

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Preliminary Design

Bangunan Pusat Kesenian Tari Tradisional di Kota Balikpapan, Provinsi Kalimantan Timur terbagi menjadi 4 gedung, yaitu Gedung Pertunjukan yang memiliki 3 lantai, Gedung Pameran yang memiliki 2 lantai, *Warehouse* dan Gudang yang memiliki 1 lantai, dan Musholla yang memiliki 1 lantai.

Gedung Pertunjukan memiliki kolom struktur dengan diameter 350 mm, balok utama dengan ukuran 700×350 mm, balok anak dengan ukuran 600×300 mm dan pelat dengan tebal 180 mm. Gedung Pameran memiliki kolom struktur dengan ukuran 250×250 mm, balok utama dengan ukuran 500×250 mm, balok anak dengan ukuran 400×200 mm dan pelat dengan tebal 150 mm. *Warehouse* dan Gudang memiliki kolom dengan ukuran 200×200 mm, balok utama dengan ukuran 400×200 mm dan pelat dengan tebal 100 mm. Musholla memiliki kolom dengan ukuran 150×150 mm, balok utama dengan ukuran 300×150 mm, dan pelat dengan tebal 100 mm.

2.2 Interpretasi Data Tanah Dan Penentuan Kelas Situs

Proses interpretasi data tanah adalah proses menguraikan data tanah yang telah diukur kemudian yang lebih sederhana agar lebih mudah dimengerti. Setelah interpretasi data tanah selesai, langkah berikutnya adalah menentukan kelas situs berdasarkan respon spektrum.

Pengujian kapasitas dukung tanah dapat dilakukan melalui metode uji SPT (*Standard Penetration Test*) dan metode uji CPT (*Cone Penetrometer Test*). Penulis memiliki data tanah yang berasal dari uji SPT yang diperoleh melalui hasil bor log yang nantinya akan didapatkan kelas situs.

2.2.1 Menentukan Kelas Situs

Berdasarkan pada hasil uji SPT hasil bor log dapat diketahui bahwa data tanah bor log 1 memiliki kedalaman hingga 40 meter. Pada kedalaman 1 meter

hingga 19 meter terdapat pasir kasar berwarna coklat. Kemudian pada kedalaman 19 meter hingga 40 meter terdapat pasir kasar padar berwarna coklat. Sedangkan data tanah yang didapatkan dari hasil bor log 2, memiliki kedalaman hingga 40 meter. Pada kedalaman 1 meter hingga 22 meter terdapat pasir kasar berwarna coklat. Kemudian pada kedalaman 22 meter hingga 40 meter terdapat pasir kasar padat berwarna coklat.

Berdasarkan SNI 1726:2019 mengenai cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, klasifikasi situs ditentukan berdasarkan profil tanah.

Kedalaman	T(m)	N (SPT)	N = T/N
		0	
0 - 2	2	24	0,083
2-4	2	42	0,048
4-6	2	45	0,044
6 - 8	2	45	0,044
8 – 10	2	47	0,043
10 – 12	2	53	0,038
12 – 14	2	54	0,037
14 – 16	2	55	0,036
16 – 18	2	56	0,036
18 - 20	2	57	0,035
20 – 22	2	60	0,035
22 – 24	2	60	0,033
24 – 26	2	60	0,033
26 – 28	2	60	0,033
28 – 30	2	60	0,033

		60	
30 – 32	2		0,033
		60	
32 – 34	2		0,033
		60	
34 – 36	2		0,033
		60	
36 – 38	2		0,033
		60	
38 - 40	2		0,033
Jumlah	40		
Total kedalaman dan di/Ni	38		0,74
Rata-rata			50,932

Tabel 2. 1 Tabel Perhitungan Rata-Rata \bar{N}

Berdasarkan perhitungan table tersebut nilai N rata-rata yaitu 50,932. Mengacu pada SNI 1726 : 2019, hasil perhitungan termasuk dalam klasifikasi kelas situs tanah keras (SC).

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (Kpa)
<i>SA</i> (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
<i>SB</i> (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
<i>SC</i> (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
<i>SD</i> (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<i>SE</i> (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$. 2. Kadar air, $w > 40\%$. 3. Kuat geser nirair $S_u < 25$ kPa		
<i>SF</i> (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Gambar 2.1 Tabel Kelas Situs SNI 1726:2019

2.2.2 Menentukan Kategori Risiko

Berdasarkan Gambar dari SNI 1726:2019, jenis pemanfaatan Bangunan Pusat Kesenian Tari Tradisional di Balikpapan sebagai gedung kesenian dan fasilitas tari termasuk dalam kategori risiko II (untuk Gedung Pertunjukan, Gedung Pameran, dan *Warehouse* dan Gedung) dan kategori risiko IV (untuk Musholla)

Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

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

Gambar 2.2 Tabel Katergori Risiko Bangunan SNI 1726:2019

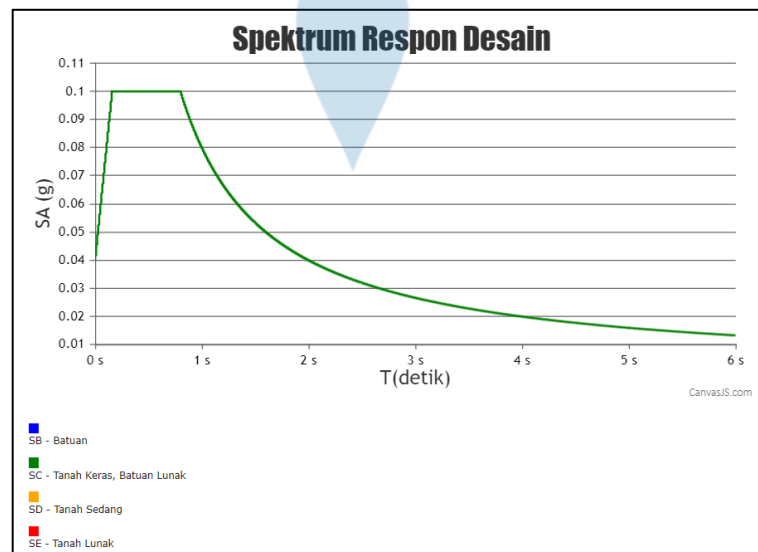
Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa (lanjutan)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Gambar 2.3 Tabel Kategori Risiko Bangunan Bagian 2 SNI 1726:2019

2.2.3 Kategori Desain Seismik

Menentukan kategori desain seismic (KDS) dapat dilihat pada spektrum respon desain melalui laman Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR dengan cara menginputkan nama kota yang akan ditinjau. Dengan demikian, akan didapatkan nilai SDS dan SD1 seperti yang tertera pada Gambar yang tertera pada SNI 1726:2019. Berdasarkan gambar tersebut, Kategori Desain Seismik kelas B.



Gambar 2.4 Spektrum Respon Desain

Kelas
 SC - Tanah Keras, Batuan Lunak

Rentang T(s)
 Value: 6

PGA MCEg
 0.0603
 (g) bedrock

SS MCEr
 0.1159
 (g) bedrock

S1 MCEr
 0.0799
 (g) bedrock

TL
 16
 Detik

T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
0.16	0.80	0.10	0.08

Gambar 2.5 Spektrum Respon Desain SDS & SD1

Tabel 8 – 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	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 9 – 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	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Gambar 2.6 Tabel Kategori Desain Seismik SNI 1726:2019

2.3 Penentuan Sistem Struktur

Sistem struktur yang ada pada bangunan yang diatur pada SNI 2847:2019

dibedakan menjadi beberapa sistem, seperti berikut.

- 1) Sistem pemikul gaya seismik (*Seismic-force-resisting system*). Sistem ini adalah bagian struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa. Pembangunan gedung umum yang dilakukan dengan menggunakan ketentuan yang sesuai dengan kombinasi beban yang legal.
- 2) Sistem rangka pemikul momen (*Moment frame*), merupakan rangka dimana terdapat komponen balok, pelat, kolom dan joint untuk menahan gaya lentur, gaya geser, dan gaya aksial.
- 3) Sistem rangka pemikul momen biasa atau (*Ordinary Moment Frame*). Rangka balok atau rangka pelan kolom yang dicor ditempat yang memenuhi persyaratan. KDS D merupakan persyaratan desain seismik yang harus dimiliki oleh sebuah bangunan.
- 4) Sistem rangka pemikul momen khusus atau (*Special Moment Frame*) merupakan salah satu sistem yang digunakan sebuah bangunan. Sistem rangka ini mengharuskan bangunan tersebut termasuk KDS C, D dan E.
- 5) Sistem rangka pemikul momen menengah atau (*Intermediate Moment Frame*) merupakan sistem yang digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang di cor ditempat.

Pada bangunan Pusat Kesenian Tari Tradisional di Balikpapan, menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*Special Moment Frame*). Sistem rangka ini digunakan karena bangunan ini didesain untuk menahan gaya lentur dan geser. Selain itu desain ini digunakan untuk daerah yang memiliki KDS D, E, dan F.

2.4 Perencanaan Pembebanan Struktur

Pusat Kesenian Tari Tradisional memiliki 4 bangunan yang terdiri dari massa utama (Gedung Pertunjukan dan Gedung Pameran), *Warehouse* dan Gudang, dan Musholla. Gedung Pertunjukan memiliki 3 lantai, Gedung Pameran memiliki 2 lantai, dan *Warehouse*-Gudang dan Musholla memiliki 1 lantai. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur mengikuti data-data yang ada pada *preliminary design*, interpretasi data tanah, dan penentuan kelas situs.

2.4.1 Pembebanan Gedung Pertunjukan

Koefisien Respons Seismik (Cs)

Koefisien respons seismik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,1123}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,014 \end{aligned}$$

Nilai Cs tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SD1}{I\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,1154}{0,674\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0214 \end{aligned}$$

Nilai tersebut harus lebih dari Cs.min dengan rumus:

$$\begin{aligned} C_{s.min} &= 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \\ &= 0,005 \leq 0,01, \text{ maka } C_{s.min} = 0,01 \end{aligned}$$

Berat Seismik Efektif Bangunan

Sebelum menghitung perencanaan beban perlu mengetahui berat beban seismik efektif pada bangunan terlebih dahulu. Berat seismik efektif bangunan dihitung untuk mengetahui berat total pada tiap lantai bangunan. Setelah dilakukan *output* dari ETABS didapatkan:

Lantai	Massa (kN)
Atap	12923,002
3	19969,260
2	33581,976
1	30522,648
Basement	5642,905

Tabel 2.2 Tabel Massa Pada Tiap Lantai Gedung Pertunjukan

Berat mati total (W) merupakan hasil penjumlahan dari berat tiap lantai, yaitu 102640 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan

rumus:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,014 \times 102640 \\ &= 1441,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Gempa Metode Statik Ekivalen

Melakukan pemodelan pada ETABS juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekivalen dengan cara sebagai berikut:

$$\begin{aligned} K &= 0,5T + 0,75 \\ &= 0,5(0,674) + 0,75 \\ &= 1,087 \end{aligned}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada Gedung Pertunjukan:

Lantai	w_x	h_x	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x
Atap	12923.002	21.1	355515.430	0.227	326.9208
3	19969.260	17.1	437148.258	0.279	401.9878
2	33581.976	12.1	504770.468	0.322	464.171
1	30522.648	7.1	257004.089	0.164	236.3329
Basement	5642.905	2.1	12640.234	0.008	11.62356
Total	102639.791	59.5	1567078.479	1.000	1441.04

Tabel 2.3 Rekapitulasi Beban Gempa Pada Gedung Pertunjukan

Setelah menemukan beban gempa maka perlu menghitung pengaruh gempa horizontal dan vertikal dengan cara seperti berikut:

$$\text{Pengaruh gempa horizontal (Eh)} = \rho \times Q$$

Keterangan: ρ = faktor redundansi (untuk KDS B atau C diizinkan $\rho = 1,0$)

$$Q = \text{pengaruh gaya gempa horizontal dari V}$$

Dari rumus memperoleh hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} E_h &= 1,0 \times 1441,04 \\ &= 1441,04 \end{aligned}$$

$$\text{Pengaruh gempa vertikal (Ev)} = 0,2 \times \text{SDS} \times D$$

Keterangan: D = pengaruh beban mati (sebesar 7,27 kN/m²)

$$E_v = 0,2 \times 0,1123 \times 7,27$$

$$= 0,1633$$

2.4.2 Pembebanan Gedung Pameran

Koefisien Respons Seismik (C_s)

Koefisien respons seismic dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,1123}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,014 \end{aligned}$$

Nilai C_s tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,1154}{0,802\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,018 \end{aligned}$$

Nilai tersebut harus lebih dari $C_{s.min}$ dengan rumus:

$$\begin{aligned} C_{s.min} &= 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \\ &= 0,005 \leq 0,01, \text{ maka } C_{s.min} \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat seismik efektif bangunan dihitung untuk mengetahui berat total pada tiap lantai bangunan. Setelah dilakukan *output* dari MIDAS Gen didapatkan:

Lantai	Massa (kN)
2	45413,5
1	42425,3

Tabel 2.4 Tabel Massa Pada Tiap Lantai Gedung Pameran

Berat mati total (W) merupakan hasil penjumlahan dari berat tiap lantai, yaitu 87838,8 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,014 \times 87838,8$$

$$= 1233,23 \text{ kN}$$

Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan pada MIDAS Gen juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara sebagai berikut:

$$K = 0,5T + 0,75$$

$$= 0,5(0,802) + 0,75$$

$$= 1,150$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada Gedung Pameran:

Lantai	w_x	h_x	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x
2	45413.500	14	946708.349	0.778	959.235
1	42425.300	5	270421.064	0.222	273.999
Total	87838.800	19	1217129.413	1.000	1233.23

Tabel 2.5 Rekapitulasi Beban Gempa Pada Gedung Pameran

Setelah menemukan beban gempa maka perlu menghitung pengaruh gempa horizontal dan vertikal dengan cara seperti berikut:

$$\text{Pengaruh gempa horizontal (Eh)} = \rho \times Q$$

Keterangan: ρ = faktor redundansi (untuk KDS B atau C diizinkan $\rho = 1,0$)

Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

Dari rumus memperoleh hasil sebagai berikut:

$$E_h = 1,0 \times 1233,23$$

$$= 1233,23$$

$$\text{Pengaruh gempa vertikal (E}_v\text{)} = 0,2 \times \text{SDS} \times D$$

Keterangan: D = pengaruh beban mati (sebesar $6,55 \text{ kN/m}^2$)

$$E_v = 0,2 \times 0,1123 \times 6,55$$

$$= 0,1471$$

2.4.3 Pembebanan Warehouse-Gudang

Koefisien Respons Seismik (C_s)

Koefisien respons seismik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1123}{\left(\frac{8}{7}\right)} \\
 &= 0,014
 \end{aligned}$$

Nilai C_s tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1154}{1,055\left(\frac{8}{7}\right)} \\
 &= 0,0137
 \end{aligned}$$

Nilai tersebut harus lebih dari $C_{s,min}$ dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 C_{s,min} &= 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \\
 &= 0,005 \leq 0,01, \text{ maka } C_{s,min} = 0,01
 \end{aligned}$$

Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat seismik efektif bangunan dihitung untuk mengetahui berat total pada tiap lantai bangunan. Setelah dilakukan *output* dari MIDAS Gen didapatkan:

Lantai	Massa (kN)
Atap	15408,800
1	42924,812

Tabel 2.6 Tabel Massa Pada Tiap Lantai Warehouse-Gudang

Berat mati total (W) merupakan hasil penjumlahan dari berat tiap lantai, yaitu 58333,612 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0137 \times 58333,612 \\
 &= 797,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan pada MIDAS Gen juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 K &= 0,5T + 0,75 \\
 &= 0,5(1,055) + 0,75 \\
 &= 1,150
 \end{aligned}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada Warehouse-Gudang:

Lantai	w _x	h _x	w _x h _x ^k	C _{vx}	F _x
Atap	15408.800	6.3	161828.212	0.481	383.4245
1	42924.812	3	174705.721	0.519	413.9356
Total	58333.612	9.3	336533.934	1.000	797.36

Tabel 2.7 Rekapitulasi Beban Gempa Pada Warehouse-Gudang

Setelah menemukan beban gempa maka perlu menghitung pengaruh gempa horizontal dan vertikal dengan cara seperti berikut:

$$\text{Pengaruh gempa horizontal (Eh)} = \rho \times Q$$

Keterangan: ρ = faktor redundansi (untuk KDS B atau C diizinkan $\rho = 1,0$)

Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

Dari rumus memperoleh hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 E_h &= 1,0 \times 797,36 \\
 &= 797,36
 \end{aligned}$$

$$\text{Pengaruh gempa vertikal (E}_v\text{)} = 0,2 \times \text{SDS} \times D$$

Keterangan: D = pengaruh beban mati (sebesar $6,79 \text{ kN/m}^2$)

$$\begin{aligned}
 E_v &= 0,2 \times 0,1123 \times 6,79 \\
 &= 0,1525
 \end{aligned}$$

2.4.4 Pembebanan Musholla

Koefisien Respons Seismik (C_s)

Koefisien respons seismic dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,1123}{\frac{8}{1}} \\
 &= 0,014
 \end{aligned}$$

Nilai Cs tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,1154}{1,055\left(\frac{8}{7}\right)} \\ &= 0,0137 \end{aligned}$$

Nilai tersebut harus lebih dari Cs.min dengan rumus:

$$\begin{aligned} C_{s.min} &= 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \\ &= 0,005 \leq 0,01, \text{ maka } C_{s.min} = 0,01 \end{aligned}$$

Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat seismik efektif bangunan dihitung untuk mengetahui berat total pada tiap lantai bangunan. Setelah dilakukan *output* dari MIDAS Gen didapatkan:

Lantai	Massa (kN)
Atap	4082,5
1	3289,5

Tabel 2.8 Tabel Massa Pada Tiap Lantai Musholla

Berat mati total (W) merupakan hasil penjumlahan dari berat tiap lantai, yaitu 7372 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,0137 \times 7372 \\ &= 100,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan pada MIDAS Gen juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara sebagai berikut:

$$\begin{aligned} K &= 0,5T + 0,75 \\ &= 0,5(1,055) + 0,75 \\ &= 1,150 \end{aligned}$$

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada Musholla:

Lantai	w _x	h _x	w _x h _x ^k	C _{v_x}	F _x
Atap	4082.500	3	16615.940	0.554	55.80355
1	3289.500	3	13388.398	0.446	44.96406
Total	7372.000	6	30004.338	1.000	100.77

Tabel 2.9 Rekapulasi Beban Gempa Pada Musholla

Setelah menemukan beban gempa maka perlu menghitung pengaruh gempa horizontal dan vertikal dengan cara seperti berikut:

Pengaruh gempa horizontal (E_h) = ρ × Q

Keterangan: ρ = faktor redundansi (untuk KDS B atau C diizinkan ρ = 1,0)

Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

Dari rumus memperoleh hasil sebagai berikut:

$$E_h = 1,0 \times 100,77$$

$$= 100,77$$

Pengaruh gempa vertikal (E_v) = 0,2 × SDS × D

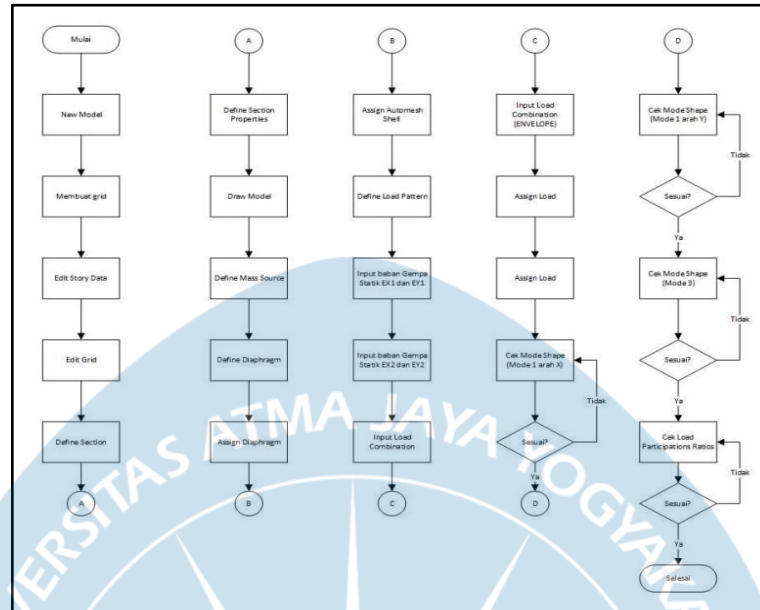
Keterangan: D = pengaruh beban mati (sebesar 5,35 kN/m²)

$$E_v = 0,2 \times 0,1123 \times 5,35$$

$$= 0,1201$$

2.5 Pemodelan Struktur

Pembuatan pemodelan struktur Pusat Kesenian Tari Tradisional di Balikpapan menggunakan *software* ETABS dan MIDAS Gen dengan langkah-langkah sebagai berikut:



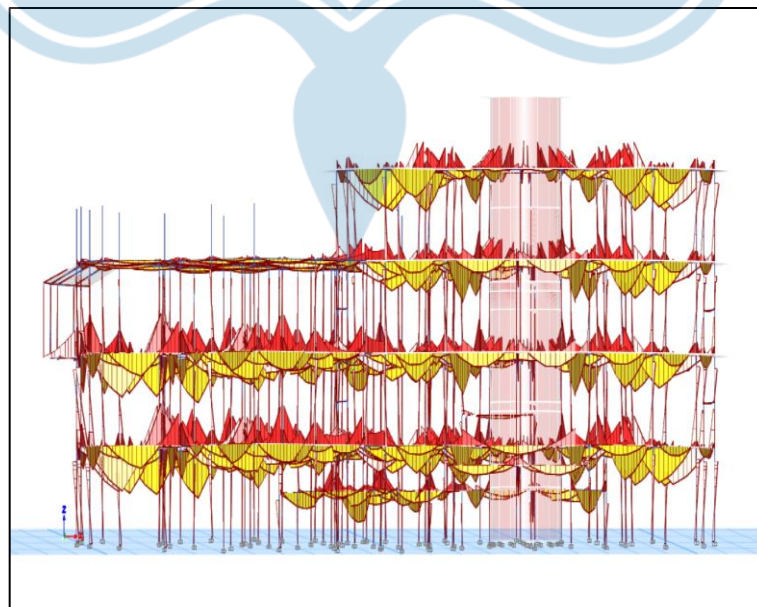
Gambar 2.7 Langkah-Langkah Pemodelan Gedung

2.6 Interpretasi *Output* Pemodelan

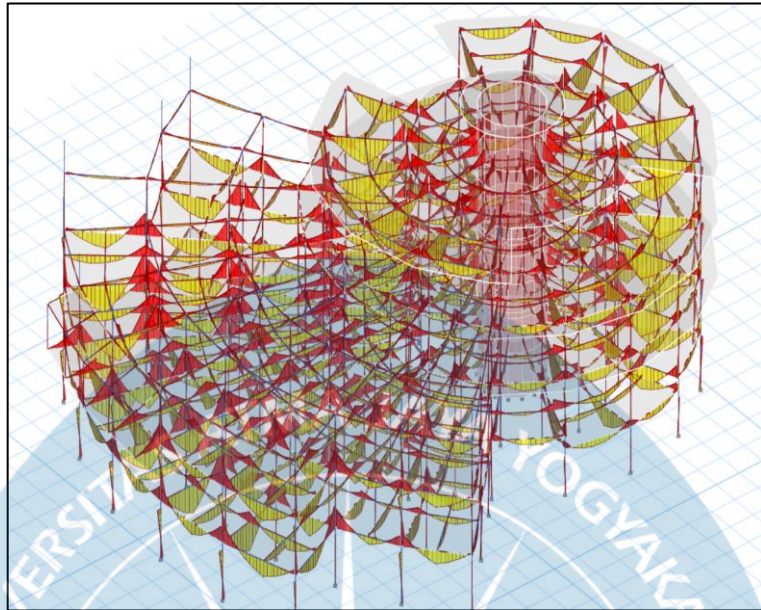
Rekapitulasi atau *output* dari pemodelan Pusat Kesenian Tari Tradisional di Balikpapan, sebagai berikut:

2.6.1 Pengambilan Gaya Dalam Balok

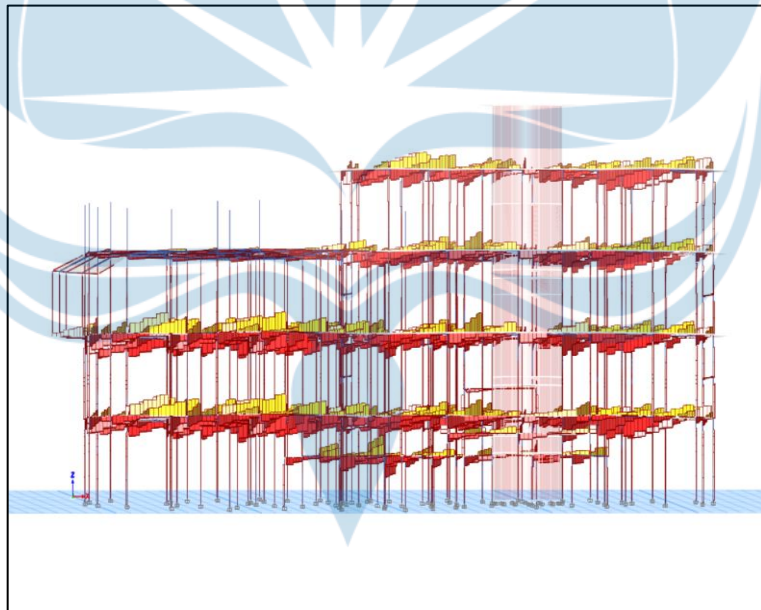
1) Gaya Dalam Pada Gedung Pertunjukan



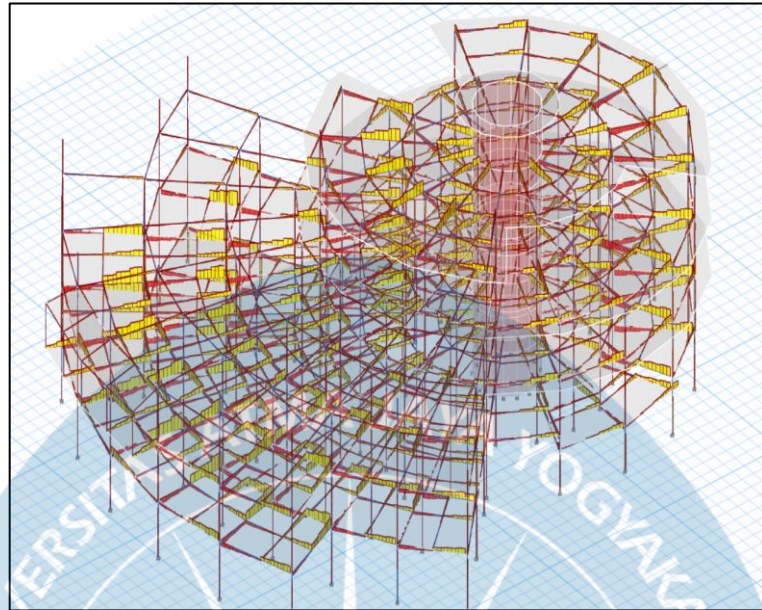
Gambar 2.8 Bending Moment Diagram Pada Gedung Pertunjukan



Gambar 2.9 Bending Moment Diagram Pada Gedung Pertunjukan



Gambar 2.10 Shear Force Diagram Pada Gedung Pertunjukan



Gambar 2.11 Shear Force Diagram Pada Gedung Pertunjukan

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Balok Induk 1 = 700 x 350 mm

Balok Induk 2 = 200 x 150 mm

Balok Anak 1 = 600 x 300 mm

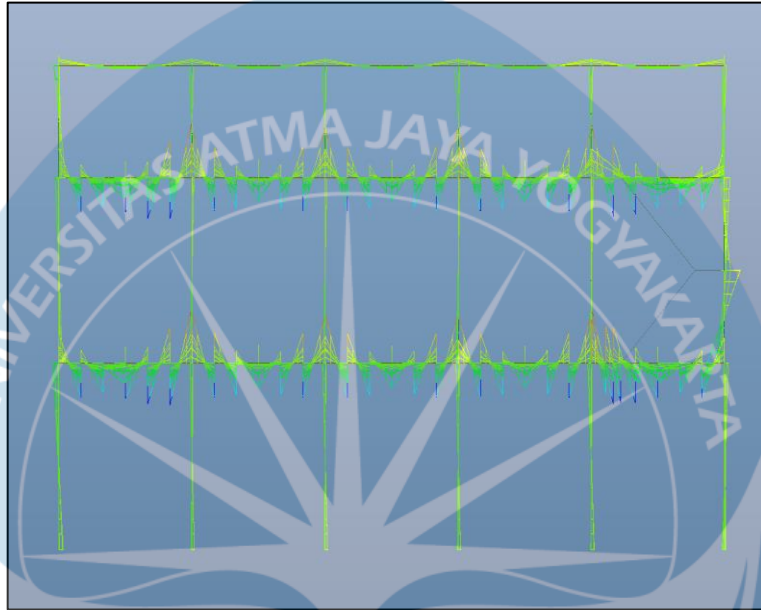
Balok Anak 2 = 400 x 150 mm

Jenis Momen	Balok Induk 1 (700x350)	Balok Anak 1 (600x300)	Balok Kantilever (700x350)	Balok Anak 2 (400x150)
Mu.tumpuan (-) (kN-m)	-442,452	-226,5165	-312,65	-55,9
Mu.tumpuan (+) (kN-m)	498,782	150,316	4,1921	31,95
Mu.lapangan (-) (kN-m)	-454,337	-224,627	1,721	-6,76
Mu.lapangan (+) (kN-m)	398,744	149,321	3,137	3,39
Pu (kN)	183,202	0	0	8,5
Vu.tumpuan (kN)	328,056	201,921	209,45	50,2
Vu.lapangan (kN)	355,531	174,564	52,165	45,39
Vg.tumpuan	315,152	-	186,1	7,53

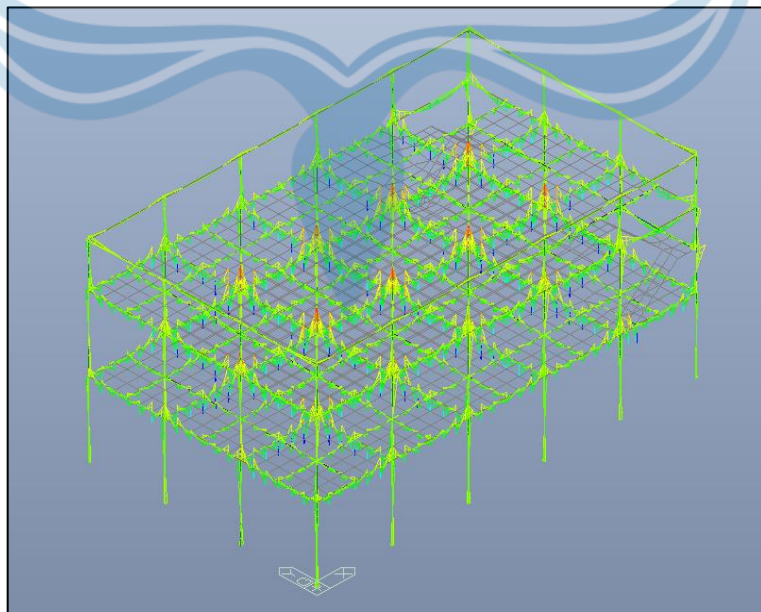
(kN)				
Tu	89,9	49,98	56,86	14,08
(kN-m)				

Tabel 2.10 *Output Gaya Pada Balok Gedung Pertunjukan*

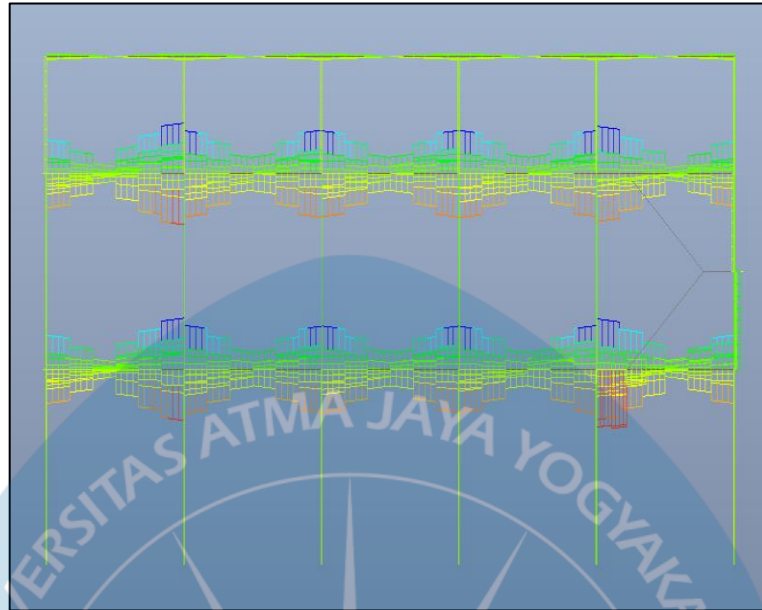
2) Gaya Dalam Pada Gedung Pameran



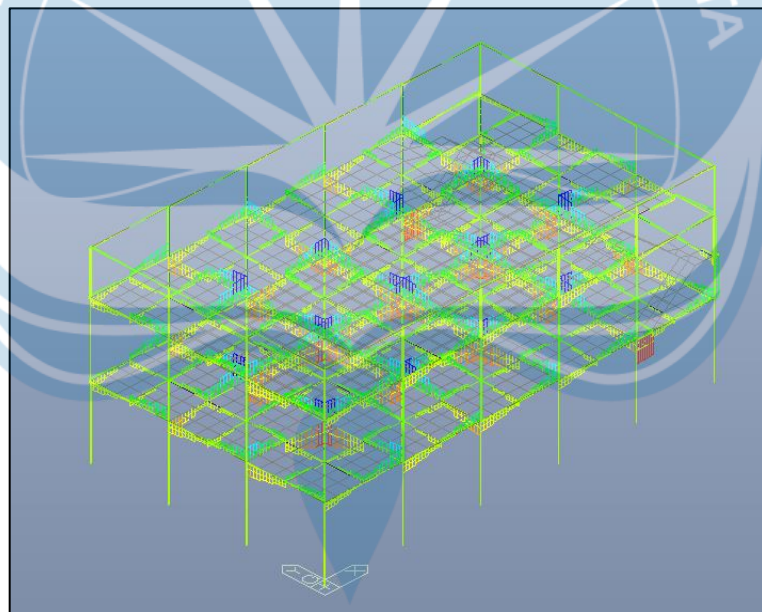
Gambar 2.12 *Bending Moment Diagram Pada Gedung Pameran*



Gambar 2.13 *Bending Moment Diagram Pada Gedung Pameran*



Gambar 2.14 *Shear Force Diagram* Pada Gedung Pameran



Gambar 2.15 *Shear Force Diagram* Pada Gedung Pameran

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Balok Induk = 500 x 250 mm

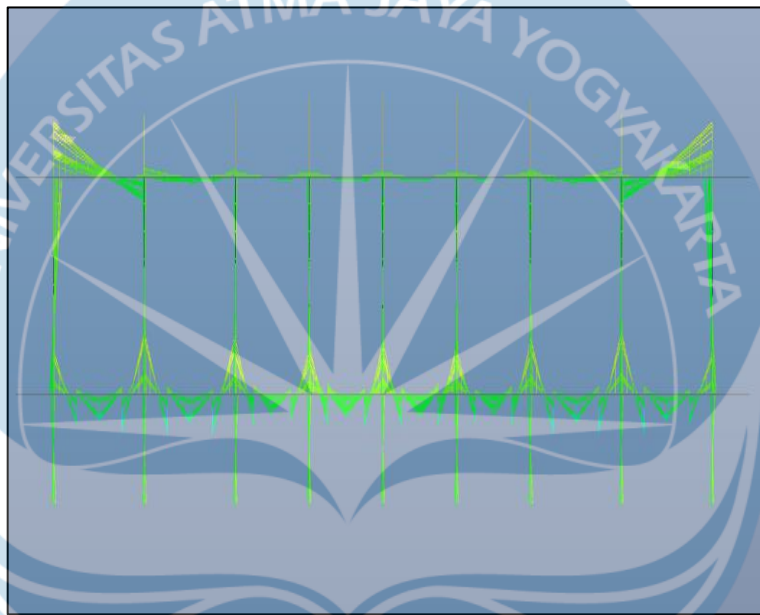
Balok Anak = 400 x 200 mm

Jenis Momen	Balok Induk (500x250)	Balok Anak (400x200)
Mu.tumpuan (-) (kN-m)	-64,24	-20,67

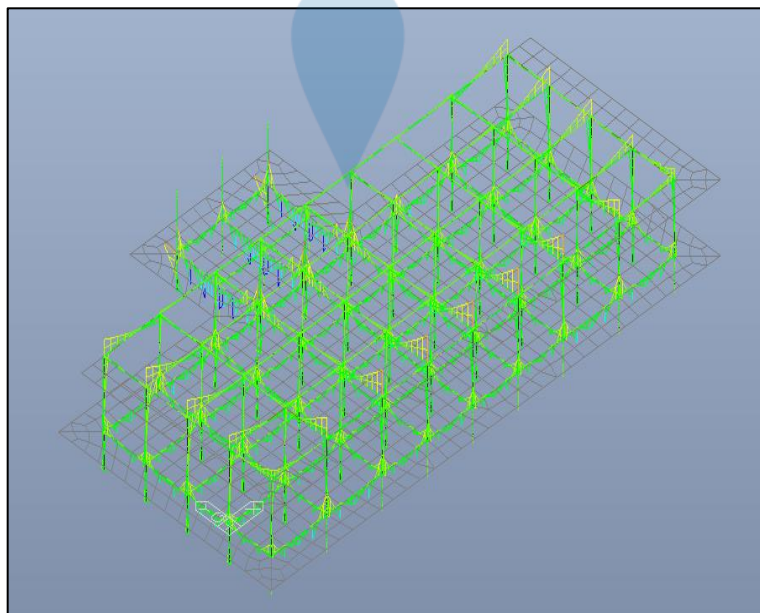
Mu.tumpuan (+) (kN-m)	46,93	16,04
Mu.lapangan (-) (kN-m)	-15,05	-5,12
Mu.lapangan (+) (kN-m)	27,21	9,28
Pu (kN)	239,1	163,53
Vu.tumpuan (kN)	236,98	201,921
Vu.lapangan (kN)	234,91	174,565
Vg.tumpuan (kN)	202,02	-
Tu (kN-m)	5,91	1,07

Tabel 2.11 *Output Gaya Pada Balok Gedung Pameran*

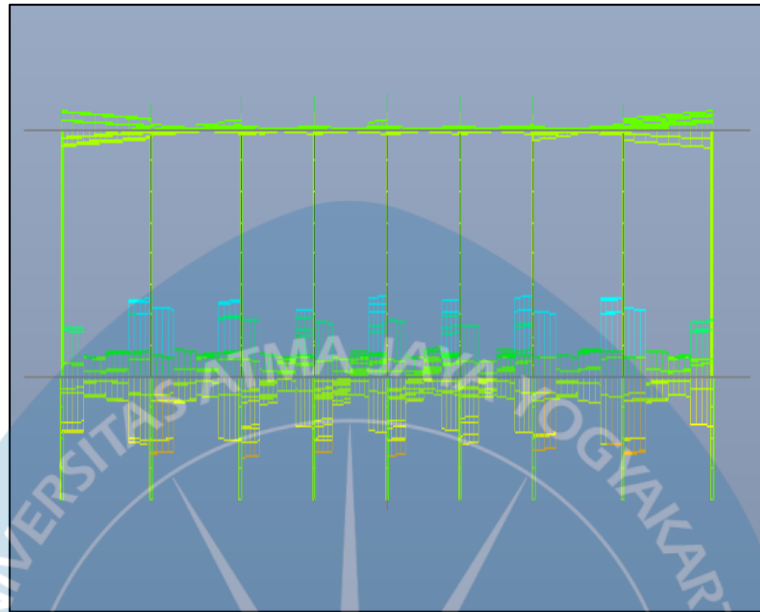
Gaya Dalam Pada Warehouse-Gudang



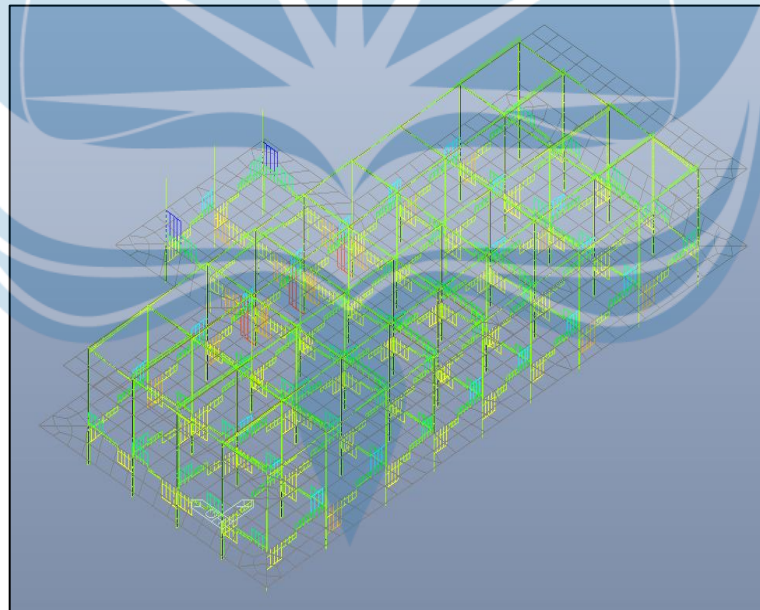
Gambar 2.16 *Bending Moment Diagram Pada Balok Warehouse-Gudang*



Gambar 2.17 *Bending Moment Diagram* Pada Balok Warehouse-Gudang



Gambar 2.18 *Shear Force Diagram* Pada Balok Warehouse-Gudang



Gambar 2.19 *Shear Force Diagram* Pada Balok Warehouse-Gudang

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

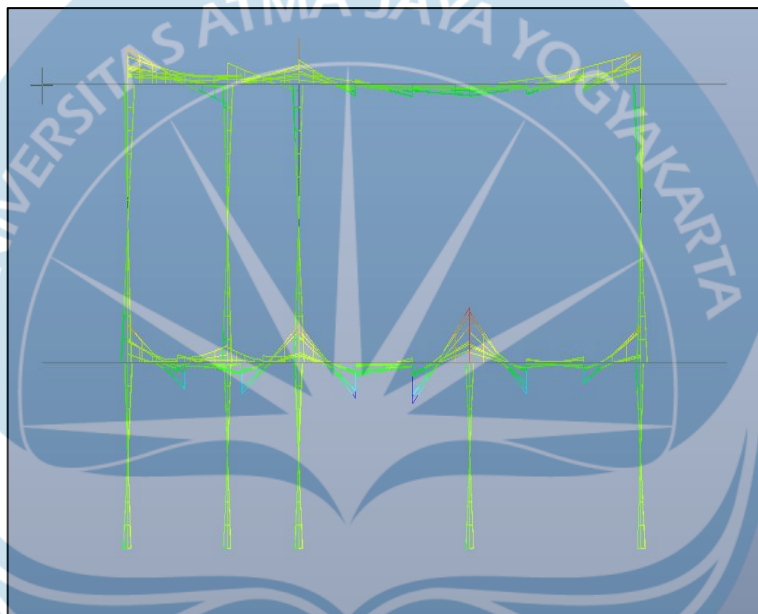
Balok Induk = 400 x 200 mm

Jenis Momen	Balok Induk (500x250)
Mu.tumpuan (-) (kN-m)	-28,2
Mu.tumpuan (+) (kN-m)	20,33

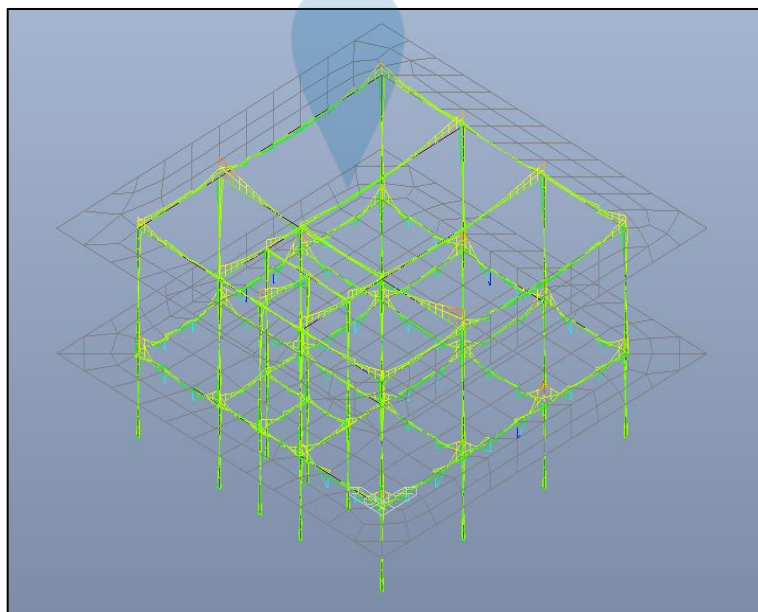
Mu.lapangan (-) (kN-m)	-11,24
Mu.lapangan (+) (kN-m)	11,62
Pu (kN)	58,4
Vu.tumpuan (kN)	87,55
Vu.lapangan (kN)	85,99
Vg.tumpuan(kN)	73,56
Tu (kN-m)	3,74

Tabel 2.12 Output Gaya Pada Balok Gedung Warehouse-Gudang

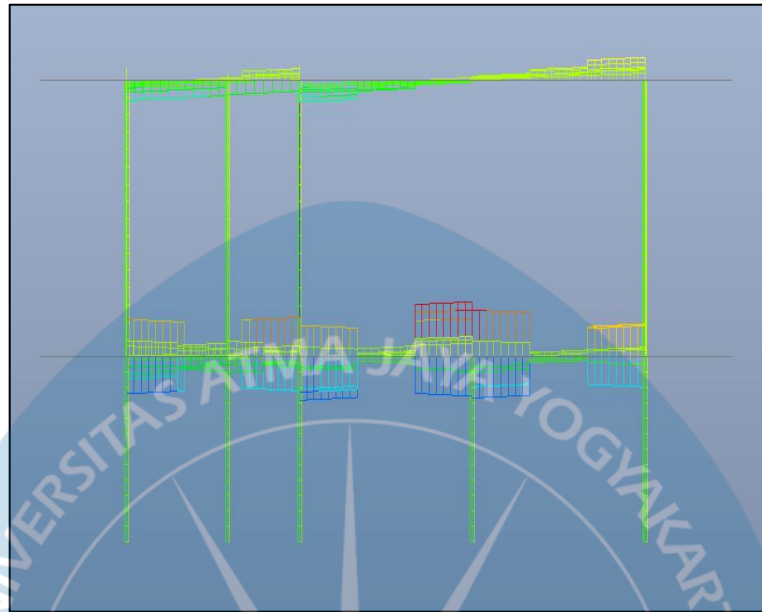
Gaya Dalam Pada Musholla



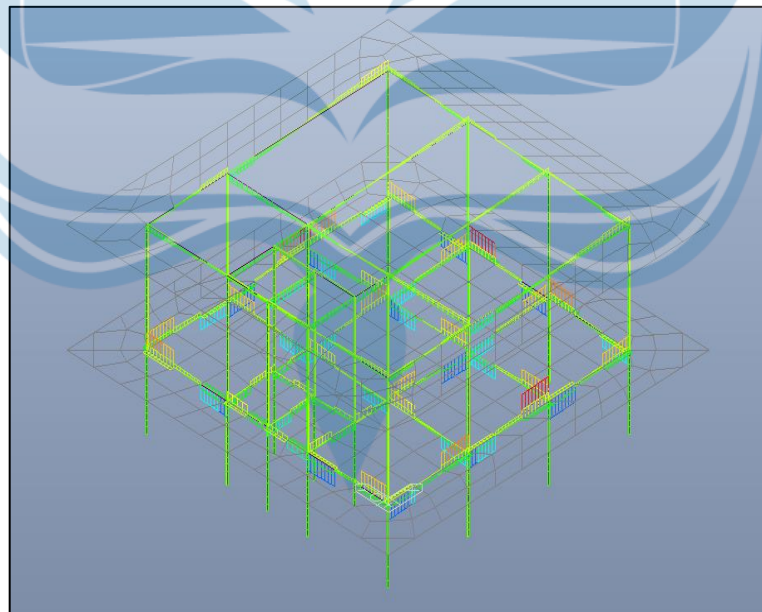
Gambar 2.20 Bending Moment Diagram Pada Balok Musholla



Gambar 2.21 *Bending Moment Diagram* Pada Balok Musholla



Gambar 2.22 *Shear Force Diagram* Pada Balok Musholla



Gambar 2.23 *Shear Force Diagram* Pada Balok Musholla

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Balok Induk = 300 x 150 mm

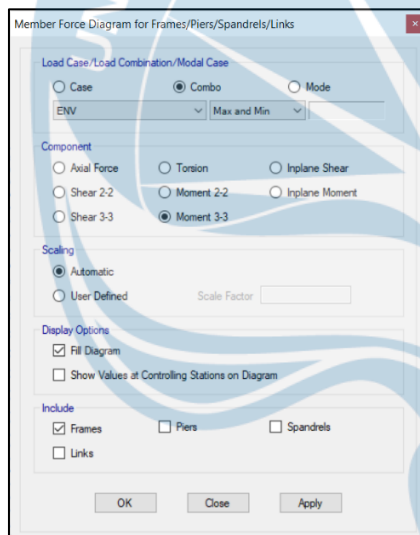
Jenis Momen	Balok Induk (500x250)
-------------	-----------------------

Mu.tumpuan (-) (kN-m)	-12,1
Mu.tumpuan (+) (kN-m)	9,79
Mu.lapangan (-) (kN-m)	-2,39
Mu.lapangan (+) (kN-m)	13,68
Pu (kN)	44,9
Vu.tumpuan (kN)	45,7
Vu.lapangan (kN)	43,79
Vg.tumpuan (kN)	40,54
Tu (kN-m)	2,98

Tabel 2.13 Output Gaya Pada Balok Gedung Musholla

2.6.2 Pengambilan Gaya Dalam Kolom

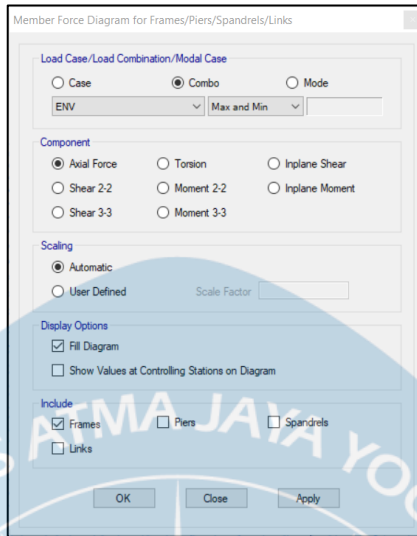
Gaya dalam yang diambil untuk merencanakan kolom harus menggunakan kombinasi *envelope* sebagai berikut:



(1)

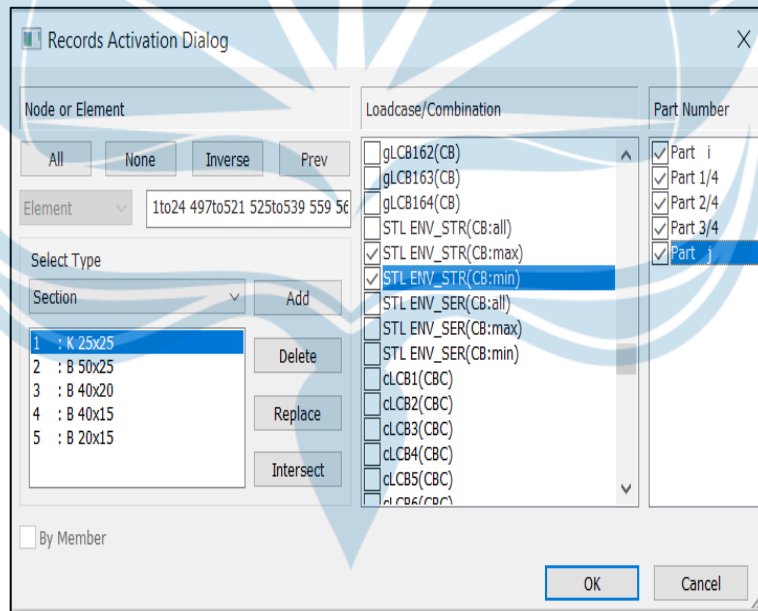


(2)



(3)

Gambar 2.24 Langkah-Langkah Pengambilan Gaya Dalam Kolom di ETABS



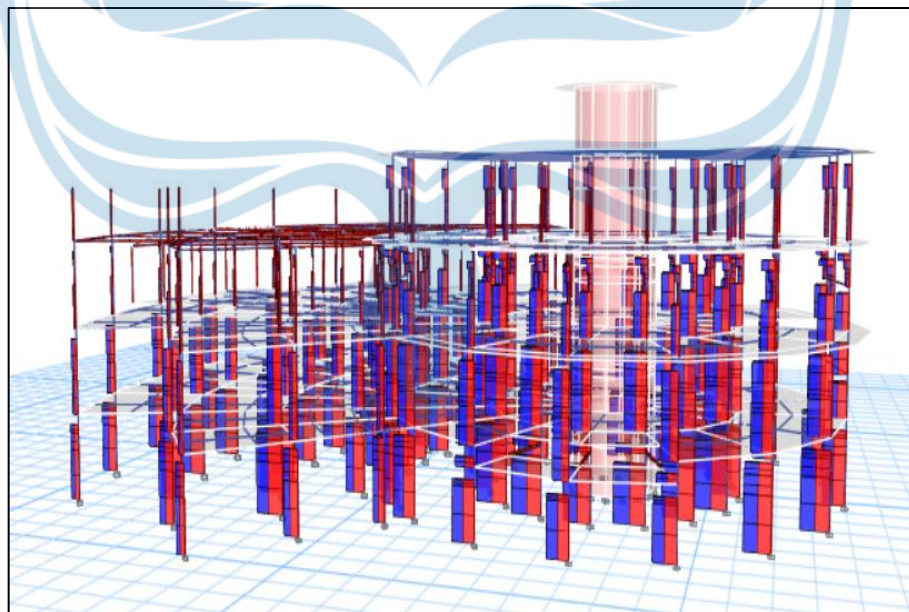
(1)

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1	STL EN	I[1]	-82.41	-0.09	0.69	0.03	2.55	0.78
1	STL EN	1/4	-80.76	-0.09	0.69	0.03	1.69	0.89
1	STL EN	2/4	-79.10	-0.09	0.69	0.03	1.65	1.97
1	STL EN	3/4	-77.45	-0.09	0.69	0.03	5.66	8.37
1	STL EN	J[25]	-75.79	-0.09	0.69	0.03	9.90	15.05
2	STL EN	I[2]	-174.12	1.25	-0.07	0.03	1.18	3.01
2	STL EN	1/4	-172.47	1.25	-0.07	0.03	1.27	1.44
2	STL EN	2/4	-170.81	1.25	-0.07	0.03	3.01	-0.13
2	STL EN	3/4	-169.16	1.25	-0.07	0.03	8.30	3.53
2	STL EN	J[26]	-167.50	1.25	-0.07	0.03	14.06	7.33
3	STL EN	I[3]	-159.19	1.05	-0.14	0.03	0.98	2.66
3	STL EN	1/4	-157.54	1.05	-0.14	0.03	1.15	1.35
3	STL EN	2/4	-155.88	1.05	-0.14	0.03	2.90	0.07
3	STL EN	3/4	-154.23	1.05	-0.14	0.03	7.93	4.28
3	STL EN	J[27]	-152.57	1.05	-0.14	0.03	13.41	8.52
4	STL EN	I[4]	-157.31	1.17	-0.20	0.03	0.81	2.87
4	STL EN	1/4	-155.66	1.17	-0.20	0.03	1.06	1.40
4	STL EN	2/4	-154.00	1.17	-0.20	0.03	2.89	-0.06
4	STL EN	3/4	-152.35	1.17	-0.20	0.03	7.81	3.79
4	STL EN	J[28]	-150.69	1.17	-0.20	0.03	13.18	7.74
5	STL EN	I[5]	-194.72	0.47	-0.11	0.03	0.97	1.70
5	STL EN	1/4	-193.07	0.47	-0.11	0.03	1.11	1.11
5	STL EN	2/4	-191.41	0.47	-0.11	0.03	2.80	1.17
5	STL EN	3/4	-189.76	0.47	-0.11	0.03	7.68	6.60
5	STL EN	J[29]	-188.10	0.47	-0.11	0.03	12.98	12.24
6	STL EN	I[6]	-100.53	2.43	0.44	0.03	1.92	4.67
6	STL EN	1/4	-98.87	2.43	0.44	0.03	1.36	1.85
6	STL EN	2/4	-97.22	2.43	0.44	0.03	1.63	-0.97
6	STL EN	3/4	-95.56	2.43	0.44	0.03	5.26	0.67

(2)

Gambar 2.25 Langkah-Langkah Pengambilan Gaya Dalam Kolom di MIDAS Gen

1) Axial Force Pada Gedung Pertunjukan



Gambar 2.26 Axial Force Pada Gedung Pertunjukan

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Kolom: D 350 mm

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	-11,1744	-2,4325	7,0179
P Min	-3019,0683	-4,4106	8,2431
M2 Max	-2066,195	145,196	-0,0405
M2 Min	-529,5048	-128,2127	-0,0198
M3 Max	-1504,1547	-121,5161	95,1777
M3 Min	-851,1548	-12,7146	-109,1151
Geser			
Tumpuan			
V2 (kN)	144,3008		
V3 (kN)	198,1023		
Lapangan			
V2 (kN)	144,3008		
V3 (kN)	198,1023		
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)	-11,1744		

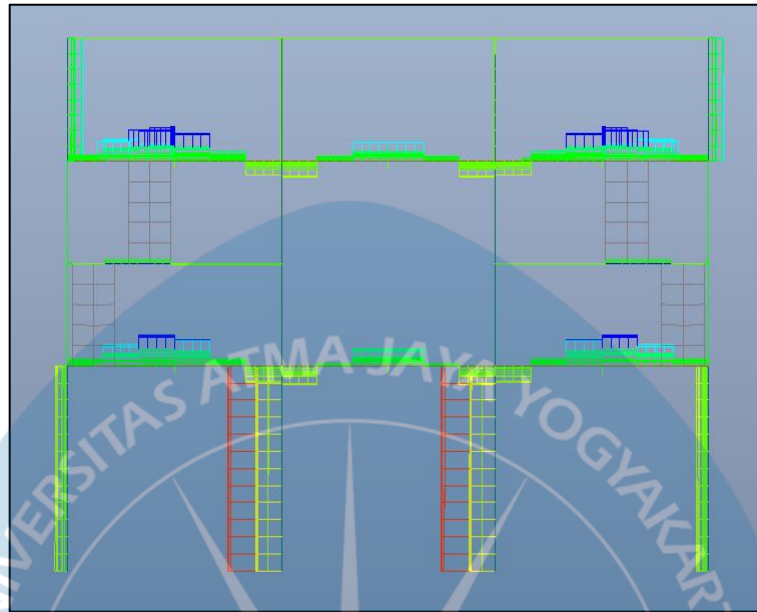
Tabel 2.14 *Output* Gaya Kolom Pada Gedung Pertunjukan

Kolom: D 200 mm

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	11,37	1,82	-6,95
P Min	-371,56	26,84	46,6
M2 Max	-32,65	30,53	53,6
M2 Min	-48,15	-9,41	-12,6
M3 Max	-24,72	-5,92	14,26
M3 Min	-33,9	6,2	-14,42
Geser			
Tumpuan			
V2 (kN)	15,72		
V3 (kN)	12,2		
Lapangan			
V2 (kN)	15,72		
V3 (kN)	12,2		
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)	0,56		

Tabel 2.15 *Output* Gaya Kolom Pada Gedung Pertunjukan

2) Axial Force Pada Gedung Pameran



Gambar 2.27 Axial Force Pada Gedung Pameran

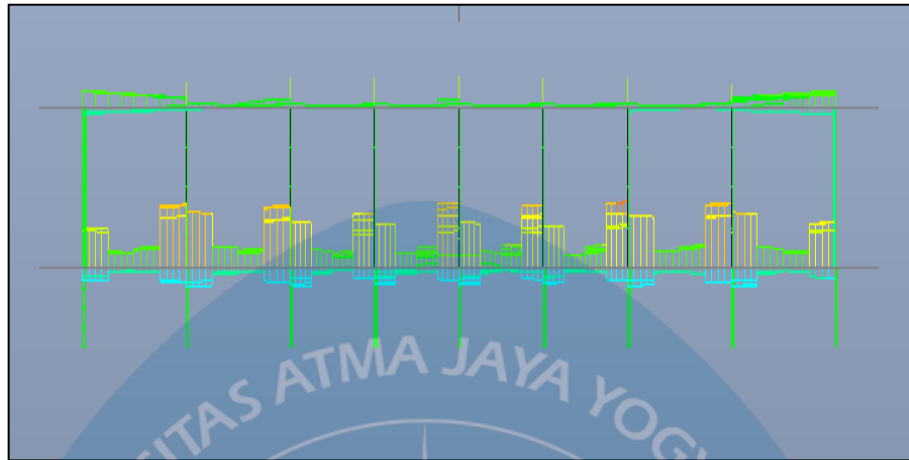
Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Kolom: 250 x 250 mm

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	467,77	-15,53	11,8
P Min	-1674,48	-3,91	-7,76
M2 Max	18,83	59,59	-11,02
M2 Min	23,24	-54,49	9,08
M3 Max	103,61	-20,48	31,14
M3 Min	103,5	-20,69	-30,57
Geser			
Tumpuan			
V2 (kN)	23,71		
V3 (kN)	45,63		
Lapangan			
V2 (kN)	23,71		
V3 (kN)	45,63		
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)	13,04		

Tabel 2.16 Output Gaya Kolom Pada Gedung Pameran

3) Axial Force Pada Warehouse-Gudang



Gambar 2.28 Axial Force Pada Warehouse-Gudang

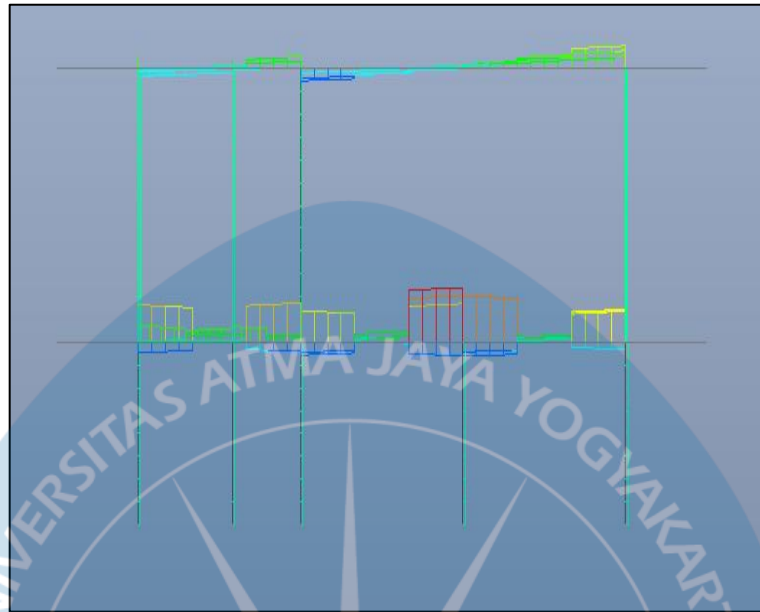
Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Kolom: 150 x 150 mm

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	243,24	0,17	-0,22
P Min	-306,33	1,47	-1,41
M2 Max	-106,41	6,07	-2,6
M2 Min	-106,52	-6,02	-2,51
M3 Max	-223,54	0,87	15,91
M3 Min	-16,63	-0,95	-27,46
Geser			
Tumpuan			
V2 (kN)		43,29	
V3 (kN)		5,95	
Lapangan			
V2 (kN)		43,29	
V3 (kN)		5,95	
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)		0,2	

Tabel 2.17 Output Gaya Kolom Pada Warehouse-Gudang

4) Axial Force Pada Musholla



Gambar 2.29 Axial Force Pada Musholla

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

Kolom: 150 x 150 mm

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	-12,16	-2,89	1,23
P Min	-395,34	-3,19	-1,55
M2 Max	-166,18	4,71	-5,62
M2 Min	-66,64	-4,91	-2,87
M3 Max	-166,18	4,66	5,65
M3 Min	-166,47	4,71	5,62
Geser			
Tumpuan			
V2 (kN)	3,22		
V3 (kN)	3,32		
Lapangan			
V2 (kN)	3,22		
V3 (kN)	3,32		
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)	-12,16		

Tabel 2.18 Output Gaya Kolom Pada Musholla

2.6.3 Simpangan Antar Lantai

Bangunan dengan jenis struktur beton SRPMK dengan *Design Force*

Deflection (δ_{xe}) yang dapat dilihat di tabel *Story Response* pada ETABS dan MIDAS Gen, seperti gambar di bawah ini:

Story	Elevation m	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
Roof - 2	24	Top	4.287	0.72
Roof - 1	20	Top	3.489	0.584
Rafting	18	Top	0	0
Floor - 3	15	Top	2.451	0.429
2 - 3	12.5	Top	0	0
Floor - 2	10	Top	1.443	0.687
1 - 2	7.5	Top	0	0
Floor - 1.5	7	Top	1.014	0.187
Floor - 1	5	Top	0.5	0.363
UG - 2	3.9	Top	0.689	0.083
UG - 1	2.9	Top	0.528	0.18
Base	0	Top	0	0

EX

Story	Elevation m	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
Roof - 2	24	Top	0.707	3.504
Roof - 1	20	Top	0.609	2.828
Rafting	18	Top	0	0
Floor - 3	15	Top	0.415	1.964
2 - 3	12.5	Top	0	0
Floor - 2	10	Top	0.406	2.036
1 - 2	7.5	Top	0	0
Floor - 1.5	7	Top	1.341	0.693
Floor - 1	5	Top	0.113	1.022
UG - 2	3.9	Top	0.855	0.371
UG - 1	2.9	Top	0.684	0.483
Base	0	Top	0	0

EY

Gambar 2.30 *Design Force Deflection* Gedung Pertunjukan

Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)
RX(RS) 110	B1	B1	10.00	0.00	0.0012
RX(RS) 33	B15	B15	5.00	5.00	0.0022
RX(RS) 0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000
RY(RS) 110	B1	B1	10.00	0.00	0.0001
RY(RS) 33	B15	B15	5.00	5.00	0.0002
RY(RS) 0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000
unRX-1(110	B1	B1	10.00	0.00	0.0012
unRX-1(33	B15	B15	5.00	5.00	0.0022
unRX-1(0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000
unRY-1(110	B1	B1	10.00	0.00	0.0001
unRY-1(33	B15	B15	5.00	5.00	0.0002
unRY-1(0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000

EX

Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)
RX(RS) 102	B1	B1	10.00	0.00	0.0000
RX(RS) 25	B15	B15	5.00	5.00	0.0000
RX(RS) 0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000
RY(RS) 107	B1	B1	10.00	0.00	0.0015
RY(RS) 25	B15	B15	5.00	5.00	0.0027
RY(RS) 0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000
unRX-1(102	B1	B1	10.00	0.00	0.0000
unRX-1(25	B15	B15	5.00	5.00	0.0000
unRX-1(0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000
unRY-1(107	B1	B1	10.00	0.00	0.0015
unRY-1(25	B15	B15	5.00	5.00	0.0027
unRY-1(0	B16	B16	0.00	5.00	0.0000

EY

Gambar 2.31 *Design Force Deflection* Gedung Pameran

	Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)
▶	EXP	167	3F	3.00	0.00	0.0029
	EXP	154	2F	0.00	3.00	0.0008
	EXP	142	1F	-1.50	1.50	0.0007
	EXN	167	3F	3.00	0.00	0.0026
	EXN	154	2F	0.00	3.00	0.0007
	EXN	142	1F	-1.50	1.50	0.0006
	EYP	167	3F	3.00	0.00	0.0003
	EYP	163	2F	0.00	3.00	-0.0001
	EYP	126	1F	-1.50	1.50	-0.0001
	EYN	167	3F	3.00	0.00	-0.0003
	EYN	163	2F	0.00	3.00	0.0001
	EYN	126	1F	-1.50	1.50	0.0001

EX

	Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)
	EXP	168	3F	3.00	0.00	0.0012
	EXP	154	2F	0.00	3.00	-0.0003
	EXP	128	1F	-1.50	1.50	-0.0003
	EXN	168	3F	3.00	0.00	0.0007
	EXN	154	2F	0.00	3.00	-0.0002
	EXN	128	1F	-1.50	1.50	-0.0001
▶	EYP	168	3F	3.00	0.00	0.0028
	EYP	159	2F	0.00	3.00	0.0007
	EYP	121	1F	-1.50	1.50	0.0006
	EYN	167	3F	3.00	0.00	0.0028
	EYN	154	2F	0.00	3.00	0.0007
	EYN	120	1F	-1.50	1.50	0.0006

EY

Gambar 2.32 Design Force Deflection Warehouse-Gudang

	Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)
▶	EXP	70	Roof	3.00	0.00	0.0021
	EXP	17	2F	0.00	3.00	0.0005
	EXP	0	1F	-2.00	2.00	0.0000
	EXN	69	Roof	3.00	0.00	0.0021
	EXN	19	2F	0.00	3.00	0.0005
	EXN	0	1F	-2.00	2.00	0.0000
	EYP	69	Roof	3.00	0.00	0.0018
	EYP	1	2F	0.00	3.00	0.0005
	EYP	0	1F	-2.00	2.00	0.0000
	EYN	69	Roof	3.00	0.00	0.0018
	EYN	1	2F	0.00	3.00	0.0005
	EYN	0	1F	-2.00	2.00	0.0000

EX

	Load Case	Node	Story	Level (m)	Story Height (m)	Maximum Displacement (m)
▶	EXP	71	Roof	3.00	0.00	0.0003
	EXP	18	2F	0.00	3.00	0.0001
	EXP	0	1F	-2.00	2.00	0.0000
	EXN	71	Roof	3.00	0.00	-0.0003
	EXN	18	2F	0.00	3.00	-0.0001
	EXN	0	1F	-2.00	2.00	0.0000
	EYP	71	Roof	3.00	0.00	-0.0000
	EYP	3	2F	0.00	3.00	0.0000
	EYP	0	1F	-2.00	2.00	0.0000
	EYN	71	Roof	3.00	0.00	-0.0000
	EYN	3	2F	0.00	3.00	0.0000
	EYN	0	1F	-2.00	2.00	0.0000

EY

Gambar 2.33 Design Force Deflection Musholla

Simpangan antar tingkat izin dapat dilihat dengan gambar berikut:

Tabel 20 – Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_i^{a,b}$

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

Gambar 2.34 Tabel SNI Simpangan Antar Tingkat Izin

Perhitungan pada simpangan antar lantai dapat menggunakan persamaan di bawah ini:

$$\delta_e = \frac{Cd \cdot \delta}{I_e}, \text{ sebagai persamaan perpindahan elastik pada simpangan antar tingkat.}$$

$$\frac{\Delta a}{\rho}, \text{ sebagai persamaan inelastik izin pada simpangan antar tingkat.}$$

Story	Displacement		Elastic Drift		h (mm)	Inelastic Drift		Drift Limit (mm)	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
12	4.287	3.504	0.798	0.676	4000	4.389	3.718	80.000	OK
11	3.489	2.828	3.489	2.828	2000	19.190	15.554	40.000	OK
10	0	0	-2.451	-1.964	3000	-13.481	-10.802	60.000	OK
9	2.451	1.964	2.451	1.964	3000	13.481	10.802	60.000	OK
8	0	0	-1.443	-2.036	2500	-7.937	-11.198	50.000	OK
7	1.443	2.036	1.443	2.036	2500	7.937	11.198	50.000	OK
6	0	0	-1.014	-0.693	2500	-5.577	-3.812	50.000	OK
5	1.014	0.693	0.514	-0.329	2000	2.827	-1.810	40.000	OK
4	0.5	1.022	-0.189	0.651	1100	-1.040	3.581	22.000	OK
3	0.689	0.371	0.161	-0.112	3900	0.886	-0.616	78.000	OK
2	0.528	0.483	0.528	0.483	2900	2.904	2.657	58.000	OK
1	0	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0.000	OK

Tabel 2.19 Rekapulasi Hasil Simpangan Antar Lantai Gedung Pertunjukan

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
2	0.002	0.002	0.001	-0.001	5000	0.006	-0.007	100.000	OK
1	0.001	0.003	0.001	0.003	5000	0.007	0.015	100.000	OK

Tabel 2.20 Rekapitulasi Hasil Simpangan Antar Lantai Gedung Pameran

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
1	0.003	0.003	0.003	0.003	3000	0.016	0.015	60.000	OK

Tabel 2.21 Rekapitulasi Hasil Simpangan Antar Lantai Warehouse-Gudang

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
1	0.002	0.000	0.002	0.000	3000	0.012	0.002	30.000	OK

Tabel 2.22 Rekapitulasi Hasil Simpangan Antar Lantai Musholla

Berdasarkan hitungan pada tabel-tabel di atas, didapatkan bahwa simpangan yang terjadi pada bangunan-bangunan tersebut tidak melebihi simpangan izin yang ditentukan.

2.7 Perencanaan Rangka Atap

Pada perencanaan ini digunakan struktur atap dari rangka baja, yang diperhitungkan dapat menahan beban-beban, baik berupa beban mati maupun beban hidup. Pada Gedung Pertunjukan dan Gedung Pameran menggunakan data profil baja WF 350.175.7.11. Sedangkan pada Warehouse menggunakan data profil baja 2L 50 × 50 × 5.

2.7.1. Perencanaan Gording Dan Beban

- 1) Perencanaan Gording Dan Beban Gedung Pertunjukan
Material Dan Penampang Profil

Parameter	Nilai	Satuan
Jarak antar kuda-kuda	3700	mm
Jarak antar gording	1500	mm
Sudut (Θ)	15	°
Atap spandek pasir (6000 x 1000 x 0,45 mm)	0,021	kN/m
Plafond Gypsum Board (1200 x 1400 x 9 mm)	0,022	kN/m
Berat (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	0,060	kN/m
I3 = Ix (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	1810000	mm ⁴
I2 = Iy (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	270000	mm ⁴
W3 = Zx (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	29000	mm ³
W2 = Zy (Gording Profil C 125 x 50 x 20)	8000	mm ³
Berat Kuda-Kuda (Profil WF 350 x 175)	0,555	kN/m

Tabel 2.23 Tabel Data Gording dan Beban Gedung Pertunjukan

Perhitungan Beban

Beban Gording :

Berat Sendiri = Diperkirakan =kN/m'

Berat Atap = $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$ =kN/m'

Berat Plafond = $\text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond}$ =kN/m'

Dead Load (D) rencana gording q =kN/m'

Beban Hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN

Dead Load :

Beban Atap = 0,032 kN/m

Beban Plafond = 0,033 kN/m

Beban Gording = 0,060 kN/m

Dead Load = 0,125 kN/m

Live Load = 1 kN/m

Rencana Momen Gording

M2,D = 0,006 kNm

M2,L = 0,080 kNm

M2,U = 0,009 kNm

M2,U = 0,135 kNm

M2,Umax = 0,135 kNm

M3,D = 0,207 kNm

M3,L = 0,893 kNm

M3,U = 0,290 kNm

M3,U = 1,678 kNm

M3,Umax = 1,678 kNm

Perhitungan Tegangan

Rumus Tegangan :

$$F_b = \frac{M_3 U}{\phi W_3} + \frac{M_3 U}{\phi W_w} \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

Jika tidak terpenuhi pilih profil lain

Fb = 238,300 MPa (OK)

Pengecekan Defleksi

Pengecekan Defleksi Gording :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha L^3}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$\delta = \sqrt{\delta_2 + \delta_2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$\delta_2 = 0,820 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 0,018 \text{ mm}$$

$$\delta = 0,820 \text{ mm}$$

Sag-Rod

Rumus Gaya Sag-Rod:

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right)$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha$$

Kombinasi Pembebanan :

$$F_{t,U} = 1,4F_{t,D}$$

$$F_{t,U} = 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L}$$

Luas Batang Sag-Rod yang dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{F_{t,U} \cdot 10^3}{\phi F_y}$$

Jumlah Gording (n) di bawah nok : 21

Gaya Sag-Rod :

$$F_{t,D} = 0,841 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = 2,718 \text{ kN}$$

Kombinasi Pembebanan :

$$F_{t,U} = 1,178 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 5,358 \text{ kN}$$

$$F_{t,U_{max}} = 5,358 \text{ kN}$$

Luas Batang Sag-Rod yang dibutuhkan:

$$A_{sr} = 24,804 \text{ mm}^2$$

Profil Sag-Rod : P6 28,274 mm²

Pembebanan Kuda-Kuda

Beban Kuda-Kuda yang akan direncanakan antara lain :

Beban Mati

Beban Hidup

Beban Angin

Beban P1 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = \frac{\alpha}{2} \times \text{berat kuda-kuda} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\left(\frac{\alpha}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = \left(\frac{\alpha}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Berat P1:

$$\text{Berat Kuda-Kuda} = 0,42 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Gording} = 0,22 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Atap} = 0,14 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,14 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL} = 0,92 \text{ kN} \quad +$$

Beban P2 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = a \times L \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Berat P2 :

$$\text{Berat Kuda-Kuda} = 0,83 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Gording} = 0,22 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Atap} = 0,12 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,12 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL} = 1,30 \text{ kN} \quad +$$

Beban P3 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 2 \times L \times \text{berat gording per m} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = a \times L \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Berat P3 :

$$\text{Berat Kuda-Kuda} = 0,83 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Gording} = 0,44 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Atap} = 0,12 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,12 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL} = 1,52 \text{ kN} \quad +$$

Pembebanan Angin

Beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis).

Diketahui :

$$h = 5,7 \text{ m}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$h/L = 0,259 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0,966$$

$$C_{ti} = -0,006 \text{ (interpolasi)}$$

$$C_{is} = -0,05$$

$$Q_w = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban } W_1 = \frac{(\frac{\alpha}{2}+b)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_2 = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_4 = \frac{1}{2} \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_5 = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_6 = \frac{(\frac{\alpha}{2}+b)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Beban W1 = -0,10 kN

Beban W2 = -0,08 kN

Beban W3 = -0,04 kN

Beban W4 = -0,32 kN

Beban W5 = -0,65 kN

Beban W6 = -0,76 kN

2) Perencanaan Rangka Atap Gedung Pameran
Material Dan Penampang Profil

Diketahui	Nilai	Satuan
Jarak antar kuda-kuda	3000	mm
Jarak antar gording	1500	mm
Sudut (Θ)	15	$^{\circ}$
Atap spandek pasir (6000 x 1000 x 0,45 mm)	0,021	kN/m
Plafond Gypsum Board (1200 x 1400 x 9 mm)	0,022	kN/m
Berat (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	0,044	kN/m
$I_3 = I_x$ (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	1360000	mm ⁴
$I_2 = I_y$ (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	210000	mm ⁴
$W_3 = Z_x$ (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,3)	21800	mm ³
$W_2 = Z_y$ (Gording Profil C 125 x 50 x 20)	6200	mm ³
Berat Kuda-Kuda (Profil WF 350 x 175)	0,555	kN/m

Tabel 2.24 Tabel Data Gording dan Beban Gedung Pameran

Gording

Perhitungan Beban

Beban Gording :

Berat Sendiri = Diperkirakan

=.....kN/m'

$$\text{Berat Atap} = \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{kN/m}'$$

$$\text{Berat Plafond} = \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{kN/m}'$$

Dead Load (D) rencana gording $q = \dots\dots\dots \text{kN/m}'$

Beban Hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN

Dead Load :

$$\text{Beban Atap} = 0,032 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Plafond} = 0,033 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Gording} = 0,044 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dead Load} = 0,110 \text{ kN/m}$$

$$\text{Live Load} = 1 \text{ kN/m}$$

Rencana Momen Gording

$$M_{2,D} = 0,004 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = 0,065 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 0,005 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 0,108 \text{ kNm}$$

$$M_{2,Umax} = 0,108 \text{ kNm}$$

$$M_{3,D} = 0,119 \text{ kNm}$$

$$M_{3,L} = 0,724 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 0,167 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,302 \text{ kNm}$$

$$M_{3,Umax} = 1,302 \text{ kNm}$$

Perhitungan Tegangan

Rumus Tegangan :

$$F_b = \frac{M_3 U}{\emptyset W_3} + \frac{M_3 U}{\emptyset W_w} \leq F_y \text{ dengan nilai } \emptyset = 0,9$$

Jika tidak terpenuhi pilih profil lain

$$F_b = 238,834 \text{ MPa (OK)}$$

Pengecekan Defleksi

Pengecekan Defleksi Gording :

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha L^3}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$\delta = \sqrt{\delta_2 + \delta_3} \leq \frac{1}{240} L$$

$$\delta_2 = 0,413 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 0,009 \text{ mm}$$

$$\delta = 0,413 \text{ mm}$$

Sag-Rod

Rumus Gaya Sag-Rod:

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha\right)$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha$$

Kombinasi Pembebanan :

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D}$$

$$F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L}$$

Luas Batang Sag-Rod yang dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{F_{t,U} \cdot 10^3}{\emptyset F_y}$$

Jumlah Gording (n) di bawah nok : 16

Gaya Sag-Rod :

$$F_{t,D} = 0,454 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = 2,071 \text{ kN}$$

Kombinasi Pembebanan :

$$F_{t,U} = 0,635 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 3,858 \text{ kN}$$

$$F_{t,U_{max}} = 3,858 \text{ kN}$$

Luas Batang Sag-Rod yang dibutuhkan:

$$A_{sr} = 17,859 \text{ mm}^2$$

Profil Sag-Rod : P6 28,274 mm²

Pembebanan Kuda-Kuda

Beban Kuda-Kuda yang akan direncanakan antara lain :

Beban Mati

Beban Hidup

Beban Angin

Beban P1 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = \frac{\alpha}{2} \times \text{berat kuda-kuda} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{(\frac{\alpha}{2} + b)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = (\frac{\alpha}{2} + b) \times L \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Berat P1:

$$\text{Berat Kuda-Kuda} = 0,42 \text{ kN}$$

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

$$\text{Berat Atap} = 0,11 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,12 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL} = 0,78 \text{ kN} \quad +$$

Beban P2 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = a \times L \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Berat P2 :

$$\text{Berat Kuda-Kuda} = 0,83 \text{ kN}$$

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

$$\text{Berat Atap} = 0,10 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,10 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL} = 1,16 \text{ kN} \quad +$$

Beban P3 :

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 2 \times L \times \text{berat gording per m} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = a \times L \times \text{berat plafond} = \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Berat P3 :

$$\text{Berat Kuda-Kuda} = 0,83 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Gording} = 0,27 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Atap} = 0,10 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,10 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL} = 1,29 \text{ kN} \quad +$$

Pembebanan Angin

Beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis).

Diketahui :

$$h = 4 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$h/L = 0,133 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0,966$$

$$C_{ti} = -0,234 \text{ (interpolasi)}$$

$$C_{is} = -0,05$$

$$Q_w = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban } W_1 = \frac{(\frac{\alpha}{2}+b)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{kN}$$

$$\text{Beban } W_2 = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{kN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{kN}$$

$$\text{Beban } W_4 = \frac{1}{2} \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{kN}$$

$$\text{Beban } W_5 = \frac{\alpha}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{kN}$$

$$\text{Beban } W_6 = \frac{(\frac{\alpha}{2}+b)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w = \dots\dots\dots \text{kN}$$

$$\text{Beban } W_1 = -4,76 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_2 = -4,14 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_3 = -2,07 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_4 = -0,44 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_5 = -0,89 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } W_6 = -1,03 \text{ kN}$$

3. Perencanaan Rangka Atap Warehouse-Gudang

Material Dan Penampang Profil

Parameter	Nilai	Satuan
Jarak antar kuda-kuda	3625	mm
Jarak antar gording	1200	mm
Sudut (θ)	25	°
Atap spandek pasir (6000 x 1000 x 0,45 mm)	0,021	kN/m
Berat (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,8)	0,053	kN/m
I ₃ = I _x (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,8)	1620000	mm ⁴
I ₂ = I _y (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,8)	240000	mm ⁴

W3 = Zx (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,8)	25900	mm ³
W2 = Zy (Gording Profil C 125 x 50 x 20 x 2,8)	7200	mm ³
Berat Kuda-Kuda(Profil IWF 2L 50x50)	0,074	kN/m

Tabel 2.25 Tabel Data Gording dan Beban Warehouse-Gudang

2.7.2 Perhitungan Elemen Kuda-Kuda

1. Perhitungan Elemen Kuda-Kuda Pada Gedung Pertunjukan (*Rafter*)

Material Dan Penampang Profil

	Parameter	Nilai	Satuan
Data Bahan	Tegangan Leleh baja (fy)	240	MPa
	Tegangan sisa (fr)	70	MPa
	Modulus elastik baja (E)	200000	MPa
	Angka poisson	0,3	
Data Profil Baja WF 350.175.7.11	ht	350	mm
	bf	175	mm
	tw	7	mm
	tf	11	mm
	r	14	mm
	A	6314	mm ²
	Ix	136000000	mm ⁴
	Iy	9840000	mm ⁴
	rx	146,8	mm
	ry	39,5	mm
	Sx	777000	mm ³
	Sy	112000	mm ³
Data Balok Kolom (<i>Rafter</i>)	w	495,6	N/mm
	Panjang elemen terhadap sumbu x (jarak dukung lateral)	22000	mm
	Momen maksimum akibat beban terfaktor	1500	mm
	Momen pada $\frac{1}{4}$ bentang	67280200	Nmm
	Gaya aksial akibat beban terfaktor	75529	N
	Gaya geser akibat beban terfaktor,	27398	N
	Faktor reduksi kekuatan untuk aksial tekan	0.9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk lentur	0.9	
Faktor reduksi kekuatan untuk geser	0,75		
Modulus geser (G)	80000	MPa	

Tabel 2.26 Tabel Data *Rafter* Gedung Pertunjukan

Section Properties

$$\begin{aligned}h1 &= tf + r \\ &= 11 + 14 \\ &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}h2 &= ht - 2 \times h1 \\ &= 350 - 2 \times 25 \\ &= 300 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}h &= ht - tf \\ &= 350 - 11 \\ &= 339 \text{ mm}\end{aligned}$$

Konstanta puntir torsi

$$\begin{aligned}J &= \sum \frac{b \times t^3}{3} \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times bf \times tf^3 + \frac{1}{3} \times ht - 2 \times tf \times tw^3 \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times 175 \times 11^3 + \frac{1}{3} \times 350 - 2 \times 11 \times 7^3 \\ &= 192784,7 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Konstanta putir lengkung

$$\begin{aligned}Iw &= \frac{Iy \times h^2}{4} \\ &= \frac{9840000 \times 339^2}{4} \\ &= 282705660000 \text{ mm}^6\end{aligned}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 1

$$\begin{aligned}X1 &= \frac{\pi}{Sx} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} \\ &= \frac{\pi}{777000} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 192784,7 \times 6314}{2}} \\ &= 12617,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 2

$$\begin{aligned}X2 &= 4 \times \left(\frac{Sx}{G \times J} \right)^2 \times \frac{Iw}{Iy} \\ &= 4 \times \left(\frac{777000}{80000 \times 192784,7} \right)^2 \times \frac{282705660000}{9840000}\end{aligned}$$

$$= 0,0002917 \text{ mm}^2 / \text{N}^2$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} Z_x &= 841 \times 1000 \\ &= 841000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} Z_y &= 172 \times 1000 \\ &= 172000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Perhitungan Kekuatan

Momen Nominal Pengaruh local Buckling

Kelangsingan penampang sayap

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{bf}{2 \times tf} \\ &= \frac{175}{2 \times 11} \\ &= 7,95 \end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang compact

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,970 \end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-compact

$$\begin{aligned} \lambda_r &= \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,868 \end{aligned}$$

Momen plastis

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

Penampang compact $= \lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p$$

Penampang non-compact $= \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

Penampang langsing $= \lambda > \lambda_r$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang compact.

Kelangsingan penampang badan

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{ht}{tw} \\ &= 42,860 \end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang compact

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

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-compact

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

Momen plastis

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

Penampang *compact* $= \lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p$$

Penampang *non-compact* $= \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

Penampang langsing $= \lambda > \lambda_r$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang compact.

Momen nominal penampang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Compact} &= M_n = M_p \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen Nominal Pengaruh *Lateral Buckling*

Momen nominal komponen struktur dengan pengaruh tekuk lateral, untuk :

Bentang pendek

$$L \leq L_p$$

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x$$

Bentang sedang

$$L_p < L \leq L_r$$

$$M_n = C_b \times \frac{(M_r + (M_p - M_r) \times (L_r - L))}{L_r - L_p}$$

$$\leq M_p$$

Bentang panjang

$$L > L_r$$

$$M_n = \frac{C_b \times \pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J + \left(\frac{\pi \times E}{L}\right)^2 \times I_y \times I_w} \leq M_p$$

Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 39,5 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 2007 \text{ mm}$$

Panjang bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk

Torsi lateral

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times f_y} \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \times h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times f_y}{E}\right)^2}$$

$$= 33550 \text{ mm}$$

Panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral)

$$L = L_b$$

$$= 1500 \text{ mm}$$

Jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \leq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang pendek. Namun jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \geq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang panjang.

Sehingga :

$L \leq L_p, L \leq L_r$, termasuk kategori bentang pendek.

Momen nominal dihitung sebagai berikut

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x$$

$$= 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal untuk kategori : bentang pendek

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_p$$

Momen nominal yang digunakan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan Momen Lentur

Momen nominal berdasarkan pengaruh local buckling

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal berdasarkan pengaruh lateral buckling

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal (terkecil) yang menentukan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen lentur

$$= \phi_b \times M_n$$

$$= 0,90 \times 201840000$$

$$= 181656000 \text{ Nmm}$$

Tahanan Aksial Tekan

Faktor panjang efektif terhadap sumbu x

$$k_x = 1$$

Faktor panjang efektif terhadap sumbu y

$$k_y = 1$$

Panjang efektif dihitung sebagai berikut :

Panjang komponen struktur terhadap sumbu x

$$L_x = 22000 \text{ mm}$$

Panjang efektif terhadap sumbu x

$$L_{kx} = k_x \times L_x$$

$$= 1 \times 22000$$

$$= 22000 \text{ mm}$$

Panjang komponen struktur terhadap sumbu y

$$L_y = 1500 \text{ mm}$$

Panjang tekuk efektif terhadap sumbu y

$$L_{ky} = k_y \times L_y$$

$$= 1 \times 1500$$

$$= 1500 \text{ mm}$$

Keadaan batas terhadap sumbu x :

$$= \frac{L_{kx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 149,8638 > 135,9660$$

Keadaan batas terhadap sumbu y :

$$= \frac{L_{ky}}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 37,9747 < 135,9660$$

Keadaan batas maksimal diambil nilai terkecil dari keadaan batas terhadap sumbu x dengan keadaan batas terhadap sumbu y.

Sehingga diambil 37,97 mm

Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\text{keadaan batas maksimal}} \\ &= \frac{\pi^2 \times 2000000}{37,9747} \\ &= 1369 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan sebagai berikut

Jika, $\frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka

$$F_{cr} = 0,658 \frac{f_y}{f_e} \times f_y$$

Jika, $\frac{L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka

$$F_{cr} = 0,877 \times F_e$$

Tegangan kritis untuk kategori

$$= \frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$F_{cr} = 223 \text{ MPa}$$

Kekuatan tekan nominal yang ditentukan

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 223 \times 6314 \\ &= 1408135,241 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan aksial tekan

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= P_n \times \phi_c \\ &= 1408135,241 \times 0,9 \\ &= 1267321,717 \text{ N} \end{aligned}$$

Interaksi Aksial Tekan Dan Momen Lentur

Elemen yang menahan gaya aksial tekan dan momen lentur harus memenuhi

Persamaan interaksi aksial tekan dan momen lentur sebagai berikut :

Untuk nilai

$$= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n} > 0,20$$

$$= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \times \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \leq 1$$

Untuk nilai

$$= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} \leq 0,20$$

$$= \frac{Pu}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \leq 1$$

Maka

$$= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n}$$

$$= 0,0596 < 0,2$$

Nilai interaksi aksial dan momen lentur

$$= \frac{Pu}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{Mu}{\phi_b \times M_n}$$

$$= \frac{75529}{2 \times 1267322} + \frac{67280200}{181656000}$$

$$= 0,4002$$

Jika nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur < 1 , maka aman.

Sehingga :

Nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur = $0,4002 < 1$ (OK)

Tahanan Geser

Cek kebutuhan pengaku transversal

Jika $\frac{h^2}{t_w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka tidak memerlukan kebutuhan pengaku transversal.

Sehingga :

$$42,86 < 71,01, \text{ (Tidak Perlu)}$$

Kontrol tahanan geser nominal plat badan tanpa pengaku :

Ketebalan plat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat

Jika $\frac{h^2}{t_w} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}}$, maka $C_v1 = 1$

Sehingga :

$$42,86 < 73,38 \text{ (} C_v1 = 1 \text{)}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan

Jika $\frac{h^2}{tw} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan adalah 5,34.

Sehingga :

$$\frac{h^2}{tw} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

42,86 < 71,01, maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan (kv) adalah 5,34.

Koefisien kekuatan geser badan

$$Cv = 1$$

Gaya geser akibat beban terfaktor

$$Vu = 75528,8 \text{ N}$$

Luas penampang badan

$$\begin{aligned} Aw &= tw \times ht \\ &= 7 \times 350 \\ &= 2450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser nominal

$$\begin{aligned} Vn &= 0,60 \times fy \times Aw \times Cv \\ &= 0,60 \times 240 \times 2450 \times 1 \\ &= 352800 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser

$$\begin{aligned} &= \phi_v \times Vn \\ &= 0,75 \times 352800 \\ &= 264600 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat yg harus dipenuhi adalah gaya geser akibat beban terfaktor \leq tahanan gaya geser.

Sehingga :

$$Vu = 75528,8 \leq \phi_v \times Vn = 264600 \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} \frac{Vu}{\phi_v \times Vn} &= \frac{75528,8}{264600} \\ &= 0,2854 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika $\frac{Vu}{\phi_v \times Vn} \leq 1$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{Vu}{\phi_v \times Vn} = 0,2854 \leq 1 \text{ (OK)}$$

Interaksi Geser Dan Momen Lentur

Elemen yang memikul kombinasi geser dan lentur harus dilakukan kontrol sebagai berikut :

Syarat yang harus dipenuhi untuk interaksi geser dan lentur

$$\begin{aligned} &= \frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} \leq 1,375 \\ \frac{Mu}{\phi_b \times Mn} &= \frac{67280200}{181656000} \\ &= 0,3704 \\ \frac{Vu}{\phi_v \times Vn} &= \frac{75528,8}{264600} \\ &= 0,2854 \text{ N} \\ \frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} &= \frac{67280200}{181656000} + \frac{75528,8}{264600} \\ &= 0,5488 \end{aligned}$$

Jika $\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} \leq 1,375$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} = 0,5488 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

2. Perhitungan Elemen Kuda-Kuda Pada Gedung Pertunjukan (Kolom Baja)

Material Dan Penampang Profil

	Parameter	Nilai	Satuan
Data Bahan	Tegangan Leleh baja (fy)	240	MPa
	Tegangan sisa (fr)	70	MPa
	Modulus elastik baja (E)	200000	MPa
	Angka poisson	0,3	
Data Profil Baja WF 350.175.7.11	ht	350	mm
	bf	175	mm
	tw	7	mm
	tf	11	mm

	r	14	mm
	A	6314	mm ²
	I _x	136000000	mm ⁴
	I _y	9840000	mm ⁴
	r _x	146,8	mm
	r _y	39,5	mm
	S _x	777000	mm ³
	S _y	112000	mm ³
	w	495,6	N/mm
Data Balok Kolom (Rafter)	Momen maksimum akibat beban terfaktor	2000	mm
	Gaya aksial akibat beban terfaktor (P _u)	37439	N
	Gaya geser akibat beban terfaktor (V _u)	47820	N
	Faktor reduksi kekuatan untuk aksial tekan (φ _c)	0.9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk lentur (φ _b)	0.9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk geser (φ _v)	0,75	
	Modulus geser (G)	80000	MPa

Tabel 2.27 Tabel Data Kolom Baja Gedung Pertunjukan

Section Properties

$$\begin{aligned}
 h_1 &= t_f + r \\
 &= 11 + 14 \\
 &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_2 &= h_t - 2 \times h_1 \\
 &= 350 - 2 \times 25 \\
 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= h_t - t_f \\
 &= 350 - 11 \\
 &= 339 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Konstanta puntir torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \sum \frac{b \times t^3}{3} \\
 &= 2 \times \frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 + \frac{1}{3} \times h_t - 2 \times t_f \times t_w^3
 \end{aligned}$$

$$= 2 \times \frac{1}{3} \times 175 \times 11^3 + \frac{1}{3} \times 350 - 2 \times 11 \times 7^3$$

$$= 192784,7 \text{ mm}^4$$

Konstanta putir lengkung

$$I_w = \frac{I_y \times h^2}{4}$$

$$= \frac{9840000 \times 339^2}{4}$$

$$= 282705660000 \text{ mm}^6$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral -1

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{777000} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 192784,7 \times 6314}{2}}$$

$$= 12617,2 \text{ MPa}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 2

$$X2 = 4 \times \left(\frac{S_x}{G \times J} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_y}$$

$$= 4 \times \left(\frac{777000}{80000 \times 192784,7} \right)^2 \times \frac{282705660000}{9840000}$$

$$= 0,0002917 \text{ mm}^2 / \text{N}^2$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu x

$$Z_x = 841 \times 1000$$

$$= 841000 \text{ mm}^3$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu y

$$Z_y = 172 \times 1000$$

$$= 172000 \text{ mm}^3$$

Perhitungan Kekuatan

Momen Nominal Pengaruh *Local Buckling*

Kelangsingan penampang sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf}$$

$$= \frac{175}{2 \times 11}$$

$$=7,95$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,970\end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

$$\begin{aligned}\lambda_r &= \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,868\end{aligned}$$

Momen plastis

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

$$\text{Penampang } \textit{compact} \quad = \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_n = M_p$$

$$\text{Penampang } \textit{non-compact} \quad = \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$\text{Penampang } \textit{langsing} \quad = \lambda > \lambda_r$$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ dan } \lambda < \lambda_r$$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang *compact*.

Kelangsingan penampang badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{ht}{tw} \\ &= 42,860\end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

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

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

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

Momen plastis

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

$$\text{Penampang } compact = \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_n = M_p$$

$$\text{Penampang } non-compact = \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$\text{Penampang langsing} = \lambda > \lambda_r$$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ dan } \lambda < \lambda_r$$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang compact.

Momen nominal penampang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Compact} &= M_n = M_p \\ &= 201840000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen Nominal Pengaruh *Lateral Buckling*

Momen nominal komponen struktur dengan pengaruh tekuk lateral, untuk :

Bentang pendek

$$L \leq L_p$$

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x$$

Bentang sedang

$$L_p < L \leq L_r$$

$$M_n = C_b \times \frac{(M_r + (M_p - M_r) \times (L_r - L))}{L_r - L_p} \leq M_p$$

Bentang panjang

$$L > L_r$$

$$M_n = \frac{C_b \times \pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J + \left(\frac{\pi \times E}{L}\right)^2 \times I_y \times I_w} \leq M_p$$

Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 39,5 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 2007 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk

Torsi lateral

$$\begin{aligned} L_r &= 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times f_y} \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x \times h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times f_y}{E}\right)^2} \\ &= 3350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral)

$$\begin{aligned} L &= L_b \\ &= 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \leq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang pendek. Namun jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \geq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang panjang.

Sehingga :

$L \leq L_p, L \leq L_r$, termasuk kategori bentang pendek.

Momen nominal dihitung sebagai berikut

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = f_y \times Z_x \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal untuk kategori : bentang pendek

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_p$$

Momen nominal yang digunakan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan Momen Lentur

Momen nominal berdasarkan pengaruh *local buckling*

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal berdasarkan pengaruh *lateral buckling*

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal (terkecil) yang menentukan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen lentur

$$\begin{aligned} &= \phi_b \times M_n \\ &= 0,90 \times 201840000 \\ &= 181656000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan Aksial Tekan

Faktor panjang efektif terhadap sumbu x

$$k_x = 0,80$$

Faktor panjang efektif terhadap sumbu y

$$k_y = 0,80$$

Panjang efektif dihitung sebagai berikut :

Panjang komponen struktur terhadap sumbu y

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

Panjang efektif terhadap sumbu y

$$\begin{aligned}
 L_{ky} &= k_y \times L_y \\
 &= 0,80 \times 2000 \\
 &= 1600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Keadaan batas terhadap sumbu x :

$$\begin{aligned}
 &= \frac{L_{kx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 0 > 135,9660
 \end{aligned}$$

Keadaan batas terhadap sumbu y :

$$\begin{aligned}
 &= \frac{L_{ky}}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 40,5063 < 135,9660
 \end{aligned}$$

Keadaan batas maksimal diambil nilai terkecil dari keadaan batas terhadap sumbu x dengan keadaan batas terhadap sumbu y.

Sehingga diambil 40,51 mm

Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\text{keadaan batas maksimal}} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 2000000}{40,51} \\
 &= 1203 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan sebagai berikut

Jika, $\frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka

$$F_{cr} = 0,658 \frac{f_y}{f_e} \times f_y$$

Jika, $\frac{L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka

$$F_{cr} = 0,877 \times F_e$$

Tegangan kritis untuk kategori

$$= \frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$F_{cr} = 221 \text{ MPa}$$

Kekuatan tekan nominal yang ditentukan

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$= 221 \times 6314$$

$$= 1393969,238 \text{ N}$$

Tahanan aksial tekan

$$\phi_c P_n = P_n \times \phi_c$$

$$= 1393969,238 \times 0,9$$

$$= 1254572,314 \text{ N}$$

Interaksi Aksial Tekan Dan Momen Lentur

Elemen yang menahan gaya aksial tekan dan momen lentur harus memenuhi Persamaan interaksi aksial tekan dan momen lentur sebagai berikut :

Untuk nilai

$$= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n} > 0,20$$

$$= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \times \frac{M_u}{\phi_b \times M_n} \leq 1$$

Untuk nilai

$$= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n} \leq 0,20$$

$$= \frac{P_u}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{M_u}{\phi_b \times M_n} \leq 1$$

Maka

$$= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n}$$

$$= \frac{37439}{1254572}$$

$$= 0,0298 < 0,2$$

Nilai interaksi aksial dan momen lentur

$$= \frac{P_u}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{M_u}{\phi_b \times M_n}$$

$$= \frac{75529}{2 \times 1267322} + \frac{67280200}{181656000}$$

$$= 0,3698$$

Jika nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur < 1 , maka aman.

Sehingga :

Nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur $= 0,3698 < 1$ (OK)

Tahanan Geser

Cek kebutuhan pengaku transversal

Jika $\frac{h^2}{tw} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka tidak memerlukan kebutuhan pengaku transversal.

Sehingga :

$$42,86 < 71,01, \text{ (Tidak Perlu)}$$

Kontrol tahanan geser nominal plat badan tanpa pengaku :

Ketebalan plat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat

Jika $\frac{h^2}{tw} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{kv \times E}{fy}}$, maka $Cv1 = 1$

Sehingga :

$$42,86 < 73,38 \text{ (} Cv1 = 1 \text{)}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan

Jika $\frac{h^2}{tw} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan adalah 5,34.

Sehingga :

$$\frac{h^2}{tw} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$42,86 < 71,01$, maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan (kv) adalah 5,34.

Koefisien kekuatan geser badan

$$Cv = 1$$

Gaya geser akibat beban terfaktor

$$Vu = 37439 \text{ N}$$

Luas penampang badan

$$\begin{aligned} Aw &= tw \times ht \\ &= 7 \times 350 \\ &= 2450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser nominal

$$Vn = 0,60 \times fy \times Aw \times Cv1$$

$$= 0,60 \times 240 \times 2450 \times 1$$

$$= 352800 \text{ N}$$

Tahanan gaya geser

$$= \phi_v \times V_n$$

$$= 0,75 \times 352800$$

$$= 264600 \text{ N}$$

Syarat yang harus dipenuhi adalah gaya geser akibat beban terfaktor \leq tahanan gaya geser.

Sehingga :

$$V_u = 75528,8 \leq \phi_v \times V_n = 264600 \text{ (OK)}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \times V_n} = \frac{37439}{264600}$$

$$= 0,1061 \text{ N}$$

Jika $\frac{V_u}{\phi_v \times V_n} \leq 1$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{V_u}{\phi_v \times V_n} = 0,1415 \text{ N} \leq 1 \text{ (OK)}$$

Interaksi Geser Dan Momen Lentur

Elemen yang memikul kombinasi geser dan lentur harus dilakukan kontrol sebagai berikut :

Syarat yang harus dipenuhi untuk interaksi geser dan lentur

$$= \frac{M_u}{\phi_b \times M_n} + \frac{0,625 \times V_u}{\phi_v \times V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \times M_n} = \frac{64462341}{181656000}$$

$$= 0,3549$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \times V_n} = \frac{75528,8}{264600}$$

$$= 0,1415 \text{ N}$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \times M_n} + \frac{0,625 \times V_u}{\phi_v \times V_n} = \frac{67280200}{181656000} + \frac{0,625 \times 75528,8}{264600}$$

$$= 0,5488$$

Jika $\frac{M_u}{\phi_b \times M_n} + \frac{0,625 \times V_u}{\phi_v \times V_n} \leq 1,375$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{M_u}{\phi_b \times M_n} + \frac{0,625 \times V_u}{\phi_v \times V_n} = 0,5488 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

3. Perhitungan Elemen Kuda-Kuda Pada Gedung Pameran (*Rafter*)

Material Dan Penampang Profil

Data Bahan	Parameter	Nilai	Satuan
	Tegangan Leleh baja (fy)	240	MPa
	Tegangan sisa (fr)	70	MPa
	Modulus elastik baja (E)	200000	MPa
	Angka poisson	0,3	
Data Profil Baja WF 350.175.7.11	ht	350	mm
	bf	175	mm
	tw	7	mm
	tf	11	mm
	r	14	mm
	A	6314	mm ²
	Ix	136000000	mm ⁴
	Iy	9840000	mm ⁴
	rx	146,8	mm
	ry	39,5	mm
	Sx	777000	mm ³
	Sy	112000	mm ³
	w	495,6	N/mm
Data Balok Kolom (Rafter)	Panjang elemen terhadap sumbu x	15500	mm
	Panjang elemen terhadap sumbu x (jarak dukung lateral)	1500	mm
	Momen maksimum akibat beban terfaktor (Mu)	101398457	mm
	Gaya aksial akibat beban terfaktor (Pu)	83707	N
	Gaya geser akibat beban terfaktor (Vu)	37494	N
	Faktor reduksi kekuatan untuk aksial tekan (ϕ_c)	0.9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk lentur (ϕ_b)	0.9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk geser (ϕ_v)	0,75	
	Modulus geser (G)	80000	MPa

Tabel 2.28 Tabel Data *Rafter* Gedung Pertunjukan

Section Properties

$$h1 = tf + r$$

$$= 11 + 14$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$h_2 = h_t - 2 \times h_1$$

$$= 350 - 2 \times 25$$

$$= 300 \text{ mm}$$

$$h = h_t - t_f$$

$$= 350 - 11$$

$$= 339 \text{ mm}$$

Konstanta puntir torsi

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{b \times t^3}{3} \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 + \frac{1}{3} \times h_t - 2 \times t_f \times t_w^3 \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times 175 \times 11^3 + \frac{1}{3} \times 350 - 2 \times 11 \times 7^3 \\ &= 192784,7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Konstanta putir lengkung

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{I_y \times h^2}{4} \\ &= \frac{9840000 \times 339^2}{4} \\ &= 282705660000 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 1

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} \\ &= \frac{\pi}{777000} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 192784,7 \times 6314}{2}} \\ &= 12617,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 2

$$\begin{aligned} X_2 &= 4 \times \left(\frac{S_x}{G \times J} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_y} \\ &= 4 \times \left(\frac{777000}{80000 \times 192784,7} \right)^2 \times \frac{282705660000}{9840000} \\ &= 0,0002917 \text{ mm}^2 / \text{N}^2 \end{aligned}$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} Z_x &= 841 \times 1000 \\ &= 841000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} Z_y &= 172 \times 1000 \\ &= 172000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Perhitungan Kekuatan

Momen Nominal Pengaruh *Local Buckling*

Kelangsingan penampang sayap

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{bf}{2 \times tf} \\ &= \frac{175}{2 \times 11} \\ &= 7,95 \end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,970 \end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

$$\begin{aligned} \lambda_r &= \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,868 \end{aligned}$$

Momen plastis

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

Penampang *compact* = $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p$$

Penampang *non-compact* = $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

Penampang langsing = $\lambda > \lambda_r$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

$\lambda < \lambda_p$ dan $\lambda < \lambda_r$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang *compact*.

Kelangsingan penampang badan

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{ht}{tw} \\ &= 42,860 \end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

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

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

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

Momen plastis

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

Penampang *compact* = $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p$$

Penampang *non-compact* = $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

Penampang langsing $= \lambda > \lambda_r$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

$\lambda < \lambda_p$ dan $\lambda < \lambda_r$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang *compact*.

Momen nominal penampang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Compact} &= M_n = M_p \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen Nominal Pengaruh Lateral Buckling

Momen nominal komponen struktur dengan pengaruh tekuk lateral, untuk :

Bentang pendek

$$L \leq L_p$$

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x$$

Bentang sedang

$$L_p < L \leq L_r$$

$$M_n = C_b \times \frac{(M_r + (M_p - M_r) \times (L_r - L))}{L_r - L_p} \leq M_p$$

Bentang panjang

$$L > L_r$$

$$M_n = \frac{C_b \times \pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J + \left(\frac{\pi \times E}{L}\right)^2 \times I_y \times I_w} \leq M_p$$

Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 39,5 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 2007 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk

Torsi lateral

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times f_y} \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x \times h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times f_y}{E}\right)^2}$$

$$= 33550 \text{ mm}$$

Panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral)

$$L = L_b$$

$$= 1500 \text{ mm}$$

Jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \leq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang pendek. Namun jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \geq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang panjang.

Sehingga :

$L \leq L_p, L \leq L_r$, termasuk kategori bentang pendek.

Momen nominal dihitung sebagai berikut

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = f_y \times Z_x \\ &= 201840000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen nominal untuk kategori : bentang pendek

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_p$$

Momen nominal yang digunakan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan Momen Lentur

Momen nominal berdasarkan pengaruh local buckling

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal berdasarkan pengaruh lateral buckling

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal (terkecil) yang menentukan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen lentur

$$\begin{aligned} &= \phi_b \times M_n \\ &= 0,90 \times 201840000 \\ &= 181656000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan Aksial Tekan

Faktor panjang efektif terhadap sumbu x

$$k_x = 1$$

Faktor panjang efektif terhadap sumbu y

$$k_y = 1$$

Panjang efektif dihitung sebagai berikut :

Panjang komponen struktur terhadap sumbu x

$$L_x = 15500 \text{ mm}$$

Panjang efektif terhadap sumbu x

$$\begin{aligned} L_{kx} &= k_x \times L_x \\ &= 1 \times 15500 \\ &= 15500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang komponen struktur terhadap sumbu y

$$L_y = 1500 \text{ mm}$$

Panjang tekuk efektif terhadap sumbu y

$$\begin{aligned} L_{ky} &= k_y \times L_y \\ &= 1 \times 1500 \\ &= 1500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keadaan batas terhadap sumbu x :

$$\begin{aligned} &= \frac{L_{kx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 105,5858 > 135,9660 \end{aligned}$$

Keadaan batas terhadap sumbu y :

$$\begin{aligned} &= \frac{L_{ky}}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 37,9747 < 135,9660 \end{aligned}$$

Keadaan batas maksimal diambil nilai terkecil dari keadaan batas terhadap sumbu x dengan keadaan batas terhadap sumbu y.

Sehingga diambil 37,97 mm

Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\text{keadaan batas maksimal}} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 2000000}{37,9747} \\
 &= 1369 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan kritis, F_{cr} ditentukan sebagai berikut:

Jika, $\frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka

$$F_{cr} = 0,658 \frac{f_y}{f_e} \times f_y$$

Jika, $\frac{L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka

$$F_{cr} = 0,877 \times F_e$$

Tegangan kritis untuk kategori

$$= \frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$F_{cr} = 223 \text{ MPa}$$

Kekuatan tekan nominal yang ditentukan

$$\begin{aligned}
 P_n &= F_{cr} \times A_g \\
 &= 223 \times 6314 \\
 &= 1408135,241 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tahanan aksial tekan

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= P_n \times \phi_c \\
 &= 1408135,241 \times 0,9 \\
 &= 1267321,717 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Interaksi Aksial Tekan Dan Momen Lentur

Elemen yang menahan gaya aksial tekan dan momen lentur harus memenuhi

Persamaan interaksi aksial tekan dan momen lentur sebagai berikut :

Untuk nilai

$$\begin{aligned}
 &= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n} > 0,20 \\
 &= \frac{P_u}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \times \frac{M_u}{f_b \times M_n} \leq 1
 \end{aligned}$$

Untuk nilai

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} \leq 0,20 \\ &= \frac{Pu}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \leq 1 \end{aligned}$$

Maka

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} \\ &= 0,0661 < 0,2 \end{aligned}$$

Nilai interaksi aksial dan momen lentur

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \\ &= \frac{75529}{2 \times 1267322} + \frac{67280200}{181656000} \\ &= 0,5912 \end{aligned}$$

Jika nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur < 1 , maka aman.

Sehingga :

Nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur = $0,5912 < 1$ (OK)

Tahanan Geser

Cek kebutuhan pengaku transversal

Jika $\frac{h^2}{t_w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka tidak memerlukan kebutuhan pengaku transversal.

Sehingga :

$$42,86 < 71,01, \text{ (Tidak Perlu)}$$

Kontrol tahanan geser nominal plat badan tanpa pengaku :

Ketebalan plat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat

Jika $\frac{h^2}{t_w} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}}$, maka $C_v1 = 1$

Sehingga :

$$42,86 < 73,38 \text{ (} C_v1 = 1 \text{)}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan

Jika $\frac{h^2}{t_w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan adalah 5,34.

Sehingga :

$$\frac{h^2}{tw} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

42,86 < 71,01 , maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan (k_v) adalah 5,34.

Koefisien kekuatan geser badan

$$C_v = 1$$

Gaya geser akibat beban terfaktor

$$V_u = 83707 \text{ N}$$

Luas penampang badan

$$\begin{aligned} A_w &= tw \times ht \\ &= 7 \times 350 \\ &= 2450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= 0,60 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,60 \times 240 \times 2450 \times 1 \\ &= 352800 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser

$$\begin{aligned} &= \phi_v \times V_n \\ &= 0,75 \times 352800 \\ &= 264600 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi adalah gaya geser akibat beban terfaktor \leq tahanan gaya geser.

Sehingga :

$$V_u = 83707 \leq \phi_v \times V_n = 264600 \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{\phi_v \times V_n} &= \frac{83707}{264600} \\ &= 0,7500 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika $\frac{V_u}{\phi_v \times V_n} \leq 1$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{V_u}{\phi_v \times V_n} = 0,7500 \text{ N} \leq 1 \text{ (OK)}$$

Interaksi Geser Dan Momen Lentur

Elemen yang memikul kombinasi geser dan lentur harus dilakukan kontrol sebagai berikut :

Syarat yang harus dipenuhi untuk interaksi geser dan lentur

$$= \frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} \leq 1,375$$

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} = \frac{101398457}{181656000}$$

$$= 0,5582$$

$$\frac{Vu}{\phi_v \times Vn} = \frac{83707}{264600}$$

$$= 0,3164 \text{ N}$$

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} = \frac{101398457}{181656000} + \frac{83707}{264600}$$

$$= 0,7559$$

Jika $\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} \leq 1,375$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times Vn} = 0,7559 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

4. Perhitungan Elemen Kuda-Kuda Gedung Pameran (Kolom Baja)

Material Dan Penampang Profil

	Parameter	Nilai	Satuan
Data Bahan	Tegangan Leleh baja (fy)	240	MPa
	Tegangan sisa (fr)	70	MPa
	Modulus elastik baja (E)	200000	MPa
	Angka poisson	0,3	
Data Profil Baja WF 350.175.7.11	ht	350	mm
	bf	175	mm
	tw	7	mm
	tf	11	mm
	r	14	mm
	A	6314	mm ²
	Ix	136000000	mm ⁴
	Iy	9840000	mm ⁴
	rx	146,8	mm
ry	39,5	mm	

	Sx	777000	mm ³
	Sy	112000	mm ³
	w	495,6	N/mm
Data Balok Kolom (Rafter)	MPanjang elemen terhadap sumbu y (jarak dukung lateral ly)	2000	mm
	Momen maksimum akibat beban terfaktor	128552729	mm
	Gaya aksial akibat beban terfaktor (Pu)	63732	N
	Gaya geser akibat beban terfaktor (Vu)	78848	N
	Faktor reduksi kekuatan untuk aksial tekan (ϕ_c)	0,9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk lentur (ϕ_b)	0,9	
	Faktor reduksi kekuatan untuk geser (ϕ_v)	0,75	
	Modulus geser (G)	80000	MPa

Tabel 2.29 Tabel Data Kolom Baja Gedung Pertunjukan

Section Properties

$$\begin{aligned} h1 &= t_f + r \\ &= 11 + 14 \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h2 &= h_t - 2 \times h1 \\ &= 350 - 2 \times 25 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &= h_t - t_f \\ &= 350 - 11 \\ &= 339 \text{ mm} \end{aligned}$$

Konstanta puntir torsi

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{b \times t^3}{3} \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 + \frac{1}{3} \times h_t - 2 \times t_f \times t_w^3 \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times 175 \times 11^3 + \frac{1}{3} \times 350 - 2 \times 11 \times 7^3 \\ &= 192784,7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Konstanta putir lengkung

$$I_w = \frac{I_y \times h^2}{4}$$

$$= \frac{9840000 \times 339^2}{4}$$

$$= 282705660000 \text{ mm}^6$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 1

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{777000} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 192784,7 \times 6314}{2}}$$

$$= 12617,2 \text{ MPa}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral - 2

$$X2 = 4 \times \left(\frac{S_x}{G \times J} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_y}$$

$$= 4 \times \left(\frac{777000}{80000 \times 192784,7} \right)^2 \times \frac{282705660000}{9840000}$$

$$= 0,0002917 \text{ mm}^2 / \text{N}^2$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu x

$$Z_x = 841 \times 1000$$

$$= 841000 \text{ mm}^3$$

Modulus penampang plastis terhadap sumbu y

$$Z_y = 172 \times 1000$$

$$= 172000 \text{ mm}^3$$

Perhitungan Kekuatan

Momen Nominal Pengaruh *Local Buckling*

Kelangsingan penampang sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf}$$

$$= \frac{175}{2 \times 11}$$

$$= 7,95$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 10,970$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

$$\begin{aligned}\lambda_r &= \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,868\end{aligned}$$

Momen plastis

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

$$\text{Penampang } \textit{compact} \quad = \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_n = M_p$$

$$\text{Penampang } \textit{non-compact} \quad = \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$\text{Penampang } \textit{langsing} \quad = \lambda > \lambda_r$$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ dan } \lambda < \lambda_r$$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang *compact*.

Kelangsingan penampang badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{ht}{tw} \\ &= 42,860\end{aligned}$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

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

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

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

Momen plastis

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 240 \times 841000 \\ &= 201840000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen nominal penampang untuk :

$$\text{Penampang compact} = \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_n = M_p$$

$$\text{Penampang non-compact} = \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$\text{Penampang langsing} = \lambda > \lambda_r$$

$$M_n = M_r \times \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ dan } \lambda < \lambda_r$$

Berdasarkan nilai kelangsingan sayap, maka termasuk penampang *compact*.

Momen nominal penampang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Compact} &= M_n = M_p \\ &= 201840000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen Nominal Pengaruh *Lateral Buckling*

Momen nominal komponen struktur dengan pengaruh tekuk lateral, untuk :

Bentang pendek

$$L \leq L_p$$

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x$$

Bentang sedang

$$L_p < L \leq L_r$$

$$M_n = C_b \times \frac{(M_r + (M_p - M_r) \times (L_r - L))}{L_r - L_p} \leq M_p$$

Bentang panjang

$$L > L_r$$

$$M_n = \frac{C_b \times \pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J + \left(\frac{\pi \times E}{L}\right)^2 \times I_y \times I_w} \leq M_p$$

Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 39,5 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 2007 \text{ mm}$$

Panjang bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk

Torsi lateral

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times f_y} \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \times h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times f_y}{E}\right)^2}$$

$$= 33550 \text{ mm}$$

Panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral)

$$L = L_b$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

Jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \leq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang pendek. Namun jika panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral) \geq panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis maka termasuk kategori bentang panjang.

Sehingga :

$L \leq L_p, L \leq L_r$, termasuk kategori bentang pendek.

Momen nominal dihitung sebagai berikut

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x$$

$$= 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal untuk kategori : bentang pendek

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

$$M_n > M_p$$

Momen nominal yang digunakan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan Momen Lentur

Momen nominal berdasarkan pengaruh local buckling

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal berdasarkan pengaruh lateral buckling

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Momen nominal (terkecil) yang menentukan

$$M_n = 201840000 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen lentur

$$= \phi_b \times M_n$$

$$= 0,90 \times 201840000$$

$$= 181656000 \text{ Nmm}$$

Tahanan Aksial Tekan

Faktor panjang efektif terhadap sumbu x

$$k_x = 0,80$$

Faktor panjang efektif terhadap sumbu y

$$k_y = 0,80$$

Panjang efektif dihitung sebagai berikut :

Panjang komponen struktur terhadap sumbu y

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

Panjang efektif terhadap sumbu y

$$L_{ky} = k_y \times L_y$$

$$= 0,80 \times 2000$$

$$= 1600 \text{ mm}$$

Keadaan batas terhadap sumbu x :

$$= \frac{L_{kx}}{r_x} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 0 > 135,9660$$

Keadaan batas terhadap sumbu y :

$$\begin{aligned} &= \frac{Lkx}{ry} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}} \\ &= 40,5063 < 135,9660 \end{aligned}$$

Keadaan batas maksimal diambil nilai terkecil dari keadaan batas terhadap sumbu x dengan keadaan batas terhadap sumbu y.

Sehingga diambil 40,51 mm

Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\text{keadaan batas maksimal}} \\ &= \frac{\pi^2 \times 2000000}{40,51} \\ &= 1203 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis, Fcr ditentukan sebagai berikut

$$\text{Jika, } \frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}, \text{ maka}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{fy}{fe} \times fy$$

$$\text{Jika, } \frac{L}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}, \text{ maka}$$

$$F_{cr} = 0,877 \times F_e$$

Tegangan kritis untuk kategori

$$= \frac{L}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$F_{cr} = 221 \text{ MPa}$$

Kekuatan tekan nominal yang ditentukan

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 221 \times 6314 \\ &= 1393969,238 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan aksial tekan

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= P_n \times \phi_c \\ &= 1393969,238 \times 0,9 \\ &= 1254572,314 \text{ N} \end{aligned}$$

Interaksi Aksial Tekan Dan Momen Lentur

Elemen yang menahan gaya aksial tekan dan momen lentur harus memenuhi

Persamaan interaksi aksial tekan dan momen lentur sebagai berikut :

Untuk nilai

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} > 0,20 \\ &= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} + \frac{8}{9} \times \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \leq 1 \end{aligned}$$

Untuk nilai

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} \leq 0,20 \\ &= \frac{Pu}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \leq 1 \end{aligned}$$

Maka

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{\phi_c \times P_n} \\ &= \frac{63732}{1254572} \\ &= 0,0508 < 0,2 \end{aligned}$$

Nilai interaksi aksial dan momen lentur

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{2 \times \phi_c \times P_n} + \frac{Mu}{\phi_b \times M_n} \\ &= \frac{63732}{2 \times 126732} + \frac{128552729}{181656000} \\ &= 0,7331 \end{aligned}$$

Jika nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur < 1 , maka aman.

Sehingga :

Nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur = $0,7331 < 1$ (OK)

Tahanan Geser

Cek kebutuhan pengaku transversal

Jika $\frac{h^2}{t_w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, maka tidak memerlukan kebutuhan pengaku transversal.

Sehingga :

42,86 < 71,01, (Tidak Perlu)

Kontrol tahanan geser nominal plat badan tanpa pengaku :

Ketebalan plat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat

$$\text{Jika } \frac{h^2}{t_w} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}}, \text{ maka } C_v1 = 1$$

Sehingga :

$$42,86 < 73,38 \text{ (} C_v1 = 1 \text{)}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan

$$\text{Jika } \frac{h^2}{t_w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \text{ maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan}$$

adalah 5,34.

Sehingga :

$$\frac{h^2}{t_w} \leq 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$42,86 < 71,01, \text{ maka koefisien tekuk geser pelat badan yang digunakan (} k_v \text{)}$$

adalah 5,34.

Koefisien kekuatan geser badan

$$C_v = 1$$

Gaya geser akibat beban terfaktor

$$V_u = 63732 \text{ N}$$

Luas penampang badan

$$\begin{aligned} A_w &= t_w \times h_t \\ &= 7 \times 350 \\ &= 2450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= 0,60 \times f_y \times A_w \times C_v1 \\ &= 0,60 \times 240 \times 2450 \times 1 \\ &= 352800 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan gaya geser

$$\begin{aligned} &= \phi_v \times V_n \\ &= 0,75 \times 352800 \\ &= 264600 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat yg harus dipenuhi adalah gaya geser akibat beban terfaktor \leq tahanan gaya geser.

Sehingga :

$$Vu = 63732 \leq \phi_v \times V_n = 264600 \text{ (OK)}$$

$$\frac{Vu}{\phi_v \times V_n} = \frac{37439}{264600}$$

$$= 0,1061 \text{ N}$$

Jika $\frac{Vu}{\phi_v \times V_n} \leq 1$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{Vu}{\phi_v \times V_n} = 0,1415 \text{ N} \leq 1 \text{ (OK)}$$

Interaksi Geser Dan Momen Lentur

Elemen yang memikul kombinasi geser dan lentur harus dilakukan kontrol sebagai berikut :

Syarat yang harus dipenuhi untuk interaksi geser dan lentur

$$= \frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} = \frac{128552729}{181656000}$$

$$= 0,7077$$

$$\frac{Vu}{\phi_v \times V_n} = \frac{63732}{264600}$$

$$= 0,2409 \text{ N}$$

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times V_n} = \frac{128552729}{181656000} + \frac{0,625 \times 63732}{264600}$$

$$= 0,8582$$

Jika $\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times V_n} \leq 1,375$, maka aman.

Sehingga :

$$\frac{Mu}{\phi_b \times Mn} + \frac{0,625 \times Vu}{\phi_v \times V_n} = 0,8282 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

5. Rekapulasi Elemen Kuda-Kuda Pada Warehouse-Gudang

Parameter	Nilai	Satuan
Kuda-kuda	IWF 2L 50 × 50 × 5	mm
Gording	C 125 x 50 x 20 x 2,8	mm
Spandek Pasir	6000 x 1000 x 0,45 mm	mm

Tabel 2.30 Rekapulasi Elemen Kuda-Kuda *Warehouse-Gudang*

2.7.3. Perencanaan Sambungan

Sambungan merupakan salah satu komponen penting pada bangunan struktur baja selain elemen-elemen kolom, balok dan atap. Sambungan adalah komponen struktur yang menunjang dan menyalurkan beban dari suatu komponen menuju komponen lainnya, seperti beban hidup pada lantai yang diterima oleh balok, lalu disalurkan menuju kolom dengan bantuan sambungan. Jenis sambungan umumnya ada dua pada bangunan baja, sambungan baut dan sambungan las. Pada bangunan ini sambungan yang digunakan yaitu sambungan baut dan sambungan las. Sambungan baut yang digunakan adalah baut mutu A307, kemudian sambungan las yang digunakan adalah las mutu E70XX.

1. Sambungan Kuda-Kuda *Warehouse-Gudang*

Keamanan kuat geser Batang 20 (tekan)

Ulir berada di luar bidang geser

Mutu Baut = A325

$$F_u = 370$$

$$F_{nv} = 27 \text{ ksi}$$

$$= 188 \text{ MPa}$$

$$F_{nt} = 45 \text{ ksi}$$

$$= 310 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter baut} = 12 \text{ mm} \quad (\text{M22})$$

Beban yang bekerja = 42,2002 kN

$$DL = 23,1671 \text{ KN}$$

$$LL = 8,9998 \text{ KN}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$R_u = 1,2 \times 23,1671 + 1,6 \times 8,9998$$

$$= 42,2002 \text{ KN}$$

$$A_g = 5 \times 250$$

$$= 1250 \text{ mm}^2$$

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

Hitung kekuatan geser per baut

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \times 0,25 \times (12^2) \\ &= 113,0973 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 188 \times 113,0973 \\ &= 15946,72 \text{ N} \\ &= 15,94672 \text{ KN} \end{aligned}$$

Hitung jumlah baut yang digunakan

$$\begin{aligned} \frac{R_u}{\phi R_n} &= \frac{42,2}{15,94672} \\ &= 2,64 \\ &= 3 \text{ baut} \end{aligned}$$

Hitung beban ultimit sambungan per baut

$$\begin{aligned} \frac{R_u}{n} &= \frac{42,2}{3} \\ &= 14,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jika $\phi R_n > R_u$, maka aman.

Sehingga :

$$\phi R_n = 15,947672 > R_u = 14,07 \text{ (OK)}$$

Keamanan kuat tarik batang

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 12 \times 113,0973 \\ &= 26295,13 \text{ N} \\ &= 26,29513 \text{ KN} \end{aligned}$$

Jika $\phi R_n > R_u$, maka aman.

Sehingga :

$$\phi R_n = 26,29513 > R_u = 14,07 \text{ (OK)}$$

Periksa leleh tarik pada penampang bruto

$$A_g = 1250$$

$$\phi P_n = 0,9 \times 1250 \times 240$$

$$= 270000 \text{ N}$$

Jika $\phi P_n > 12,169$ maka aman,

Sehingga :

$$\phi P_n = 270 \text{ kN} > 12,169 \text{ (OK)}$$

Hitung kekuatan kuat tumpu

Diketahui

$$D_b = 12 \text{ mm}$$

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

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

Menggunakan mutu pelat BJ 370

$$\phi R_n = 0,75 \times 2,4 \times D_b \times f_u \times t_p$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 12 \times 370 \times 10$$

$$= 79920 \text{ N}$$

$$= 78,92 \text{ KN per baut}$$

Jika $\phi R_n > R_u$, maka aman.

Sehingga :

$$\phi R_n = 79,92 \text{ kN} > R_u = 14,07 \text{ kN (OK)}$$

2. Perhitungan Sambungan Balok Gedung Pertunjukkan

Tabel Material Dan Penampang Profil

		Nilai	Satuan
Beban Pada Sambungan	Gaya aksial akibat beban terfaktor (Nu)	56	kN
	Momen akibat beban terfaktor (Mu)	78	kNm
	Gaya geser akibat beban terfaktor (Vu)	27	kN
Profil Baja WF 350.175.7.11	Tinggi (h)	350	mm
	Lebar (b)	175	mm
	Tebal flange (Tf)	11	mm
	Tebal web (Tw)	7	mm

	Tegangan leleh baja (f_{yp})	248	MPa
	Tegangan tarik putus (f_{up})	400	MPa
Mur Baut Tipe M22	Diameter baut (d)	22	mm
	Diameter lubang (D_h)	24	mm
	Faktor slip baut (μ)	0,5	
	Faktor tipe lubang (K_s)	1	
	Tahanan geser slip baut (P_p)	177	kN

Tabel 2.31 Tabel Data Sambungan Balok Gedung Pertunjukan

Mur Baut dan Plat Sambung Pada Bagian Flange

Tegangan leleh baja

$$F_{y1} = 240 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik putus plat

$$F_{u1} = 370 \text{ MPa}$$

Tebal plat

$$= 15 \text{ mm}$$

Jika tebal plat $> 0,5 \times d$ maka aman

Sehingga :

$$t_{p1} = 15 \text{ mm} > 0,5 \times 22 = 11 \text{ (OK)}$$

Lebar plat

$$L_1 = 200 \text{ mm}$$

Panjang plat dari sambungan ke tepi ujung

$$L_3 = \frac{1}{2} \times P_1$$

$$= \frac{1}{2} \times 455$$

$$= 227,5 \text{ mm}$$

Jika panjang plat dari sambungan ke tepi ujung $>$ lebar plat, maka aman.

Sehingga :

$$L_3 = 227,5 \text{ mm} > L_1 = 200 \text{ mm (OK)}$$

Panjang plat

$$P_1 = 455 \text{ mm}$$

Koefisien luas efektif area plat pada flange

$$K_e = 1,2$$

Jumlah row baut pada satu sisi

$$N_{fb_r} = 3 \text{ buah}$$

Jumlah baut per row

$$N_{fb_p} = 2 \text{ buah}$$

Jumlah total baut pada satu sisi

$$N_{fb} = 6 \text{ buah}$$

Jarak antar baut arah panjang

$$S1 = 75 \text{ mm}$$

Jarak antar baut pada pertemuan sambungan

$$S2 = 75 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat ujung

$$S3 = 40 \text{ mm}$$

Jarak antar baut arah lebar

$$S4 = 120 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat arah lebar

$$S5 = 40 \text{ mm}$$

Distribusi Gaya Pada Bagian Flange

Gaya pada bagian flange tarik

$$\begin{aligned} T &= \frac{Mu}{h-T_f} - \frac{Nu}{2} \\ &= \frac{78}{350-11} - \frac{56}{2} \\ &= 202 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya pada bagian flange tekan

$$\begin{aligned} C &= \frac{Mu}{h-T_f} + \frac{Nu}{2} \\ &= \frac{78}{350-11} + \frac{56}{2} \\ &= 258 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil gaya pada bagian flange terbesar dari gaya pada bagian flange tarik dan gaya pada bagian flange tekan.

$$F_f = \max (T, C)$$

$$= 258$$

Tinjauan luasan area flange

Minimum luas efektif flange

$$= \frac{Ff}{fy1}$$

$$= \frac{258}{240}$$

$$= 1075 \text{ mm}^2$$

Luas efektif aman jika luas efektif > minimum luas efektif, Aef = nilai terkecil dari :

$$= (Ke \times (b - (nfb_p \times Dh)) \times Tf$$

$$= (1,2 \times (175 - (2 \times 24)) \times 11$$

$$= 1676 \text{ mm}^2$$

Dengan

$$= L1 \times Tf$$

$$= 200 \times 11$$

$$= 2200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka luas efektif flange} = 1676 \text{ mm}^2$$

Jika luas efektif flange > minimum luas efektif flange, maka aman.

Sehingga :

$$Aep = 1676 \text{ mm}^2 > \text{minimum luas efektif flange} = 1075 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Tinjauan luasan area plat pada flange

Minimum luas efektif plat

$$= \frac{Ff}{fy1}$$

$$= \frac{258}{240}$$

$$= 1075 \text{ mm}^2$$

Luas efektif aman jika luas efektif > minimum luas efektif, Aef = nilai terkecil dari:

$$= (Ke \times (L1 - (nfb_p \times Dh)) \times tp1$$

$$= (1,2 \times (200 - (2 \times 24)) \times 15$$

$$= 2736 \text{ mm}^2$$

Dengan

$$\begin{aligned} &= L1 \times tp1 \\ &= 200 \times 15 \\ &= 3000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka luas efektif flange = 2736 mm²

Jika luas efektif flange > minimum luas efektif flange, maka aman.

Sehingga :

$$A_{ep} = 2736 \text{ mm}^2 > \text{minimum luas efektif flange} = 1075 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kapasitas Dan Kebutuhan Baut Pada Bagian Flange

Gaya pada flange akibat gaya aksial dan momen

$$F_f = 258,1 \text{ kN}$$

Gaya yang diterima baut pada flange

$$\begin{aligned} &= \frac{F_f}{nfb} \\ &= \frac{258,1}{6} \\ &= 43,015 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser akibat slip pada baut

$$\begin{aligned} S_{fb} &= 1,1 \times K_s \times \mu \times P_p \\ &= 1,1 \times 1 \times 0,5 \times 177 \\ &= 97,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas baut (flange)

$$\begin{aligned} P_{bg_s} &= 1,5 \times d \times T_f \times f_{up} \\ &= \frac{1,5 \times 22 \times 11 \times 400}{1000} \\ &= 145,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas baut (plat)

$$\begin{aligned} P_{bg_p} &= 1,5 \times d \times tp1 \times f_{u1} \\ &= \frac{1,5 \times 22 \times 15 \times 370}{1000} \\ &= 183,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak rata-rata baut ke dua dari tepi

$$\begin{aligned}
 Sfe_{ave} &= S3 + (Nfb_r - 1) \times \frac{S1}{2} \\
 &= 40 + (3 - 1) \times \frac{75}{2} \\
 &= 115 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung maksimal baut

$$\begin{aligned}
 Pbg_p_lim &= 0,5 \times Sfe_{ave} \times tp1 \times fu1 \\
 &= 0,5 \times 115 \times 15 \times 370 \\
 &= 319,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas baut pada flange, diambil nilai terkecil dari Sfb, Pbg_s, Pbg_p_lim = 97,4 kN

Jumlah baut (perlu)

$$\begin{aligned}
 nfb_req &= \frac{Ff}{Ps} \\
 &= \frac{258}{97,4} \\
 &= 2,7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut (desain rencana)

$$Nfb = 6 \text{ buah}$$

Gaya yang diterima baut pada flange aman jika jumlah baut (perlu) < jumlah baut (desain rencana)

Sehingga :

$$\text{Jumlah baut (perlu)} = 2,7 \text{ buah} < \text{Jumlah baut (desain rencana)} = 6 \text{ buah (OK)}$$

Jumlah baut yang diperlukan aman jika gaya yang diterima baut < Kapasitas baut

Sehingga :

$$\text{Gaya yang diterima baut} = 43,015 < \text{Kapasitas baut} = 97,4 \text{ (OK)}$$

Mur Baut dan Plat Sambung Pada Bagian Web

Tegangann leleh baja

$$Fy1 = 240 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik putus plat

$$Fu1 = 370 \text{ MPa}$$

Tebal plat

$$= 12 \text{ mm}$$

Jika tebal plat $> 0,5 \times d$ maka aman

Panjang Plat

$$\begin{aligned} P2 &= 2 \times W1 + 2 \times W2 + W4 \\ &= 2 \times 75 + 2 \times 40 + 75 \\ &= 305 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar Plat

$$\begin{aligned} L2 &= 2 \times W3 + W5 \\ &= 2 \times 75 + 40 \\ &= 230 \text{ mm} \end{aligned}$$

Koefisien luas efektif area plat pada flange

$$Ke = 1,2$$

Jumlah plat

$$= 2 \text{ sisi}$$

Jumlah row baut pada satu sisi

$$Nwb_r = 3 \text{ buah}$$

Jumlah baut per row

$$Nwb_p = 2 \text{ buah}$$

Jumlah total baut pada satu sisi

$$Nwb = 6 \text{ buah}$$

Jarak antar baut terdekat

$$W1 = 75 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat ujung

$$W2 = 40 \text{ mm}$$

Jarak antar baut arah lebar

$$W3 = 75 \text{ mm}$$

Jarak antar baut pada pertemuan sambungan

$$W4 = 75 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat arah lebar

$$W5 = 40 \text{ mm}$$

Baut Dan Plat Pada Bagian Web

Tinjauan gaya geser pada plat web

Gaya geser pada plat web

$$V_u = 27 \text{ kN}$$

Luas geser area (bruto)

$$\begin{aligned} A_v &= n_{wp} \times L_2 \times t_{p2} \\ &= 2 \times 230 \times 12 \\ &= 5520 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas geser area (net)

$$\begin{aligned} A_{v_net} &= n_{wp} \times (L_2 - n_{wb_r} \times D_h) \times t_{p2} \\ &= 2 \times (230 - 3 \times 24) \times 12 \\ &= 3792 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas geser area (maks)

$$\begin{aligned} &= 0.85 \times \frac{A_v}{K_e} \\ &= 0.85 \times \frac{5520}{1.2} \\ &= 3910 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser plat web

$$\begin{aligned} p_{v_net} &= 0.7 \times K_e \times A_{v_net} \times f_{y2} \\ &= 0.7 \times 1.2 \times 3792 \times 240 \\ &= 764 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser plat web (bruto)

$$\begin{aligned} p_{v_gross} &= 0.6 \times A_v \times f_{y2} \\ &= 0.6 \times 5520 \times 240 \\ &= 795 \text{ kN} \end{aligned}$$

Panjang permukaan blok geser

$$\begin{aligned} L_v &= W_2 + (n_{wb_r} - 1) \times W_1 \\ &= 40 + (3 - 1) \times 75 \\ &= 190 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang permukaan blok tarik

$$\begin{aligned} L_t &= W_5 + (n_{wb_p} - 1) \times W_3 \\ &= 40 + (3 - 1) \times 75 \end{aligned}$$

$$= 115 \text{ mm}$$

Koefisien blok geser, jika $nwb_p > 1$, 2,5, 0,5 aman

Sehingga :

Koefisien blok geser diambil 2,5

Kapasitas blok geser plat web

$$\begin{aligned} pv_{\text{block}} &= 0.6 \times fy_2 \times tp_2 \times nwp \times (Lv + Ke \times (Lt - k \times Dh)) \\ &= 0.6 \times 240 \times 12 \times 2 \times (190 + 1,2 \times (115 - 2,5 \times 24)) \\ &= 885 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser pada plat web, diambil nilai terkecil dari (pv_{net} , pv_{gross} , pv_{block}) = 764 kN

Gaya geser pada plat web aman jika gaya geser < kapasitas geser

Sehingga :

$$\text{Gaya geser} = 27 \text{ kN} < \text{Kapasitas geser} = 764 \text{ kN}$$

Tinjauan Momen Tambahan Pada Plat Web

Luasa momen area

$$\begin{aligned} I &= \left(\frac{tp_2 \times L_2^3}{12} \right) - \frac{nwb_r \times tp_2 \times Dh^3}{12} - (tp_2 \times Dh \times K \times W_1^2) \\ &= \left(\frac{12 \times 230^3}{12} \right) - \frac{3 \times 12 \times 24^3}{12} - (12 \times 24 \times 2 \times 75^2) \\ &= 8885528 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Jarak pertemuan sambungan ke pusat baut grup

$$\begin{aligned} a &= \left(\frac{((nwb_p - 1) \times W_3) + W_4}{2} \right) \\ &= \left(\frac{((2 - 1) \times 75) + 75}{2} \right) \\ &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen pada plat web

$$\begin{aligned} M_{wp} &= Vu \times a \\ &= 27 \times 75 \\ &= 2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitas momen pada plat web

$$\begin{aligned}
 M_{cap} &= \frac{f_y \times n_{wp} \times I}{\frac{L^2}{2}} \\
 &= \frac{240 \times 2 \times 8885528}{\frac{230^2}{2}} \\
 &= 37,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen pada plat web aman jika momen plat < kapasitas momen

Sehingga :

Momen plat = 2 kNm < Kapasitas momen = 37,1 kNm (OK)

Tinjauan Baut Pada Plat Web

Momen inersia baut grup :

$$\begin{aligned}
 I_{bg} &= (P_2 - 2 \times W_2) \times (L_2 - 2 \times W_5) - \left(\frac{1}{2} \times W_3 \times W_4\right) \\
 &= (305 - 2 \times 40) \times (230 - 2 \times 40) - \left(\frac{1}{2} \times 75 \times 75\right) \\
 &= 30938 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Gaya pada baut akibat geser langsung

$$\begin{aligned}
 F_v &= \frac{V}{n_{wb}} \\
 &= \frac{27}{6} \\
 &= 4,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya vertikal pada baut akibat momen

$$\begin{aligned}
 F_{mv} &= M_{wp} \times \frac{\frac{1}{2} \times W_3}{I_{bg}} \\
 &= 2 \times \frac{\frac{1}{2} \times 75}{30938} \\
 &= 2,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya horizontal pada baut akibat momen

$$\begin{aligned}
 F_{mh} &= M_{wp} \times \frac{W_1}{I_{bg}} \\
 &= 2 \times \frac{75}{30938} \\
 &= 4,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Resultant beban baut pada web

$$F_r = \sqrt{((F_v + F_{mv})^2 + F_{mh}^2)}$$

$$= \sqrt{((4,5 + 2,5)^2 + 4,9^2)}$$

$$= 8,5 \text{ kN}$$

Sudut resultant beban baut

$$\theta = \text{degrees}(\text{atan}(\frac{Fmh}{Fv + Fmv}))$$

$$= \text{degrees}(\text{atan}(\frac{Fmh}{Fv + Fmv}))$$

$$= 35,2 \text{ deg}$$

Jarak minimum baut tepi, diambil nilai terkecil dari $\min(\frac{W2}{\cos q}, (\frac{W5}{\cos(90-35,2)})) = 49$

mm

Faktor jarak tepi untuk bantalan plat web diambil nilai terkecil dari :

$$= \frac{er}{3 \times d} = \frac{49}{3 \times 22}$$

$$= 0,7$$

Sehingga diambil 0,7

Tahanan geser akibat slip pada baut

$$Sfb = 1.1 \times Ks \times \mu \times Pp$$

$$= 1.1 \times 1 \times 0,5 \times 177$$

$$= 97,4 \text{ kN}$$

Kapasitas baut pada web

$$Pbg_s = 1.5 \times d \times tw \times fup$$

$$= 1.5 \times 22 \times 7 \times 400$$

$$= 92,4 \text{ kN}$$

Kapasitas baut pada plat

$$Pbg_p = 1,5 \times Kedge \times d \times tp2 \times nwp \times fu2$$

$$= 1,5 \times 0,7 \times 22 \times 12 \times 2 \times 370$$

$$= 217,39 \text{ kN}$$

Kapasitas baut pada web, diambil nilai terkecil dari :

$$Ps = nwp \times Sfb$$

$$= 2 \times 97,4$$

$$= 194,8 \text{ kN}$$

Dengan

$P_{bg_s} = 92,4$ dan $P_{bg_p} = 217,29$

Sehingga diambil 92,4 kN

Resultan beban baut pada web aman jika resultan beban < Kapasitas baut

Sehingga :

Resultan beban = 8,5 < Kapasitas baut = 92,4 (OK)

3. Perhitungan Sambungan Balok Gedung Pameran

Material Dan Penampang Profil

	Parameter	Nilai	Satuan
Beban Pada Sambungan	Gaya aksial akibat beban terfaktor (N_u)	82	kN
	Momen akibat beban terfaktor (M_u)	102	kNm
	Gaya geser akibat beban terfaktor (V_u)	38	kN
Profil Baja WF 350.175.7.11	Tinggi (h)	300	mm
	Lebar (b)	175	mm
	Tebal flange (T_f)	11	mm
	Tebal web (T_w)	7	mm
	Tegangan leleh baja (f_{yp})	240	MPa
	Tegangan tarik putus (f_{up})	370	MPa
Mur Baut Tipe M22	Diameter baut (d)	22	mm
	Diameter lubang (D_h)	24	mm
	Faktor slip baut (μ)	0,5	
	Faktor tipe lubang (K_s)	1	
	Tahanan geser slip baut (P_p)	177	kN

Tabel 2.32 Tabel Data Sambungan Balok Gedung Pameran

Mur Baut dan Plat Sambung Pada Bagian Flange

Tegangan leleh baja $F_{y1} = 240$ MPa

Tegangan tarik putus plat $F_{u1} = 370$ MPa

Tebal plat = 15 mm

Jika tebal plat > $0,5 \times d$ maka aman

Sehingga :

$t_{p1} = 15 \text{ mm} > 0,5 \times 22 = 11$ (OK)

Lebar plat

$L1 = 200$ mm

Panjang plat dari sambungan ke tepi ujung

$$\begin{aligned}
 L3 &= \frac{1}{2} \times P1 \\
 &= \frac{1}{2} \times 455 \\
 &= 227,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika panjang plat dari sambungan ke tepi ujung > lebar plat, maka aman.

Sehingga :

$$L3 = 227,5 \text{ mm} > L1 = 200 \text{ mm (OK)}$$

Panjang plat

$$P1 = 455 \text{ mm}$$

Koefisien luas efektif area plat pada flange

$$K_e = 1,2$$

Jumlah row baut pada satu sisi

$$N_{fb_r} = 3 \text{ buah}$$

Jumlah baut per row

$$N_{fb_p} = 2 \text{ buah}$$

Jumlah total baut pada satu sisi

$$N_{fb} = 6 \text{ buah}$$

Jarak antar baut arah panjang

$$S1 = 75 \text{ mm}$$

Jarak antar baut pada pertemuan sambungan

$$S2 = 75 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat ujung

$$S3 = 40 \text{ mm}$$

Jarak antar baut arah lebar

$$S4 = 120 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat arah lebar

$$S5 = 40 \text{ mm}$$

Distribusi Gaya Pada Bagian Flange

Gaya pada bagian flange tarik

$$T = \frac{Mu}{h-tf} - \frac{Nu}{2}$$

$$= \frac{102}{300-11} - \frac{82}{2}$$

$$= 312 \text{ kN}$$

Gaya pada bagian flange tekan

$$C = \frac{Mu}{h-T_f} + \frac{Nu}{2}$$

$$= \frac{102}{300-11} + \frac{82}{2}$$

$$= 394 \text{ kN}$$

Diambil gaya pada bagian flange terbesar dari gaya pada bagian flange tarik dan gaya pada bagian flange tekan.

$$F_f = \max (T, C)$$

$$= 394$$

Tinjauan luasan area flange

Minimum luas efektif flange

$$= \frac{F_f}{f_{y1}}$$

$$= \frac{394}{240}$$

$$= 1641 \text{ mm}^2$$

Luas efektif aman jika luas efektif > minimum luas efektif, $A_{ef} =$ nilai terkecil dari:

$$= (K_e \times (b - (n \times D_h)) \times T_f)$$

$$= (1,2 \times (175 - (2 \times 24)) \times 11)$$

$$= 1676 \text{ mm}^2$$

Dengan

$$= L_1 \times T_f$$

$$= 200 \times 11$$

$$= 2200 \text{ mm}^2$$

Maka luas efektif flange = 1676 mm²

Jika luas efektif flange > minimum luas efektif flange, maka aman.

Sehingga :

$$A_{ep} = 1676 \text{ mm}^2 > \text{minimum luas efektif flange} = 1641 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Tinjauan luasan area plat pada flange

Minimum luas efektif plat

$$\begin{aligned} &= \frac{Ff}{fy1} \\ &= \frac{394}{240} \\ &= 1641 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas efektif aman jika luas efektif > minimum luas efektif, Aef = nilai terkecil dari:

$$\begin{aligned} &= (Ke \times (L1 - (nfb_p \times Dh)) \times tp1 \\ &= (1,2 \times (200 - (2 \times 24)) \times 15 \\ &= 2736 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan

$$\begin{aligned} &= L1 \times tp1 \\ &= 200 \times 15 \\ &= 3000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka luas efektif flange = 2736 mm²

Jika luas efektif flange > minimum luas efektif flange, maka aman.

Sehingga :

$$Aep = 2736 \text{ mm}^2 > \text{minimum luas efektif flange} = 1641 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kapasitas Dan Kebutuhan Baut Pada Bagian Flange

Gaya pada flange akibat gaya aksial dan momen

$$Ff = 393,9 \text{ kN}$$

Gaya yang diterima baut pada flange

$$\begin{aligned} &= \frac{Ff}{nfb} \\ &= \frac{393,9}{6} \\ &= 65,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser akibat slip pada baut

$$\begin{aligned} Sfb &= 1,1 \times Ks \times \mu \times Pp \\ &= 1,1 \times 1 \times 0,5 \times 177 \\ &= 97,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas baut (flange)

$$\begin{aligned} Pbg_s &= 1,5 \times d \times T_f \times f_{up} \\ &= \frac{1,5 \times 22 \times 11 \times 370}{1000} \\ &= 134,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas baut (plat)

$$\begin{aligned} Pbg_p &= 1,5 \times d \times t_{p1} \times f_{u1} \\ &= \frac{1,5 \times 22 \times 15 \times 370}{1000} \\ &= 183,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak rata-rata baut ke dua dari tepi

$$\begin{aligned} Sfe_{ave} &= S_3 + (N_{fb_r} - 1) \times \frac{S_1}{2} \\ &= 40 + (3 - 1) \times \frac{75}{2} \\ &= 115 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kapasitas dukung maksimal baut

$$\begin{aligned} Pbg_p_{lim} &= 0,5 \times Sfe_{ave} \times t_{p1} \times f_{u1} \\ &= 0,5 \times 115 \times 15 \times 370 \\ &= 319,125 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas baut pada flange, diambil nilai terkecil dari S_{fb} , Pbg_s , $Pbg_p_{lim} = 97,4$ kN

Jumlah baut (perlu)

$$\begin{aligned} n_{fb_req} &= \frac{F_f}{P_s} \\ &= \frac{394}{97,4} \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jumlah baut (desain rencana)

$$N_{fb} = 6 \text{ buah}$$

Gaya yang diterima baut pada flange aman jika jumlah baut (perlu) < jumlah baut (desain rencana)

Sehingga :

$$\text{Jumlah baut (perlu)} = 4 \text{ buah} < \text{Jumlah baut (desain rencana)} = 6 \text{ buah (OK)}$$

Jumlah baut yang diperlukan aman jika gaya yang diterima baut < Kapasitas baut

Sehingga :

Gaya yang diterima baut = 65,7 < Kapasitas baut = 97,4 (OK)

Mur Baut dan Plat Sambung Pada Bagian Web

Tegangann leleh baja

$F_{y1} = 240 \text{ MPa}$

Tegangan tarik putus plat

$F_{u1} = 370 \text{ MPa}$

Tebal plat

$= 12 \text{ mm}$

Jika tebal plat $> 0,5 \times d$ maka aman

Panjang Plat

$P2 = 2 \times W1 + 2 \times W2 + W4$

$= 2 \times 75 + 2 \times 40 + 75$

$= 305 \text{ mm}$

Lebar Plat

$L2 = 2 \times W3 + W5$

$= 2 \times 75 + 40$

$= 230 \text{ mm}$

Koefisien luas efektif area plat pada flange

$K_e = 1,2$

Jumlah plat

$= 2 \text{ sisi}$

Jumlah row baut pada satu sisi

$N_{wb_r} = 3 \text{ buah}$

Jumlah baut per row

$N_{wb_p} = 2 \text{ buah}$

Jumlah total baut pada satu sisi

$N_{wb} = 6 \text{ buah}$

Jarak antar baut terdekat

$W1 = 75 \text{ mm}$

Jarak baut ke tepi plat ujung

$$W2 = 40 \text{ mm}$$

Jarak antar baut arah lebar

$$W3 = 75 \text{ mm}$$

Jarak antar baut pada pertemuan sambungan

$$W4 = 75 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi plat arah lebar

$$W5 = 40 \text{ mm}$$

Baut Dan Plat Pada Bagian Web

Tinjauan gaya geser pada plat web

Gaya geser pada plat web

$$V_u = 38 \text{ kN}$$

Luas geser area (bruto)

$$\begin{aligned} A_v &= n_{wp} \times L_2 \times t_{p2} \\ &= 2 \times 230 \times 12 \\ &= 5520 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas geser area (net)

$$\begin{aligned} A_{v_net} &= n_{wp} \times (L_2 - n_{wb_r} \times D_h) \times t_{p2} \\ &= 2 \times (230 - 3 \times 24) \times 12 \\ &= 3792 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas geser area (maks)

$$\begin{aligned} &= 0.85 \times \frac{A_v}{K_e} \\ &= 0.85 \times \frac{5520}{1.2} \\ &= 3910 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas geser plat web

$$\begin{aligned} p_{v_net} &= 0.7 \times K_e \times A_{v_net} \times f_{y2} \\ &= 0.7 \times 1.2 \times 3792 \times 240 \\ &= 764 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser plat web (bruto)

$$\begin{aligned}
 pv_{gross} &= 0.6 * Av * fy2 \\
 &= 0.6 \times 5520 \times 240 \\
 &= 795 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Panjang permukaan blok geser

$$\begin{aligned}
 Lv &= W2 + (nwb_r - 1) \times W1 \\
 &= 40 + (3 - 1) \times 75 \\
 &= 190 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang permukaan blok tarik

$$\begin{aligned}
 Lt &= W5 + (nwb_p - 1) \times W3 \\
 &= 40 + (3 - 1) \times 75 \\
 &= 115 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Koefisien blok geser, jika $nwb_p > 1$, 2,5, 0,5 aman

Sehingga :

Koefisien blok geser diambil 2,5

Kapasitas blok geser plat web

$$\begin{aligned}
 pv_{block} &= 0.6 \times fy2 \times tp2 \times nwp \times (Lv + Ke \times (Lt - k \times Dh)) \\
 &= 0.6 \times 240 \times 12 \times 2 \times (190 + 1,2 \times (115 - 2,5 \times 24)) \\
 &= 885 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser pada plat web, diambil nilai terkecil dari (pv_{net} , pv_{gross} , pv_{block}) = 764 kN

Gaya geser pada plat web aman jika gaya geser < kapasitas geser

Sehingga :

$$\text{Gaya geser} = 38 \text{ kN} < \text{Kapasitas geser} = 764 \text{ kN}$$

Tinjauan Momen Tambahan Pada Plat Web

Luasa momen area

$$\begin{aligned}
 I &= \left(\frac{tp2 \times L2}{12} \right) - \frac{nwb_r \times tp2 \times Dh^3}{12} - (tp2 \times Dh \times K \times W1^2) \\
 &= \left(\frac{12 \times 230^3}{12} \right) - \frac{3 \times 12 \times 24^3}{12} - (12 \times 24 \times 2 \times 75^2) \\
 &= 8885528 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Jarak pertemuan sambungan ke pusat baut grup

$$\begin{aligned}
 a &= \left(\frac{((nwb_p - 1) \times W3) + W4}{2} \right) \\
 &= \left(\frac{((2 - 1) \times 75) + 75}{2} \right) \\
 &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen pada plat web

$$\begin{aligned}
 M_{wp} &= V_u \times a \\
 &= 38 \times 75 \\
 &= 2,9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas momen pada plat web

$$\begin{aligned}
 M_{cap} &= \frac{f_y \times n_{wp} \times I}{\frac{L_2}{2}} \\
 &= \frac{240 \times 2 \times 8885528}{\frac{230}{2}} \\
 &= 37,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen pada plat web aman jika momen plat < kapasitas momen

Sehingga :

Momen plat = 2,9 kNm < Kapasitas momen = 37,1 kNm (OK)

Tinjauan Baut Pada Plat Web

Momen inersia baut grup :

$$\begin{aligned}
 I_{bg} &= (P2 - 2 \times W2) \times (L2 - 2 \times W5) - \left(\frac{1}{2} \times W3 \times W4 \right) \\
 &= (305 - 2 \times 40) \times (230 - 2 \times 40) - \left(\frac{1}{2} \times 75 \times 75 \right) \\
 &= 30938 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Gaya pada baut akibat geser langsung

$$\begin{aligned}
 F_v &= \frac{V}{nwb} \\
 &= \frac{38}{6} \\
 &= 6,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya vertikal pada baut akibat momen

$$F_{mv} = M_{wp} \times \frac{\frac{1}{2} \times W3}{I_{bg}}$$

$$= 2,9 \times \frac{\frac{1}{2} \times 75}{30938}$$

$$= 3,5 \text{ kN}$$

Gaya horizontal pada baut akibat momen

$$F_{mh} = M_{wp} \times \frac{W_1}{I_{bg}}$$

$$= 2,9 \times \frac{75}{30938}$$

$$= 6,9 \text{ kN}$$

Resultant beban baut pada web

$$F_r = \sqrt{((F_v + F_{mv})^2 + F_{mh}^2)}$$

$$= \sqrt{((6,3 + 3,5)^2 + 6,9^2)}$$

$$= 12 \text{ kN}$$

Sudut resultant beban baut

$$\theta = \text{degrees}(\text{atan}(\frac{F_{mh}}{F_v + F_{mv}}))$$

$$= \text{degrees}(\text{atan}(\frac{F_{mh}}{F_v + F_{mv}}))$$

$$= 35,2 \text{ deg}$$

Jarak minimum baut tepi, diambil nilai terkecil dari $\min(\frac{W_2}{\cos q}, (\frac{W_5}{\cos(90-35,2)})) = 49$

mm

Faktor jarak tepi untuk bantalan plat web diambil nilai terkecil dari :

$$= \frac{e_r}{3 \times d} = \frac{49}{3 \times 22}$$

$$= 0,7$$

Sehingga diambil 0,7

Tahanan geser akibat slip pada baut

$$S_{fb} = 1.1 \times K_s \times \mu \times P_p$$

$$= 1.1 \times 1 \times 0,5 \times 177$$

$$= 97,4 \text{ kN}$$

Kapasitas baut pada web

$$P_{bg_s} = 1,5 \times d \times t_w \times f_{up}$$

$$= 1,5 \times 22 \times 7 \times 370$$

$$= 85,47 \text{ kN}$$

Kapasitas baut pada plat

$$\begin{aligned} Pbg_p &= 1,5 \times Kedge \times d \times tp2 \times nwp \times fu2 \\ &= 1,5 \times 0,7 \times 22 \times 12 \times 2 \times 370 \\ &= 217,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas baut pada web, diambil nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} Ps &= nwp \times Sfb \\ &= 85,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan

$$Pbg_s = 85,47 \text{ dan } Pbg_p = 217,29$$

Sehingga diambil 85,47 kN

Resultant beban baut pada web aman jika resultan beban < Kapasitas baut

Sehingga :

$$\text{Resultan beban} = 12 < \text{Kapasitas baut} = 85,47 \text{ (OK)}$$

4. Sambungan Tarik Geser Gedung Pertunjukkan

Tabel Material dan Penampang Profil

Parameter	Nilai	Satuan
Profil Baja	WF 350.175.7.11	mm
Panjang Profil, hf	350	mm
Lebar Profil, bf	175	mm
Tebal Badan Profil, tw	7	mm
Tebal Sayap Profil, tf	11	mm
Jari-jari lengkungan, r	14	mm
Luas Penampang, A	6314	mm ²
Momen Inersia x, Ix	136000000	mm ⁴
Momen Inersia y, Iy	9840000	mm ⁴
Radius Girasi x, ix	146,8	mm
Radius Girasi y, iy	39,5	mm
Modulus Elastis x, Sx	777000	mm ³
Modulus Elastis y, Sy	112000	mm ³
Modulus Plastisitas x, Zx	841000	mm ³
Modulus Plastisitas y, Zy	172000	mm ³
Tebal Pelat Konektor Badan dan Sayap, tp	10	mm
Kuat Tegangan Leleh, fy	240	mm

Tabel 2.33 Tabel Data Sambungan Tarik Geser Gedung Pertunjukkan

Mutu Baja = A307

Diameter Baut = 16 mm
 Jumlah baut = 8 buah
 Kekuatan Geser Nominal (F_{nv}) = 186 MPa
 Tebal Pelat = 10 mm

Luas Penampang Baut

$$A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

Spasi Minimum

Jarak as ke as antar baut

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

Berdasarkan SNI 1729 – 2020 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural maka batas spasi minimum : $3 \times \text{diameter baut} = 48 \text{ mm}$

Spasi baut minimum : $s > 3 \times \text{diameter baut}$

Sehingga :

$$s = 50 \text{ mm} > 3 \times \text{diameter baut} : 48 \text{ mm (OK)}$$

Tipe Tumpu

Gaya Tarik

$$T_u = 56 \text{ kN}$$

Gaya Geser

$$V_u = 22 \text{ kN}$$

Gaya tarik pada 1 Baut

$$\begin{aligned} T_{\text{ulbaut}} &= \frac{56}{8} \times 1000 \\ &= 7000 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan tarik nominal

$$F_{nt} = 310 \text{ MPa}$$

Tegangan geser perlu

$$\begin{aligned} \frac{V_u}{A_b} &= \frac{2750}{201,06} \\ &= 14 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik nominal

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} \right) \times f_{rv} \\ &= 1,3 \times 310 - \left(\frac{310}{0,75 \times 310} \right) \times 14 \\ &= 384,763 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kuat Tarik

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times F_{nt} \times A_b \\ &= 0,75 \times 384,763 \times 14 \\ &= 58021 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika kuat tarik $\phi R_n >$ gaya tarik pada 1 baut Tulbaut, aman.

Sehingga :

$$\phi R_n = 58021 \text{ N} > \text{Tulbaut} = 7000 \text{ N (OK)}$$

Pengecekan Tipe *Slip Critical*

Gaya geser pada 1 baut

$$\begin{aligned} \text{VulBaut} &= \frac{v_u}{n} \\ &= \frac{22}{8} \\ &= 2750 \text{ N} \end{aligned}$$

Rasio rata-rata pratarik

$$D_u = 1,13$$

Faktor reduksi gaya geser

$$\phi = 1$$

Jumlah slip perlu

$$n_s = 1 \text{ buah}$$

Koefisien slip rata-rata

$$\mu = 0,3$$

Faktor pengisi

$$h_f = 1$$

Berdasarkan SNI 1729 – 2020 Spesifikaasi Untuk Bangunan Gedung Baja

Struktural Tabel J3.1M maka, gaya tarik minimum pengencang, T_b : 176000

Ketahanan slip baut Tunggal

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s \\ &= 1 \times 0,3 \times 1,13 \times 1 \times 176000 \times 1 \\ &= 59664 \text{ N}\end{aligned}$$

Faktor Ksc

$$\begin{aligned}&= 1 - \frac{T_u}{(D_u \times T_b \times n_b)} \\ &= 1 - \frac{7000}{(1,13 \times 178000 \times 1)} \\ &= 1 \text{ N}\end{aligned}$$

Kuat tarik reduksi

$$\begin{aligned}\phi R_n &= K_{sc} \times \phi R_n \\ &= 1 \times 59402 \text{ N} \\ &= 59402 \text{ N}\end{aligned}$$

Jika kuat Tarik reduksi $\phi R_n >$ gaya geser pada 1 baut Vulbaut, maka aman.

Sehingga :

$$\phi R_n = 59402 \text{ N} > \text{Vulbaut} = 2750 \text{ N (OK)}$$

5. Sambungan Tarik Geser Gedung Pameran

Tabel Material dan Penampang Profil

Parameter	Nilai	Satuan
Profil Baja	WF 350.175.7.11	mm
Panjang Profil, h_f	350	mm
Lebar Profil, b_f	175	mm
Tebal Badan Profil, t_w	7	mm
Tebal Sayap Profil, t_f	11	mm
Jari-jari lengkungan, r	14	mm
Luas Penampang, A	6314	mm ²
Momen Inersia x, I_x	136000000	mm ⁴
Momen Inersia y, I_y	9840000	mm ⁴
Radius Girasi x, i_x	146,8	mm
Radius Girasi y, i_y	39,5	mm
Modulus Elastis x, S_x	777000	mm ³
Modulus Elastis y, S_y	112000	mm ³
Modulus Plastisitas x, Z_x	841000	mm ³
Modulus Plastisitas y, Z_y	172000	mm ³

Tebal Pelat Konektor Badan dan Sayap, tp	10	mm
Kuat Tegangan Leleh, fy	240	mm

Tabel 2.34 Tabel Data Sambungan Tarik Geser Gedung Pameran

Mutu Baja = A307

Diameter Baut = 16 mm

Jumlah baut = 8 buah

Kekuatan Geser Nominal Fnv = 186 MPa

Tebal Pelat = 10 mm

Luas Penampang Baut

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Spasi Minimum

Jarak as ke as antar baut, s = 50 mm

Berdasarkan SNI 1729 – 2020 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural

maka batas spasi minimum : $3 \times \text{diameter baut} = 48 \text{ mm}$

Spasi baut minimum : $s > 3 \times \text{diameter baut}$

Sehingga :

$$s = 50 \text{ mm} > 3 \times \text{diameter baut} = 48 \text{ mm (OK)}$$

Tipe Tumpu

Gaya Tarik

$$T_u = 82 \text{ kN}$$

Gaya Geser

$$V_u = 28 \text{ kN}$$

Gaya tarik pada 1 Baut

$$\begin{aligned}
 T_{\text{ulbaut}} &= \frac{82}{8} \times 1000 \\
 &= \frac{82}{8} \times 1000
 \end{aligned}$$

$$= 10250 \text{ N}$$

Kekuatan tarik nominal

$$F_{nt} = 310 \text{ MPa}$$

Tegangan geser perlu

$$= \frac{Vu}{Ab}$$

$$= \frac{3500}{201,06}$$

$$= 17 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik nominal

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} \right) \times f_{rv} \\ &= 1,3 \times 310 - \left(\frac{310}{0,75 \times 310} \right) \times 1 \\ &= 379,790 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kuat Tarik

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times F_{nt} \times A_b \\ &= 0,75 \times 379,790 \times 17 \\ &= 57271 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika kuat tarik $\phi R_n >$ Gaya tarik 1 baut Tulbaut, maka aman.

Sehingga :

$$\phi R_n = 57271 \text{ N} > \text{Tulbaut} = 10250 \text{ N (OK)}$$

Pengecekan Tipe Slip Critical

Gaya geser pada 1 baut

$$V_{uBaut} = \frac{Vu}{n}$$

$$= \frac{28}{8}$$

$$= 3500 \text{ N}$$

Rasio rata-rata pratarik

$$D_u = 1,13$$

Faktor reduksi gaya geser

$$\phi = 1$$

Jumlah slip perlu

ns = 1 buah

Koefisien slip rata-rata

$\mu = 0,3$

Faktor pengisi

hf = 1

Berdasarkan SNI 1729 – 2020 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural Tabel J3.1M maka, gaya tarik minimum pengencang, Tb : 176000

Ketahanan slip baut Tunggal

$$\begin{aligned}\phi Rn &= \phi \times \mu \times Du \times hf \times Tb \times ns \\ &= 1 \times 0,3 \times 1,13 \times 1 \times 176000 \times 1 \\ &= 59664 \text{ N}\end{aligned}$$

Faktor Ksc

$$\begin{aligned}&= 1 - \frac{Tu}{(Du \times Tb \times nb)} \\ &= 0,99 \text{ N}\end{aligned}$$

Kuat tarik reduksi, $\phi Rn : Ksc \times \phi Rn : 0,99 \times 59664 \text{ N}$

Jika gaya geser pada 1 baut $\phi Rn >$ kuat tarik reduksi Vul.baut, aman.

Sehingga :

$$\phi Rn = 59664 \text{ N} > \text{Vul.baut} = 3500 \text{ N (OK)}$$

6. Sambungan Baseplate Gedung Pertunjukan

Properti Dan Material Penampang

	Parameter	Nilai	Satuan
Beban Kolom	Gaya aksial akibat beban terfaktor (Pu)	38000	N
	Momen akibat beban terfaktor (Mu)	64553411	Nmm
	Gaya geser akibat beban terfaktor (Vu)	48000	N
	Eksentrisitas beban (e)	1699	mm
	Jarak baut terhadap pusat penampang kolom (f)	165	mm
Kolom Baja (WF 350.175.7.11)	Tegangan leleh kolom baja (fyk)	240	MPa
	Tinggi (dt)	350	mm
	Lebar sayap (bf)	175	mm
	Tebal sayap (tf)	11	mm
	Tebal badan (tw)	7	mm
Base Plate	Tegangan leleh baja (fy)	240	MPa

	Tegangan tarik putus plat (f_{up})	370	MPa
	Lebar plat tumpuan (B)	350	mm
	Panjang plat tumpuan (N)	430	mm
	Tebal plat tumpuan (tp)	30	mm
Pedestal Beton	Kuat tekan beton (f_c')	25	MPa
	Lebar penampang kolom (y_{ce})	500	mm
	Panjang penampang kolom (x_{ce})	600	mm
Angkur	Tegangan tarik putus angkur baut (f_{ub})	861,8	MPa
	Tegangan leleh angkur baut (f_y)	453,6	MPa
	Diameter angkur baut (d)	19	mm
	Jumlah angkur baut pada sisi tarik (nt)	3	Buah
	Jumlah angkur baut pada sisi tekan (nc)	3	Buah
	Jarak baut ke tepi plat (e1)	50	mm
	Jarak angkur baut ke angkur baut arah x (S_{bolt-x})	330	mm
	Jarak angkur baut ke angkur baut arah y (S_{bolt-y})	125	mm
	Jumlah baris angkur baut arah x (N_{bolt-x})	2	
	Jumlah baris angkur baut arah y (N_{bolt-y})	3	
	Panjang angkur baut yang tertanam dibeton (L_a)	550	mm
Las	Kelas elektroda las (FEXX)	70	ksi
	Kekuatan tarik las (FEXX)	482,65	MPa
	Tebal las paa sisi sayap/flange kolom baja (tfw)	8	mm
	Teba; las pada sisi badan/ web kolom baja(tww)	6	mm

Tabel 2.35 Tabel Data *Baseplate* Gedung Pertunjukan

Tahanan Tekan Beton

Luas plat tumpuan baja

$$\begin{aligned}
 A1 &= B \times N \\
 &= 350 \times 430 \\
 &= 150500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas penampang kolom pedestal

$$\begin{aligned}
 A2 &= (N + 2 \times l_{min}) \times (B + 2 \times l_{min}) \\
 &= (430 + 2 \times l_{min}) \times (B + 2 \times l_{min}) \\
 &= 236056 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan maksimum tumpu beton

$$\begin{aligned}f_{pmax} &= 0,85 \times f_c' \times \phi_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0,85 \times 55 \times 0,65 \times \sqrt{\frac{236065}{150500}} \\ &= 17,3 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tekanan maksimum tumpu beton

$$\begin{aligned}q_{max} &= f_{pmax} \times B \\ &= 17,3 \times 350 \\ &= 6054,52 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Eksentrisitas kritis

$$\begin{aligned}e_{crit} &= \frac{\frac{N}{2} - P_u}{2 \times q_{max}} \\ &= \frac{\frac{430}{2} - 38000}{2 \times 6054,54} \\ &= 211,86 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jika eksentrisitas beban \geq eksentrisitas kritis termasuk momen besar, namun jika eksentrisitas beban \leq eksentrisitas kritis maka termasuk momen kecil.

Sehingga :

Eksentrisitas beban = 1699 mm \geq Eksentrisitas kritis = 211,86 mm, jadi termasuk momen besar.

Jika eksentrisitas beban \geq eksentrisitas kritis rumus yang digunakan :

Panjang bidang tekan beton

$$\begin{aligned}Y_1 &= \frac{f+N}{2} + \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times P_u \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \\ Y_2 &= \frac{f+N}{2} - \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times P_u \times (e+f)}{q_{max}}\right)}\end{aligned}$$

Panjang bidang tekan beton yang dipakai y: nilai terkecil dari Y1, Y2

Tekanan tumpu yang terjadi pada beton

$$q = \frac{P_u}{Y}$$

Jika eksentrisitas beban \leq eksentrisitas kritis rumus yang digunakan :

Panjang bidang tekan beton

$$Y = N - 2 \times e$$

Tekanan tumpu yang terjadi pada beton

$$q = \frac{Pu}{Y}$$

Eksentrisitas beban \geq eksentrisitas kritis maka :

Panjang bidang tekan beton

$$\begin{aligned} Y1 &= \frac{f+N}{2} + \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \\ &= \frac{165+430}{2} + \sqrt{\left(\frac{165+430}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times 38000 \times (1699+165)}{6054,52}\right)} \\ &= 728 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y2 &= \frac{f+N}{2} - \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \\ &= \frac{165+430}{2} - \sqrt{\left(\frac{165+430}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times 38000 \times (1699+165)}{6054,52}\right)} \\ &= 32,143 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bidang tekan beton yang dipakai (y) nilai terkecil dari Y1,Y2.

Y1 = 728 mm, Y2 = 32,143 mm. Maka nilai panjang bidang tekan beton (Y) yang dipakai yaitu Y2 = 32 mm.

Tekanan tumpu yang terjadi pada beton

$$\begin{aligned} q &= \frac{Pu}{Y} \\ &= \frac{38000}{32} \\ &= 1182 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Nilai tekanan tumpu yang terjadi pada beton dipakai q = 1182 N/mm

Jika tekanan tumpu yang terjadi pada beton (q) < tekanan maksimum tumpu beton (q_{max}) maka aman.

Sehingga :

$$q = 1182 \text{ N/mm} < q_{max} = 6054,52 \text{ N/mm (OK)}$$

Dimensi Dan Tebal Plat

Dimensi plat :

Luas beban yang bisa ditahan baseplate

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{f+N}{2}\right)^2 \\
&= \left(\frac{165+430}{2}\right)^2 \\
&= 144400 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Luas beban yang di transfer ke baseplate

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right) \\
&= \left(\frac{2 \times 38000 \times (1699+165)}{6054,52}\right) \\
&= 23395 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jika luas beban yang bisa ditahan baseplate \geq luas beban yang di transfer ke baseplate maka aman.

Sehingga :

Luas beban yang bisa ditahan baseplate = 144400 mm² \geq luas beban yang di transfer ke baseplate = 23395 mm² (OK)

Bagian plat tumpuan jepit bebas (bending cantilever)

$$\begin{aligned}
m &= \frac{L - 0,95 \times dt}{2} \\
&= \frac{430 - 0,95 \times 350}{2} \\
&= 48,75 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Bagian plat tumpuan jepit bebas (bending cantilever)

$$\begin{aligned}
n &= \frac{B - 0,8 \times bf}{2} \\
&= \frac{350 - 0,8 \times 175}{2} \\
&= 105 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Jarak yang dipakai (I) diambil nilai terbesar dari bagian plat tumpuan jepit bebas (*bending cantilever*) (m) dengan bagian plat tumpuan jepit bebas (*bending cantilever*) (n).

Sehingga :

m = 48,75 mm, n = 105 mm. Maka jarak yang dipakai (I) diambil n = 105 mm.

Tebal plat yang diperlukan pada sisi tekan

$$t_{p,req} = \sqrt{\left(\frac{4 \times f_{pmax} \times Y \times \left(\frac{1-Y}{2}\right)}{\phi b \times f_y}\right)}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{4 \times 17,3 \times 32 \times \left(\frac{105-32}{2}\right)}{0,9 \times 240}\right)}$$

$$= 30 \text{ mm}$$

Tebal plat yang diperlukan pada sisi tarik

Jarak dari pusat baut ke m

$$X = 1 \text{ mm}$$

$$tp,req = 2,11 \times \sqrt{\frac{Tu \times x}{B \times Fy}}$$

$$= 2,11 \times \sqrt{\frac{156608 \times 1}{350 \times 240}}$$

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

Jika tebal plat tumpuan (tp) \geq tebal plat yang diperlukan ($tp \text{ req}$) sisi tekan \geq tebal plat yang diperlukan pada sisi tarik ($tp \text{ req}$) maka aman.

Sehingga :

$$tp = 30 \text{ mm}, tp \text{ req (tekan)} = 30 \text{ mm}, tp \text{ req (tarik)} = 3,2 \text{ mm (OK)}$$

Gaya Tarik Pada Angkur Baut

Gaya tarik pada angkur baut

$$Tu = q_{max} \times Y - Pu$$

$$= 6054,52 \times 32 - 38000$$

$$= 156608 \text{ N}$$

Gaya tarik maximum satu angkur baut pada sisi tarik

$$Trod = \frac{Tu}{nt}$$

$$= \frac{156608}{3}$$

$$= 52203 \text{ N}$$

Tegangan tarik putus angkur baut

$$Fub = 861,8 \text{ MPa}$$

Luas angkur baut daerah berulir

$$Ase = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{d - 0,9743 \text{ in}}{ndt}\right)^2$$

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

Faktor reduksi kekuatan tarik

$$\Phi_t = 0,75$$

Kuat tarik nominal angkur baut

$$\begin{aligned} N_{sa} &= A_{se} \times f_{ub} \\ &= 214 \times 861,8 \\ &= 184839 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan tarik angkur baut

$$\begin{aligned} \phi_t &= \phi_t \times N_{sa} \\ &= 0,75 \times 184839 \\ &= 138629 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika gaya tarik maksimum satu angkur baut < tahanan tarik angkur baut maka aman.

Sehingga :

$$T_{rod} = 52203 \text{ N} < \text{tahanan tarik angkur baut} = 138629 \text{ N (OK)}$$

Gaya Geser Pada Angkur Baut

$$\begin{aligned} V_{u1} &= \frac{Vu}{N} \\ &= \frac{48000}{3+3} \\ &= 8000 \text{ N} \end{aligned}$$

Tegangan tarik putus baut

$$F_{ub} = 862 \text{ MPa}$$

Jumlah bidang geser

$$m = 1$$

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser

$$r_1 = 0,4$$

Luas penampang angkur baut daerah tidak berulir

$$\begin{aligned} A_{bolt} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 284 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi_f = 0,75$$

Tahanan geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= r_1 \times m \times A_{bolt} \times f_{ub} \\ &= 0,4 \times 1 \times 284 \times 862 \\ &= 97738 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan geser angkur baut

$$\begin{aligned} &= \phi_f \times V_n \\ &= 0,75 \times 97738 \\ &= 73304 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika gaya geser pada angkur baut (V_{u1}) < tahanan geser angkur baut maka aman.

Sehingga :

$$V_{u1} = 8000 \text{ N} < \text{tahanan geser angkur baut maka aman} = 73304 \text{ N}$$

Kombinasi Gaya Geser Dan Tarik Pada Angkur Baut

Luas penampang angkur baut daerah tidak berulir,

$$\begin{aligned} A_{bolt} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \\ &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \\ &= 284 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Momen lentur pada angkur,

$$\begin{aligned} M_I &= \frac{V_u \times z}{n_{bolt}} \\ &= \frac{48000 \times 31,50}{3 + 3} \\ &= 252000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Modulus penampang plastis angkur

$$\begin{aligned} Z_{bolt} &= \frac{d^3}{6} \\ &= \frac{19^3}{6} \\ &= 1143 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Tegangan pada angkur akibat momen lentur

$$f_{tb} = \frac{M_I}{z_{bolt}}$$

$$= \frac{252000}{1143}$$

$$= 220,44 \text{ MPa}$$

Tegangan aksial yang terjadi pada angkur

$$f_{ta} = \frac{T_{rod}}{A_{bolt}}$$

$$= \frac{52203}{284}$$

$$= 184,12 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada angkur

$$F_t = f_{ta} + f_{tb}$$

$$= 184,12 + 220,44$$

$$= 404,56 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik nominal angkur

$$F_{nt} = 0,75 \times f_{ub}$$

$$= 0,75 \times 861,8$$

$$= 646,35 \text{ MPa}$$

Tegangan geser nominal angkur

$$F_{nv} = 0,45 \times f_{ub}$$

$$= 0,45 \times 861,8$$

$$= 387,81 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik angkur 1

$$\phi F_{nt} = \phi \times F_{nt}$$

$$= 0,75 \times 646,35$$

$$= 484,76 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik angkur 2

$$\phi F'_{nt} = \phi \times \left(1,3 \times F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi \times F_{nv}} \right) \times f_v \right)$$

$$= 0,75 \times \left(1,3 \times 646,35 - \left(\frac{646,35}{0,75 \times 387,81} \right) \times 28,22 \right)$$

$$= 583,16 \text{ MPa}$$

Maka diambil nilai tegangan tarik angkur terkecil :

Tegangan tarik angkur akibat kombinasi geser dan tarik : $\min(\phi F_{nt}, \phi F'_{nt}) = 484,76$
MPa

Jika tegangan pada angkur baut < tegangan tarik angkur akibat kombinasi geser dan tarik maka aman.

Sehingga :

$$f_t = 404,56 \text{ MPa} < 484,76 \text{ MPa (OK)}$$

Gaya Tumpu Pada Angkur Baut

Gaya tumpu pada angkur baut

$$\begin{aligned} R_{u1} &= V_{u1} \\ &= 8000 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan tumpu nominal

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times d \times t \times f_{up} \\ &= 2,4 \times 19 \times 30 \times 370 \\ &= 506160 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan tumpu

$$\begin{aligned} &= \phi f \times R_n \\ &= 0,75 \times 506160 \\ &= 379620 \text{ N} \end{aligned}$$

Jika gaya tumpu pada angkur baut < tahanan tumpu maka aman.

Sehingga :

$$R_{u1} = 8000 \text{ N} < \text{tahanan tumpu} = 379620 \text{ N (OK)}$$

Kontrol Panjang Angkur baut

Panjang angkur tanam yang digunakan

$$L_a = 550 \text{ mm}$$

Panjang angkur tanam minimum yang diperlukan

$$\begin{aligned} L_{min} &= \frac{f_y}{4 \times d \times \sqrt{f_{cr}}} \\ &= \frac{453,6}{4 \times 19 \times \sqrt{25}} \\ &= 431 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika panjang angkur tanam minimum yang diperlukan < panjang angkur tanam yang digunakan maka aman.

Sehingga :

$$L_{min} = 431 \text{ mm} < L_a = 550 \text{ mm (OK)}$$

Perencanaan Las Sambung Plat Dan Kolom Baja

Desain Las Tarik Pada Sisi Tarik Sayap / Flange Kolom

Beban tarik las per mm

$$\begin{aligned} R_{wf} &= \frac{T_u}{lT_{weld,eff}} \\ &= \frac{156608}{115} \\ &= 1362 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Desain tegangan las

$$\begin{aligned} \phi F_{nw} &= \phi_v \times 0,60 \times F_{EXX} \times (1,0 + 0,5 \times (\sin(90deg))^{1,5}) \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 482,7 \times (1,0 + 0,5 \times (\sin(90deg))^{1,5}) \\ &= 325,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Desain kekuatan tarik las per mm

$$\begin{aligned} \phi R_{nf} &= \frac{\phi F_{nw} \times t_{wf}}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{325,8 \times 8}{\sqrt{2}} \\ &= 1843 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Jika beban tarik per mm < desain kekuatan las per mm maka aman.

Sehingga :

$$R_{wf} = 1362 \text{ N/mm} < \phi R_{nf} = 1843 \text{ N/mm}$$

Desain Las Geser Pada Sisi Badan / Web Kolom

Tebal las pada sisi badan / web kolom baja

$$t_{ww} = 6 \text{ mm}$$

Beban geser per mm

$$\begin{aligned} R_{wl} &= \frac{V_u}{2 \times (d_t - 2 \times t_f)} \\ &= \frac{48000}{2 \times (350 - 2 \times 11)} \\ &= 73,2 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Tegangan nominal las

$$\begin{aligned}\phi F_{nw} &= \phi_v \times 0,60 \times F_{EXX} \times (1 + 0,5 \times (\sin(0\text{deg})) \times 1,5) \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 482,7 \times (1 + 0,5 \times (\sin(0\text{deg})) \times 1,5) \\ &= 217,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Desain kekuatan geser las per mm

$$\begin{aligned}\phi R_{nl} &= \frac{\phi F_{nw} \times t_{ww}}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{217,2 \times 6}{\sqrt{2}} \\ &= 921 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Jika beban geser per mm < desain kekuatan geser las per mm maka aman.

Sehingga :

$$R_{wl} = 73,2 \text{ N/mm} < \phi R_{nl} = 921 \text{ N/mm (OK)}$$

7. Sambungan *Baseplate* Gedung Pameran Properti Dan Material Penampang

	Parameter	Nilai	Satuan
Beban Kolom	Gaya aksial akibat beban terfaktor (Pu)	64000	N
	Momen akibat beban terfaktor (Mu)	128552729	Nmm
	Gaya geser akibat beban terfaktor (Vu)	79000	N
	Eksentrisitas beban (e)	2009	mm
	Jarak baut terhadap pusat penampang kolom (f)	165	mm
Kolom Baja (WF 350.175.7.11)	Tegangan leleh kolom baja (fyk)	240	MPa
	Tinggi (dt)	350	mm
	Lebar sayap (bf)	175	mm
	Tebal sayap (tf)	11	mm
	Tebal badan (tw)	7	mm
Base Plate	Tegangan leleh baja (fy)	240	MPa
	Tegangan tarik putus plat (fup)	370	MPa
	Lebar plat tumpuan (B)	350	mm
	Panjang plat tumpuan (N)	430	mm
	Tebal plat tumpuan (tp)	30	mm
Pedestal Beton	Kuat tekan beton (fc')	35	MPa
	Lebar penampang kolom (yce)	600	mm
	Panjang penampang kolom (xce)	600	mm
Angkur	Tegangan tarik putus angkur baut (fub)	861,8	MPa
	Tegangan leleh angkur baut (fy)	453,6	MPa
	Diameter angkur baut (d)	24	mm
	Jumlah angkur baut pada sisi tarik (nt)	3	Buah
	Jumlah angkur baut pada sisi tekan (nc)	3	Buah

	Jarak baut ke tepi plat (e1)	50	mm
	Jarak angkur baut ke angkur baut arah x (Sbolt-x)	330	mm
	Jarak angkur baut ke angkur baut arah y (Sbolt-y)	125	mm
	Jumlah baris angkur baut arah x (Nbolt - x)	2	
	Jumlah baris angkur baut arah y (Nbolt - y)	4	
	Panjang angkur baut yang tertanam dibeton (La)	550	mm
Las	Kelas elektroda las (FEXX)	70	ksi
	Kekuatan tarik las (FEXX)	482,65	MPa
	Tebal las paa sisi sayap/flange kolom baja (tfw)	8	mm
	Teba; las pada sisi badan/ web kolom baja(tww)	6	mm

Tabel 2.36 Tabel Data *Baseplate* Gedung Pameran

Tahanan Tekan Beton

Luas plat tumpuan baja

$$\begin{aligned}
 A1 &= B \times N \\
 &= 350 \times 430 \\
 &= 150500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas penampang kolom pedestal

$$\begin{aligned}
 A2 &= (N + 2 \times l_{\min}) \times (B + 2 \times l_{\min}) \\
 &= (430 + 2 \times l_{\min}) \times (B + 2 \times l_{\min}) \\
 &= 236056 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan maksimum tumpu beton

$$\begin{aligned}
 f_{p\max} &= 0,85 \times f_c' \times \phi_c \times \sqrt{\frac{A2}{A1}} \\
 &= 0,85 \times 30 \times 0,65 \times \sqrt{\frac{236065}{150500}} \\
 &= 20,18 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tekanan maksimum tumpu beton

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= f_{p\max} \times B \\
 &= 20,18 \times 350
 \end{aligned}$$

$$= 7265,43 \text{ N/mm}$$

Eksentrisitas kritis

$$\begin{aligned} e_{crit} &= \frac{\frac{N}{2} - Pu}{2 \times q_{max}} \\ &= \frac{\frac{430}{2} - 64000}{2 \times 7265,43} \\ &= 210,60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika eksentrisitas beban \geq eksentrisitas kritis termasuk momen besar, namun jika eksentrisitas beban \leq eksentrisitas kritis maka termasuk momen kecil.

Sehingga :

Eksentrisitas beban = 2009 mm \geq Eksentrisitas kritis = 210,60 mm, jadi termasuk momen besar.

Jika eksentrisitas beban \geq eksentrisitas kritis rumus yang digunakan :

Panjang bidang tekan beton

$$\begin{aligned} Y1 &= \frac{f+N}{2} + \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \\ Y2 &= \frac{f+N}{2} - \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \end{aligned}$$

Panjang bidang tekan beton yang dipakai y: nilai terkecil dari Y1, Y2

Tekanan tumpu yang terjadi pada beton

$$q = \frac{Pu}{Y}$$

Jika eksentrisitas beban \leq eksentrisitas kritis rumus yang digunakan :

Panjang bidang tekan beton

$$Y = N - 2 \times e$$

Tekanan tumpu yang terjadi pada beton

$$q = \frac{Pu}{Y}$$

Eksentrisitas beban \geq eksentrisitas kritis maka :

Panjang bidang tekan beton

$$\begin{aligned} Y1 &= \frac{f+N}{2} + \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \\ &= \frac{165+430}{2} + \sqrt{\left(\frac{165+430}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times 64000 \times (2009+165)}{7265,43}\right)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 706 \text{ mm} \\
Y2 &= \frac{f+N}{2} - \sqrt{\left(\frac{f+N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right)} \\
&= \frac{165+430}{2} - \sqrt{\left(\frac{165+430}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \times 64000 \times (2009+165)}{7265,43}\right)} \\
&= 54,262 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Panjang bidang tekan beton yang dipakai (y) nilai terkecil dari $Y1, Y2$.

$Y1 = 706 \text{ mm}$, $Y2 = 54,262 \text{ mm}$. Maka nilai panjang bidang tekan beton (Y) yang dipakai yaitu $Y2 = 54 \text{ mm}$.

Tekanan tumpu yang terjadi pada beton

$$\begin{aligned}
q &= \frac{Pu}{Y} \\
&= \frac{64000}{32} \\
&= 1179 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

Nilai tekanan tumpu yang terjadi pada beton dipakai $q = 1179 \text{ N/mm}$

Jika tekanan tumpu yang terjadi pada beton (q) < tekanan maksimum tumpu beton (q_{max}) maka aman.

Sehingga :

$$q = 1179 \text{ N/mm} < q_{max} = 7265,43 \text{ N/mm (OK)}$$

Dimensi Dan Tebal Plat

Dimensi plat :

Luas beban yang bisa ditahan baseplate

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{f+N}{2}\right)^2 \\
&= \left(\frac{165+430}{2}\right)^2 \\
&= 144400 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Luas beban yang di transfer ke baseplate

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{2 \times Pu \times (e+f)}{q_{max}}\right) \\
&= \left(\frac{2 \times 64000 \times (2009+165)}{7265,43}\right) \\
&= 38294 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jika luas beban yang bisa ditahan baseplate \geq luas beban yang di transfer ke baseplate maka aman.

Sehingga :

Luas beban yang bisa ditahan baseplate = 144400 mm² \geq luas beban yang di transfer ke baseplate = 38294 mm² (OK)

Bagian plat tumpuan jepit bebas (*bending cantilever*)

$$\begin{aligned} m &= \frac{L - 0,95 \times dt}{2} \\ &= \frac{430 - 0,95 \times 350}{2} \\ &= 48,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bagian plat tumpuan jepit bebas (*bending cantilever*)

$$\begin{aligned} n &= \frac{B - 0,8 \times bf}{2} \\ &= \frac{350 - 0,8 \times 175}{2} \\ &= 105 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak yang dipakai (I) diambil nilai terbesar dari bagian plat tumpuan jepit bebas (*bending cantilever*) (m) dengan bagian plat tumpuan jepit bebas (*bending cantilever*) (n).

Sehingga :

m = 48,75 mm, n = 105 mm. Maka jarak yang dipakai (I) diambil n = 105 mm.

Tebal plat yang diperlukan pada sisi tekan

$$\begin{aligned} t_{p,req} &= \sqrt{\left(\frac{4 \times f_{pmax} \times Y \times \left(\frac{1-Y}{2} \right)}{\phi b \times f_y} \right)} \\ &= \sqrt{\left(\frac{4 \times 20,8 \times 54 \times \left(\frac{105-54}{2} \right)}{0,9 \times 240} \right)} \\ &= 29,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal plat yang diperlukan pada sisi tarik

Jarak dari pusat baut ke m

$$X = 1,25 \text{ mm}$$

$$t_{p,req} = 2,11 \times \sqrt{\frac{T_u \times x}{B \times F_y}}$$

$$= 2,11 \times \sqrt{\frac{330233 \times 1,25}{350 \times 240}}$$

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

Jika tebal plat tumpuan (t_p) \geq tebal plat yang diperlukan ($t_p \text{ req}$) sisi tekan \geq tebal plat yang diperlukan pada sisi tarik ($t_p \text{ req}$) maka aman.

Sehingga :

$$t_p = 30 \text{ mm} > t_p \text{ req (tekan)} = 29,9 \text{ mm} > t_p \text{ req (tarik)} = 4,7 \text{ mm (OK)}$$

Gaya Tarik Pada Angkur Baut

Gaya tarik pada angkur baut

$$T_u = q_{\max} \times Y - P_u$$

$$= 7265,43 \times 54 - 64000$$

$$= 330233 \text{ N}$$

Gaya tarik maximum satu angkur baut pada sisi tarik

$$T_{rod} = \frac{T_u}{nt}$$

$$= \frac{330233}{3}$$

$$= 110078 \text{ N}$$

Tegangan tarik putus angkur baut

$$F_{ub} = 861,8 \text{ MPa}$$

Jumlah drat per inch

$$n_{dt} = 10$$

Luas angkur baut daerah berulir

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{d - 0,9743 \text{ in}}{10} \right)^2$$

$$= \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{24 - 0,9743 \times 25,4}{10} \right)^2$$

$$= 364 \text{ mm}^2$$

Kuat tarik nominal angkur baut

$$N_{sa} = A_{se} \times f_{ub}$$

$$= 364 \times 861,8$$

$$= 313613 \text{ N}$$

Tahanan tarik angkur baut

$$\phi_t = \phi_t \times N_{sa}$$

$$= 0,75 \times 313613$$

$$= 235210 \text{ N}$$

Jika gaya tarik maksimum satu angkur baut < tahanan tarik angkur baut maka aman.

Sehingga :

$$\text{Trod} = 110078 \text{ N} < \text{tahanan tarik angkur baut} = 235210 \text{ N (OK)}$$

Gaya Geser Pada Angkur Baut

$$Vu1 = \frac{Vu}{N}$$

$$= \frac{79000}{3+3}$$

$$= 13167 \text{ N}$$

Tegangan tarik putus baut

$$Fub = 862 \text{ MPa}$$

Jumlah bidang geser

$$m = 1$$

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser

$$r1 = 0,4$$

Luas penampang angkur baut daerah tidak berulir

$$Abolt = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 24^2$$

$$= 452 \text{ mm}^2$$

Tahanan geser nominal

$$Vn = r1 \times m \times Abolt \times fub$$

$$= 0,4 \times 1 \times 452 \times 862$$

$$= 155948 \text{ N}$$

Tahanan geser angkur baut

$$= \phi f \times Vn$$

$$= 0,75 \times 155948$$

$$= 116961 \text{ N}$$

Jika gaya geser pada angkur baut ($Vu1$) < tahanan geser angkur baut maka aman.

Sehingga :

$$Vu1 = 13167 \text{ N} < \text{tahanan geser angkur baut maka aman} = 116961 \text{ N (OK)}$$

Kombinasi Gaya Geser Dan Tarik Pada Angkur Baut

Luas penampang angkur baut daerah tidak berulir,

$$\begin{aligned} Abolt &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \\ &= \frac{\pi}{4} \times 24^2 \\ &= 452 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Momen lentur pada angkur,

$$\begin{aligned} MI &= \frac{Vu \times z}{nbolt} \\ &= \frac{79000 \times 31,50}{3 + 3} \\ &= 414750 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Modulus penampang plastis angkur

$$\begin{aligned} Zbolt &= \frac{d^3}{6} \\ &= \frac{24^3}{6} \\ &= 2304 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Tegangan pada angkur akibat momen lentur

$$\begin{aligned} f_{tb} &= \frac{MI}{z_{bolt}} \\ &= \frac{414750}{2304} \\ &= 180,01 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan aksial yang terjadi pada angkur

$$\begin{aligned} f_{ta} &= \frac{T_{rod}}{Abolt} \\ &= \frac{110078}{452} \\ &= 243,33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik yang terjadi pada angkur

$$\begin{aligned} F_t &= f_{ta} + f_{tb} \\ &= 243,33 + 180,01 \\ &= 423,34 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik nominal angkur

$$\begin{aligned} F_{nt} &= 0,75 \times f_{ub} \\ &= 0,75 \times 861,8 \\ &= 646,35 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan geser nominal angkur

$$\begin{aligned} F_{nv} &= 0,45 \times f_{ub} \\ &= 0,45 \times 861,8 \\ &= 387,81 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik angkur 1

$$\begin{aligned} \phi F_{nt} &= \phi \times F_{nt} \\ &= 0,75 \times 646,35 \\ &= 484,76 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik angkur 2

$$\begin{aligned} \phi F'_{nt} &= \phi \times \left(1,3 \times F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi \times F_{nv}} \right) \times f_v \right) \\ &= 0,75 \times \left(1,3 \times 646,35 - \left(\frac{646,35}{0,75 \times 387,81} \right) \times 28,22 \right) \\ &= 581,68 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai tegangan tarik angkur terkecil :

Tegangan tarik angkur akibat kombinasi geser dan tarik : $\min(\phi F_{nt}, \phi F'_{nt}) = 484,76$ MPa

Jika tegangan pada angkur baut < tegangan tarik angkur akibat kombinasi geser dan tarik maka aman.

Sehingga :

$$f_t = 423,34 \text{ MPa} < 484,76 \text{ MPa (OK)}$$

Gaya Tumpu Pada Angkur Baut

Gaya tumpu pada angkur baut

$$\begin{aligned} R_{u1} &= V_{u1} \\ &= 13166,67 \text{ N} \end{aligned}$$

Tahanan tumpu nominal

$$R_n = 2,4 \times d \times t \times f_{up}$$

$$= 2,4 \times 24 \times 30 \times 370$$

$$= 639360 \text{ N}$$

Tahanan tumpu

$$= \phi f \times R_n$$

$$= 0,75 \times 639360$$

$$= 479520 \text{ N}$$

Jika gaya tumpu pada angkur baut < tahanan tumpu maka aman.

Sehingga :

$$R_{u1} = 13166,67 \text{ N} < \text{tahanan tumpu} = 479520 \text{ N (OK)}$$

Kontrol Panjang Angkur baut

Panjang angkur tanam yang digunakan

$$L_a = 550 \text{ mm}$$

Panjang angkur tanam minimum yang diperlukan

$$L_{min} = \frac{f_y}{4 \times d \times \sqrt{f_{cr}}}$$

$$= \frac{453,6}{4 \times 24 \times \sqrt{30}}$$

$$= 497 \text{ mm}$$

Jika panjang angkur tanam minimum yang diperlukan < panjang angkur tanam yang digunakan maka aman.

Sehingga :

$$L_{min} = 497 \text{ mm} < L_a = 550 \text{ mm (OK)}$$

Perencanaan Las Sambung Plat Dan Kolom Baja

Desain Las Tarik Pada Sisi Tarik Sayap / Flange Kolom

Beban tarik las per mm

$$R_{wf} = \frac{T_u}{l T_{weld,eff}}$$

$$= \frac{330233}{260}$$

$$= 1270 \text{ N/mm}$$

Desain tegangan las

$$\begin{aligned}\phi F_{nw} &= \phi_v \times 0,60 \times F_{EXX} \times (1,0 + 0,5 \times (\sin(90\text{deg}))1,5) \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 482,7 \times (1,0 + 0,5 \times (\sin(90\text{deg})) \times 1,5) \\ &= 325,8 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Desain kekuatan tarik las per mm

$$\begin{aligned}\phi R_{nf} &= \frac{\phi F_{nw} \times t_{wf}}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{325,8 \times 8}{\sqrt{2}} \\ &= 1843 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Jika beban tarik per mm < desain kekuatan las per mm maka aman.

Sehingga :

$$R_{wf} = 1270 \text{ N/mm} < \phi R_{nf} = 1843 \text{ N/mm}$$

Desain Las Geser Pada Sisi Badan / Web Kolom

Tebal las pada sisi badan / web kolom baja

$$t_{ww} = 6 \text{ mm}$$

Beban geser per mm

$$\begin{aligned}R_{wl} &= \frac{V_u}{2 \times (d_t - 2 \times t_f)} \\ &= \frac{79000}{2 \times (350 - 2 \times 11)} \\ &= 120,4 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Tegangan nominal las

$$\begin{aligned}\phi F_{nw} &= \phi_v \times 0,60 \times F_{EXX} \times (1 + 0,5 \times (\sin(0\text{deg})) \times 1,5) \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 482,7 \times (1 + 0,5 \times (\sin(0\text{deg})) \times 1,5) \\ &= 217,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Desain kekuatan geser las per mm

$$\begin{aligned}\phi R_{nl} &= \frac{\phi F_{nw} \times t_{ww}}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{217,2 \times 6}{\sqrt{2}} \\ &= 921 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Jika beban geser per mm < desain kekuatan geser las per mm maka aman.

Sehingga :

$$R_{wl} = 120,4 \text{ N/mm} < \phi R_{nl} = 921 \text{ N/mm (OK)}$$

2.8 Perancangan Balok

2.8.1 Balok Induk

1. Persyaratan Perancangan Balok Induk

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1, sebuah balok SRPMK harus memenuhi kriteria syarat gaya dan geometri sebagai berikut:

- Panjang bentang bersih (l_n), harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ($l_n \geq 4d$)
- Lebar penampang (b_w), tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang dan tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ($b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm)
- Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75 c_1$ pada masing-masing sisi kolom.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.1, balok yang direncanakan harus memenuhi persyaratan tulangan lentur sebagai berikut :

- Balok-balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang.
- Pada seberang penampang, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari yang disyaratkan 9.6.1.2, dapat dilihat pada persamaan berikut :

$$A_s \geq \frac{0,25 \sqrt{F_c'} }{F_y} b_w d$$

Dan

$$A_s \geq \frac{1,4}{F_y} b_w d$$

- Rasio tulangan ρ harus memenuhi persamaan berikut :

$$\rho \leq 2,5 \%$$

$$\rho \leq 0,75 \rho_b$$

Nilai ρ_b dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 B_1 F_c'}{F_y}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2, kekuatan momen pada balok harus

memenuhi syarat-syarat persamaan berikut :

- Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut.

$$\phi M_n^{+ki} \geq \frac{1}{2} \phi M_n^{-ki}$$

$$\phi M_n^{+ka} \geq \frac{1}{2} \phi M_n^{-ka}$$

Dengan :

M_{nki} = Kuat momen pada bagian tumpuan sebelah kiri dari komponen lentur

M_{nka} = Kuat momen pada bagian tumpuan sebelah kanan dari komponen lentur

- Kekuatan momen negatif dan positif pada sebarang penampang di sepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.

$$\phi M_n^{+} \text{ dan } \phi M_n^{-} \text{ lapangan} \geq \frac{1}{4} \phi M_n \text{ tumpuan}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.3, balok yang direncanakan harus memenuhi persyaratan sambungan lewat sebagai berikut :

- Sambungan lewatan tulangan longitudinal diizinkan jika sengkang pengekang atau spiral dipasang sepanjang sambungan lewatan.
- Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung-lewatkan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari $d/4$ dan 100 mm.
- Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada lokasi 1) hingga 3):
 - a) Dalam joint
 - b) Dalam jarak dua kali tinggi balok dari muka joint
 - c) Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.1, Sengkang pengekang harus dipasang pada balok di daerah berikut :

- Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung balok
- Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik.
- Senggang pengekang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi senggang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 1) hingga 3) :
 - a) $\frac{d}{4}$
 - b) 6 db (6 kali diameter tulangan memanjang terkecil)
 - c) 150 mm

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Syarat Gaya dan Geometri

Syarat Gaya Aksial

$$P_u < 0,1 \times A_g \times f'_c$$

Syarat Tinggi Efektif

$$L_n > 4d$$

Syarat Lebar 1

$$b > \min(0,3 h, 250)$$

Syarat Lebar 2

$$b < c_2 + 2 \times \min(c_2, 0,75 \times c_1)$$

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Penulangan Lentur Tumpuan Negatif

Asumsikan Jumlah Tulangan, n

Asumsikan db yang digunakan

$$\text{Jarak Bersih Antar Tulangan} = (b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1)$$

$$\text{Cek Jarak Bersih} = \text{Jarak Bersih} > db \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$\text{As Pasang} = n \times \pi/4 \times db^2$$

$$\text{As min 1} = f'_c{}^{0,5} / (4 \times f_y) \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min } 2 &= 1,4 / (4 \times f_y) \times b \times d \\
 A_s \text{ min yang digunakan yang paling kecil} & \\
 \text{Cek } A_s \text{ min} &= A_s \text{ Pasang} > A_s \text{ min} \\
 \rho &= A_s / (b \times d) \\
 \rho \text{ max, 1} &= 0,75 \times 0,85 \times \beta \times f_c' / f_y \times (600 / (600 + f_y)) \\
 \rho \text{ max, 2} &= 2,50 \% \\
 \rho \text{ max yang digunakan yang paling kecil} & \\
 \text{Cek } A_s \text{ max} &= \rho < \rho \text{ max} \\
 a &= A_s \times f_y / (0,85 \times f_c' \times b) \\
 M_n &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \\
 c &= a / \beta_1 \\
 \epsilon_s &= (d - c) / c \times 0,003 \\
 \phi &= 0,9 \\
 \phi M_n &= \phi \times M_n \\
 \text{Cek } \phi M_n > M_u & \\
 A_s \text{ Perlu} &= M_u / [f_y \times (d - a/2)]
 \end{aligned}$$

Penulangan Lentur Tumpuan Positif

Asumsikan Jumlah Tulangan, n

Asumsikan db yang digunakan

$$\text{Jarak Bersih Antar Tulangan} = (b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1)$$

$$\text{Cek Jarak Bersih} = \text{Jarak Bersih} > d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ Pasang} = n \times \pi/4 \times d_b^2$$

$$A_s \text{ min } 1 = f_c'^{0,5} / (4 \times f_y) \times b \times d$$

$$A_s \text{ min } 2 = 1,4 / (4 \times f_y) \times b \times d$$

A_s min yang digunakan yang paling kecil

$$\text{Cek } A_s \text{ min} = A_s \text{ Pasang} > A_s \text{ min}$$

$$\rho = A_s / (b \times d)$$

$$\rho \text{ max, 1} = 0,75 \times 0,85 \times \beta \times f_c' / f_y \times (600 / (600 + f_y))$$

$$\rho \text{ max, 2} = 2,50 \%$$

ρ max yang digunakan yang paling kecil

Cek As max	$= \rho < \rho \text{ max}$
a	$= A_s \times f_y / (0.85 \times f_c' \times b)$
Mn	$= A_s \times f_y \times (d - a/2)$
c	$= a / \beta_1$
ϵ_s	$= (d - c) / c \times 0,003$
ϕ	$= 0,9$
ϕM_n	$= \phi \times M_n$
Cek $\phi M_n > M_u$	
As Perlu	$= M_u / [f_y \times (d - a/2)]$
Penulangan Lentur Lapangan Negatif	
Asumsikan Jumlah Tulangan, n	
Asumsikan db yang digunakan	
Jarak Bersih Antar Tulangan	$= (b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1)$
Cek Jarak Bersih	$= \text{Jarak Bersih} > db \text{ dan } 25 \text{ mm}$
As Pasang	$= n \times \pi/4 \times db^2$
As min 1	$= f' c^{0,5} / (4 \times f_y) \times b \times d$
As min 2	$= 1,4 / (4 \times f_y) \times b \times d$
As min yang digunakan yang paling kecil	
Cek As min	$= \text{As Pasang} > \text{As min}$
ρ	$= A_s / (b \times d)$
$\rho \text{ max, 1}$	$= 0,75 \times 0,85 \times \beta \times f_c' / f_y \times (600 / (600 + f_y))$
$\rho \text{ max, 2}$	$= 2,50 \%$
$\rho \text{ max}$ yang digunakan yang paling kecil	
Cek As max	$= \rho < \rho \text{ max}$
a	$= A_s \times f_y / (0.85 \times f_c' \times b)$
Mn	$= A_s \times f_y \times (d - a/2)$
c	$= a / \beta_1$
ϵ_s	$= (d - c) / c \times 0,003$
ϕ	$= 0,9$
ϕM_n	$= \phi \times M_n$
Cek $\phi M_n > M_u$	

$$\text{As Perlu} = \text{Mu} / [\text{fy} \times (\text{d} - \text{a}/2)]$$

Penulangan Lentur Lapangan Positif

Asumsikan Jumlah Tulangan, n

Asumsikan db yang digunakan

$$\text{Jarak Bersih Antar Tulangan} = (\text{b} - 2 \text{cc} - 2 \text{ds} - \text{n} * \text{db}) / (\text{n} - 1)$$

$$\text{Cek Jarak Bersih} = \text{Jarak Bersih} > \text{db dan } 25 \text{ mm}$$

$$\text{As Pasang} = \text{n} \times \pi/4 \times \text{db}^2$$

$$\text{As min 1} = \text{f}'\text{c}^{0,5} / (4 \times \text{fy}) \times \text{b} \times \text{d}$$

$$\text{As min 2} = 1,4 / (4 \times \text{fy}) \times \text{b} \times \text{d}$$

As min yang digunakan yang paling kecil

$$\text{Cek As min} = \text{As Pasang} > \text{As min}$$

$$\rho = \text{As} / (\text{b} \times \text{d})$$

$$\rho \text{ max, 1} = 0,75 \times 0,85 \times \beta \times \text{fc}' / \text{fy} \times (600 / (600 + \text{fy}))$$

$$\rho \text{ max, 2} = 2,50 \%$$

ρ max yang digunakan yang paling kecil

$$\text{Cek As max} = \rho < \rho \text{ max}$$

$$\text{a} = \text{As} \times \text{fy} / (0,85 \times \text{fc}' \times \text{b})$$

$$\text{Mn} = \text{As} \times \text{fy} \times (\text{d} - \text{a}/2)$$

$$\text{c} = \text{a} / \beta 1$$

$$\epsilon_s = (\text{d} - \text{c}) / \text{c} \times 0,003$$

$$\phi = 0,9$$

$$\phi \text{Mn} = \phi \times \text{Mn}$$

Cek $\phi \text{Mn} > \text{Mu}$

$$\text{As Perlu} = \text{Mu} / [\text{fy} \times (\text{d} - \text{a}/2)]$$

Perhitungan Desain Tulangan Torsi

$$\text{Mpr}^+ = \text{apr}^+ \times (1,25 \text{ fy}) \times (\text{d} - \text{apr}^+ / 2)$$

$$\text{Mpr}^- = \text{apr}^- \times (1,25 \text{ fy}) \times (\text{d} - \text{apr}^- / 2)$$

$$\text{Vsway atau Vpr} = (\text{Mpr}^+ + \text{Mpr}^-) / \text{Ln}$$

$$\text{Ve} = \text{Vg} + \text{Vpr}$$

Tahanan Geser Beton

V_c diperhitungkan karena :

$$P_u < A_g f_c' / 20$$

Penulangan Geser Tumpuan

Asumsi jumlah kaki yang digunakan

$$A_v = n \times \pi/4 \times ds^2$$

$$\text{Spasi} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Max 1} = d/4$$

$$\text{Spasi Max 2} = 6 db$$

$$\text{Spasi Max 3} = 150 \text{ mm}$$

Spasi Max yang digunakan yang paling kecil dari spasi max 1,2 dan 3

$$\text{Cek Spasi} = \text{Spasi} < \text{Spasi Max}$$

$$V_s = A_v \times f_{yv} \times d / s$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \times (f_c') 0,5 \times b \times d$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = 329831 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 1,639$$

$$\text{Cek Kapasitas} = \phi V_n / V_u > 1$$

Penulangan Geser Lapangan

Asumsikan jumlah kaki yang digunakan, n

$$A_v = n \times \pi/4 \times ds^2$$

Asumsikan jumlah spasi yang digunakan

$$\text{Spasi Max} = d/2$$

$$\text{Cek Spasi} = \text{Spasi} < \text{Spasi Max}$$

$$V_s = A_v \times f_{yv} \times d / s$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \times (f_c') 0,5 \times b \times d$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi V_n / V_u = 1,851$$

$$\text{Cek Kapasitas} = \phi V_n / V_u > 1$$

2. Perhitungan Balok Induk di Gedung Pameran (B1)

Properti Material dan Penampang

Panjang Balok, L	6000	mm
Lebar Balok, b	500	mm
Tinggi Balok, h	700	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	19	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, fc'	30	Mpa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy	420	Mpa
Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv	420	Mpa
β_1	0,8357	
Panjang Kolom, c1	250	mm
Lebar Kolom, c2	250	mm
λ	1	

Tabel 2.37 Tabel Data Balok Induk Gedung Pameran

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Tumpuan} &= 2 \times h \\
 &= 2 \times 700 \\
 &= 1400 \text{ mm} \\
 d &= h - cc - ds - db/2 \\
 &= 700 - 40 - 13 - 19/2 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 L_n &= L - c1 \\
 &= 6000 - 250 \\
 &= 5750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat Gaya dan Geometri

Syarat Gaya Aksial

$$P_u < 0,1 \times A_g \times f'_c$$

$$239,1 < (0,1 \times (500 \times 700) \times 30)/1000$$

$$239,1 < 1050 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Syarat Tinggi Efektif

$$L_n > 4d$$

$$5750 > 4 \times 640,5$$

$$5750 > 2562 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Syarat Lebar 1

$$b > \min (0,3 h, 250)$$

$$500 > \min (0,3 \times 700, 250)$$

$$500 > 210 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Syarat Lebar 2

$$b < c_2 + 2 \times \min (c_2, 0,75 \times c_1)$$

$$500 < 250 + 2 \times (0,75 \times 250)$$

$$< 625 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Gaya Dalam

Mu,tumpuan (-)	-64,24	kNm
Mu,tumpuan (+)	46,93	kNm
Mu,lapangan (-)	-15,05	kNm
Mu,lapangan (+)	27,21	kNm
Pu	239,1	kN

Tabel 2.38 Tabel Gaya Dalam Balok Gedung Pameran

Penulangan Lentur Tumpuan Negatif

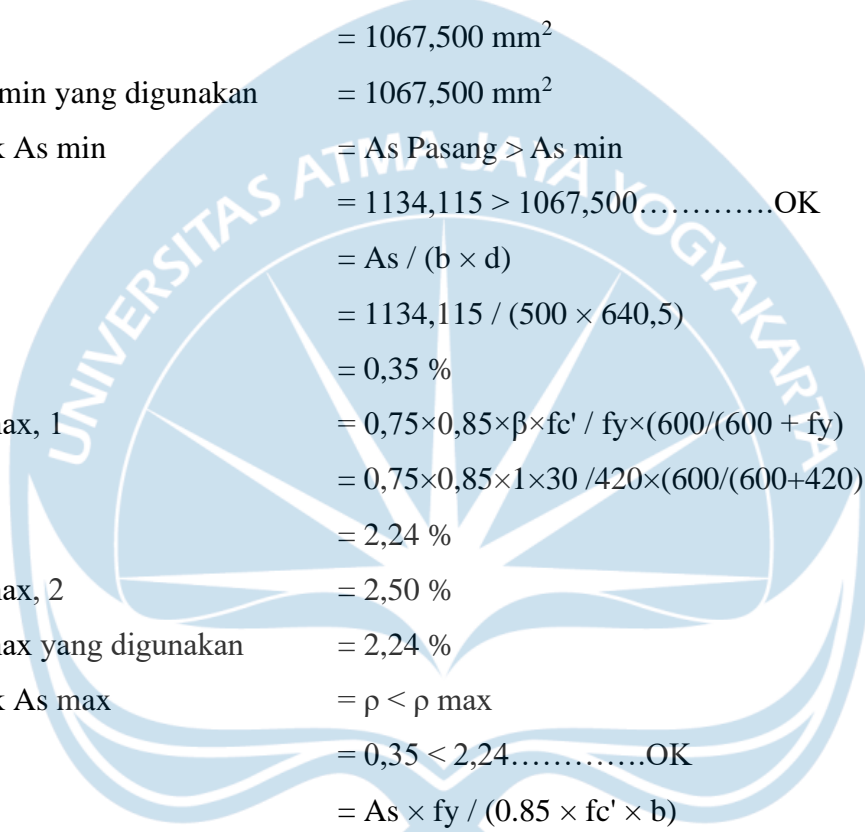
$$\text{Jumlah Tulangan, } n = 4 \text{ buah}$$

$$db = 19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak Bersih Antar Tulangan} &= (b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1) \\ &= (500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19) / (4-1) \\ &= 108 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Jarak Bersih} &= \text{Jarak Bersih} > db \text{ dan } 25 \text{ mm} \\ &= 108 > 19 \text{ dan } 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Pasang} &= n \times \pi/4 \times db^2 \\ &= 4 \times \pi/4 \times 19^2 \\ &= 1134,115 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= f'c^{0,5} / (4 \times fy) \times b \times d \\ &= 30^{0,5} / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5 \\ &= 1044,096 \text{ mm}^2 \\ \text{As min 2} &= 1,4 / (4 \times fy) \times b \times d \\ &= 1,4 / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5 \\ &= 1067,500 \text{ mm}^2 \\ \text{As min yang digunakan} &= 1067,500 \text{ mm}^2 \\ \text{Cek As min} &= \text{As Pasang} > \text{As min} \\ &= 1134,115 > 1067,500 \dots\dots\dots \text{OK} \\ \rho &= \text{As} / (b \times d) \\ &= 1134,115 / (500 \times 640,5) \\ &= 0,35 \% \\ \rho \text{ max, 1} &= 0,75 \times 0,85 \times \beta \times fc' / fy \times (600 / (600 + fy)) \\ &= 0,75 \times 0,85 \times 1 \times 30 / 420 \times (600 / (600 + 420)) \\ &= 2,24 \% \\ \rho \text{ max, 2} &= 2,50 \% \\ \rho \text{ max yang digunakan} &= 2,24 \% \\ \text{Cek As max} &= \rho < \rho \text{ max} \\ &= 0,35 < 2,24 \dots\dots\dots \text{OK} \\ a &= \text{As} \times fy / (0,85 \times fc' \times b) \\ &= 1134,115 \times 420 / (0,85 \times 30 \times 420) \\ &= 37,359 \text{ mm} \\ \text{Mn} &= \text{As} \times fy \times (d - a/2) \\ &= 1134,115 \times 420 \times (640,5 - 37,359/2) \\ &= 296,191 \text{ kNm} \\ c &= a / \beta 1 \\ &= 37,359 / 0,8357 \\ &= 44,703 \text{ mm} \\ \epsilon_s &= (d - c) / c \times 0,003 \\ &= (640,5 - 44,703) / 44,703 \times 0,003 \\ &= 0,040 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\phi M_n = \phi \times M_n$$

$$= 0,9 \times 296,191$$

$$= 266,572 \text{ kNm}$$

$$M_u = 15,05 \text{ kNm}$$

Cek $\phi M_n > M_u$
 $266,572 > 15,05 \dots \dots \dots \text{OK}$

$$A_s \text{ Perlu} = M_u / [f_y \times (d - a/2)]$$

$$= 15,05 / [420 \times (640,5 - 37,359/2)]$$

$$= 179,695 \text{ mm}^2$$

Penulangan Lentur Tumpuan Positif

Jumlah Tulangan, n = 4 buah

db = 19 mm

$$\text{Jarak Bersih Antar Tulangan} = (b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1)$$

$$= (500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19) / (4-1)$$

$$= 108 \text{ mm}$$

Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > db dan 25 mm
 $= 108 > 19 \text{ dan } 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{OK}$

$$A_s \text{ Pasang} = n \times \pi/4 \times db^2$$

$$= 4 \times \pi/4 \times 19^2$$

$$= 1134,115 \text{ mm}^2$$

As min 1 = $f'c^{0,5} / (4 \times f_y) \times b \times d$
 $= 30^{0,5} / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5$
 $= 1044,096 \text{ mm}^2$

As min 2 = $1,4 / (4 \times f_y) \times b \times d$
 $= 1,4 / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5$
 $= 1067,500 \text{ mm}^2$

As min yang digunakan = $1067,500 \text{ mm}^2$

Cek As min = As Pasang > As min
 $= 1134,115 > 1067,500 \dots \dots \dots \text{OK}$

$$\rho = A_s / (b \times d)$$

$$\begin{aligned}
&= 1134,115 / (500 \times 640,5) \\
&= 0,35 \% \\
\rho_{\max, 1} &= 0,75 \times 0,85 \times \beta \times f_c' / f_y \times (600 / (600 + f_y)) \\
&= 0,75 \times 0,85 \times 1 \times 30 / 420 \times (600 / (600 + 420)) \\
&= 2,24 \% \\
\rho_{\max, 2} &= 2,50 \% \\
\rho_{\max \text{ yang digunakan}} &= 2,24 \% \\
\text{Cek } A_s \text{ max} &= \rho < \rho_{\max} \\
&= 0,35 < 2,24 \dots \dots \dots \text{OK} \\
a &= A_s \times f_y / (0,85 \times f_c' \times b) \\
&= 1134,115 \times 420 / (0,85 \times 30 \times 420) \\
&= 37,359 \text{ mm} \\
M_n &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \\
&= 1134,115 \times 420 \times (640,5 - 37,359/2) \\
&= 296,191 \text{ kNm} \\
c &= a / \beta_1 \\
&= 37,359 / 0,8357 \\
&= 44,703 \text{ mm} \\
\epsilon_s &= (d - c) / c \times 0,003 \\
&= (640,5 - 44,703) / 44,703 \times 0,003 \\
&= 0,040 \\
\phi &= 0,9 \\
\phi M_n &= \phi \times M_n \\
&= 0,9 \times 296,191 \\
&= 266,572 \text{ kNm} \\
M_u &= 46,930 \text{ kNm} \\
\text{Cek } \phi M_n > M_u & \\
266,572 > 46,930 \dots \dots \dots \text{OK} \\
A_s \text{ Perlu} &= M_u / [f_y \times (d - a/2)] \\
&= 46,930 / [420 \times (640,5 - 37,359/2)] \\
&= 179,695 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Penulangan Lentur Lapangan Negatif

Jumlah Tulangan, n = 4 buah

db = 19 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = $(b - 2 cc - 2 ds - n * db) / (n - 1)$
= $(500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19) / (4-1)$
= 108 mm

Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > db dan 25 mm
= 108 > 19 dan 25 mm.....OK

As Pasang = $n \times \pi/4 \times db^2$
= $4 \times \pi/4 \times 19^2$
= 1134,115 mm²

As min 1 = $f'c^{0,5} / (4 \times fy) \times b \times d$
= $30^{0,5} / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5$
= 1044,096 mm²

As min 2 = $1,4 / (4 \times fy) \times b \times d$
= $1,4 / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5$
= 1067,500 mm²

As min yang digunakan = 1067,500 mm²

Cek As min = As Pasang > As min
= 1134,115 > 1067,500.....OK

ρ = As / (b × d)
= 1134,115 / (500 × 640,5)
= 0,35 %

ρ max, 1 = $0,75 \times 0,85 \times \beta \times fc' / fy \times (600 / (600 + fy))$
= $0,75 \times 0,85 \times 1 \times 30 / 420 \times (600 / (600 + 420))$
= 2,24 %

ρ max, 2 = 2,50 %

ρ max yang digunakan = 2,24 %

Cek As max = $\rho < \rho$ max
= 0,35 < 2,24.....OK

a = $As \times fy / (0.85 \times fc' \times b)$

$$= 1134,115 \times 420 / (0,85 \times 30 \times 420)$$

$$= 37,359 \text{ mm}$$

Mn

$$= A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$= 1134,115 \times 420 \times (640,5 - 37,359/2)$$

$$= 296,191 \text{ kNm}$$

c

$$= a / \beta_1$$

$$= 37,359 / 0,8357$$

$$= 44,703 \text{ mm}$$

ϵ_s

$$= (d - c) / c \times 0,003$$

$$= (640,5 - 44,703) / 44,703 \times 0,003$$

$$= 0,040$$

ϕ

$$= 0,9$$

ϕM_n

$$= \phi \times M_n$$

$$= 0,9 \times 296,191$$

$$= 266,572 \text{ kNm}$$

Mu

$$= 15,050 \text{ kNm}$$

Cek $\phi M_n > Mu$

$$266,572 > 15,050 \dots\dots\dots\text{OK}$$

As Perlu

$$= Mu / [f_y \times (d - a/2)]$$

$$= 15,05 / [420 \times (640,5 - 37,359/2)]$$

$$= 57,626 \text{ mm}^2$$

Penulangan Lentur Lapangan Positif

Jumlah Tulangan, n

$$= 4 \text{ buah}$$

db

$$= 19 \text{ mm}$$

Jarak Bersih Antar Tulangan

$$= (b - 2 c_c - 2 d_s - n * db) / (n - 1)$$

$$= (500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19) / (4-1)$$

$$= 108 \text{ mm}$$

Cek Jarak Bersih

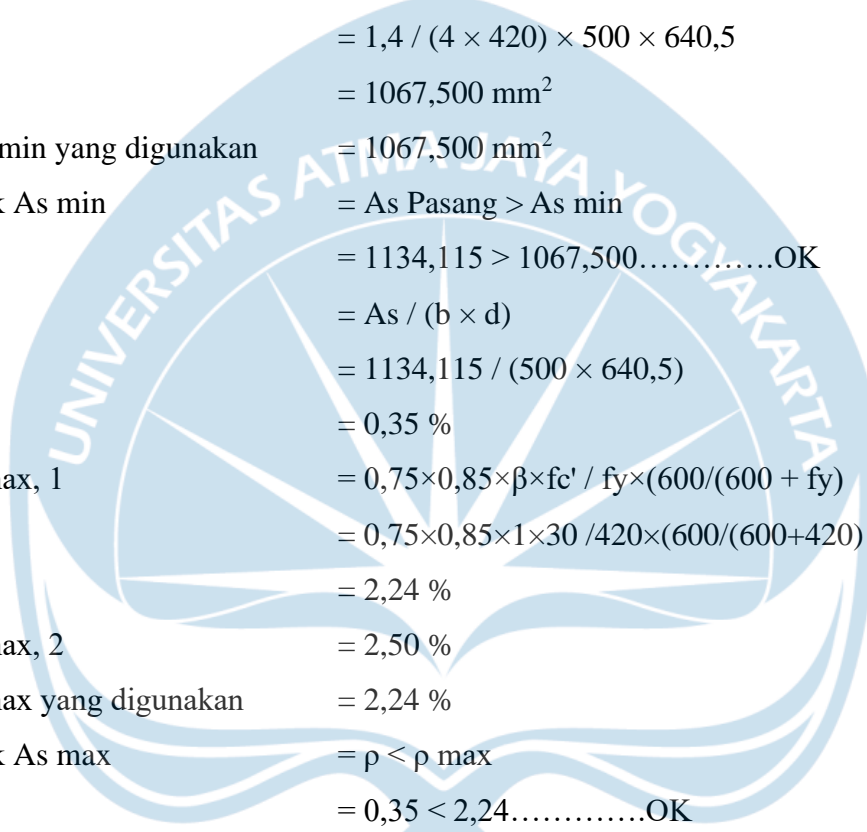
$$= \text{Jarak Bersih} > db \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$= 108 > 19 \text{ dan } 25 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

As Pasang

$$= n \times \pi/4 \times db^2$$

$$= 4 \times \pi/4 \times 19^2$$



$$= 1134,115 \text{ mm}^2$$

As min 1

$$= f'c^{0,5} / (4 \times fy) \times b \times d$$

$$= 30^{0,5} / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5$$

$$= 1044,096 \text{ mm}^2$$

As min 2

$$= 1,4 / (4 \times fy) \times b \times d$$

$$= 1,4 / (4 \times 420) \times 500 \times 640,5$$

$$= 1067,500 \text{ mm}^2$$

As min yang digunakan = 1067,500 mm²

Cek As min = As Pasang > As min

$$= 1134,115 > 1067,500 \dots \dots \dots \text{OK}$$

ρ

$$= As / (b \times d)$$

$$= 1134,115 / (500 \times 640,5)$$

$$= 0,35 \%$$

ρ max, 1

$$= 0,75 \times 0,85 \times \beta \times fc' / fy \times (600 / (600 + fy))$$

$$= 0,75 \times 0,85 \times 1 \times 30 / 420 \times (600 / (600 + 420))$$

$$= 2,24 \%$$

ρ max, 2 = 2,50 %

ρ max yang digunakan = 2,24 %

Cek As max = $\rho < \rho$ max

$$= 0,35 < 2,24 \dots \dots \dots \text{OK}$$

a

$$= As \times fy / (0,85 \times fc' \times b)$$

$$= 1134,115 \times 420 / (0,85 \times 30 \times 420)$$

$$= 37,359 \text{ mm}$$

Mn

$$= As \times fy \times (d - a/2)$$

$$= 1134,115 \times 420 \times (640,5 - 37,359/2)$$

$$= 296,191 \text{ kNm}$$

c

$$= a / \beta 1$$

$$= 37,359 / 0,8357$$

$$= 44,703 \text{ mm}$$

ϵ_s

$$= (d - c) / c \times 0,003$$

$$= (640,5 - 44,703) / 44,703 \times 0,003$$

$$= 0,040$$

$$\phi = 0,9$$

$$\phi M_n = \phi \times M_n$$

$$= 0,9 \times 296,191$$

$$= 266,572 \text{ kNm}$$

$$M_u = 27,210 \text{ kNm}$$

Cek $\phi M_n > M_u$
 $266,572 > 27,210$ OK

$$A_s \text{ Perlu} = M_u / [f_y \times (d - a/2)]$$

$$= 27,210 / [420 \times (640,5 - 37,359/2)]$$

$$= 104,187 \text{ mm}^2$$

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Gaya Dalam

Vu,tumpuan	236,98	kN
Vu,lapangan	234,91	kN

Tabel 2.39 Tabel Gaya Dalam Balok Gedung Pameran

Tumpuan

Gaya Desain

$$V_g = 202,02 \text{ kN}$$

$$A_s^+ \text{ Tumpuan} = 1134,115 \text{ mm}^2$$

$$A_s^- \text{ Tumpuan} = 1134,115 \text{ mm}^2$$

$$A_{pr}^+ = 46,699 \text{ mm}$$

$$A_{pr}^- = 46,699 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = a_{pr}^+ \times (1,25 f_y) \times (d - a_{pr}^+/2)$$

$$= 46,699 \times (1,25 \times 420) \times (640,5 - 46,699/2)$$

$$= 367457838 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- = a_{pr}^- \times (1,25 f_y) \times (d - a_{pr}^-/2)$$

$$= 46,699 \times (1,25 \times 420) \times (640,5 - 46,699/2)$$

$$= 367457838 \text{ Nmm}$$

$$V_{sway} \text{ atau } V_{pr} = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n$$

$$= (367457838 + 367457838) / 5750$$

$$\begin{aligned}
 &= 127811 \text{ N} \\
 V_e &= V_g + V_{pr} \\
 &= 202,02 \times 1000 + 127811 \\
 &= 329831 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tahanan Geser Beton

Vc diperhitungkan karena :

$$P_u < A_g f_c' / 20$$

$$239100 < 35000 \times 30 / 20$$

$$239100 < 525000$$

Penulangan Geser Tumpuan

Jumlah kaki, n = 2 buah

$$\begin{aligned}
 A_v &= n \times \pi/4 \times d_s^2 \\
 &= 2 \times \pi/4 \times 13^2 \\
 &= 157,080 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Spasi = 100 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Spasi Max 1} &= d/4 \\
 &= 640,5 / 4 \\
 &= 160,13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Spasi Max 2} &= 6 d_b \\
 &= 6 \times 19 \\
 &= 114 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Spasi Max 3 = 150 mm

Spasi Max yang digunakan = 114 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Cek Spasi} &= \text{Spasi} < \text{Spasi Max} \\
 &= 100 < 114 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= A_v \times f_{yv} \times d / s \\
 &= 157,080 \times 420 \times 640,5 / 100 \\
 &= 422560 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas } V_s &= 0,66 \times (f_c')^{0,5} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times 30 \times 0,5 \times 500 \times 640,5 \\
 &= 1157694 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 0,75 \\ V_n &= V_c + V_s \\ &= 298194 + 422560 \\ &= 720754 \text{ N} \\ V_u &= 329831 \text{ N} \\ \phi V_n / V_u &= 1,639 \\ \text{Cek Kapasitas} &= \phi V_n / V_u > 1 \\ &= 1,639 > 1 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Penulangan Geser Lapangan

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki, } n &= 2 \text{ buah} \\ A_v &= n \times \pi/4 \times d_s^2 \\ &= 2 \times \pi/4 \times 13^2 \\ &= 157,080 \text{ mm}^2 \\ \text{Spasi} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Spasi Max} &= d/2 \\ &= 640,5/2 \\ &= 320,25 \text{ mm} \\ \text{Cek Spasi} &= \text{Spasi} < \text{Spasi Max} \\ &= 150 < 320,25 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times f_{yv} \times d / s \\ &= 157,080 \times 420 \times 640,5 / 150 \\ &= 281707 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66 \times (f_c')^{0,5} \times b \times d \\ &= 0,66 \times 30 \times 0,5 \times 500 \times 640,5 \\ &= 1157694 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 0,75 \\ V_n &= V_c + V_s \\ &= 298194 + 1157694 \\ &= 579900 \text{ N} \\ V_u &= 234910 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n / V_u = 1,851$$

Cek Kapasitas = $\phi V_n / V_u > 1$
= 1,851 > 1.....OK

Perhitungan Balok Induk di Gedung Pertunjukan (B2)

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Balok, L	7500	mm
Lebar Balok, b	500	mm
Tinggi Balok, h	700	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	19	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, fc'	30	Mpa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy	420	Mpa
Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv	420	Mpa
β_1	0,8357	
Panjang Kolom, c1	600	mm
Lebar Kolom, c2	600	mm
λ	1	
Panjang Tumpuan	1400	mm
d	640,5	mm
Ln	6900	mm

Tabel 2.40 Tabel Data Balok Gedung Pertunjukan

Syarat Gaya dan Geometri

Syarat Gaya Aksial	OK
Syarat Tinggi Efektif	OK
Syarat Lebar 1	OK
Syarat Lebar 2	OK

Tabel 2.41 Tabel Syarat Gaya Balok Gedung Pertunjukan

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Gaya Dalam

Mu,tumpuan (-)	-442,4521	kNm
Mu,tumpuan (+)	498,7817	kNm
Mu,lapangan (-)	-454,3372	kNm

Mu, lapangan (+)	398,7436	kNm
Pu	183,2022	kN

Tabel 2.42 Tabel Gaya Dalam Balok Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Tumpuan Negatif

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan, n	8	buah
db	19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	35,429	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	2268,230	mm ²
As min 1	1044,096	mm ²
As min 2	1067,500	mm ²
As min yang digunakan	1067,500	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,71%	
ρ max, 1	2,24%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,24%	
Cek As max	OK	
a	74,718	mm ²
Mn	574,586	kNm
c	89,406	mm
ϵ_s	0,018	
ϕ	0,9	
ϕM_n	517,128	kNm
Mu	442,452	
Cek $\phi M_n > Mu$	OK	
As Perlu	1746,619	mm ²

Tabel 2.43 Tabel Penulangan Lentur Tumpuan Negatif

Balok Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Tumpuan Positif

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan, n	8	buah
db	19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	35,429	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	2268,230	mm ²
As min 1	1044,096	mm ²

As min 2	1067,500	mm ²
As min yang digunakan	1067,500	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,71%	
ρ max, 1	2,24%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,24%	
Cek As max	OK	
a	74,718	mm ²
Mn	574,586	kNm
c	89,406	mm
ϵ_s	0,018	
ϕ	0,9	
ϕM_n	517,128	kNm
Mu	498,782	
Cek $\phi M_n > Mu$	OK	
As Perlu	1968,985	mm ²

Tabel 2.44 Tabel Penulangan Lentur Tumpuan Positif
Balok Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Lapangan Negatif

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan, n	8	buah
db	19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	35,429	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	2268,230	mm ²
As min 1	1044,096	mm ²
As min 2	1067,500	mm ²
As min yang digunakan	1067,500	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,71%	
ρ max, 1	2,24%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,24%	
Cek As max	OK	
a	74,718	mm ²
Mn	574,586	kNm
c	89,406	mm
ϵ_s	0,018	

ϕ	0,9	
ϕM_n	517,128	kNm
M_u	454,337	kNm
Cek $\phi M_n > M_u$	OK	
As Perlu	1793,536	mm ²

Tabel 2.45 Tabel Penulangan Lentur Lapangan Negatif
Balok Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Lapangan Positif

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan, n	8	buah
db	19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	35,429	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	2268,230	mm ²
As min 1	1044,096	mm ²
As min 2	1067,500	mm ²
As min yang digunakan	1067,500	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,71%	
ρ max, 1	2,24%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,24%	
Cek As max	OK	
a	74,718	mm ²
M_n	574,586	kNm
c	89,406	mm
ϵ_s	0,018	
ϕ	0,9	
ϕM_n	517,128	kNm
M_u	398,744	kNm
Cek $\phi M_n > M_u$	OK	
As Perlu	1574,076	mm ²

Tabel 2.46 Tabel Penulangan Lentur Lapangan Positif
Balok Gedung Pertunjukan

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Gaya Dalam

Vu,tumpuan	328,0555	kN
Vu,lapangan	355,5311	kN

Tabel 2.47 Tabel Gaya Dalam Balok Gedung Pertunjukan

Tumpuan

Gaya Desain

Parameter	Nilai	Satuan
Vg	315,1515	kN
As ⁺ Tumpuan	2268,230	mm ²
As ⁻ Tumpuan	2268,230	mm ²
Apr ⁺	93,398	mm
Apr ⁻	93,398	mm
Mpr ⁺	707110697	Nmm
Mpr ⁻	707110697	Nmm
Vsway atau Vpr	204960	N
Ve	520111	N

Tabel 2.48 Tabel Gaya Desain Balok Gedung Pertunjukan

Tahanan Geser Beton

Vc diperhitungkan

Penulangan Geser Tumpuan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki, n	4	buah
Av	314,159	mm ²
Spasi	100	mm
Spasi Max 1	160,13	mm
Spasi Max 2	114,00	mm
Spasi Max 3	150,00	mm
Spasi Max yang digunakan	114,00	mm
Cek Spasi	OK	
Vs	845120	N
Batas Vs	1157694	N
ϕ	0,75	
Vn	1143314	N
Vu	520111	N
$\phi Vn / Vu$	1,649	
Cek Kapasitas	OK	

Tabel 2.49 Tabel Penulangan Geser Tumpuan Balok Gedung Pertunjukan

Penulangan Geser Lapangan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki, n	4	buah
A_v	314,159	mm ²
Spasi	150	mm
Spasi Max yang digunakan	320,25	mm
Cek Spasi	OK	
V_s	563413	mm
Batas V_s	1157694	mm
ϕ	0,75	
V_n	861607	
V_u	355531,1	N
$\phi V_n / V_u$	1,818	
Cek Kapasitas	OK	

Tabel 2.50 Tabel Penulangan Geser Lapangan Balok Gedung Pertunjukan

Diameter Tulangan Utama	Longitudinal Tumpuan Atas	8 D19	mm
	Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D13	mm
	Longitudinal Tumpuan Bawah	8 D19	mm
	Longitudinal Lapangan Atas	8 D19	mm
	Longitudinal Lapangan Tengah	2 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Bawah	8 D19	mm
Diameter Sengkang	Sengkang Tumpuan	4 D10-100	mm
	Sengkang Lapangan	4 D10-150	mm

Tabel 2.51 Tabel Rekapulasi Balok Gedung Pertunjukan

Perhitungan Balok Induk di Gedung Warehouse-Gudang (B3)

Material dan Penampang Profil

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Balok, L	4000	mm
Lebar Balok, b	250	mm
Tinggi Balok, h	400	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	13	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	10	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	Mpa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	420	Mpa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	420	Mpa
β_1	0,8357	

Panjang Kolom, c1	300	mm
Lebar Kolom, c2	300	mm
λ	1	
Panjang Tumpuan	800	mm
d	360	mm
Ln	3700	mm

Tabel 2.52 Tabel Data Balok Warehouse-Gudang

Diameter Tulangan Utama	Longitudinal Tumpuan Atas	3 D13	mm
	Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D10	mm
	Longitudinal Tumpuan Bawah	3 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Atas	3 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Tengah	2 D10	mm
	Longitudinal Lapangan Bawah	3 D13	mm
Diameter Sengkang	Sengkang Tumpuan	2D8-10	mm
	Sengkang Lapangan	2D8-100	mm

Tabel 2.53 Tabel Rekapitulasi Balok Warehouse-Gudang

Perhitungan Balok Induk di Gedung Mushola (B4)

Properti Material dan Penampang

Syarat Gaya dan Geometri

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Balok, L	3000	mm
Lebar Balok, b	200	mm
Tinggi Balok, h	300	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	13	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	10	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	Mpa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	420	Mpa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	420	Mpa
β_1	0,8357	
Panjang Kolom, c1	200	mm
Lebar Kolom, c2	300	mm
λ	1	
Panjang Tumpuan	600	mm
d	242,5	mm
Ln	2700	mm

Tabel 2.54 Tabel Data Balok Musholla

Diameter Tulangan Utama	Longitudinal Tumpuan Atas	2 D13	mm
	Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D10	mm
	Longitudinal Tumpuan Bawah	2 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Atas	2 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Tengah	2 D10	mm
	Longitudinal Lapangan Bawah	2 D13	mm
Diameter Sengkang	Sengkang Tumpuan	2D8-50	mm
	Sengkang Lapangan	2D8-50	mm

Tabel 2.55 Tabel Rekapitulasi Balok Musholla

2.8.2 Balok Anak

1. Persyaratan Perancangan Balok Anak

Pada perancangan balok anak :

Syarat gaya & geometri tidak perlu dicek

Syarat gaya desain dan tahanan geser beton tidak perlu dicek

Perhitungan Balok Anak di Gedung Pertunjukan (BA1)

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Balok, L	6000	mm
Lebar Balok, b	300	mm
Tinggi Balok, h	600	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	16	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	Mpa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	420	Mpa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	420	Mpa
β_1	0,8357	
λ	1	
Panjang Tumpuan	1200	mm
d	542	mm
L_n	6000	mm

Tabel 2.56 Tabel Balok Anak Gedung Pertunjukan

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Gaya Dalam

Mu,tumpuan (-)	-20,67	kNm
Mu,tumpuan (+)	16,04	kNm
Mu,lapangan (-)	-5,12	kNm
Mu,lapangan (+)	9,28	kNm
Pu	292,41	kN

Tabel 2.57 Tabel Gaya Dalam Balok Anak Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Tumpuan Negatif

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan, n	3	buah
db	16	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	76,00	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	603,186	mm ²
As min 1	556,623	mm ²
As min 2	569,100	mm ²
As min yang digunakan	569,100	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,37%	
ρ max, 1	2,40%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,40%	
Cek As max	OK	
a	31,539	mm ²
Mn	126,966	kNm
c	37,739	mm
ϵ_s	0,040	
ϕ	0,9	
ϕM_n	114,269	kNm
Mu	20,670	kNm
Cek $\phi M_n > Mu$	OK	
As Perlu	98,198	mm ²

Tabel 2.58 Tabel Penulangan Lentur Tumpuan Negatif Balok Anak Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Tumpuan Positif

Jumlah Tulangan, n	3	buah
db	16	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	76,00	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	603,186	mm ²
As min 1	556,623	mm ²
As min 2	569,100	mm ²

As min yang digunakan	569,100	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,37%	
ρ max, 1	2,40%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,40%	
Cek As max	OK	
a	31,539	mm ²
Mn	126,966	kNm
c	37,739	mm
ϵ_s	0,040	
ϕ	0,9	
ϕM_n	114,269	kNm
Mu	16,040	kNm
Cek $\phi M_n > Mu$	OK	
As Perlu	76,202	mm ²

Tabel 2.59 Tabel Penulangan Lentur Tumpuan Positif Balok Anak Gedung Pertunjukan
Penulangan Lentur Lapangan Negatif

Jumlah Tulangan, n	3	buah
db	16	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	76,00	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	603,186	mm ²
As min 1	556,623	mm ²
As min 2	569,100	mm ²
As min yang digunakan	569,100	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,37%	
ρ max, 1	2,40%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,40%	
Cek As max	OK	
a	31,539	mm ²
Mn	126,966	kNm
c	37,739	mm
ϵ_s	0,040	
ϕ	0,9	
ϕM_n	114,269	kNm
Mu	5,120	kNm
Cek $\phi M_n > Mu$	OK	
As Perlu	24,324	mm ²

Tabel 2.60 Tabel Penulangan Lentur Lapangan Negatif Balok Anak Gedung Pertunjukan

Penulangan Lentur Lapangan Positif

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan, n	3	buah
db	16	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	76,00	mm
Cek Jarak Bersih	OK	
As Pasang	603,186	mm ²
As min 1	556,623	mm ²
As min 2	569,100	mm ²
As min yang digunakan	569,100	mm ²
Cek As min	OK	
ρ	0,37%	
ρ max, 1	2,40%	
ρ max, 2	2,50%	
ρ max yang digunakan	2,40%	
Cek As max	OK	
a	31,539	mm ²
Mn	126,966	kNm
c	37,739	mm
ϵ_s	0,040	
ϕ	0,9	
ϕM_n	114,269	kNm
Mu	9,280	kNm
Cek $\phi M_n > Mu$	OK	
As Perlu	44,087	mm ²

Tabel 2.61 Tabel Penulangan Lentur Lapangan Positif Balok Anak Gedung Pertunjukan

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Gaya Dalam

Vu,tumpuan	201,921	kN
Vu,lapangan	174,5647	kN

Tabel 2.62 Tabel Desain Tulangan Transversal Balok Anak Gedung Pertunjukan

Penulangan Geser Tumpuan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki, n	2	buah
Av	157,080	mm ²
Spasi	50	mm
Spasi Max 1	135,50	mm
Spasi Max 2	96,00	mm

Spasi Max 3	150,00	mm
Spasi Max yang digunakan	96,00	mm
Cek Spasi	OK	
Vs	681097	N
Batas Vs	587794	N
ϕ	0,75	
Vn	739195	N
Vu	212180	N
$\phi Vn / Vu$	2,613	
Cek Kapasitas	OK	

Tabel 2.63 Tabel Penulangan Geser Tumpuan Balok Anak Gedung Pertunjukan Penulangan Geser Lapangan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki, n	2	buah
Av	157,080	mm ²
Spasi	50	mm
Spasi Max yang digunakan	271,00	mm
Cek Spasi	OK	
Vs	681097	N
Vc	151401	N
Batas Vs	587794	N
ϕ	0,75	
Vn	739195	
Vu	174564,7	N
$\phi Vn / Vu$	3,176	
Cek Kapasitas	OK	

Tabel 2.64 Tabel Penulangan Geser Lapangan Balok Anak Gedung Pertunjukan

Diameter Tulangan Utama	Longitudinal Tumpuan Atas	3 D16	mm
	Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D13	mm
	Longitudinal Tumpuan Bawah	3 D16	mm
	Longitudinal Lapangan Atas	3 D16	mm
	Longitudinal Lapangan Tengah	2 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Bawah	3 D16	mm
Diameter Sengkang	Sengkang Tumpuan	2D10-50	mm
	Sengkang Lapangan	2D10-50	mm

Tabel 2.65 Tabel Rekapulasi Balok Anak Gedung Pertunjukan

Perhitungan Balok Anak di Gedung Gedung Pameran (BA2)

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Balok, L	7000	mm
Lebar Balok, b	300	mm
Tinggi Balok, h	600	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	19	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	10	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	Mpa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	420	Mpa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	420	Mpa
β_1	0,8357	
Panjang Kolom, c1	1	mm
Lebar Kolom, c2	1200	mm
λ	540,5	
Panjang Tumpuan	7000	mm
d	7000	mm
L_n	300	mm

Tabel 2.66 Tabel Data Balok Anak Gedung Pameran

Diameter Tulangan Utama	Longitudinal Tumpuan Atas	5 D19	mm
	Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D13	mm
	Longitudinal Tumpuan Bawah	4 D19	mm
	Longitudinal Lapangan Atas	5 D19	mm
	Longitudinal Lapangan Tengah	2 D13	mm
	Longitudinal Lapangan Bawah	4 D19	mm
Diameter Sengkang	Sengkang Tumpuan	4D10-100	mm
	Sengkang Lapangan	4D10-150	mm

Tabel 2.67 Tabel Rekapulasi Balok Anak Gedung Pameran

2.9 Perancangan Kolom

2.9.1 Kolom

Persyaratan Perancangan Kolom Induk

Sebuah kolom SRPMK harus memenuhi kriteria syarat gaya dan geometri sebagai berikut:

- a) $P_u > 0,1 A_g f_c'$

b) $b > 300 \text{ mm}$

c) $b/h > 0,4$

Kolom yang direncanakan harus memenuhi persyaratan pengecekan *Strong Column - Weak Beam* (SCWB) sebagai berikut :

$$2 \times M_{nc} \geq 1.2 \times (M_n^- + M_n^+)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.4, kekuatan momen pada balok harus memenuhi syarat-syarat persamaan berikut :

- a) Luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.
- b) Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.
- c) Sambungan mekanis harus memenuhi 18.2.7 dan sambungan las 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal yang memenuhi 18.7.5.2 dan 18.7.5.3.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.1, kolom yang direncanakan harus memenuhi persyaratan tulangan transversal sebagai berikut :

- a) Tulangan transversal yang disyaratkan 18.7.5.2 hingga 18.7.5.4 harus dipasang sepanjang l_0 dari masing-masing muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara 1) hingga 3):
 - Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi
 - Seperenam tinggi bersih kolom
 - 450 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.2, kolom yang direncanakan harus memenuhi persyaratan tulangan transversal sebagai berikut :

Tulangan transversal harus sesuai a) hingga f) :

- a) Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpuk (overlap), sengkang pengegang bundar, atau sengkang

pengekang persegi, dengan atau tanpa ikat silang.

- b) Setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c) Ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil dari diameter sengkang pengekang diizinkan sesuai batasan 25.7.2.2. Ikat silang yang berurutan harus diselangseling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d) Jika digunakan sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang, tulangan transversal tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal sesuai 25.7.2.2 dan 25.7.2.3
- e) Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350 mm.
- f) Ketika $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang

Jumlah tulangan transversal harus sesuai Tabel 18.7.5.4.

Faktor kekuatan beton k_f dan faktor keefektifan pengekangan k_n dihitung berdasarkan Pers. 18.7.5.4a dan 18.7.5.4b.

$$k_f = \frac{F_{lc}}{175} + 0,6 \geq 1,0 \dots\dots\dots 18.7.5.4a$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \dots\dots\dots 18.7.5.$$

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Syarat dan Geometri

Syarat Gaya Aksial

$$P_u > 0,1 A_g f_c'$$

Syarat Sisi Terpendek

$$b > 300 \text{ mm}$$

Syarat Rasio Dimensi Penampang

$$b/h > 0,4$$

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll.)

Asumsikan jumlah tulangan yang digunakan, n

$$A_s = n \times \pi/4 \times db^2$$

$$\rho = A_s / (b \times h)$$

$$\text{Cek } p_{min} \text{ dan } p_{max} = 1 \% < \rho < 6 \%$$

Cek Strong Column - Weak Beam (SCWB)

$$2 \times M_{nc} > 1.2 \times (M_n^- + M_n^+)$$

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Panjang Zona Sendi Plastis

$$l_{01} = h$$

$$l_{02} = L_n / 6$$

$$l_{03} = 450 \text{ mm}$$

l_0 yang digunakan merupakan nilai yang paling maksimal

Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Asumsikan jumlah kaki sisi pendek, n1

Asumsikan jumlah kaki sisi pendek, n1

Asumsikan spasi, s

Asumsikan spasi kaki terbesar, xi max

$$A_{sh1} = n \times \pi/4 \times ds^2$$

$$A_{sh2} = n \times \pi/4 \times ds^2$$

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

$$B_c = b - 2c_c$$

$$h = h - 2c_c$$

$$A_g = b \times h$$

$$A_{ch} = b_c \times h_c$$

Sisi pendek / sumbu lemah

$$\text{Ash/s min, 1} = 0,3 (bc \times fc' / fyv) \times (Ag / Ach - 1)$$

$$\text{Ash/s min, 2} = 0.09 \times bc \times fc' / fyv$$

Pilih nilai Ash/s min maksimal, kemudian cek syarat :

$$\text{Ash/s 1} > \text{Ash/s min}$$

Sisi panjang / sumbu kuat

$$\text{Ash/s min, 1} = 0.3 (hc \times fc' / fyv) \times (Ag / Ach - 1)$$

$$\text{Ash/s min, 2} = 0.09 \times hc \times fc' / fyv$$

Pilih nilai Ash/s min maksimal, kemudian cek syarat :

$$\text{Ash/s 2} > \text{Ash/s min}$$

Cek Spasi

$$s_{\max,1} = b / 4$$

$$s_{\max,2} = 6 \times db$$

$$hx = xi \text{ max}$$

$$s_{\max,3} = so = 100 < 100 + (350 - hx) / 3 < 150$$

smax dipilih nilai minimal dari smax,1, smax,2 dan smax,3

Kemudian cek spasi

$$s < s_{\max}$$

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

Vu yang digunakan merupakan nilai maksimal dari Vu1 dan Vu2

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 0,17(1 + Nu/(14 Ag))(fc')^{0.5}hd;$$

$$d = b - cc - ds - db / 2$$

$$V_s \text{ Perlu} = Vu / \phi - V_c$$

$$A_{s/s} \text{ Perlu} = V_s / (fyv \times d)$$

$$d = b - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$A_{s/s} \text{ Min 1} = 0,062 (fc')^{0.5} h / fyv$$

$$A_{s/s} \text{ Min 2} = 0,35 h / fyv$$

Gunakan nilai As terbesar

Cek As Ash/s 2 > Max (As/s Perlu, As/s Min)

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

V_u yang digunakan merupakan nilai maksimal dari V_{u1} dan V_{u2}

$$\begin{aligned}\phi &= 0,75 \\ V_c &= 0,17(1 + N_u/(14 A_g))(f_c')^{0.5} b \\ d &= h - c_c - d_s - d_b / 2 \\ V_s \text{ Perlu} &= V_u / \phi - V_c \\ A_s/s \text{ Perlu} &= V_s / (f_{yv} \times d) \\ d &= h - c_c - d_s - d_b / 2 \\ A_s/s \text{ Min 1} &= 0,062 (f_c')^{0.5} h / f_{yv} \\ A_s/s \text{ Min 2} &= 0,35 b / f_{yv}\end{aligned}$$

Gunakan nilai A_s terbesar

Cek A_s Ash/s 2 > Max (A_s/s Perlu, A_s/s Min)

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Asumsikan jumlah kaki sisi pendek, n_1

Asumsikan jumlah kaki sisi pendek, n_1

Asumsikan spasi, s

Asumsikan spasi kaki terbesar, $x_i \text{ max}$

$$A_{sh} 1 = n \times \pi/4 \times d_s^2$$

$$A_{sh} 2 = n \times \pi/4 \times d_s^2$$

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

$$\text{Spasi max 1} = 6 d_b$$

$$\text{Spasi max 2} = 150 \text{ mm}$$

Cek Spasi

Spasi < Spasi Max

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

V_u yang digunakan merupakan nilai maksimal dari V_{u1} dan V_{u2}

$$\begin{aligned}\phi &= 0,75 \\ V_c &= 0,17(1 + N_u/(14 A_g))(f_c')^{0.5} h \\ d &= b - c_c - d_s - d_b / 2\end{aligned}$$

$$V_s \text{ Perlu} = V_u / \phi - V_c$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = V_s / (f_{yv} \times d)$$

$$d = b - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f_c')^{0.5} h / f_{yv}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 h / f_{yv}$$

Gunakan nilai A_s terbesar

Cek $A_s/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

V_u yang digunakan merupakan nilai maksimal dari V_{u1} dan V_{u2}

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 0,17(1 + N_u/(14 A_g))(f_c')^{0.5} b$$

$$d = h - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$V_s \text{ Perlu} = V_u / \phi - V_c$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = V_s / (f_{yv} \times d)$$

$$d = h - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f_c')^{0.5} h / f_{yv}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 b / f_{yv}$$

Gunakan nilai A_s terbesar

Cek $A_s/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$

Perhitungan Kolom di Gedung Pameran (K1)

Gaya Dalam

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	467,77	-15,53	11,8
P min	-1674,48	-3,91	-7,76
M2 Max	18,83	59,59	-11,02
M2 Min	23,24	-54,49	9,08
M3 Max	103,61	-20,48	31,14
M3 Min	103,5	-20,69	-30,57

Geser	
Tumpuan	
V2 (kN)	23,71

V3 (kN)	45,63
Lapangan	
V2 (kN)	23,71
V3 (kN)	45,63

Tabel 2.68 Tabel Gaya Dalam Kolom Gedung Pameran

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang/Tinggi Kolom, L	5000	mm
Sisi Pendek Kolom, b	600	mm
Sisi Panjang Kolom, h	600	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	22	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, fc'	30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy	400	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv	400	MPa
Tinggi Balok, hb	700	mm
Ln	4300	mm

Tabel 2.69 Tabel Data Kolom Gedung Pameran

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Syarat dan Geometri

Syarat Gaya Aksial

$$P_u > 0,1 A_g f_c'$$

$$1674480 > 0,1 \times 600 \times 600 \times 30$$

$$1674480 > 1080000 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Syarat Sisi Terpendek

$$b > 300 \text{ mm}$$

$$600 > 300 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Syarat Rasio Dimensi Penampang

$$b/h > 0,4$$

$$600/600 > 0,4 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column,

atau SP Column, atau CSI Column, dll.)

Jumlah tulangan yang digunakan, $n = 12$ buah

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \pi/4 \times d_b^2 \\ &= 12 \times \pi/4 \times 22^2 \\ &= 4561,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (b \times h) \\ &= 4561,6 / (600 \times 600) \\ &= 1,27\% \end{aligned}$$

Cek ρ_{min} dan $\rho_{max} = 1\% < 1,27\% < 6\% \dots \dots \dots \text{OK}$

Cek Strong Column - Weak Beam (SCWB)

$$\begin{aligned} 2 \times M_{nc} &> 1.2 \times (M_n^- + M_n^+) \\ 2 \times 83,18 &> 1.2 \times (64,24 + 46,93) \\ 166,36 &> 133,404 \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Panjang Zona Sendi Plastis

$$\begin{aligned} l_{01} &= h \\ &= 600 \text{ mm} \\ l_{02} &= L_n / 6 \\ &= 4300 / 6 \\ &= 716,7 \text{ mm} \\ l_{03} &= 450 \text{ mm} \\ l_0 &= 716,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Jumlah kaki sisi pendek, $n_1 = 4$ buah

Jumlah kaki sisi pendek, $n_2 = 4$ buah

Spasi, $s = 100$ mm

$x_{i \text{ max}} = 300$ mm

$$A_{sh \ 1} = n \times \pi/4 \times d_s^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 4 \times \pi/4 \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ash 2} &= n \times \pi/4 \times ds^2 \\
 &= 4 \times \pi/4 \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

$$\begin{aligned}
 B_c &= b - 2c_c \\
 &= 600 - 2 \times 40 \\
 &= 520 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_c &= h - 2c_c \\
 &= 600 - 2 \times 40 \\
 &= 520 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 600 \times 600 \\
 &= 360000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= b_c \times h_c \\
 &= 520 \times 520 \\
 &= 270400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sisi pendek / sumbu lemah

$$\begin{aligned}
 \text{Ash/s min, 1} &= 0,3 (bc \times fc' / fyv) \times (A_g / A_{ch} - 1) \\
 &= 0,3 (520 \times 30 / 420) \times (360000 / 270400 - 1) \\
 &= 3,877 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ash/s min, 2} &= 0,09 \times bc \times fc' / fyv \\
 &= 0,09 \times 520 \times 30 / 420 \\
 &= 3,510 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Ash/s min} = 3,877 \text{ mm}^2$$

Cek syarat :

$$\text{Ash/s 1} > \text{Ash/s min}$$

$$5,309 > 3,877 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sisi panjang / sumbu kuat

$$\begin{aligned} \text{Ash/s min, 1} &= 0.3 (hc \times fc' / fyv) \times (Ag / Ach - 1) \\ &= 0,3 (520 \times 30 / 420) \times (360000 / 270400 - 1) \\ &= 3,877 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s min, 2} &= 0.09 \times hc \times fc' / fyv \\ &= 0,09 \times 520 \times 30 / 420 \\ &= 3,510 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Ash/s min} = 3,877 \text{ mm}^2$$

Cek syarat :

Ash/s 2 > Ash/s min

$$5,309 > 3,877 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Cek Spasi

$$\begin{aligned} \text{smax,1} &= b / 4 \\ &= 600 / 4 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{smax,2} &= 6 \times db \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{smax,3} = \text{so} &= 100 + (350 - 300) / 3 \\ &= 116,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{smax} = 116,667 \text{ mm}$$

Cek spasi

s < smax

$$100 < 116,667 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Mpr Kolom	467,560	kNm
Vu 1	217470	N

Tabel 2.70 Tabel Kuat Geser Zona Plastis Gedung Pameran

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$V_u1 = 217470 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 300226$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ Perlu} &= V_u / \phi - V_c \\ &= 217470 / 0,75 - 300226 \\ &= -10266 \text{ N} \end{aligned}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = V_s / (f_{yv} \times d)$$

$$\begin{aligned} d &= b - c_c - d_s - d_b / 2 \\ &= 600 - 40 - 13 - 22 / 2 \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= -10266 / (420 \times 536) \\ &= -0,0479 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s/s \text{ Min 1} &= 0,062 (f_c')^{0,5} h / f_{yv} \\ &= 0,062 \times (30)^{0,5} \times 600 / 420 \\ &= 0,5094 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s/s \text{ Min 2} &= 0,35 h / f_{yv} \\ &= 0,35 \times 600 / 420 \\ &= 0,5250 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$A_s = 0,5250 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Cek A_s Ash/s $2 > \text{Max}(A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$

$$5,309 > 0,5250 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$V_u = 217470 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - d_s - d_b / 2 \\ &= 600 - 40 - 13 - 22 / 2 \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17(1 + N_u / (14 A_g))(f_c')^{0,5} b d \\ &= 0,17(1 + 13,04 / (13 \times 60000)) \times 30 \times 0,5 \times 600 \times 536 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 300226 \text{ N} \\
 V_s \text{ Perlu} &= V_u / \phi - V_c \\
 &= 217470 / 0,75 - 300226 \\
 &= -10266 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - c_c - d_s - d_b / 2 \\
 &= 600 - 40 - 13 - 22 / 2 \\
 &= 536 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s/s} \text{ Perlu} &= V_s / (f_{yv} \times d) \\
 &= -10266 / (420 \times 536) \\
 &= -0,0479 \text{ mm}^2 / \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s/s} \text{ Min 1} &= 0,062 (f_c')^{0,5} h / f_{yv} \\
 &= 0,062 (30)^{0,5} \times 600 / 420 \\
 &= 0,5094 \text{ mm}^2 / \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s/s} \text{ Min 2} &= 0,35 b / f_{yv} \\
 &= 0,35 \times 600 / 420 \\
 &= 0,5250 \text{ mm}^2 / \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{s/s} \text{ digunakan} = 0,5250 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Cek As

$$5,309 > 0,5250 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n1 = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n1 = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ Sumbu Lemah} &= n \times \pi/4 \times ds^2 \\
 &= 2 \times \pi/4 \times 13^2 \\
 &= 265,465 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ Sumbu Kuat} &= n \times \pi/4 \times ds^2 \\
 &= 2 \times \pi/4 \times 13^2 \\
 &= 265,465 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

$$\begin{aligned} \text{Spasi max 1} &= 6 d_b \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Spasi max 2} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi max yang digunakan} = 132,0 \text{ mm}$$

Cek Spasi

$$\text{Spasi} < \text{Spasi Max}$$

$$100 < 132,0 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kuat Geser Zona Luar Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$V_u = 23710 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} d &= b - c_c - d_s - d_b / 2 \\ &= 600 - 40 - 13 - 22 / 2 \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17(1 + N_u/(14 A_g))(f_c')^{0.5} \times h \times d \\ &= 0,17(1 + 13,04/(13 \times 60000)) \times 30 \times 0,5 \times 600 \times 536 \\ &= 300226 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ Perlu} &= \text{Max} (V_u/\phi - V_c; 0) \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s/s \text{ Perlu} &= V_s / (f_{yv} \times d) \\ &= 0 / (420 \times 536) \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s/s \text{ Min 1} &= 0,062 (f_c')^{0.5} h / f_{yv} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s/s \text{ Min 2} &= 0,35 h / f_{yv} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{As yang digunakan} = 0$$

Cek

Ash/s 2 > Max (As/s Perlu, As/s Min)

100/265 > 0.....OK

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$V_u = 45630 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 0,17(1 + Nu/(14 A_g))(f_c')^{0.5} b$$

$$= 0,17(1 + 13,04/(13 \times 60000)) \times 30 \times 0,5 \times 600 \times 536$$

$$= 300226 \text{ N}$$

$$V_s \text{ Perlu} = \text{Max}(V_u/\phi - V_c; 0)$$

$$= 0$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = V_s / (f_{yv} \times d)$$

$$= 0 / (420 \times 536)$$

$$= 0$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f_c')^{0.5} h / f_{yv}$$

$$= 0$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 h / f_{yv}$$

$$= 0$$

$$A_s \text{ yang digunakan} = 0$$

Cek

Ash/s 2 > Max (As/s Perlu, As/s Min)

100/265 > 0.....OK

Tulangan Longitudinal		12 D22
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	4D13-100
	Sumbu Kuat	4D13-100
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-100
	Sumbu Kuat	2D13-100

Tabel 2.71 Tabel Tulangan Longitudinal dan Transversal Gedung Pameran

Perhitungan Kolom di Gedung Pertunjukan (K2)

Gaya Dalam

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	-11,1744	-2,4325	7,0179
P min	-3019,0683	-4,4106	8,2431
M2 Max	-2066,195	145,196	-0,0405
M2 Min	-529,5048	-128,2127	-0,0198
M3 Max	-1504,1547	-121,5161	95,1777
M3 Min	-851,1548	-12,7146	-109,1151

Geser	
Tumpuan	
V2 (kN)	-11,17
V3 (kN)	-3019,06
Lapangan	
V2 (kN)	144,30
V3 (kN)	193,10

Tabel 2.7272 Tabel Gaya Dalam Gedung Pertunjukan

Properti Material dan Penampang

Panjang/Tinggi Kolom, L	5000	mm
Sisi Pendek Kolom, b	600	mm
Sisi Panjang Kolom, h	600	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	25	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimut Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	400	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	400	MPa
Tinggi Balok, hb	700	mm
L_n	4300	mm

Tabel 2.73 Tabel Data Gedung Pertunjukan

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Syarat dan Geometri

Syarat Gaya Aksial	OK
Syarat Sisi Terpendek	OK
Syarat Rasio Dimensi Penampang	OK

Tabel 2.74 Tabel Desain Tulangan Lentur Gedung Pertunjukan

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll.)

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah tulangan yang digunakan, n	12	buah
As	5890,5	mm ²
ρ	1,64	%
Cek pmin dan pmax	OK	

Tabel 2.75 Tabel Pengecekan Gaya Gedung Pertunjukan

Cek Strong Column - Weak Beam (SCWB)

$2 \times M_{nc} > 1.2 \times (M_{n-} + M_{n+})$	OK
--	----

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Panjang Zona Sendi Plastis

l_{01}	600,0	mm
l_{02}	716,7	mm
l_{03}	450	mm
l_0	716,7	mm

Tabel 2.76 Tabel Panjang Zona Sendi Plastis Gedung Pertunjukan

Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki sisi pendek, n1	4	buah
Jumlah kaki sisi pendek, n2	4	buah
Spasi, s	100	mm
xi max	300	mm
Ash 1	530,929	mm ²
Ash 2	530,929	mm ²

Tabel 2.77 Tabel Panjang Zona Sendi Plastis Gedung Pertunjukan

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

B_c	520	mm
h_c	520	mm
A_g	360000	mm ²
A_{ch}	270400	mm ²

Tabel 2.78 Tabel Kekangan Zona Sendi Plastis Gedung Pertunjukan

Sisi pendek / sumbu lemah

Ash/s min, 1	3,877	mm ²
Ash/s min, 2	3,510	mm ²
Ash/s min	3,877	mm ²
Ash/s 1 > Ash/s min	OK	

Tabel 2.79 Tabel Sumbu Lemah Gedung Pertunjukan

Sisi panjang / sumbu kuat

Ash/s min, 1	3,877	mm ²
Ash/s min, 2	3,510	mm ²
Ash/s min	3,877	mm ²
Ash/s 1 > Ash/s min	OK	

Tabel 2.80 Tabel Sumbu Kuat Gedung Pertunjukan

Cek Spasi

smax,1	150	mm
smax,2	150	mm
hx	300	mm
smax,3 = so	116,667	mm
smax	116,667	mm
s < smax	OK	

Tabel 2.81 Tabel Pengecekan Spasi Gedung Pertunjukan

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Mpr Kolom	1111,580	kNm
Vu 1	517014	N

Tabel 2.82 Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

Parameter	Nilai	Satuan
Vu1	517014	N
ϕ	0,75	
V _c	299275	N
d	536	N
A _s /s Perlu	1,8245	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,5094	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,5250	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	1,8245	mm ² /mm

Cek As Ash/s 2 > Max	OK	
----------------------	----	--

Tabel 2.83 Tabel Tahanan Geser Sumbu Lemah Gedung Pertunjukan

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

Parameter	Nilai	Satuan
Vu1	517014	N
ϕ	0,75	
V _c	299275	N
d	536	N
A _{s/s} Perlu	1,8245	mm ² / mm
A _{s/s} Min 1	0,5094	mm ² / mm
A _{s/s} Min 2	0,5250	mm ² / mm
A _{s/s} yang digunakan	1,8245	mm ² / mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tabel 2.84 Tabel Tahanan Geser beton Sumbu Kuat Gedung Pertunjukan

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki sisi pendek, n1	2	buah
Jumlah kaki sisi pendek, n1	2	buah
Spasi, s	150	mm
Av Sumbu Lemah	265,465	mm ²
Av Sumbu Kuat	265,465	mm ²

Tabel 2.85 Tabel Tulangan Transversal Luar zona Sendi Plastis/Tumpuan Gedung Pertunjukan

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

Spasi max 1	150,0	mm
Spasi max 2	150,0	mm
Spasi, s	150	mm
Spasi max yang digunakan	150	mm ²
Spasi < Spasi Max	OK	

Tabel 2.86 Tabel Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis Gedung Pertunjukan

Kuat Geser Zona Luar Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

Parameter	Nilai	Satuan
Vu1	144301	N
ϕ	0,75	
V _c	299275	N
d	0	N
A _s /s Perlu	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,00	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	0	mm ² /mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tabel 2.87 Tabel Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah Gedung Pertunjukan

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

Parameter	Nilai	Satuan
Vu1	193102	N
ϕ	0,75	
V _c	299275	N
d	536	N
V _s Perlu	0	
A _s /s Perlu	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,00	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	0,00	mm ² /mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tulangan Longitudinal		12 D25
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	4D13- 100
	Sumbu Kuat	4D13- 100
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13- 150
	Sumbu Kuat	2D13- 150

Tabel 2.88 Tabel Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat Gedung Pertunjukan

Perhitungan Kolom Pendukung di Gedung Pameran

Gaya Dalam

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	11,37	1,82	-6,95
P min	-371,56	26,84	46,6
M2 Max	-32,65	30,53	53,6
M2 Min	-48,15	-9,41	-12,6
M3 Max	-24,72	-5,92	14,26
M3 Min	-33,9	6,2	-14,42
Geser			
Tumpuan			
V2 (kN)	15,72		
V3 (kN)	12,2		
Lapangan			
V2 (kN)	15,72		
V3 (kN)	12,2		

Tabel 2.89 Tabel Gaya Dalam Gedung Pameran

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang/Tinggi Kolom, L	4000	mm
Sisi Pendek Kolom, b	350	mm
Sisi Panjang Kolom, h	350	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	22	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, fc'	30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy	400	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv	400	MPa
Tinggi Balok, hb	400	mm
Ln	3600	mm

Tabel 2.90 Tabel Properti Dan Material Gedung Pameran

Perhitungan Desain Tulangan Lentur

Syarat dan Geometri

Syarat Gaya Aksial	OK
Syarat Sisi Terpendek	OK
Syarat Rasio Dimensi Penampang	OK

Tabel 2.91 Tabel Syarat Dan Geometri Gedung Pameran

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll.)

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah tulangan yang digunakan, n	6	buah
As	2280,8	mm ²
ρ	1,86	%
Cek p _{min} dan p _{max}	OK	

Tabel 2.92 Tabel Sumbu Kuat Gedung Pameran

Cek Strong Column - Weak Beam (SCWB)

$2 \times M_{nc} > 1.2 \times (M_{n-} + M_{n+})$	OK
--	----

Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Panjang Zona Sendi Plastis

l ₀₁	350	mm
l ₀₂	600	mm
l ₀₃	450	mm
l ₀	600	mm

Tabel 2.93 Tabel Panjang Zona Sendi Plastis Gedung Pameran

Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki sisi pendek, n ₁	2	buah
Jumlah kaki sisi pendek, n ₂	2	buah
Spasi, s	50	mm
xi max	100	mm
Ash 1	265,465	mm ²
Ash 2	265,465	mm ²

Tabel 2.94 Tabel Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/ Tumpuan Gedung

Pameran

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

B_c	270	mm
h_c	270	mm
A_g	122500	mm ²
A_{ch}	72900	mm ²

Tabel 2.95 Tabel *Confinement*/Kekangan Zona Sendi Plastis Gedung Pameran

Sisi pendek / sumbu lemah

Parameter	Nilai	Satuan
Ash/s min, 1	4,133	mm ²
Ash/s min, 2	1,823	mm ²
Ash/s min	4,133	mm ²
Ash/s 1 > Ash/s min	OK	

Tabel 2.96 Tabel Sumbu Sisi Pendek/Sumbu Lemah Gedung Pameran

Sisi panjang / sumbu kuat

Parameter	Nilai	Satuan
Ash/s min, 1	4,133	mm ²
Ash/s min, 2	1,823	mm ²
Ash/s min	4,133	mm ²
Ash/s 1 > Ash/s min	OK	

Tabel 2.97 Tabel Sisi Panjang/ Sumbu Kuat Gedung Pameran

Cek Spasi

Parameter	Nilai	Satuan
smax,1	87,5	mm
smax,2	132	mm
hx	100	mm
smax,3 = so	150	mm
smax	87,5	mm
s < smax	OK	

Tabel 2.98 Tabel Pengecekan Spasi Gedung Pameran

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Parameter	Nilai	Satuan
Mpr Kolom	88,540	kNm
Vu 1	49189	N

Tabel 2.99 Tabel Kuat Geser Zona Sendi Plastis Gedung Pameran

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

Parameter	Nilai	Satuan
Vu1	49189	N
ϕ	0,75	
V _c	93236	N
V _s perlu	-27651	N
A _s /s Perlu	-0,2417	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,2971	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,3063	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	0,3063	mm ² /mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tabel 2.100 Tabel Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah Gedung Pameran

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

Parameter	Nilai	Satuan
Vu	49189	N
ϕ	0,75	
V _c	93236	N
V _s perlu	-27651	N
A _s /s Perlu	-0,2417	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,2971	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,3063	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	0,3063	mm ² /mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tabel 2.101 Tabel Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat Gedung Pameran

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Parameter	Nilai	Satuan
Jumlah kaki sisi pendek, n1	2	buah

Jumlah kaki sisi pendek, n1	2	buah
Spasi, s	100	mm
Av Sumbu Lemah	265,465	mm ²
Av Sumbu Kuat	265,465	mm ²

Tabel 2.102 Tabel Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan Gedung Pameran

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

Parameter	Nilai	Satuan
Spasi max 1	132	mm
Spasi max 2	150	mm
Spasi, s	100	mm
Spasi max yang digunakan	132	mm ²
Spasi < Spasi Max	OK	

Tabel 2.103 Tabel *Confinement*/Kekangan Zona Sendi Plastis Gedung Pameran

Kuat Geser Luar Zona Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

Parameter	Nilai	Satuan
Vu1	15720	N
ϕ	0,75	
V _c	93236	N
d	0	N
A _s /s Perlu	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,00	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	0	mm ² /mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tabel 2.104 Tabel Tahanan Geser beton Sumbu Lemah Gedung Pameran

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

Parameter	Nilai	Satuan
Vu	12200	N
ϕ	0,75	
V _c	93236	N

Vs Perlu	0	
A _s /s Perlu	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 1	0,00	mm ² /mm
A _s /s Min 2	0,00	mm ² /mm
A _s /s yang digunakan	0	mm ² /mm
Cek As Ash/s 2 > Max	OK	

Tulangan Longitudinal		6 D22
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-50
	Sumbu Kuat	2D13-50
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-100
	Sumbu Kuat	2D13-100

Tabel 2.105 Tabel Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat Gedung Pameran

Perhitungan Kolom di Gedung *Warehouse* Gudang (K3)

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang/Tinggi Kolom, L	3000	mm
Sisi Pendek Kolom, b	300	mm
Sisi Panjang Kolom, h	300	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	16	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, fc'	30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy	400	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv	400	MPa
Tinggi Balok, hb	400	mm
Ln	2600	mm

Tabel 2.106 Tabel Properti Material Dan Penampang *Warehouse*

Tulangan Longitudinal		8 D16
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-50
	Sumbu Kuat	2D13-50
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-50
	Sumbu Kuat	2D13-50

Tabel 2.107 Tulangan *Warehouse*

Perhitungan Kolom di Gedung Mushola (K4)

Properti Material dan Penampang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang/Tinggi Kolom, L	3000	mm
Sisi Pendek Kolom, b	300	mm
Sisi Panjang Kolom, h	300	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, db	16	mm
Diameter Tulangan Sengkang, ds	13	mm
Selimit Bersih, cc	40	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	400	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	400	MPa
Tinggi Balok, hb	300	mm
Ln	2700	mm

Tabel 2.108 Tabel Properti Material Dan Penampang Musholla

Tulangan Longitudinal		6 D16
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-50
	Sumbu Kuat	2D13-50
Tulangan Transversal	Sumbu Lemah	2D13-50
	Sumbu Kuat	2D13-50

Tabel 2.109 Tabel Tulangan Musholla

2.10 Perhitungan Pelat Lantai

Pelat adalah salah satu bagian struktur horizontal dapat dipengaruhi oleh panjang bentang dan beban yang bekerja pada pelat tersebut. Pelat perlu diperkuat menggunakan tulangan baja karena strukturnya lebih banyak memikul momen lentur dan gaya geser sehingga perencanaan pelat lantai harus mempunyai ketinggian yang sama dan tidak miring. Selain itu, ketebalan pelat lantai dapat ditentukan dari beban, lendutan yang diijinkan, dan lebar bentang.

2.10.1 Penulangan Pelat Satu Arah

Sistem penulangan pelat satu arah hanya ditumpu pada kedua sisinya sehingga pelat mengalami lendutan dalam arah tegak lurus pada sisi tumpuan. Jika pelat bertumpu pada keempat sisi, hampir 95% beban akan didistribusikan dalam arah bentang yang pendek sehingga menjadi pelat satu arah. Terdapat beberapa syarat penggunaan keefisien momen yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 6.5.2,

seperti berikut :

- Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan Panjang bentang yang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek.
- Beban yang bekerja adalah beban merata.
- Beban hidup < 3x beban mati.

Jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat (3h) atau tidak lebih dari 450 hal ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 yang dapat dilihat pada gambar di bawah ini:

Tabel 7.6.1.1 – $A_{s,min}$ untuk pelat satu arah nonprategang

Tipe tulangan	f_y , MPa	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	0,0020 A_g	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0,0014 A_g

Gambar 2.35 Pelat Satu Arah Non Prategang

Menentukan tebal pelat minimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 tersebut mengatur tebal pelat minimum yang digunakan adalah seperti tabel di bawah ini:

Kondisi tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Tabel 2.110 Tabel Tebal Pelat Minimum

Setelah mengetahui tebal pelat minimum maka men menentukan nilai ds dengan rumus:

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

Perhitungan pembebanan pelat dilakukan dengan menggunakan persamaan seperti

di bawah ini.

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan pelat lantai dengan penulangan satu arah:

Pelat Lantai Tipe 1

Diketahui data untuk melakukan perhitungan seperti pada gambar

Properti Material dan Penampang			
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L_1	Jarak Antar Balok Induk	mm	8000
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L_2	Jarak Antar Balok Induk	mm	1800
Tebal Pelat, t		mm	180
Diameter Tulangan, d_b		mm	13
Selimit Bersih, c_c		mm	20
Tebal Efektif Penampang, d	$h - c_c - d_b/2$	mm	153.5
Kuat Tekan Beton, f_c'		Mpa	30
Kuat Leleh Tulangan, f_y		Mpa	400
Modulus Elastisitas Beton, E_c	$4700 * \sqrt{f_c'}$		25743
β_1	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8357
λ	Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1

Tabel 2.111 Tabel Properti Material Dan Penampang Pelat Lantai Tipe 1

Dalam merencanakan beban lantai menggunakan cara dibawah ini:

Berat sendiri pelat lantai:

$$\text{Berat satuan} = 24 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal} = 0,18 \text{ m}$$

$$Q = \text{Satuan} \times \text{Tebal}$$

$$= 3,6 \text{ kN/m}^2$$

Berat finishing lantai:

$$\text{Berat satuan lantai} = 21 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal} = 0,05 \text{ m}$$

$$Q = \text{Satuan} \times \text{Tebal}$$

$$= 1,05$$

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

$$\text{Berat Instalasi ME} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban mati (} q_D \text{) adalah } 5,35 \text{ kN/m}^2$$

Menentukan tebal pelat minimum menggunakan persamaan seperti pada gambar,

dengan hasil sebagai berikut:

$$\text{Tebal pelat} = \frac{1800}{10} = 180 \text{ mm}$$

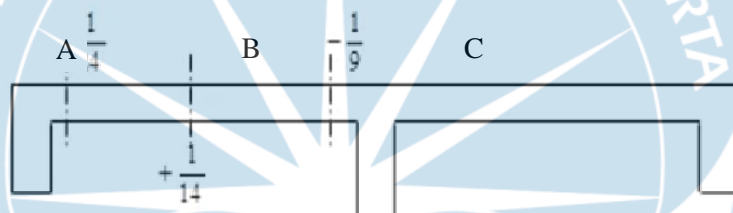
Digunakan 180 mm

$$\begin{aligned} ds &= 180 - 20 - \left(\frac{19}{2}\right) \\ &= 150,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung pembebanan pelat menggunakan kombinasi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_D &= 5,35 \text{ kN/m}^2 \\ q_L &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\ q_U &= (1,2 \times 5,35) + (1,6 \times 4,79) \\ &= 14,12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Menghitung momen pelat seperti dibawah ini:



Gambar 2.36 Koefisien Momen Untuk Balok dan Pelat

Pada Titik A:

$$\begin{aligned} M_u &= 0,041667 (14,12) (1,8)^2 \\ &= 1,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1,9}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 150,5^2}} \right] \\ &= 0,000234 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s. \text{ min} &= 0,002 \times 1000 \times 180 \\ &= 360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s. \text{ perlu} &= 0,00234 \times 1000 \times 150,5 \\ &= 35,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{360} \\ &= 165 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 150 mm

Pada Titik B:

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 0,071429 (14,12) (1,8)^2 \\ &= 3,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3,27}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 150,5^2}} \right] \\ &= 0,0004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As. min} &= 0,002 \times 1000 \times 180 \\ &= 360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As. perlu} &= 0,0004 \times 1000 \times 150,5 \\ &= 61,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{360} \\ &= 165 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 150 mm

Pada Titik C:

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 0,1111 (14,12) (1,8)^2 \\ &= 5,08 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 5,08}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 150,5^2}} \right] \\ &= 0,0006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As. min} &= 0,002 \times 1000 \times 180 \\ &= 360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As. perlu} &= 0,0006 \times 1000 \times 150,5 \\ &= 90,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{360} \\ &= 165 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 150 mm

	Titik A	Titik B	Titik C
Koefisien	0.041667	0.071429	0.1111
Mu (kNm)	1,9	3.27	5.08
ρ	0.000234	0.0004	0.0006
As min (mm²)	360	360	360
As (mm²)	35.22	61.4	90.3
As pasang (mm²)	360	360	360
s (mm)	165	165	165
Kesimpulan	D13 - 150	D13 - 150	D13 - 150

Gambar 2.37 Rekapulasi

2.10.2 Penulangan Pelat Dua Arah

Pada bangunan Pusat Kesenian Tari Tradisional di Kota Balikpapan, perhitungan pelat menggunakan perhitungan penulangan pelat dua arah. Dalam penulangan pelat 2 arah beban yang diterima akan didistribusikan oleh pelat dalam dua arah yang keempat sisinya ditumpu, apabila pelat bertumpu di keempat sisi dan rasio $L_y/L_x < 2$ maka seluruh beban akan dilimpahkan kesemua sisinya.2 metode pendekatan dalam melakukan analisis dan desain sistem struktur 2 arah sesuai dengan SNI2847:2019 antara lain.

- Metode Desain Langsung (*Direct Design Method, DMM*) metode ini dirumuskan dalam SNI 2847:2019 pasal 8.10 dimana metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban merata. Penggunaan sejumlah koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi kritis.
- Metode Rangka Ekuivalen (*Equivalent Frame Method, EFM*) metode ini dirumuskan dalam SNI 2847:2019 pasal 8.11. Struktur bangunan 3 dimensi dibagi menjadi beberapa rangka ekuivalen dua dimensi, dimana struktur rangka tersebut kemudian dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Analisis dan desain pelat 2 arah tersebut difokuskan pada metode direct design (DMM) dimana pada analisis dan desain tersebut terdapat beberapa batasan penggunaannya yang diatur dalam pasal 8.10.2 hal tersebut antara lain:

- Paling sedikit terdapat 3 bentang menurus dalam setiap arah (8.10.2.1)
- Panjang bentang yang bersebelahan, diukur antar sumbu ke sumbu tumpuan masing-masing arah tidak berbeda dan lebih dari sepertiga bentang

terpanjang (8.10.2.2)

- Pelat berbentuk persegi dengan perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek tersebut diukur berdasarkan sumbu ke sumbu tumpuan dan tidak melebihi dari 2 (8.10.2.3)
- Posisi kolom boleh menyimpang dengan jarak maksimum sejauh 10% dari Panjang bentang dan garis-garis yang menghubungkan sumbu-sumbu kolom yang berdekatan (8.10.2.4)
- Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi dan terbagi merata pada seluruh panel pelat (8.10.2.5)
- Beban hidup tidak boleh melebihi 2 kali beban mati (8.10.2.6)
- Untuk suatu panel pelat dengan balok diantara tumpuan pada semua sisinya (8.10.2.7)

Berikut merupakan hasil perhitungan pelat lantai dengan penulangan dua arah:

Pelat Lantai Gedung Pertunjukan

Diketahui data untuk melakukan perhitungan seperti pada gambar

Properti Material dan Penampang				
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L_1		Jarak Antar Balok Induk	mm	7500
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L_2		Jarak Antar Balok Induk	mm	7000
Tebal Pelat, t			mm	180
Diameter Tulangan, d_b			mm	19
Selimit Bersih, c_c	Tabel 20.6.1.3.1		mm	20
Tebal Efektif Penampang, d		$h - c_c - d_b/2$	mm	150.5
Kuat Tekan Beton, f_c'			MPa	30
Kuat Leleh Tulangan, f_y			MPa	400
Modulus Elastisitas Beton, E_c		$4700 * \sqrt{f_c'}$		25743
β_1	Tabel 22.2.2.4.3	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8357
λ	Tabel 25.4.2.4			1

Tabel 2.112 Tabel Properti Material Dan Penampang Pelat Lantai Dua Arah Gedung Pertunjukan

Didapatkan gaya dalam sebagai berikut:

Gaya Dalam		
M Max akibat M11 Max	kN-m	44.385
M Min akibat M11 Min	kN-m	-43.32
M Max akibat M22 Max	kN-m	42.006
M Min akibat M22 Min	kN-m	-63.851

Tabel 2.113 Tabel Gaya Dalam Gedung Pertunjukan

Keterangan: M11 = Momen Arah X

M22 = Momen Arah Y

Perhitungan jarak tulangan lentur didapatkan dengan cara *trial and error* antara Kapasitas Lentur Tereduksi (ϕM_n) dan Momen Ultimit (M_u) yang terjadi pada pelat. Kapasitas Lentur (M_n) ditinjau dari SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1 dengan rumus sebagai berikut:

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

Menghitung penulangan lentur pada pelat menggunakan seperti di bawah ini:

Tulangan Lapangan Bawah Arah-X

Momen Positif M11 --> Tulangan Lapangan Bawah Arah Sumbu 1 (X)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	360
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / s$ [Analisis untuk per 1 m]		3.3333
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
$A_{s_{min}}$ ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	360.000
$A_{s_{min}}$ ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	340.200
Cek As min		As Pasang $\geq A_{s_{min}} ?$		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	14.825
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$A_s * f_y * (d - a/2)$	kN-m	54.093
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	17.739
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.022
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	48.683
Momen Ultimit, M_u			kN-m	44.385
Cek Kapasitas		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.114 Tabel Tulangan Lapangan Bawah Arah - X Gedung Pertunjukan

Kesimpulan: $\phi M_n = 48,683$ kNm $>$ $M_u = 44,385$ kNm, digunakan D19-300

Tulangan Lapangan Bawah Arah-Y

Momen Positif M22 --> Tulangan Lapangan Bawah Arah Sumbu 2 (Y)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	360
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		3
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
As _{min} ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	360.000
As _{min} ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	340.200
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	14.825
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - d_b - a/2)$	kN-m	46.910
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	17.739
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.022
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Tereuksi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	42.219
Momen Ultimit, M_u			kN-m	42.006
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.115 Tabel Tulangan Lapangan Bawah Arah Y Gedung Pertunjukan

Kesimpulan: $\phi M_n = 42,219$ kNm $>$ $M_u = 42,006$ kNm, digunakan D19-300

Tulangan Tumpuan Atas Arah-X

Momen Negatif M11 --> Tulangan Tumpuan Atas Arah Sumbu 1 (X)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	360
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		3
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
As _{min} ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	360.000
As _{min} ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	340.200
Cek As min		As Pasang \geq As min ?		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	14.825
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	54.093
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	17.739
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.022
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Tereuksi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	48.683
Momen Ultimit, M_u			kN-m	43.320
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.116 Tabel Tulangan Tumpuan Atas Arah X Gedung Pertunjukan

Kesimpulan: $\phi M_n = 48,683$ kNm $>$ $M_u = 43,320$ kNm, digunakan D19-300

Tulangan Tumpuan Atas Arah-Y

Momen Negatif M22 --> Tulangan Tumpuan Atas Arah Sumbu 2 (Y)				
Spasi Tulangan, s		Input		150
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	360
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		7
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	131.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	1890.192
$A_{s_{min}}$ ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	360.000
$A_{s_{min}}$ ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	340.200
Cek As min		As Pasang $\geq A_{s_{min}} ?$		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	29.650
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$A_s * f_y * (d - d_b - a/2)$	kN-m	88.215
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	35.479
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.010
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	79.394
Momen Ultimit, M_u			kN-m	63.851
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.117 Tabel Tulangan Tumpuan Atas Arah Y Gedung Pertunjukan

Kesimpulan: $\phi M_n = 79,394 \text{ kNm} > M_u = 63,851 \text{ kNm}$, digunakan D19-150

Tulangan Minimum

Tulangan Minimum (untuk Tumpuan Bawah dan Lapangan Atas, Arah X dan Y)				
Spasi Tulangan, s		Input		350
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	360
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		3
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	331.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	810.082
$A_{s_{min}}$ ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	360.000
$A_{s_{min}}$ ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	340.200
Cek As min		As Pasang $\geq A_{s_{min}} ?$		OK

Tabel 2.118 Tabel Tulangan Minimum Gedung Pertunjukan

Tulangan minimum digunakan pada tumpuan bawah dan lapangan atas pada arah x dan y, sehingga dapat digunakan D19-350

Pelat Lantai Gedung Pameran

Diketahui data untuk melakukan perhitungan seperti pada gambar

Properti Material dan Penampang				
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L_1		Jarak Antar Balok Induk	mm	6000
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L_2		Jarak Antar Balok Induk	mm	6000
Tebal Pelat, t		Input	mm	160
Diameter Tulangan, d_b		Input	mm	19
Seliput Bersih, c_c	Tabel 20.6.1.3.1	Input	mm	20
Tebal Efektif Penampang, d		$h - c_c - d_s - d_b/2$	mm	111.5
Kuat Tekan Beton, f_c'		Input	MPa	25
Kuat Leleh Tulangan, f_y		Input	MPa	400
Modulus Elastisitas Beton, E_c		$4700 * \sqrt{f_c'}$		23500
β_1	Tabel 22.2.2.4.3	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f_c' - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8500
λ	Tabel 25.4.2.4	Asumsi tidak menggunakan beton ringan		1

Tabel 2.119 Tabel Properti Material Dan Penampang Gedung Pameran

Didapatkan gaya dalam sebagai berikut:

Gaya Dalam			
M Max akibat M11 Max	kN-m		23.4
M Min akibat M11 Min	kN-m		-31.8
M Max akibat M22 Max	kN-m		22.7
M Min akibat M22 Min	kN-m		-29.3

Tabel 2.120 Tabel Gaya Dalam Gedung Pameran

Keterangan: M11 = Momen Arah X
M22 = Momen Arah Y

Perhitungan jarak tulangan lentur didapatkan dengan cara *trial and error* antara Kapasitas Lentur Tereduksi (ϕM_n) dan Momen Ultimit (M_u) yang terjadi pada pelat. Kapasitas Lentur (M_n) ditinjau dari SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1 dengan rumus sebagai berikut:

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

Menghitung penulangan lentur pada pelat menggunakan seperti di bawah ini:

Tulangan Lapangan Bawah Arah-X

Momen Positif Mxx --> Tulangan Lapangan Bawah Arah Sumbu 1 (X)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	320
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / s$ [Analisis untuk per 1 m]		3.3333
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
$A_{s_{min}}$ ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	320.000
$A_{s_{min}}$ ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	302.400
Cek As min		As Pasang $\geq A_{s_{min}} ?$		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	17.790
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$A_s * f_y * (d - a/2)$	kN-m	38.789
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	20.929
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.013
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Terealisasi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	34.910
Momen Ultimit, M_u			kN-m	23.400
Cek Kapasitas		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.121 Tabel Tulangan Lapangan Bawah Arah - X Gedung Pameran

Kesimpulan: $\phi M_n = 34,910 \text{ kNm} > M_u = 23,400 \text{ kNm}$, digunakan D19-300

Tulangan Lapangan Bawah Arah-Y

Momen Positif M22 --> Tulangan Lapangan Bawah Arah Sumbu 2 (Y)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	320
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		3
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
$A_{s_{min}}$ ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	320.000
$A_{s_{min}}$ ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	302.400
Cek As min		As Pasang $\geq A_{s_{min}} ?$		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	17.790
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$A_s * f_y * (d - d_b - a/2)$	kN-m	31.606
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	20.929
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.013
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Terealisasi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	28.445
Momen Ultimit, M_u			kN-m	22.700
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.122 Tabel Tulangan Lapangan Bawah Arah - Y Gedung Pameran

Kesimpulan: $\phi M_n = 28,445 \text{ kNm} > M_u = 22,700 \text{ kNm}$, digunakan D19-300

Tulangan Tumpuan Atas Arah-X

Momen Negatif Mxx --> Tulangan Tumpuan Atas Arah Sumbu 1 (X)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	2 * t dan 450 mm	mm	320
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		3
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
As _{min} ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	320.000
As _{min} ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	302.400
Cek As _{min}		As Pasang \geq As _{min} ?		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	17.790
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - a/2)$	kN-m	38.789
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	20.929
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.013
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Tereeduksi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	34.910
Momen Ultimit, M_u			kN-m	31.800
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.123 Tabel Tulangan Tumpuan Atas Arah - X Gedung Pameran

Kesimpulan: $\phi M_n = 34,910$ kNm $>$ $M_u = 31,800$ kNm, digunakan D19-300

Tulangan Tumpuan Atas Arah-Y

Momen Negatif M22 --> Tulangan Tumpuan Atas Arah Sumbu 2 (Y)				
Spasi Tulangan, s		Input		250
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	2 * t dan 450 mm	mm	320
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		4
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	231.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	1134.115
As _{min} ($f_y < 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	320.000
As _{min} ($f_y \geq 420$ MPa)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_y) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	302.400
Cek As _{min}		As Pasang \geq As _{min} ?		OK
Tinggi Blok Beton, a	22.2.2.4.1	$As * f_y / (0.85 * f_c' * b)$	mm	21.348
Kapasitas Lentur, M_n	22.2.2.4.1	$As * f_y * (d - d_b - a/2)$	kN-m	37.120
Lokasi Garis Netral, c	22.2.2.4.1	a / β_1	mm	25.115
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	22.2.1.2, 22.2.2.1	$(d - c) / c * 0.003$		0.010
Faktor Reduksi, ϕ	Tabel 21.2.2	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$		0.900
Kapasitas Lentur Tereeduksi, ϕM_n		$\phi * M_n$	kN-m	33.408
Momen Ultimit, M_u			kN-m	29.300
Cek $\phi M_n > M_u$		$\phi M_n > M_u ?$		OK

Tabel 2.124 Tabel Tulangan Tumpuan Atas Arah - Y Gedung Pameran

Kesimpulan: $\phi M_n = 33,408 \text{ kNm} > M_u = 29,300 \text{ kNm}$, digunakan D19-250

Tulangan Minimum

Tulangan Minimum (untuk Tumpuan Bawah dan Lapangan Atas, Arah X dan Y)				
Spasi Tulangan, s		Input		300
Spasi Maksimum, s_{max}	8.7.2.2	$2 * t$ dan 450 mm	mm	320
Cek Spasi Maksimum		$s \leq s_{max} ?$		OK
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n		$b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]		3
d_b			mm	19
Jarak Bersih Antar Tulangan		$s - d_b$	mm	281.000
Cek Jarak Bersih	25.2.1	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm?		OK
Jumlah Lapis				2
As Pasang		$n * \pi / 4 * d_b^2$	mm ²	945.096
As _{min} ($f_y < 420 \text{ MPa}$)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$0.2\% * b * t$	mm ²	320.000
As _{min} ($f_y \geq 420 \text{ MPa}$)	7.6.1.1, 8.6.1.1	$(0.18\% * 420 / f_c) * b * t$ dan $0.14\% * b * t$	mm ²	302.400
Cek As _{min}		As Pasang \geq As _{min} ?		OK

Tabel 2.125 Tabel Tulangan Minimum Gedung Pameran

Tulangan minimum digunakan pada tumpuan bawah dan lapangan atas pada arah x dan y, sehingga dapat digunakan D19-300

Pelat Lantai Gedung Warehouse-Gudang

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L1	3000	mm
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L2	4000	mm
Tebal Pelat, t	150	mm
Diameter Tulangan, d_b	19	mm
Selimit Bersih, cc	20	mm
Tebal Efektif Penampang, d	120,5	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	MPa
Kuat Leleh Tulangan, f_y	400	MPa
Modulus Elastisitas Beton, E_c	25743	
β_1	0,8357	mm
λ	1	mm

Tabel 2.126 Tabel Properti Material Dan Penampang Warehouse

	Arah Bx	Arah By
Tulangan Tumpuan Atas	D19-300	D19-300
Tulangan Lapangan Bawah	D19-300	D19-300
Tulangan Minimum Tumpuan Bawah dan Lapangan Atas	D19-300	

Tabel 2.127 Tabel Rekap Hasil Perhitungan Warehouse

Pelat Lantai Gedung Musholla

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L1	6000	mm
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L2	3000	mm
Tebal Pelat, t	120	mm
Diameter Tulangan, db	13	mm
Selimit Bersih, cc	20	mm
Tebal Efektif Penampang, d	80,5	mm
Kuat Tekan Beton, fc'	25	MPa
Kuat Leleh Tulangan, fy	400	MPa
Modulus Elastisitas Beton, Ec	23500	
β_1	0,8500	mm
λ	1	mm

Tabel 2.128 Tabel Profil Material Dan Penampang Musholla

	Arah Bx	Arah By	
Tulangan Tumpuan Atas	D13-200	D13-200	
Tulangan Lapangan Bawah	D13-200	D13-200	
Tulangan Minimum Tumpuan Bawah dan Lapangan Atas	D13-200		
	Tulangan Lentur		
	Tulangan Bawah		
		Tulangan Atas	
	Tum. Arah X	Lap. Arah X	Lap. Arah Y
	Tum. Arah Y	Tum. Arah X	Tum. Arah Y
Gedung Pertunjukan	D19 - 350	D19 - 300	D19 - 300
Gedung Pameran	D19 - 350	D19 - 300	D19 - 300
Warehouse-Gudang	D19 - 300	D19 - 300	D19 - 300
Musholla	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200

Gambar 2.38 Rekapulasi Penulangan Pelat Dua Arah

2.11 Perancangan Tangga

Pada perancangan tangga denah ruang tangga diharuskan memiliki lebar bordes minimum adalah selebar tangga jadi lebar bordes adalah setengah lebar dari L1 atau lebar lantai. Dimana Tinggi Optrede (O) besarnya antara 150 mm sampai 200 mm, hal ini membuat jumlah anak tangga antar lantai adaah tinggi lantai dibagi dengan O ($ntg = \frac{hlt}{o}$). Sedapat mungkin besarnya O merupakan bilangan bulat. Besarnya antrede (A) ditentukan 280 mm atau 300mm sehingga lebar tangga Ltg adalah $(\frac{1}{2} \frac{hlt}{o} - 1) A$, sudut kemiringan sebuah tangga dapat dihitung dengan $\alpha = \tan^{-1} (\frac{o}{A})$ dan tebal pelat tangga diperkirakan (htg).

Perhitungan beban tangga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti berikut untuk beban pada tangga (qtg) seperti di bawah ini:

$$\text{Berat sendiri tangga} = \frac{htg}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{Berat anak tangga} = \frac{1}{2} O \times \text{berat volume beton} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{Berat railing} = (\text{diperkirakan}) \quad (\text{kN/m}^2)$$

Perhitungan beban pada bordes (qbd) dengan menggunakan persamaan seperti di bawah ini:

$$\text{Berat sendiri tangga} = htg \times \text{berat volume beton} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{Berat railing} = (\text{diperkirakan}) \quad (\text{kN/m}^2)$$

dengan kombinasi-kombinasi beban yang digunakan, sebagai berikut:

$$Mu = 1,4MDL$$

$$Mu = 1,2MDL + 1,6MLL$$

$$Vu = 1,4VDL$$

$$Vu = 1,2VDL + 1,6VLL$$

Pada perancangan tangga momen rencana (Mur) menghasilkan luas tulangan (Atg) dalam mm². Gaya geser rencana (Vur) digunakan untuk memeriksa ketebalan tangga (htg) dengan $Vc \geq Vur$ jika $Vc < Vur$ maka tebal tangga perlu diperbesar.

2.11.1 Tangga Gedung Pertunjukan Tipe 1

Properti material dan penampang

$$\text{Lebar lantai (L1)} \quad : 6,25 \quad \text{m}$$

$$\text{Tinggi optrede (O)} \quad : 0,18 \quad \text{m}$$

$$\text{Tinggi lantai (Het)} \quad : 2.1 \quad \text{m}$$

$$\text{Jumlah anak tangga} \quad : 12 \quad \text{buah}$$

$$\text{Lebar antrede (A)} \quad : 1 \quad \text{m}$$

$$\text{Sudut miring tangga } (\alpha) \quad : 10.2 \quad ^\circ$$

$$\text{Tebal pelat tangga (H_{tg})} \quad : 150 \quad \text{mm}$$

$$\text{Berat volume beton} \quad : 24 \quad \text{kN}$$

Berat volume ubin : 21 kN

Pembebanan

Beban tangga (qtg) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga = 3,658 kN/m²

Berat anak tangga = 2,160 kN/m²

Berat sendiri ubin dan spesi = 1,050 kN/m²

Berat *railing* = 1 kN/m²

Total beban tangga = 7.868 kN/m²

Berat hidup (LL) yang ditentukan adalah 4,79 kN/m²

Digunakan kombinasi pembebanan dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$M_{ur} = 25,4$ kNm

$V_{ur} = 27,3$ kNm

Penulangan Tangga Tumpuan

$M_{ux} = 0,5 \times 25,4$
 $= 12,7$ kNm

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733$ mm²)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266$ mm²)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa

Fy tulangan susut : 400 Mpa

F'c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimut beton : 20 mm

htg : 150 mm

$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$
 $= 0,84$

ds
 $= 150 - 20(13/2) / 1000$
 $= 0,124$ m

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 12,7}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,00231$$

$$\text{As. min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. perlu} = 0,00231 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 285,65 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{300}$$

$$= 442 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 400 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 104,975 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 104,975$$

$$= 78,731 \text{ kNm} > 27,3 \text{ kNm (V}_{ur})$$

Tulangan susut:

$$\text{As. min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

Penulangan Tangga Lapangan

$$\text{Mux} = 0,8 \times 25,4$$

$$= 20,32 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 (As = 132,733 mm²)

Tulangan susut : P8 (As = 50,266 mm²)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa

Fy tulangan susut : 400 Mpa

F'c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimut beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$$

$$= 0,84$$

$$d_s = 150 - 20(13/2) / 1000$$

$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 20,32}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,0037$$

$$\text{As. min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. perlu} = 0,0037 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 457 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{457}$$

$$= 290 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 250 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 104,975 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 104,975$$

$$= 78,731 \text{ kNm} > 27,3 \text{ kNm (V}_{ur}\text{)}$$

Tulangan susut:

$$\text{As. min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 – 150

2.11.2 Tangga Gedung Pertunjukan Tipe 2

Properti material dan penampang

Lebar lantai (L1)	: 3,1	m
Tinggi optrede (O)	: 0,18	m
Tinggi lantai (H _{et})	: 1	m
Jumlah anak tangga	: 6	buah
Lebar antrede (A)	: 1	m
Sudut miring tangga (α)	: 10,2°	
Tebal pelat tangga (H _{tg})	: 150	mm
Berat volume beton	: 24	kN
Berat volume ubin	: 21	kN

Pembebanan

Beban tangga (qtg) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 3,658	kN/m ²
Berat anak tangga	= 2,160	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,050	kN/m ²
Berat <i>railing</i>	= 1	kN/m ²
Total beban tangga	= 7.868	kN/m ²

Berat hidup (LL) yang ditentukan adalah 4,79 kN/m²

Digunakan kombinasi pembebanan dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$$M_{ur} = 15,4 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 67,5 \text{ kNm}$$

Penulangan Tangga Tumpuan

$$M_{ux} = 0,5 \times 15,4$$

$$= 7,7 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 (As = 132,733 mm²)

Tulangan susut : P8 (As = 50,266 mm²)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa

Fy tulangan susut : 400 Mpa

F'c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimit beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$$

$$= 0,84$$

$$d_s = 150 - 20(13/2) / 1000$$

$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 7,7}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,0014$$

$$As. \text{ min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$As. \text{ perlu} = 0,0014 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 173,19 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{300}$$

$$= 442 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 400 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 114,994 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 114,994$$

$$= 86,2 \text{ kNm} > 67,5 \text{ kNm} (V_{ur})$$

Tulangan susut:

$$As. \text{ min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

Penulangan Tangga Lapangan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,8 \times 15,4 \\ &= 12,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266 \text{ mm}^2$)

F_y tulangan pokok : 400 Mpa

F_y tulangan susut : 400 Mpa

F'_c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimut beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_s &= 150 - 20(13/2) / 1000 \\ &= 0,124 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 12,32}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right] \\ &= 0,00224 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,002 \times 1000 \times 150 \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0,00224 \times 1000 \times 124^2 \\ &= 277,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{300} \\ &= 479 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 450 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$\begin{aligned}
 &= 114,994 \text{ kNm} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 114,994 \\
 &= 86,2 \text{ kNm} > 67,5 \text{ kNm} (V_{ur})
 \end{aligned}$$

Tulangan susut:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= 300 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300} \\
 &= 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan P8 - 150

2.11.3 Tangga Gedung Pertunjukan Tipe 3

Properti material dan penampang

Lebar lantai (L1)	: 5,5	m
Tinggi optrede (O)	: 0,18	m
Tinggi lantai (H _{et})	: 5	m
Jumlah anak tangga	: 28	buah
Lebar antrede (A)	: 0,28	m
Sudut miring tangga (α)	: 32.74	°
Tebal pelat tangga (H _{tg})	: 150	mm
Berat volume beton	: 24	kN
Berat volume ubin	: 21	kN

Pembebanan

Beban tangga (qtg) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 4,28	kN/m ²
Berat anak tangga	= 2,160	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,050	kN/m ²
Berat <i>railing</i>	= 1	kN/m ²
Total beban tangga	= 8,49	kN/m ²

Beban tangga (qbd) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 3,6	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,05	kN/m ²

$$\begin{aligned} \text{Berat railing} &= 1 \quad \text{kN/m}^2 \\ \text{Total beban tangga} &= 5,65 \quad \text{kN/m}^2 \\ \text{Berat hidup (LL) yang ditentukan} &\text{ adalah } 4,79 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Digunakan kombinasi pembebanan dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$$M_{ur} = 10,7 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 15,1 \text{ kNm}$$

Penulangan Tangga Tumpuan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,5 \times 10,7 \\ &= 5,35 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan:

$$\text{Tulangan pokok} : \text{D13 (As = 132,733 mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tulangan susut} : \text{P8 (As = 50,266 mm}^2\text{)}$$

$$f_y \text{ tulangan pokok} : 400 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ tulangan susut} : 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c : 30 \text{ Mpa}$$

$$B : 1 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton} : 20 \text{ mm}$$

$$h_{tg} : 150 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$$

$$= 0,84$$

$$d_s = 150 - 20(13/2) / 1000$$

$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 5,35}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,001$$

$$\text{As. min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. perlu} = 0,001 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 120,33 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{300}$$

$$= 442 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 400 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 114,994 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 114,994$$

$$= 86,2 \text{ kNm} > 15,1 \text{ kNm (V}_{ur})$$

Tulangan susut:

$$A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

Penulangan Tangga Lapangan

$$M_{ux} = 0,8 \times 15,1$$

$$= 8,56 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266 \text{ mm}^2$)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa

Fy tulangan susut : 400 Mpa

F'c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimut beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$$

$$= 0,84$$

$$d_s = 150 - 20(13/2) / 1000$$

$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 8,56}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,0016$$

$$\text{As. min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. perlu} = 0,0016 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 192,53 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{300}$$

$$= 440 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 400 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 114,994 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 114,994$$

$$= 86,2 \text{ kNm} > 15,1 \text{ kNm (V}_{ur}\text{)}$$

Tulangan susut:

$$\text{As. min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

2.11.4. Tangga Gedung Pertunjukan Tipe 4

Properti material dan penampang

Lebar lantai (L1) : 6,3 m

Tinggi optrede (O) : 0,18 m

Tinggi lantai (Het) : 5 m

Jumlah anak tangga : 28 buah

Lebar antrede (A) : 0,28 m

Sudut miring tangga (α)	: 32.74 °
Tebal pelat tangga (H_{tg})	: 150 mm
Berat volume beton	: 24 kN
Berat volume ubin	: 21 kN

Pembebanan

Beban tangga (qtg) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 4,28	kN/m ²
Berat anak tangga	= 2,160	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,050	kN/m ²
Berat <i>railing</i>	= 1	kN/m ²
Total beban tangga	= 8,49	kN/m ²

Beban tangga (qbd) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 3,6	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,05	kN/m ²
Berat <i>railing</i>	= 1	kN/m ²
Total beban tangga	= 5,65	kN/m ²

Berat hidup (LL) yang ditentukan adalah 4,79 kN/m²

Digunakan kombinasi pembebanan dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$$M_{ur} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 55,2 \text{ kNm}$$

Penulangan Tangga Tumpuan

$$M_{ux} = 0,5 \times 37,9$$

$$= 18,95 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266 \text{ mm}^2$)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa

Fy tulangan susut : 400 Mpa

$$F'_c : 30 \text{ Mpa}$$

$$B : 1 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton} : 20 \text{ mm}$$

$$\text{htg} : 150 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$$
$$= 0,84$$

$$d_s = 150 - 20(13/2) / 1000$$
$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 18,95}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$
$$= 0,00345$$

$$\text{As. min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$
$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. perlu} = 0,00345 \times 1000 \times 124^2$$
$$= 426,23 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{426,23}$$
$$= 311 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 300 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$
$$= 114,994 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 114,994$$
$$= 86,2 \text{ kNm} > 55,2 \text{ kNm (V}_{ur}\text{)}$$

Tulangan susut:

$$\text{As. min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$
$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

Penulangan Tangga Lapangan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,8 \times 37,9 \\ &= 30,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266 \text{ mm}^2$)

F_y tulangan pokok : 400 Mpa

F_y tulangan susut : 400 Mpa

F'_c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimit beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_s &= 150 - 20(13/2) / 1000 \\ &= 0,124 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 30,32}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right] \\ &= 0,0055 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s. \text{ min} &= 0,002 \times 1000 \times 150 \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s. \text{ perlu} &= 0,0055 \times 1000 \times 124^2 \\ &= 681,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{681,96} \\ &= 195 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 150 mm

Cek gaya geser:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124 \\ &= 114,994 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 114,994 \\ &= 86,2 \text{ kNm} > 55,2 \text{ kNm (} V_{ur} \text{)}\end{aligned}$$

Tulangan susut:

$$A_s. \text{ min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

2.11.5 Tangga Gedung Pertunjukan Tipe 5

Properti material dan penampang

Lebar lantai (L1) : 6,3 m

Tinggi optrede (O) : 0,18 m

Tinggi lantai (H_{et}) : 5 m

Jumlah anak tangga : 28 buah

Lebar antrede (A) : 0,28 m

Sudut miring tangga (α) : 32.74 °

Tebal pelat tangga (H_{tg}) : 150 mm

Berat volume beton : 24 kN

Berat volume ubin : 21 kN

Pembebanan

Beban tangga (qtg) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga = 4,28 kN/m²

Berat anak tangga = 2,160 kN/m²

Berat sendiri ubin dan spesi = 1,050 kN/m²

Berat railing = 1 kN/m²

Total beban tangga = 8,49 kN/m²

Beban tangga (qbd) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga = 3,6 kN/m²

Berat sendiri ubin dan spesi = 1,05 kN/m²
 Berat railing = 1 kN/m²
 Total beban tangga = 5,65 kN/m²
 Berat hidup (LL) yang ditentukan adalah 4,79 kN/m²

Digunakan kombinasi pembebanan dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$M_{ur} = 55,5$ kNm
 $V_{ur} = 79,7$ kNm

Penulangan Tangga Tumpuan

$M_{ux} = 0,5 \times 55,5$
 $= 18,95$ kNm

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733$ mm²)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266$ mm²)

f_y tulangan pokok : 400 Mpa

f_y tulangan susut : 400 Mpa

f'_c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimut beton : 20 mm

htg : 150 mm

$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$
 $= 0,84$

ds
 $= 150 - 20(13/2) / 1000$
 $= 0,124$ m

Perhitungan:

$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 55,5}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$
 $= 0,005$

As. min
 $= 0,002 \times 1000 \times 150$
 $= 300$ mm²

$$\begin{aligned} \text{As. perlu} &= 0,005 \times 1000 \times 124^2 \\ &= 624,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{624,15} \\ &= 213 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 200 mm

Cek gaya geser:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124 \\ &= 114,994 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 114,994 \\ &= 86,2 \text{ kNm} > 79,7 \text{ kNm (V}_{ur}\text{)} \end{aligned}$$

Tulangan susut:

$$\text{As. min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300} \\ &= 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan P8 - 150

Penulangan Tangga Lapangan

$$\begin{aligned} \text{Mux} &= 0,8 \times 55,5 \\ &= 44,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 (As = 132,733 mm²)

Tulangan susut : P8 (As = 50,266 mm²)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa

Fy tulangan susut : 400 Mpa

F'c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimut beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$ds = 150 - 20 (13/2) / 1000$$

$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 44,4}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,008$$

$$\text{As. min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As. perlu} = 0,008 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 998,65 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{998,65}$$

$$= 133 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 100 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 114,994 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 114,994$$

$$= 86,2 \text{ kNm} > 79,7 \text{ kNm (V}_{ur})$$

Tulangan susut:

$$\text{As. min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

2.11.6 Tangga Gedung Pameran

Properti material dan penampang

Lebar lantai (L1) : 2,9 m

Tinggi optrede (O) : 0,18 m

Tinggi lantai (H_{et})	: 5	m
Jumlah anak tangga	: 28	buah
Lebar antrede (A)	: 0,28	m
Sudut miring tangga (α)	: 32.74	°
Tebal pelat tangga (H_{tg})	: 150	mm
Berat volume beton	: 24	kN
Berat volume ubin	: 21	kN

Pembebanan

Beban tangga (qtg) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 4,28	kN/m ²
Berat anak tangga	= 3,360	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,050	kN/m ²
Berat <i>railing</i>	= 1	kN/m ²
Total beban tangga	= 9,69	kN/m ²

Beban tangga (qbd) didapatkan, sebagai berikut:

Berat sendiri tangga	= 3,6	kN/m ²
Berat sendiri ubin dan spesi	= 1,05	kN/m ²
Berat <i>railing</i>	= 1	kN/m ²
Total beban tangga	= 5,65	kN/m ²

Berat hidup (LL) yang ditentukan adalah 4,79 kN/m²

Digunakan kombinasi pembebanan dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$$M_{ur} = 24 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 32,6 \text{ kNm}$$

Penulangan Tangga Tumpuan

$$M_{ux} = 0,5 \times 24$$

$$= 12 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266 \text{ mm}^2$)

Fy tulangan pokok : 400 Mpa
 Fy tulangan susut : 400 Mpa
 F'c : 30 Mpa
 B : 1 m
 Selimut beton : 20 mm
 htg : 150 mm

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7}$$

$$= 0,84$$

$$d_s = 150 - 20(13/2) / 1000$$

$$= 0,124 \text{ m}$$

Perhitungan:

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 12}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right]$$

$$= 0,0023$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,0023 \times 1000 \times 124^2$$

$$= 284,11 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{300}$$

$$= 442 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 400 mm

Cek gaya geser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124$$

$$= 114,994 \text{ kNm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 114,994$$

$$= 86,2 \text{ kNm} > 32,4 \text{ kNm (V}_{ur})$$

Tulangan susut:

$$A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300}$$

$$= 160 \text{ mm}$$

Digunakan P8 - 150

Penulangan Tangga Lapangan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,8 \times 24 \\ &= 19,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan:

Tulangan pokok : D13 ($A_s = 132,733 \text{ mm}^2$)

Tulangan susut : P8 ($A_s = 50,266 \text{ mm}^2$)

f_y tulangan pokok : 400 Mpa

f_y tulangan susut : 400 Mpa

f'_c : 30 Mpa

B : 1 m

Selimit beton : 20 mm

htg : 150 mm

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_s &= 150 - 20(13/2) / 1000 \\ &= 0,124 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 19,2}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 124^2}} \right] \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,002 \times 1000 \times 150 \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0,0036 \times 1000 \times 124^2 \\ &= 454,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{454,57} \\ &= 292 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan D13 – 250 mm

Cek gaya geser:

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1 \times 0,124 \\
 &= 114,994 \text{ kNm} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 114,994 \\
 &= 86,2 \text{ kNm} > 32,6 \text{ kNm} (V_{ur})
 \end{aligned}$$

Tulangan susut:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= 300 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300} \\
 &= 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan P8 - 150

2.12 Perancangan Corewall Lift

Corewall adalah struktur dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung, yang berfungsi sebagai poros *lift* dan penguat dan penompang kekakuan dari struktur bangunan. Perancangan dinding struktural diatur dalam SNI 2847:2019, dengan pasal, sebagai berikut:

- Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh lebih dari 450 mm. (18.10.2.1)
- Rasio tulangan badan terdistribusi tidak boleh kurang dari 25%. (18.10.2.1)
- Nilai rasio h_w/l_w yang digunakan untuk menghitung V_n pada segmen-segmen dinding harus lebih besar dari rasio h_w/l_w untuk segmen dinding yang ditinjau. (18.10.4.2)
- Dinding harus memiliki tulangan geser terdistribusi dalam dua arah orthogonal pada bidang dinding. Jika h_w/l_w tidak melebihi 2,0, rasio tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari rasio tulangan transversal. (18.20.4.3)
- V_n dinding struktural tidak boleh melebihi $A_{cv} (\alpha_c * f_c^{0.5} + \rho_t * f_y)$ dimana koefisien α_c adalah 0,25 untuk $h_w/l_w \geq 2$, dan bervariasi secara linier antara 0,25 dan 0,17 untuk h_w/l_w antara 1,5 dan 2,0. (18.10.4.1)
- Untuk semua segmen vertikal dinding yang secara bersama menahan gaya

lateral, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari $0.66 A_{cv} f_c^{0.5}$, dimana A_{cv} adalah luas bruto penampang dinding yang dibatasi tebal badan dan panjang penampang. Untuk masing-masing segmen vertikal dinding individu, V_n tidak boleh lebih besar dari $0.083 A_{cw} f_c^{0.5}$, dimana A_{cw} adalah luas penampang segmen vertikal dinding individu yang ditinjau. (18.10.4.4)

Didapatkan gaya dalam sebagai berikut:

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	-312.88	0.679	2.011
P Min	-14403.98	-69,38	-587,652
M2 Max	-8192,87	19363,27	6792,13
M2 Min	-6454,785	-13927,99	-7530,716
M3 Max	-8184	7432.98	18163.2
M3 Min	-12276.1	-7258.75	-6446.619
Geser			
V2 (kN)	1163.93		
V3 (kN)	713.1		

Tabel 2.129 Tabel *Output* Gaya Dalam Pada Lift

Diketahui data yang ditentukan sebagai berikut:

Properti Material dan Penampang		
Tebal Dinding Geser, t_w	200	mm
Panjang (As ke As), L	4500	mm
Diameter Kolom, D_k	600	mm
Jari-jari Kolom, r_k	300	mm
Tinggi Dinding Geser Total, h_w	24000	mm
Diameter Tulangan Longitudinal Badan, d_l	22	mm
Diameter Tulangan Transversal Badan, d_t	16	mm
Diameter Tulangan Kolom, d_b	25	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	30	MPa
Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y	400	MPa

Tabel 2.130 Properti Material dan Penampang Lift

Menentukan rasio tulangan minimum dan jumlah lapis pada dinding struktur:

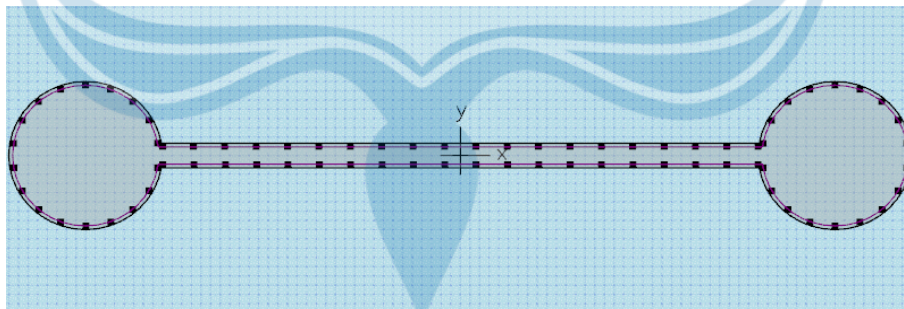
Kebutuhan Tulangan Minimum				
ϕ				0.75
Gaya Geser, V_u / ϕ			N	1551907
Batas Zona 1	18.10.2	$0.083 A_{cv} f_c^{0.5}$	N	463702
Batas Zona 2	18.10.2	$0.17 A_{cv} f_c^{0.5}$	N	949751
Kesimpulan Zona				Zona 3
Rasio Tul. Longitudinal Minimum, ρ_{Lmin}	18.10.2, 18.10.4.3	Fungsi Zona dan h_w/L_w		0.25%
Rasio Tul. Transversal Minimum, ρ_{Tmin}	18.10.2	Fungsi Zona		0.25%
Perlu 2 Lapis Tulangan?	18.10.2	Zona 3 atau $h_w/L_w >= 2$?		Perlu
Jumlah Lapis Tulangan Pakai, n_{lapis}				2

Tabel 2.131 Kebutuhan Tulangan Minimum *Corewall*

Pengecekan tulangan yang dipakai terhadap gaya dalam yang terjadi menggunakan aplikasi *SpColoumn*:

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (SP Column)				
Bagian Badan				
Spasi Tulangan Longitudinal, s			mm	250
Cek Spasi Tulangan Maksimum	18.10.2	$s \leq 450 \text{ mm?}$		OK
Rasio Tulangan Longitudinal, ρ_l	R18.10.6.5	$n_{lapis} * (\pi/4 * d_l^2) / (t_w * s)$		1.521%
Cek Rasio Tulangan Minimum		$\rho_l \geq \rho_{Lmin} ?$		OK
Bagian Kolom				
Jumlah Tulangan per Kolom, n				18
Rasio Tulangan Kolom, ρ		$n * (\pi/4 * d_b^2) / (\pi * r^2)$		3.125%
Cek Rasio Tulangan Kolom		$1\% \leq \rho \leq 6\% ?$		OK

Tabel 2.132 Tulangan Yang Dipakai Pada *Corewall*



Gambar 2.39 Pemodelan Dinding dan Kolom Pada *SpColoumn*

Pengecekan gaya geser yang terjadi pada *corewall*:

Pengecekan Kapasitas Geser				
h_w / L_w				4.7059
α_c	18.10.4.1	Fungsi h_w / L_w		0.17
Spasi Tulangan Transversal, s			mm	450
Cek Spasi Tulangan Maksimum	18.10.2	$s \leq 450 \text{ mm?}$		OK
Rasio Tulangan Longitudinal, ρ_t	R18.10.6.5	$\rho_{t\text{apipis}} * (\pi/4 * d_t^2) / (t_w * s)$		0.447%
Cek Rasio Tulangan Minimum		$\rho_t \geq \rho_{t\text{min}} ?$		OK
Kuat Geser Dinding, V_n	18.10.4.1	$A_{cv} (\alpha_c * f_c^{0.5} + \rho_t * f_y)$	N	2772712
Batas Kuat Geser, $V_{n\text{max}}$	18.10.4.4	$0.66 A_{cv} f_c^{0.5}$	N	3687268
Kuat Geser Pakai, $V_{n\text{pakai}}$		$\min(V_n; V_{n\text{max}})$	N	2772712
Cek Kapasitas Geser		$V_{n\text{pakai}} \geq V_u / \phi ?$		OK

Tabel 2.133 Pengecekan Kapasitas Geser

Pengecekan kebutuhan elemen batas khusus diatur dalam Pasal 18.16.6.2, Pasal 18.16.6.3, Pasal 18.16.6.4, seperti di bawah ini:

Pengecekan Kebutuhan Elemen Batas Khusus				
Displacement-Based Method				
Panjang Zona Tekan, c	18.10.6.4	Input (nilai terbesar)	mm	1123
δ_u / h_w	18.10.6.2 (0.005)	$\max(\delta_u / h_w; 0.005)$		0.005
Perlu Elemen Batas Khusus?	18.10.6.2 (1.5 δ_u)	$c \geq L_w / [600 * (1.5 \delta_u / h_w)]$		Tidak Perlu
$c - 0.1 L_w$	18.10.6.4		mm	613
c/2	18.10.6.4		mm	561.5
$h_c + 300$	18.10.6.4		mm	900
Panjang Elemen Batas Khusus, L_{BE}	18.10.6.4	$\max(c - 0.1 L_w; c/2; h_c + 300)$	mm	900
$M_u / (4 V_u)$			mm	3901.266
Tinggi Elemen Batas Khusus, h_{BE}	18.10.6.2	$\max(L_w; M_u / 4 V_u)$	mm	5100
Strength-Based Method				
Luas Penampang Total, A_g			mm ²	1345486.678
Inersia Penampang, I_g		$1/12 * t_w * I_n^3 + 2 * [1/12 * b_k * h_k^3 + b_k * h_k * (L/2)^2]$	mm ⁴	2.82E+12
Tegangan Kondisi 1		$P_u / A_g + (M_u / I_g * L / 2)$	MPa	0.234
Tegangan Kondisi 2		$P_u / A_g + (M_u / I_g * L / 2)$	MPa	11.174
Tegangan Kondisi 3		$P_u / A_g + (M_u / I_g * L / 2)$	MPa	11.505
Tegangan Kondisi 4		$P_u / A_g + (M_u / I_g * L / 2)$	MPa	10.802
Tegangan Kondisi 5		$P_u / A_g + (M_u / I_g * L / 2)$	MPa	20.564
Tegangan Kondisi 6		$P_u / A_g + (M_u / I_g * L / 2)$	MPa	14.264
Tegangan Maksimum		$\max(\text{Tegangan Kondisi 1-6})$	MPa	20.564
Batas Tegangan	18.10.6.3	$0.2 f_c'$	MPa	6.000
Perlu Elemen Batas Khusus?	18.10.6.3	Tegangan $> 0.2 f_c' ?$		Perlu
Tinggi Elemen Batas Khusus, h_{BE}	18.10.6.3	$h_w - (0.15 f_c' / \text{Tegangan}) * h_w$	mm	18748

Tabel 2.134 Pengecekan Kebutuhan Elemen Batas Khusus

Berdasarkan *Strength Based Method*, tulangan yang akan dipasang di sepanjang elemen batas khusus, dengan panjang 900 mm dan tinggi 18748 mm, dengan detail penulangan sebagai berikut,

Penulangan elemen batas khusus daerah kolom:

Penulangan Elemen Batas Khusus				
Daerah Kolom				
Selimit Beton, c_c			mm	30
Diameter Confinement, d_s			mm	13
Jumlah Kaki Sejajar Lebar Kolom, n_1				4
Jumlah Kaki Sejajar Panjang Kolom, n_2				4
Spasi, s			mm	100
$A_{sh} 1$		$n * \pi / 4 * d_s^2$	mm ²	530.929
$A_{sh} 2$		$n * \pi / 4 * d_s^2$	mm ²	530.929
$A_{sh} / s, 1$			mm ² / mm	5.309
$A_{sh} / s, 2$			mm ² / mm	5.309
Lebar Penampang Inti Beton, b_c	R18.10.6.4.1	$b_k - 2c_c$	mm	240
Panjang Penampang Inti Beton, h_c	R18.10.6.4.1	$h_k - 2c_c$	mm	540
Luas Penampang Kolom, A_g		$b_k * h_k$	mm ²	180000
Luas Penampang Inti Beton, A_{ch}		$b_c * h_c$	mm ²	129600
Sejajar Lebar Kolom				
A_{sh}/s min, 1	Tabel 18.10.6.4	$0.3 (h_c * f_c' / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	mm ²	4.725
A_{sh}/s min, 2	Tabel 18.10.6.4	$0.09 * h_c * f_c' / f_y$	mm ²	3.645
Cek A_{sh}/s 2		$A_{sh}/s 1 \geq A_{sh}/s$ min ?		OK
Sejajar Panjang Kolom				
A_{sh}/s min, 1	Tabel 18.10.6.4	$0.3 (b_c * f_c' / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	mm ²	2.100
A_{sh}/s min, 2	Tabel 18.10.6.4	$0.09 * b_c * f_c' / f_y$	mm ²	1.620

Tabel 2.135 Penulangan EBK Pada Daerah Kolom

Penulangan elemen batas khusus daerah badan:

Daerah Badan				
Selimit Beton, c_c			mm	30
Diameter Confinement, d_s			mm	13
Jumlah Kaki Sejajar Dinding, n_1				4
Jumlah Kaki Tegak Lurus Dinding, n_2				5
Spasi, s			mm	150
$A_{sh} 1$		$n * \pi / 4 * d_s^2$	mm ²	530.929
$A_{sh} 2$		$n * \pi / 4 * d_s^2$	mm ²	663.661
$A_{sh} / s, 1$			mm ² / mm	3.540
$A_{sh} / s, 2$			mm ² / mm	4.424
Panjang Daerah EBK Badan, b		LBE - h_k	mm	300
Lebar Daerah EBK (Tebal Dinding), h		tw	mm	200
Lebar Penampang Inti Beton, b_c	R18.10.6.4.1	$b - 2c_c$	mm	240
Panjang Penampang Inti Beton, h_c	R18.10.6.4.1	$h - 2c_c$	mm	140
Luas Penampang Kolom, A_g		$b * h$	mm ²	60000
Luas Penampang Inti Beton, A_{ch}		$b_c * h_c$	mm ²	33600
Sejajar Dinding				
A_{sh}/s min, 1	Tabel 18.10.6.4	$0.3 (h_c * f'_c / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	mm ²	2.475
A_{sh}/s min, 2	Tabel 18.10.6.4	$0.09 * h_c * f'_c / f_y$	mm ²	0.945
Cek A_{sh}/s 2		$A_{sh}/s 1 \geq A_{sh}/s$ min ?		OK
Tegak Lurus Dinding				
A_{sh}/s min, 1	Tabel 18.10.6.4	$0.3 (b_c * f'_c / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	mm ²	4.243
A_{sh}/s min, 2	Tabel 18.10.6.4	$0.09 * b_c * f'_c / f_y$	mm ²	1.620
Cek A_{sh}/s 1		$A_{sh}/s 2 \geq A_{sh}/s$ min ?		OK

Tabel 2.136 Penulangan EBK Pada Daerah Badan

Dengan rekaptulasi yang didapatkan seperti dibawah ini:

Tulangan Kolom	
Longitudinal	18 D25
Transversal (Sejajar Lebar)	4 D13-100
Transversal (Sejajar Panjang)	4 D13-100
Tulangan Badan	
Longitudinal	2 D22-250
Transversal	2 D16-450
Confinement EBK (Sejajar Lebar)	4 D13-150
Confinement EBK (Sejajar Panjang)	5 D13-150

Tabel 2.137 Rekaptulasi Tulangan *Corewall*