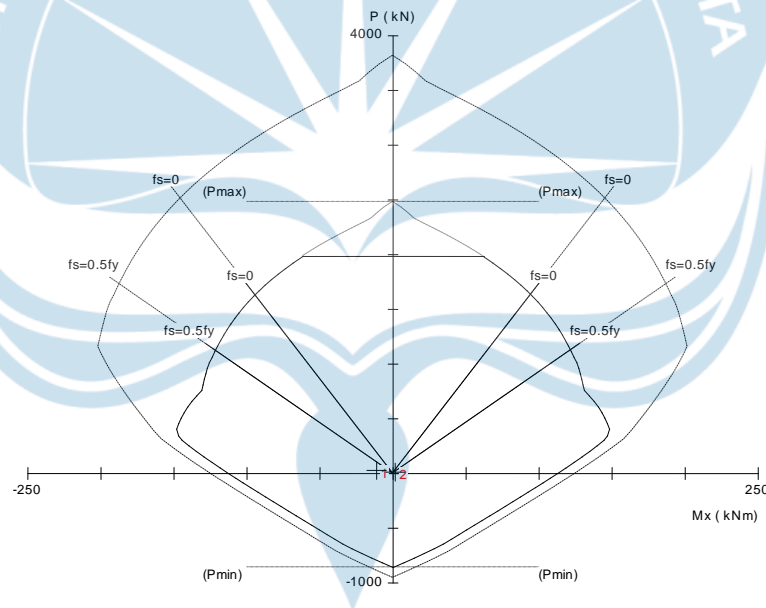
$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times D \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 350 \times \frac{290,5}{1000} \\ &= 94,6725 \text{ kN} \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $V_c > V_e$

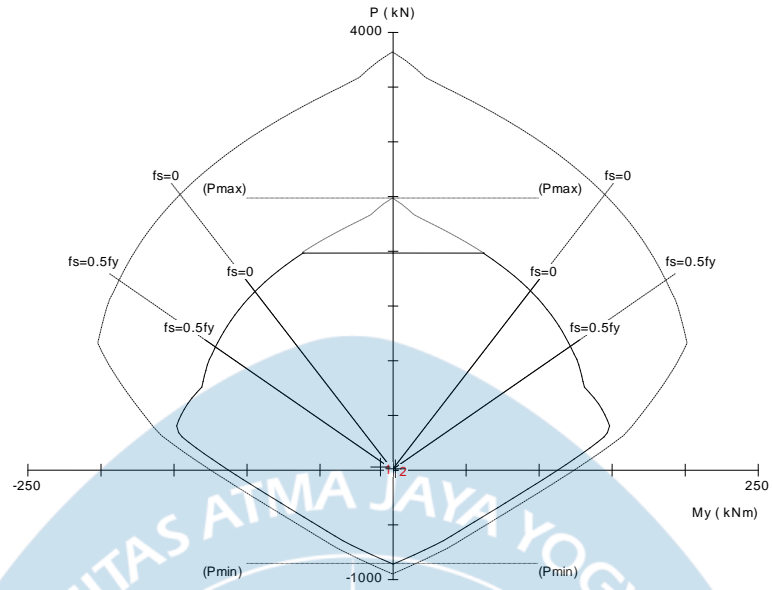
Syarat jarak Tulangan Transversal:

1. $6 \times d_s = 6 \times 10 = 60 \text{ mm}$
2. 150 mm

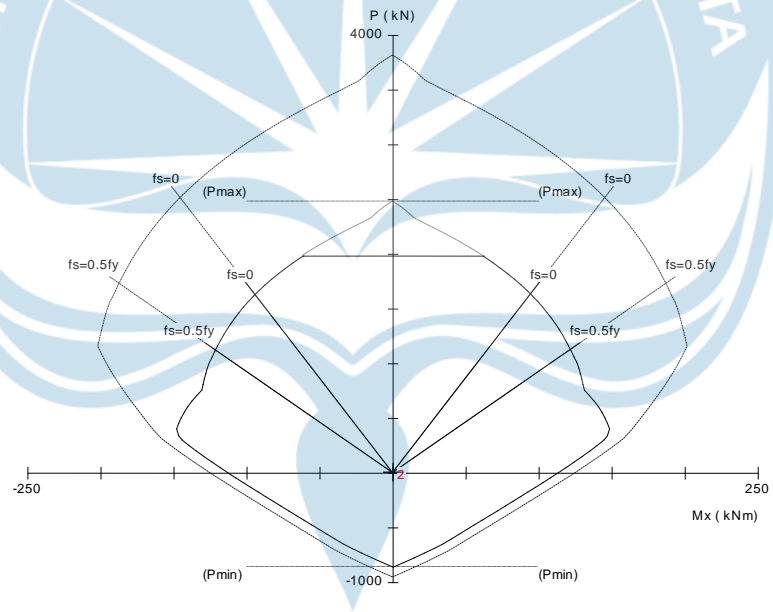
Maka digunakan tulangan transversal 4D10 – 150



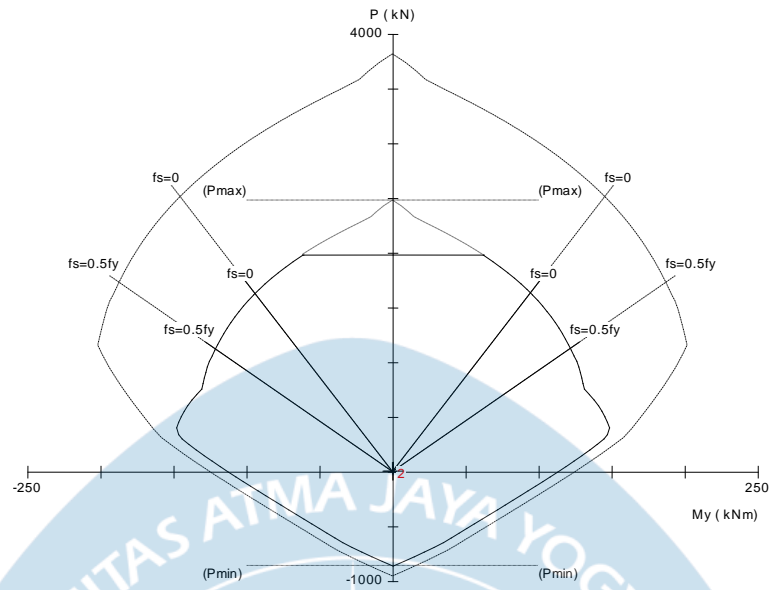
Gambar 2. 60 Diagram SPColumn Tipe K1 Arah Sumbu X Bangunan A



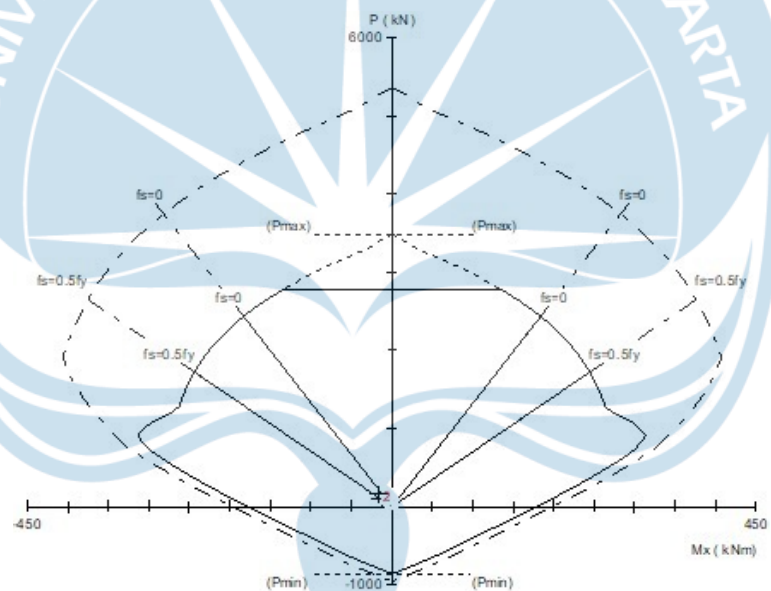
Gambar 2. 61 Diagram SPColumn Tipe K1 Arah Sumbu Y Bangunan A



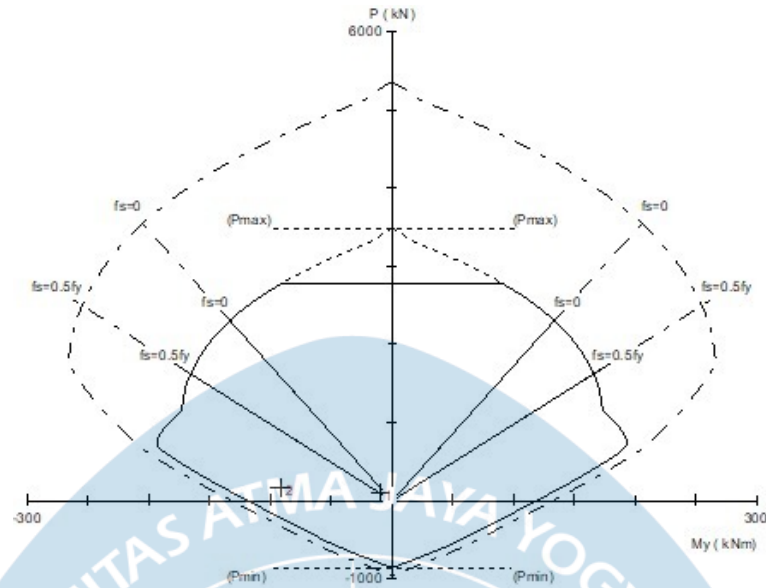
Gambar 2. 62 Diagram SPColumn Tipe K1 Arah Sumbu X Bangunan B



Gambar 2. 63 Diagram SPColumn Tipe K1 Arah Sumbu Y Bangunan B



Gambar 2. 64 Diagram SPColumn Tipe K1 Arah Sumbu X Bangunan D



Gambar 2. 65 Diagram SPColumn Tipe K1 Arah Sumbu Y Bangunan D

Tabel 2. 86 Rekapitulasi Penulangan Kolom Bangunan A

Jenis Kolom	Mnc	1,2Mnb	Ket.	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	
					Di daerah l_0	Di luar l_0
K1	255,5889	133,6844	OK	8D19	4D10-50	4D10-150
K2	271,2444	133,6844	OK	8D19	4D10-50	4D10-150

Tabel 2. 87 Rekapitulasi Penulangan Kolom Bangunan B

Jenis Kolom	Mnc	1,2Mnb	Ket.	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	
					Di daerah l_0	Di luar l_0
K1	252,7	133,0366	OK	8D19	4D10-50	4D10-150
K2	252,9667	133,0366	OK	8D19	4D10-50	4D10-150

Tabel 2. 88 Rekapitulasi Penulangan Kolom Bangunan D

Jenis Kolom	Mnc	1,2Mnb	Ket.	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	
					Di daerah l_0	Di luar l_0
K1	300,6778	185,0938	OK	8D19	4D10-50	4D10-150

K2	337,6	269,6328	OK	8D19	4D10-50	4D10-150
K3	361,4556	227,3633	OK	8D19	4D10-50	4D10-150
K4	362,4664	266,9633	OK	8D19	4D10-50	4D10-150

2.14 Hubungan Balok-Kolom

Perencanaan struktur hubungan balok kolom (Beam Column Joint) harus sangat diperhatikan, terutama pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Konsep desain SRPMK, mengharuskan kolom mempunyai kapasitas yang lebih besar daripada balok, sehingga kegagalan struktur pada kolom dan joint dapat dicegah dengan membuat titik lemah (sendi plastis) pada zona $2h$ dari ujung balok. Perencanaan hubungan balok kolom SRPMK dihitung berdasarkan momen probability (Mpr) dari balok yang bertumpu pada kolom (joint).

2.14.1 Perencanaan Hubungan Balok Kolom Struktur Bangunan A

Diketahui:

- $f'_c = 28$ MPa
- f_y Longitudinal = 420 MPa
- f_y Transversal = 280 MPa
- selimut beton = 40 mm

Data rencana:

Balok	Kolom
$b = 250$ mm	$b = 350$ mm
$h = 400$ mm	$h = 350$ mm
$dL = 16$ mm	$H = 3600$ mm
$ds = 8$ mm	$dL = 19$ mm
$d = 344$ mm	$ds = 10$ mm
	$A_{sh/s} = 5,9048$ mm ² /mm
	$ln = 3200$ mm

- Kolom yang ditinjau menumpu 4 buah balok yang merangka pada keempat sisi *joint*.
- Luas efektif hubungan balok kolom (A_j)

$$A_j = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

- Syarat hubungan balok kolom

1) Lebar balok (b_{balok}) harus lebih kecil sama dengan $\frac{3}{4}$ lebar kolom (b_{kolom})

$$b_{\text{balok}} \leq \frac{3}{4} b_{\text{kolom}}$$

$$250 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 350$$

$$250 \text{ mm} < 262,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

2) Untuk tulangan longitudinal balok menerus pada *joint*,

$$b_{\text{kolom}} \geq 20 \times d_{L(\text{balok})}$$

$$350 \text{ mm} > 20 \times 16$$

$$350 \text{ mm} > 320 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Rencana Tulangan Transversal

$$0,5 \times \frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 5,9048 = 2,9524 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Jarak tulangan transversal joint diasumsikan 50 mm

$$A_{sh} = 50 \times 2,9524 = 144,6190 \text{ mm}^2$$

- Rencana dipasang tulangan Transversal 4D10-50

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

$$A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$n = 4 \text{ kaki (diasumsikan)}$$

$$A_{sh} = 4 \times A_s$$

$$= 4 \times 78,5398$$

$$= 314,1593 \text{ mm}^2$$

a. Arah sumbu x

Pada kolom yang ditinjau menumpu ring balok 1 dan ring balok 2, dengan nilai M_{pr} balok sebagai berikut:

- Tulangan Tarik Atas (2D16)

$$a_{pr} = \frac{2 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$= 35,4815 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 68,8782 \text{ kNm}$$

- Tulangan Tarik Bawah (3D13)

$$a_{pr} = \frac{3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250}$$

$$= 35,1350 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,1350}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 68,2418 \text{ kNm}$$

- Kekakuan kolom dianggap sama, maka nilai DF = 0,5

$$M_c = 0,5 \times (M_{pr, ki} + M_{pr, ka})$$

$$= 0,5 \times (68,8782 + 68,2418)$$

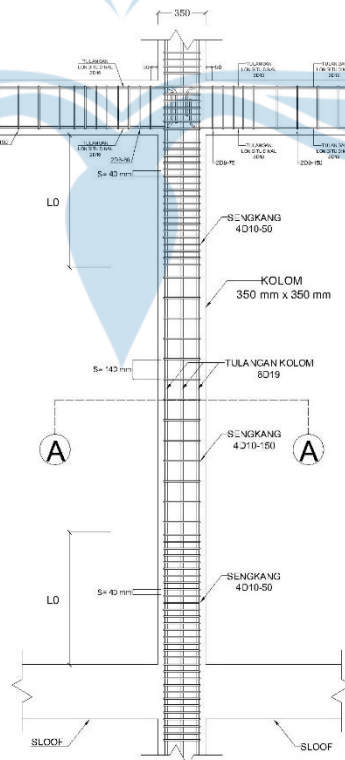
$$= 68,56 \text{ kNm}$$

- Gaya geser kolom akibat gempa ($V_{goyangan}$)

$$V_{goyangan} = \frac{2 \times M_c}{ln}$$

$$= \frac{2 \times 68,56}{3200 \times 10^{-3}}$$

$$= 42,85 \text{ kN}$$



Gambar 2. 66 HBK Arah Sumbu X Bangunan A

- Gaya yang bekerja

Tulangan atas (2D16)

- Sebelah kanan *joint*

$$\begin{aligned}T_1 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 402,1239 \times 420 \\ &= 211,115 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_1 = T_1 = 211,115 \text{ kN}$$

Tulangan bawah (3D13)

- Sebelah kiri *joint*

$$\begin{aligned}T_2 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 398,1969 \times 420 \\ &= 209,0534 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 209,0534 \text{ kN}$$

- Gaya geser yang terjadi pada balok kolom (*joint*)

$$\begin{aligned}V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} \\ &= 211,115 + 209,0534 - 42,85 \\ &= 377,3184 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Kuat geser *joint* pada kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$\begin{aligned}V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times 1 \times \sqrt{28} \times 122500 \\ &= 1101,9554 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,836 \times 1101,9554 \\ &= 921,2347 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena nilai kuat geser *joint* setelah direduksi ($\phi V_n = 921,2347 \text{ kN}$) lebih besar dari nilai kuat geser ($V_j = 377,3184 \text{ kN}$), maka asumsi tulangan transversal 4D10-50 dinyatakan AMAN.

b. Arah sumbu y

Pada kolom yang ditinjau menumpu *ring* balok 1, dengan nilai M_{pr} balok sebagai berikut:

- Tulangan Tarik Atas (2D16)

$$a_{pr} = \frac{2 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250}$$
$$= 35,4815 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right) \times 10^{-6}$$
$$= 68,8782 \text{ kNm}$$

- Tulangan Tarik Bawah (2D16)

$$a_{pr} = \frac{2 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250}$$
$$= 35,4815 \text{ mm}$$

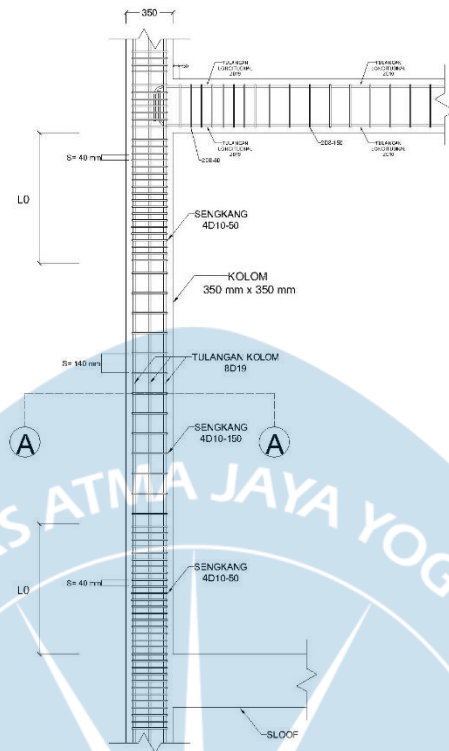
$$M_{pr} = 2 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,4815}{2}\right) \times 10^{-6}$$
$$= 68,8782 \text{ kNm}$$

- Kekakuan kolom dianggap sama, maka nilai DF = 0,5

$$M_c = 0,5 \times (M_{pr, ki} + M_{pr, ka})$$
$$= 0,5 \times (68,8782 + 68,8782)$$
$$= 68,8782 \text{ kNm}$$

- Gaya geser kolom akibat gempa ($V_{goyangan}$)

$$V_{goyangan} = \frac{2 \times M_c}{ln}$$
$$= \frac{2 \times 68,8782}{3200 \times 10^{-3}}$$
$$= 43,0489 \text{ kN}$$



Gambar 2. 67 HBK Arah Sumbu Y Bangunan A

- Gaya yang bekerja

Tulangan atas (2D16)

- Sebelah kanan *joint*

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\
 &= 1,25 \times 402,1239 \times 420 \\
 &= 211,115 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_1 = T_1 = 211,115 \text{ kN}$$

Tulangan bawah (2D16)

- Sebelah kiri *joint*

$$\begin{aligned}
 T_2 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\
 &= 1,25 \times 402,1239 \times 420 \\
 &= 211,115 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 211,115 \text{ kN}$$

- Gaya geser yang terjadi pada balok kolom (*joint*)

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} \\ &= 211,115 + 211,115 - 43,0489 \\ &= 379,1812 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat geser *joint* pada kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times A_j \\ &= 1,7 \times 1 \times \sqrt{28} \times 122500 \\ &= 1101,9554 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,836 \times 1101,9554 \\ &= 921,2347 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai kuat geser *joint* setelah direduksi ($\phi V_n = 921,2347 \text{ kN}$) lebih besar dari nilai kuat geser ($V_j = 379,1812 \text{ kN}$), maka asumsi tulangan transversal 4D10-50 dinyatakan AMAN.

Tabel 2. 89 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom Bangunan A

Jenis HBK	Arah	V_j (kN)	ϕV_n (kN)	Ket.	Tulangan Transversal
HBK 4 sisi	x	377,3184	921,2347	OK	4D10-50
	y	379,1812	921,2347	OK	4D10-50
HBK 3 sisi	x	377,3184	650,2833	OK	4D10-50
	y	189,5906	650,2833	OK	4D10-50
HBK 2 sisi	x	189,5906	541,9028	OK	4D10-50
	y	188,5340	1737,9553	OK	4D10-50

2.14.2 Perencanaan Hubungan Balok Kolom Struktur Bangunan B

Diketahui:

- $f'c$ = 28 MPa
- f_y Longitudinal = 420 MPa

- f_y Transversal = 280 MPa
- selimut beton = 40 mm

Data rencana:

Balok	Kolom
b = 250 mm	b = 350 mm
h = 400 mm	h = 350 mm
dL = 13 mm	H = 3600 mm
ds = 8 mm	dL = 19 mm
d = 344 mm	ds = 10 mm
	$A_{sh}/s = 5,9048 \text{ mm}^2/\text{mm}$
	ln = 3200 mm

- Kolom yang ditinjau menumpu 4 buah balok yang merangka pada keempat sisi *joint*.

- Luas efektif hubungan balok kolom (A_j)

$$A_j = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

- Syarat hubungan balok kolom

- 1) Lebar balok (b_{balok}) harus lebih kecil sama dengan $\frac{3}{4}$ lebar kolom (b_{kolom})

$$b_{\text{balok}} \leq \frac{3}{4} b_{\text{kolom}}$$

$$250 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 350$$

$$250 \text{ mm} < 262,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- 2) Untuk tulangan longitudinal balok menerus pada *joint*,

$$b_{\text{kolom}} \geq 20 \times dL_{(\text{balok})}$$

$$350 \text{ mm} > 20 \times 13$$

$$350 \text{ mm} > 260 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Rencana Tulangan Transversal

$$0,5 \times A_{sh}/s = 0,5 \times 5,9048 = 2,9524 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Jarak tulangan transversal *joint* diasumsikan 50 mm

$$A_{sh} = 50 \times 2,9524 = 144,6190 \text{ mm}^2$$

- Rencana dipasang tulangan Transversal 4D10-50

$$\begin{aligned}
 d_s &= 10 \quad \text{mm} \\
 A_s &= 78,5398 \quad \text{mm}^2 \\
 n &= 4 \text{ kaki (diasumsikan)} \\
 A_{sh} &= 4 \times A_s \\
 &= 4 \times 78,5398 \\
 &= 314,1593 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

a. Arah sumbu x

Pada kolom yang ditinjau menumpu *ring* balok 1 dan *ring* balok 2, dengan nilai M_{pr} balok sebagai berikut:

- Tulangan Tarik Atas (3D13)

$$\begin{aligned}
 a_{pr} &= \frac{3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250} \\
 &= 35,1350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,1350}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 68,2418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Tulangan Tarik Bawah (3D13)

$$\begin{aligned}
 a_{pr} &= \frac{3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250} \\
 &= 35,1350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

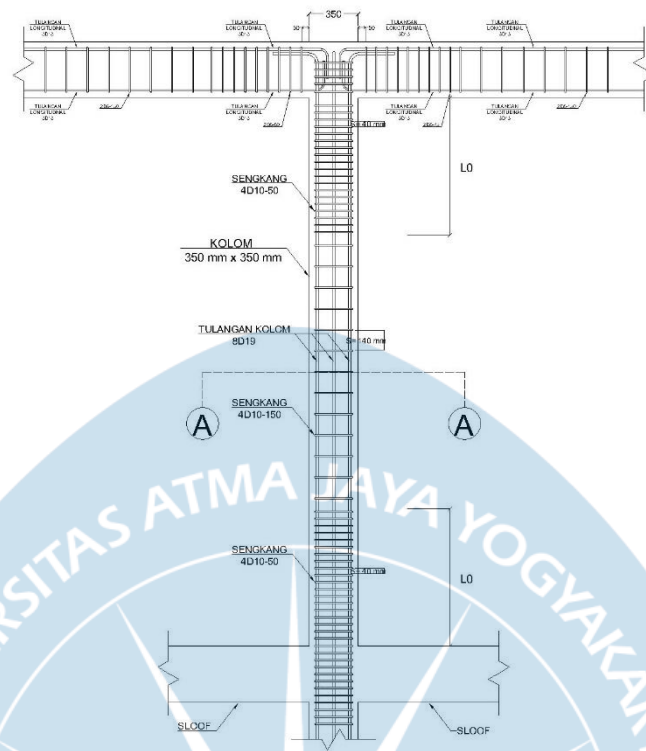
$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,1350}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 68,2418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kekakuan kolom dianggap sama, maka nilai $DF = 0,5$

$$\begin{aligned}
 M_c &= 0,5 \times (M_{pr, ki} + M_{pr, ka}) \\
 &= 0,5 \times (68,2418 + 68,2418) \\
 &= 68,2418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser kolom akibat gempa ($V_{goyangan}$)

$$\begin{aligned}
 V_{goyangan} &= \frac{2 \times M_c}{ln} \\
 &= \frac{2 \times 68,2418}{3200 \times 10^{-3}} \\
 &= 42,8471 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 68 HBK Arah Sumbu X Bangunan B

- Gaya yang bekerja
 - Tulangan atas (3D13)
 - Sebelah kanan *joint*

$$T_1 = 1,25 \times A_{st} \times f_y$$

$$= 1,25 \times 398,1969 \times 420$$

$$= 209,0534 \text{ kN}$$
 - Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_1 = T_1 = 209,0534 \text{ kN}$$
 - Tulangan bawah (3D13)
 - Sebelah kiri *joint*

$$T_2 = 1,25 \times A_{st} \times f_y$$

$$= 1,25 \times 398,1969 \times 420$$

$$= 209,0534 \text{ kN}$$
 - Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 209,0534 \text{ kN}$$
- Gaya geser yang terjadi pada balok kolom (*joint*)

$$\begin{aligned}
 V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} \\
 &= 209,0534 + 209,0534 - 42,8471 \\
 &= 375,2596 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kuat geser *joint* pada kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times A_j \\
 &= 1,7 \times 1 \times \sqrt{28} \times 122500 \\
 &= 1101,9554 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,836 \times 1101,9554 \\
 &= 921,2347 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena nilai kuat geser *joint* setelah direduksi ($\phi V_n = 921,2347 \text{ kN}$) lebih besar dari nilai kuat geser ($V_j = 375,2596 \text{ kN}$), maka asumsi tulangan transversal 4D10-50 dinyatakan AMAN.

- b. Arah sumbu y

Pada kolom yang ditinjau menumpu *ring* balok 2, dengan nilai M_{pr} balok sebagai berikut:

- Tulangan Tarik Atas (3D13)

$$\begin{aligned}
 a_{pr} &= \frac{3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250} \\
 &= 35,1350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,1350}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 68,2418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Tulangan Tarik Bawah (3D13)

$$\begin{aligned}
 a_{pr} &= \frac{3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 28 \times 250} \\
 &= 35,1350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 3 \times 132,7323 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{35,1350}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 68,2418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kekakuan kolom dianggap sama, maka nilai $DF = 0,5$

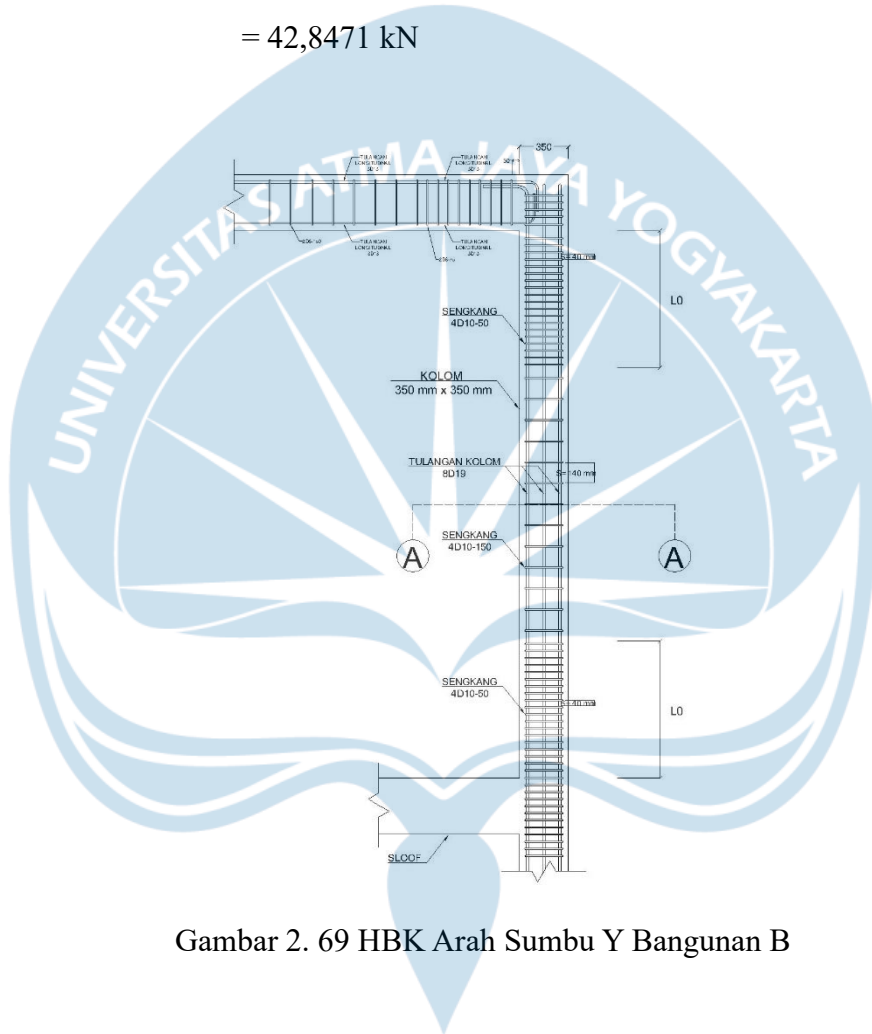
$$M_c = 0,5 \times (M_{pr, ki} + M_{pr, ka})$$

$$= 0,5 \times (68,2418 + 68,2418)$$

$$= 68,2418 \text{ kNm}$$

- Gaya geser kolom akibat gempa (V_{goyangan})

$$\begin{aligned} V_{\text{goyangan}} &= \frac{2 \times M_c}{l_n} \\ &= \frac{2 \times 68,2418}{3200 \times 10^{-3}} \\ &= 42,8471 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 2. 69 HBK Arah Sumbu Y Bangunan B

- Gaya yang bekerja

Tulangan atas (3D13)

- Sebelah kanan *joint*

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 398,1969 \times 420 \\ &= 209,0534 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_1 = T_1 = 209,0534 \text{ kN}$$

Tulangan bawah (3D13)

- Sebelah kiri *joint*

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 398,1969 \times 420 \\ &= 209,0534 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 209,0534 \text{ kN}$$

- Gaya geser yang terjadi pada balok kolom (*joint*)

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} \\ &= 209,0534 + 209,0534 - 42,8471 \\ &= 375,2596 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat geser *joint* pada kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times 1 \times \sqrt{28} \times 122500 \\ &= 1101,9554 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,836 \times 1101,9554 \\ &= 921,2347 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai kuat geser *joint* setelah direduksi ($\phi V_n = 921,2347 \text{ kN}$) lebih besar dari nilai kuat geser ($V_j = 375,2596 \text{ kN}$), maka asumsi tulangan transversal 4D10-50 dinyatakan AMAN.

Tabel 2. 90 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom Bangunan B

Jenis HBK	Arah	V_j (kN)	ϕV_n (kN)	Ket.	Tulangan Transversal
HBK 4 sisi	x	375,2596	921,2347	OK	4D10-50
	y	375,2596	921,2347	OK	4D10-50
HBK 3 sisi	x	375,2596	650,2833	OK	4D10-50
	y	187,6298	650,2833	OK	4D10-50
HBK 2 sisi	x	187,6298	541,9028	OK	4D10-50

	y	187,6298	541,9028	OK	4D10-50
--	---	----------	----------	----	---------

2.14.3 Perencanaan Hubungan Balok Kolom Struktur Bangunan D

Diketahui:

- $f'c$ = 28 MPa
- f_y Longitudinal = 420 MPa
- f_y Transversal = 280 MPa
- selimut beton = 40 mm

Data rencana:

Balok	Kolom
b = 250 mm	b = 350 mm
h = 400 mm	h = 350 mm
dL = 16 mm	H = 3900 mm
ds = 8 mm	dL = 19 mm
d = 344 mm	ds = 10 mm
	$A_{sh/s} = 5,9048$ mm ² /mm
	ln = 3500 mm

- Kolom yang ditinjau menumpu 4 buah balok yang merangka pada keempat sisi *joint*.

- Luas efektif hubungan balok kolom (A_j)

$$A_j = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

- Syarat hubungan balok kolom

- 1) Lebar balok (b_{balok}) harus lebih kecil sama dengan $\frac{3}{4}$ lebar kolom (b_{kolom})

$$b_{\text{balok}} \leq \frac{3}{4} b_{\text{kolom}}$$

$$250 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 350$$

$$250 \text{ mm} < 262,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- 2) Untuk tulangan longitudinal balok menerus pada *joint*,

$$b_{\text{kolom}} \geq 20 \times dL_{\text{(balok)}}$$

$$350 \text{ mm} > 20 \times 16$$

$$350 \text{ mm} > 320 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Rencana Tulangan Transversal

$$0,5 \times A_{sh}/s = 0,5 \times 5,9048 = 2,9524 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Jarak tulangan transversal joint diasumsikan 50 mm

$$A_{sh} = 50 \times 2,9524 = 144,6190 \text{ mm}^2$$

- Rencana dipasang tulangan Transversal 4D10-50

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

$$A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$n = 4 \text{ kaki (diasumsikan)}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 4 \times A_s \\ &= 4 \times 78,5398 \\ &= 314,1593 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- a. Arah sumbu x

Pada kolom yang ditinjau menumpu balok induk 6, dengan nilai M_{pr} balok sebagai berikut:

- Tulangan Tarik Atas (5D16)

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{5 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 82,7902 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 5 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{82,7902}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 159,7111 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan Tarik Bawah (3D16)

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{3 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 49,6741 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 3 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{49,6741}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 101,0701 \text{ kNm} \end{aligned}$$

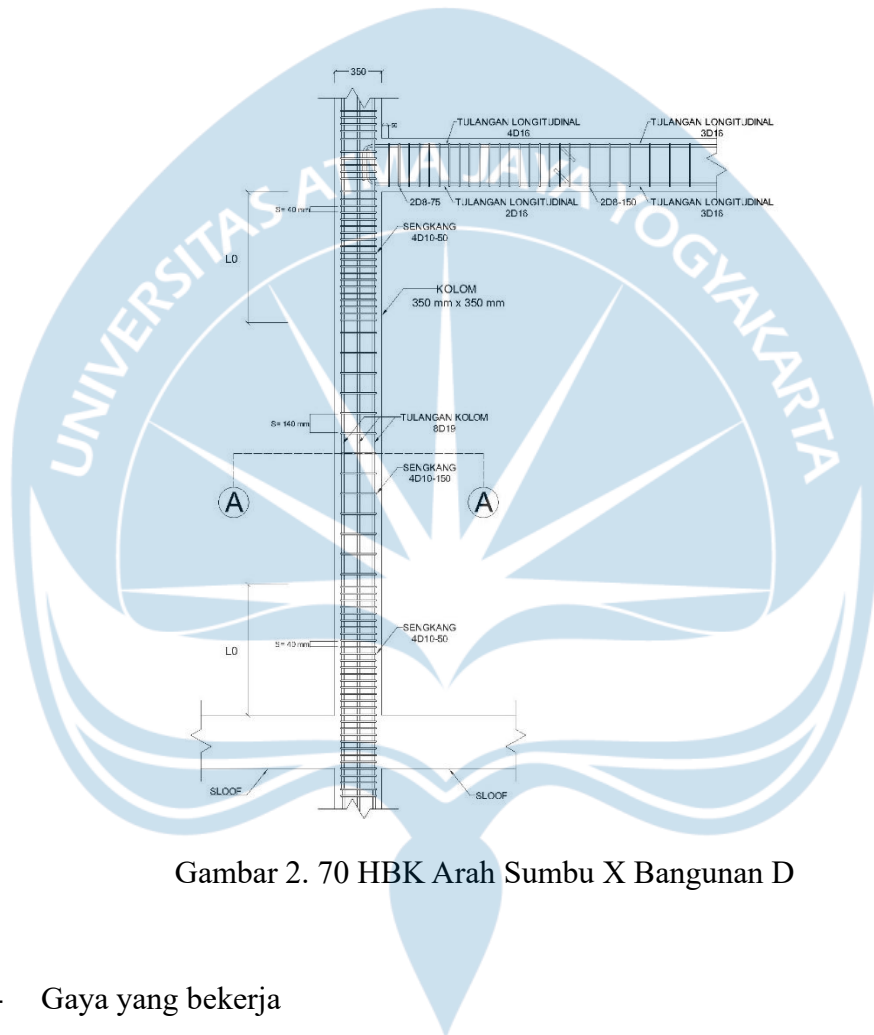
- Kekakuan kolom dianggap sama, maka nilai $DF = 0,5$

$$\begin{aligned} M_c &= 0,5 \times (M_{pr, ki} + M_{pr, ka}) \\ &= 0,5 \times (159,7111 + 101,0701) \end{aligned}$$

$$= 130,3906 \text{ kNm}$$

- Gaya geser kolom akibat gempa (V_{goyangan})

$$\begin{aligned} V_{\text{goyangan}} &= \frac{2 \times M_c}{ln} \\ &= \frac{2 \times 130,3906}{3500 \times 10^{-3}} \\ &= 74,5089 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 2. 70 HBK Arah Sumbu X Bangunan D

- Gaya yang bekerja

Tulangan atas (5D16)

- Sebelah kanan *joint*

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 1005,3096 \times 420 \\ &= 527,7876 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_1 = T_1 = 527,7876 \text{ kN}$$

Tulangan bawah (3D16)

- Sebelah kiri *joint*

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 603,1858 \times 420 \\ &= 316,6725 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 316,6725 \text{ kN}$$

- Gaya geser yang terjadi pada balok kolom (*joint*)

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} \\ &= 527,7876 + 316,6725 - 74,5089 \\ &= 769,9512 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat geser *joint* pada kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times 1 \times \sqrt{30} \times 122500 \\ &= 1140,6322 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0,836 \times 1140,6322 \\ &= 953,5685 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai kuat geser *joint* setelah direduksi ($\emptyset V_n = 953,5685 \text{ kN}$) lebih besar dari nilai kuat geser ($V_j = 769,9512 \text{ kN}$), maka asumsi tulangan transversal 4D10-50 dinyatakan AMAN.

- b. Arah sumbu y

Pada kolom yang ditinjau menumpu balok induk 6, dengan nilai M_{pr} balok sebagai berikut:

- Tulangan Tarik Atas (4D16)

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{4 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 66,2322 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 4 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{66,2322}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 131,2645 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan Tarik Bawah (4D16)

$$a_{pr} = \frac{4 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 30 \times 250}$$

$$= 66,2322 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 4 \times 201,0619 \times (1,25 \times 420) \times \left(344 - \frac{66,2322}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 131,2645 \text{ kNm}$$

- Kekakuan kolom dianggap sama, maka nilai DF = 0,5

$$M_c = 0,5 \times (M_{pr, ki} + M_{pr, ka})$$

$$= 0,5 \times (131,2645 + 131,2645)$$

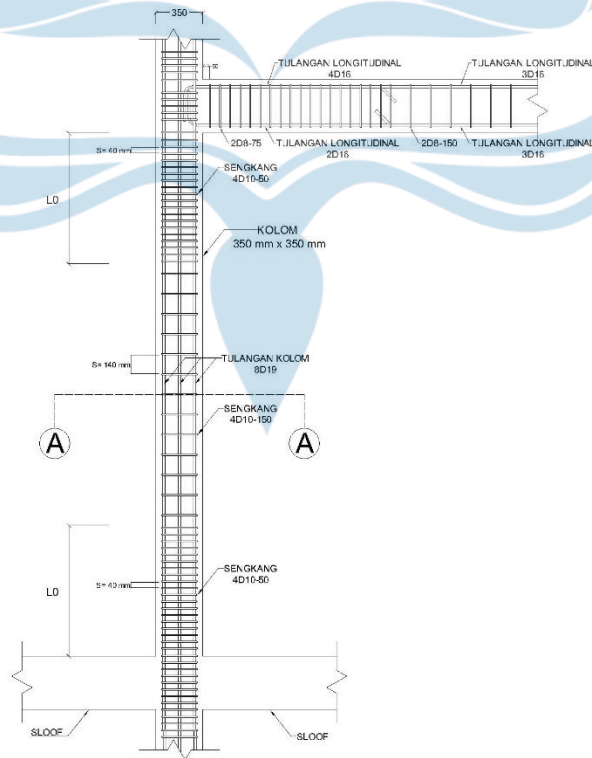
$$= 131,2645 \text{ kNm}$$

- Gaya geser kolom akibat gempa ($V_{goyangan}$)

$$V_{goyangan} = \frac{2 \times M_c}{ln}$$

$$= \frac{2 \times 131,2645}{3500 \times 10^{-3}}$$

$$= 75,0083 \text{ kN}$$



Gambar 2. 71 HBK Arah Sumbu Y Bangunan D

- Gaya yang bekerja

Tulangan atas (4D16)

- Sebelah kanan *joint*

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 804,2477 \times 420 \\ &= 422,2301 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_1 = T_1 = 422,2301 \text{ kN}$$

Tulangan bawah (4D16)

- Sebelah kiri *joint*

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_{st} \times f_y \\ &= 1,25 \times 804,2477 \times 420 \\ &= 422,2301 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya tekan pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 422,2301 \text{ kN}$$

- Gaya geser yang terjadi pada balok kolom (*joint*)

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} \\ &= 422,2301 + 422,2301 - 75,0083 \\ &= 769,4518 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat geser *joint* pada kolom yang terkekang pada keempat sisinya

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times 1 \times \sqrt{30} \times 122500 \\ &= 1140,6322 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,836 \times 1140,6322 \\ &= 953,5685 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai kuat geser *joint* setelah direduksi ($\phi V_n = 953,5685 \text{ kN}$) lebih besar dari nilai kuat geser ($V_j = 769,4518 \text{ kN}$), maka asumsi tulangan transversal 4D10-50 dinyatakan AMAN.

Tabel 2. 91 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom Bangunan D

Jenis HBK	Arah	V_J (kN)	ϕV_n (kN)	Ket.	Tulangan Transversal
HBK 4 sisi (K 350 x 350 mm)	x	769,9512	953,5685	OK	4D10-50
	y	769,9512	953,5685	OK	4D10-50
HBK 4 sisi (K 350 x 500 mm)	x	479,1595	1362,2408	OK	4D10-75
	y	575,5907	1362,2408	OK	4D10-75
HBK 3 sisi (K 350 x 500 mm)	x	380,8499	961,5817	OK	4D10-75
	y	384,7259	961,5817	OK	4D10-75
HBK 2 sisi (K 350 x 500 mm)	x	191,3642	801,3181	OK	4D10-50
	y	287,7954	801,3181	OK	4D10-50

