

BAB II

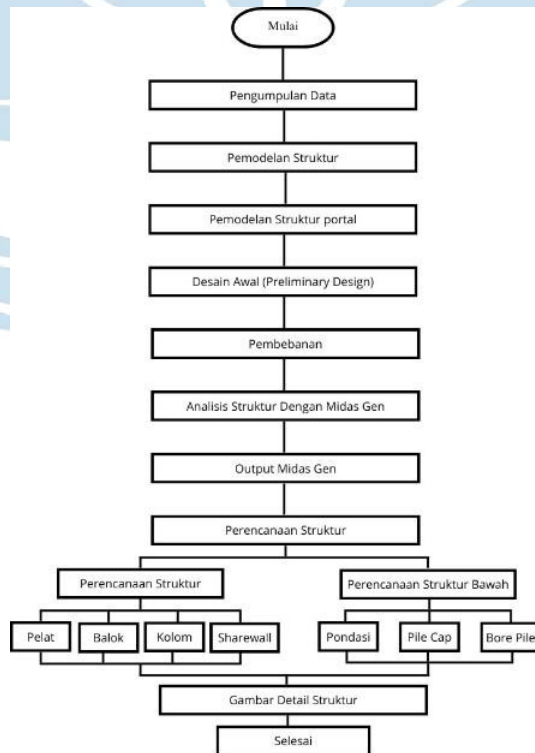
PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Deskripsi Umum Struktur Bangunan

Gedung Perkuliahan yang direncanakan untuk dibangun ini memiliki 8 lantai. Gedung perkuliahan di Yogyakarta difungsikan sebagai tempat administrasi akademik, unit bisnis, ruang kelas, ruang dosen, dan amphitheater untuk mendukung kegiatan di perguruan tinggi.

Pada bab ini diuraikan perhitungan desain struktur Gedung Perkuliahan 8 lantai di Yogyakarta dan Analisis Manajemen Rekayasa Konstruksi. Struktur ini di rancang dengan menerapkan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Flowchart berikut menggambarkan tahapan utama dalam perencanaan struktur, mulai dari pengumpulan data teknis dan beban rencana, analisis struktur, pemodelan, hingga verifikasi dan penyesuaian desain akhir.



Gambar 2. 1 Flowchart Perencanaan Struktur

2.2 Spesifikasi Material Struktur

Pada perancangan struktur Gedung Perkuliahan di Yogyakarta, material yang digunakan memiliki spesifikasi sebagai berikut.

1. Beton

- Beton setelah 28 hari, kekuatan tekan $F_c' = 30 \text{ MPa}$ (untuk struktur atas)
- Modulus elastis beton, $E_c = 4700\sqrt{F_c'} = 4700\sqrt{30} = 25,743 \text{ MPa}$

2. Baja Tulangan

- Untuk baja tulangan dengan $D > 12 \text{ mm}$, digunakan baja tulangan ulir (*deform*) dengan tegangan leleh, $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Baja tulangan dengan $D < 12 \text{ mm}$, digunakan baja tulangan ulir (*deform*) dengan tegangan leleh, $f_y = 280 \text{ MPa}$

2.3 Preliminary Design

2.3.1 Balok Induk

Komponen struktural utama yang menghubungkan dua kolom dan memindahkan beban langsung ke kolom adalah balok utama.. Perhitungan awal untuk ukuran dimensi balok induk merujuk pada Tabel 9.3.1.1 dalam SNI 2847:2019 tentang tinggi minimum balok non-prategang. Berdasarkan pedoman tersebut, dimensi perkiraan tinggi dan lebar balok induk adalah:

$$H = \frac{L}{15} \text{ dan } B = \frac{H}{2}$$

Dimana H adalah tinggi balok, B adalah lebarnya, dan L adalah panjang bentangnya.. Hasil perhitungan desain awal balok induk dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Hasil Preliminary Balok Induk

Panjang Bentang L (mm)	Lebar Balok B (mm)	Tinggi Balok, H (mm)	Dimensi yang digunakan
8000	267	533	600 × 300
7000	233	467	500 × 250
6000	200	400	400 × 200

4000	133	267	250 × 150
------	-----	-----	-----------

Dari hasil perhitungan preliminary yang disajikan dalam tabel diatas, digunakan Balok induk (B1) = 600 × 300 mm, Balok Induk (B2) = 500 × 250 mm.

2.3.2 Balok Anak

Komponen struktur yang menghubungkan dua balok utama disebut balok anak. Tugas balok anak adalah segera memindahkan beban dari pelat ke balok utama. Balok diasumsikan sebagai balok dengan tumpuan sederhana pada perhitungan pertama yang didasarkan pada Tabel 9.3.1.1 SNI 2847:2019. Perhitungan ini menghasilkan perkiraan tinggi dan lebar balok sebagai berikut:

$$H = \frac{L}{16} \text{ dan } B = \frac{H}{2}$$

Dimana H, B, dan L masing-masing mewakili tinggi, lebar, dan panjang bentang balok. Tabel 2.2 mencantumkan hasil desain asli balok balok untuk setiap lantai.

Tabel 2. 2 Hasil Preliminary Balok Anak

Panjang Bentang L (mm)	Lebar Balok B (mm)	Tinggi Balok, H (mm)	Dimensi yang digunakan
8000	190	381	400 × 200
7000	167	333	300 × 200
6000	143	286	300 × 150
4000	95	190	200 × 100
2500	60	119	500 × 250

Dari hasil perhitungan preliminary yang disajikan dalam tabel diatas, digunakan Balok anak (BA1) = 400 × 200 mm.

2.3.3 Kolom

Komponen struktur vertikal yang disebut kolom digunakan untuk memindahkan beban ke pondasi. Teknik luas anak sungai digunakan untuk menghitung kolom pertama. Ruang terluas di semua lantai dipilih sebagai area upeti. Area yang dipilih berukuran 8000 mm kali 8000 mm. Beban terfaktor (Pu)

kemudian diperoleh dengan menghitung beban mati dan beban hidup pada masing-masing lantai. Lantai 1 dan 2 merupakan fokus utama perhitungan beban terfaktor tahap pertama. Perhitungan berikut dapat digunakan untuk menentukan luas kolom yang diperlukan setelah beban terfaktor telah ditentukan:

$$A = \frac{3 \cdot Pu}{0,85 \cdot f'c'}$$

Luas penampang kolom dinotasikan dengan A, beban terfaktor dengan Pu, dan kuat tekan beton dengan f'c. Ketika kolom dikenai beban aksial murni, rumus ini digunakan. Perhitungan luas anak sungai dilakukan di lantai satu. Prosedur perhitungannya dilakukan sebagai berikut, dengan asumsi nilai f'c sebesar 30 MPa dan taksiran dimensi kolom 800 x 800 mm:

Lantai 2

Beban Mati (DL)

Kolom	$= 3,75 \times 0,8 \times 0,8 \times 24$	$= 57,6$	kN
Balok B1	$= 8 \times 8 \times 0,6 \times 0,3 \times 24$	$= 276,48$	kN
Balok B2	$= 8 \times 8 \times 0,5 \times 0,25 \times 24$	$= 192$	kN
Plat Lantai	$= 8 \times 8 \times 0,125 \times 24$	$= 192$	kN
Pasir	$= 8 \times 8 \times 0,3 \times 18$	$= 460,8$	kN
Spesi	$= 8 \times 8 \times 0,3 \times 21$	$= 403,2$	kN
Plafond+penggantung	$= 8 \times 8 \times 0,18$	$= 11,52$	kN
Ubin	$= 8 \times 8 \times 0,1 \times 21$	$= 134,4$	kN
Total (DL)		= 1670,4	kN

Beban Hidup (LL)

LL	$= 4,79 \times 8 \times 8$	$= 306,56$	kN
Total (LL)		= 306,56	kN

Beban Terfaktor (Pu)

$$\begin{aligned}
 Pu &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(1670,4) + 1,6(306,56) \\
 &= 2494,976 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menentukan dimensi Kolom

$$A = \frac{3 \cdot Pu}{0,85 \cdot f'c'} = \frac{3(2494,976)(10^3)}{0,85 \times 30} = 293526,7 \text{ mm}^2$$

$$B=H=\sqrt{2494,976} = 547,781 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan berdasarkan tributary area pada lantai 2, dimensi kolom yang digunakan dibulatkan menjadi 600 x 600 mm.

Lantai 1

Beban Mati (DL)

Kolom	$= 3,75 \times 0,8 \times 0,8 \times 24$	$= 57,6$	kN
Balok B1	$= 8 \times 8 \times 0,6 \times 0,3 \times 24$	$= 276,48$	kN
Balok B2	$= 8 \times 8 \times 0,5 \times 0,25 \times 24$	$= 192$	kN
Plat Lantai	$= 8 \times 8 \times 0,125 \times 24$	$= 192$	kN
Pasir	$= 8 \times 8 \times 0,3 \times 18$	$= 460,8$	kN
Spesi	$= 8 \times 8 \times 0,3 \times 21$	$= 403,2$	kN
Plafond+penggantung	$= 8 \times 8 \times 0,18$	$= 11,52$	kN
Ubin	$= 8 \times 8 \times 0,1 \times 21$	$= 134,4$	kN
Total (DL)		$= 1236,48$	kN

Beban Hidup (LL)

LL	$= 4,79 \times 8 \times 8$	$= 306,56$	kN
Total (LL)		$= 306,56$	kN

Beban Terfaktor (Pu)

$$\begin{aligned}
 Pu &= 1,2(DL) + 1,6(LL) + Pu \text{ lt2} \\
 &= 1,2(1236,48) + 1,6(306,56) + 2494,976 \\
 &= 4469,246 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menentukan dimensi Kolom

$$A = \frac{3 \cdot Pu}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{3(4469,246)(10^3)}{0,85 \times 30} = 525793,65 \text{ mm}^2$$

$$B=H=\sqrt{525793,65} = 766,194 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan berdasarkan tributary area pada lantai 1, dimensi kolom yang diambil dan dibulatkan = 800 x 800 mm.

2.4 Penentuan Sistem Struktur

2.4.1 Ketidakberaturan Struktur Horizontal

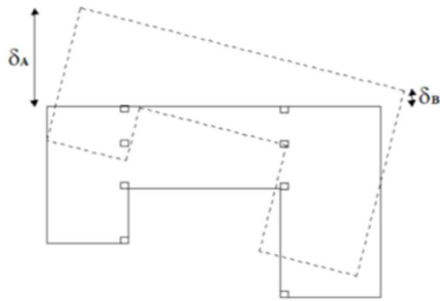
Tabel 2. 3 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Pengecekan dilakukan pada 3 gedung yg dibagi menjadi Gedung A, Gedung B, dan Gedung c untuk memeriksa adanya ketidakberaturan horizontal pada struktur bangunan Gedung kantor dan perkuliahan.

1. Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan torsi adalah kondisi di mana bangunan mengalami deformasi berlebihan atau berputar tidak merata saat terkena beban lateral, seperti angin atau gempa bumi.



Gambar 2. 2 Ketidakberaturan 1a dan 1b

Tabel 2. 4 Hasil pengecekan ketidakberaturan Gedung A

1. Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
8	1.28	H.1a	1.27	H.1a
7	1.28	H.1a	1.27	H.1a
6	1.29	H.1a	1.28	H.1a
5	1.29	H.1a	1.28	H.1a
4	1.30	H.1a	1.29	H.1a
3	1.30	H.1a	1.29	H.1a
2	1.30	H.1a	1.30	H.1a
1	1.30	H.1a	1.29	H.1a

Tabel 2. 5 Hasil pengecekan ketidak beraturan Gedung B

1. Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
8	1.08	OK	1.08	OK
7	1.08	OK	1.08	OK
6	1.08	OK	1.08	OK
5	1.07	OK	1.07	OK
4	1.07	OK	1.07	OK
3	1.06	OK	1.06	OK
2	1.04	OK	1.04	OK
1	1.02	OK	1.02	OK

Tabel 2. 6 Hasil pengecekan ketidak beraturan Gedung C

1. Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek
8	1.10	OK	1.09	OK
7	1.17	OK	1.16	OK
6	1.23	H.1a	1.22	H.1a
5	1.27	H.1a	1.26	H.1a
4	1.31	H.1a	1.30	H.1a
3	1.34	H.1a	1.34	H.1a
2	1.37	H.1b	1.37	H.1b
1	1.41	H.1b	1.40	H.1b

1a Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b

Berdasarkan hasil pengecekan dengan bantuan Midas, berikut adalah kesimpulan yang diambil

	Mengalami Ketidakberaturan
Gedung A	YA
Gedung B	TIDAK
Gedung C	YA

Berdasarkan penilaian, bangunan ini memiliki cacat struktural yang berdampak pada sejumlah item SNI 1726. Menurut halaman terkait, elemen tertentu pada konstruksi dengan ketidakaturan horizontal (Tipe 1a, 1b) memerlukan peningkatan gaya rencana sebesar 25%, dan momen juga harus ditingkatkan. torsi yang tidak terduga. Selain itu, variasi antar tingkat harus mematuhi batasan atas yang ditentukan dalam Tabel 20 dan eksentrisitas yang melekat dan tidak terantisipasi hingga 5% dari dimensi diafragma harus dipertimbangkan untuk kelainan torsional.

Setelah menimbang dampaknya, penulis menghitung ulang perbesaran momen torsi yang tidak terduga. Kekuatan internal di setiap elemen struktural selanjutnya diperiksa menggunakan kerangka hasil perhitungan.

Tabel 2. 7 Perhitungan pembesaran momen torsi Gedung A

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.27	1.127	5.6%	2.028
7	1.28	1.136	5.7%	2.045
6	1.28	1.146	5.7%	2.063
5	1.29	1.156	5.8%	2.080
4	1.30	1.165	5.8%	2.096
3	1.30	1.173	5.9%	2.111
2	1.30	1.179	5.9%	2.123
1	1.30	1.173	5.9%	2.111
Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.27	1.115	5.6%	0.585
7	1.27	1.124	5.6%	0.590
6	1.28	1.134	5.7%	0.595
5	1.28	1.143	5.7%	0.600
4	1.29	1.152	5.8%	0.605
3	1.29	1.160	5.8%	0.609
2	1.30	1.167	5.8%	0.613
1	1.29	1.161	5.8%	0.609

Tabel 2. 8 Perhitungan pembesaran momen torsi Gedung B

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.10	0.835	4.2%	1.252
7	1.17	0.946	4.7%	1.419
6	1.23	1.043	5.2%	1.565
5	1.27	1.120	5.6%	1.680
4	1.31	1.187	5.9%	1.780
3	1.34	1.248	6.2%	1.873
2	1.37	1.306	6.5%	1.959
1	1.83	2.331	11.7%	3.496
Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.09	0.828	4.1%	1.490
7	1.16	0.938	4.7%	1.689
6	1.22	1.034	5.2%	1.862
5	1.26	1.110	5.6%	1.999

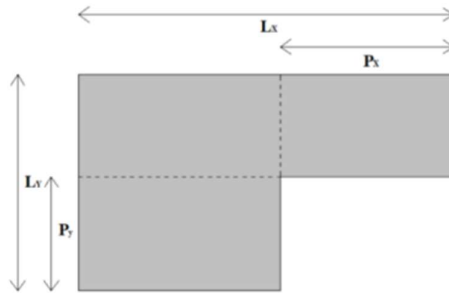
4	1.30	1.176	5.9%	2.118
3	1.34	1.238	6.2%	2.228
2	1.37	1.295	6.5%	2.332
1	1.40	1.361	6.8%	2.450

Tabel 2. 9 Perhitungan pembesaran momen torsi Gedung C

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.27	1.121	5.6%	1.681
7	1.26	1.096	5.5%	1.644
6	1.28	1.141	5.7%	1.712
5	1.26	1.096	5.5%	1.644
4	1.28	1.134	5.7%	1.701
3	1.30	1.174	5.9%	1.760
2	1.23	1.046	5.2%	1.569
1	1.22	1.037	5.2%	1.556
Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.26	1.108	5.5%	1.994
7	1.28	1.141	5.7%	2.055
6	1.28	1.129	5.6%	2.032
5	1.28	1.141	5.7%	2.055
4	1.28	1.134	5.7%	2.041
3	1.26	1.099	5.5%	1.978
2	1.27	1.125	5.6%	2.025
1	1.22	1.037	5.2%	1.867

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Apabila kedua dimensi proyeksi denah struktur letak sudut dalam lebih dari 15% dimensi rencana struktur pada arah yang dipertimbangkan, maka terdapat ketidakberaturan sudut dalam.



Gambar 2. 3 Ketidakberaturan 2

Tabel 2. 10 Ketidakberaturan sudut dalam Gedung A

Lx	14.035	m
Px	3.025	m
Ly	36	m
Py	30	m
Lx/Px	2.5650	
Ly/Py	9.9174	
Cek	H.2	

Tabel 2. 11 Ketidakberaturan sudut dalam Gedung B

Lx		m
Px		m
Ly		m
Py		m
Lx/Px		
Ly/Py		
Cek	OK	

Tabel 2. 12 Ketidakberaturan sudut dalam Gedung C

Lx	14.035	m
Px	3.025	m
Ly	36	m
Py	30	m
Lx/Px	2.5650	
Ly/Py	9.9174	
Cek	H.2	

Berdasarkan Hasil pengecekan, Gedung A dan C mengalami ketidakberaturan sudut dalam, sedangkan Gedung B tidak terjadi karena tidak terdapat perbedaan sudut dalam pada gedung B.

3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Jika diafragma mempunyai diskontinuitas atau perubahan kekakuan secara tiba-tiba, seperti area terbuka atau terpotong yang lebih besar dari 50% area diafragma tertutup bruto, atau jika kekakuan diafragma efektif berubah lebih dari 50% dari satu tingkat ke tingkat berikutnya, hal ini dikenal sebagai ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.



Gambar 2. 4 Ketidakberaturan 3

Tabel 2. 13 Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma Gedung A

Syarat 1		
A_{total}	390	m ²
A_{bukaan}	36.22	m ²
Cek	OK	

Tabel 2. 14 Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma Gedung B

Syarat 1		
A_{total}		m ²
A_{bukaan}		m ²
Cek	OK	

Tabel 2. 15 Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma Gedung C

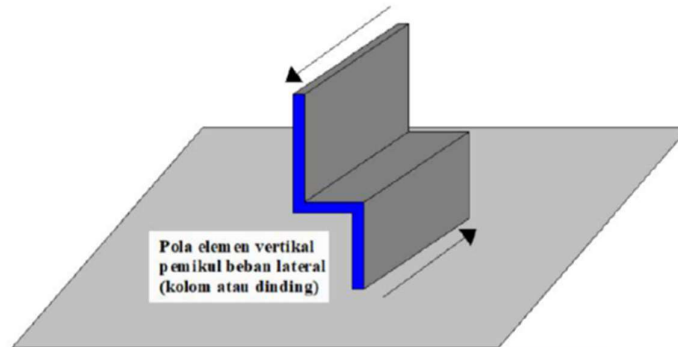
Syarat 1		
A_{total}	390	m ²
A_{bukaan}	36.22	m ²
Cek	OK	

Berdasarkan hasil pengecekan Gedung A dan C terdapat bukaan untuk ruang lift dan tangga, sedangkan pada Gedung B tidak terdapat bukaan.

4. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang

Jika terdapat diskontinuitas pada jalur tahanan gaya lateral, seperti perpindahan tegak lurus terhadap bidang dari paling sedikit satu elemen

vertikal yang menahan gaya lateral, maka terdapat ketidakaturan akibat perpindahan tegak lurus bidang tersebut.

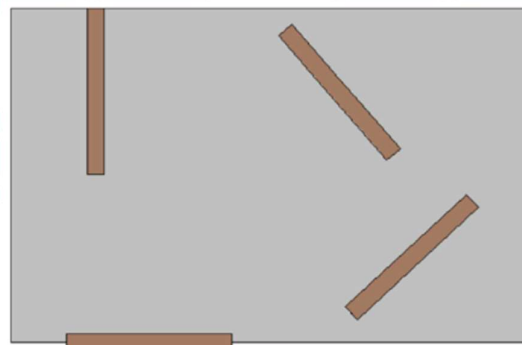


Gambar 2. 5 Ketidakberaturan 4

Berdasarkan hasil pengecekan tidak terjadi ketidakberaturan pada Gedung Kantor dan Perkuliahan.

5. Ketidakberaturan sistem nonparallel

Jika elemen vertikal yang memikul gaya lateral tidak sejajar dengan sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya seismik, hal ini disebut ketidakaturan sistem nonparallel.



Gambar 2. 6 Ketidakberaturan 5

Berdasarkan hasil pengecekan, tidak terdapat ketidakberaturan system nonparallel pada Gedung Kantor dan Perkuliahan.

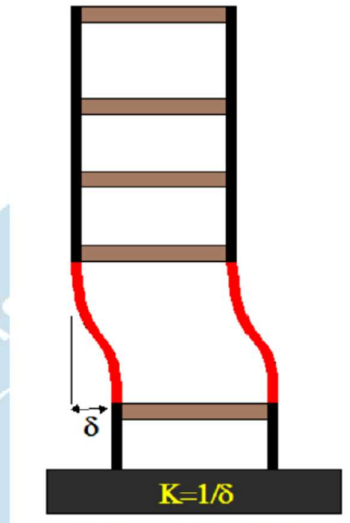
2.4.2 Ketidakberaturan Struktur Vertikal

Tabel 2. 16 Ketidakberaturan vertikal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

1a Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Jika kekakuan lateral suatu lantai kurang dari 70% kekakuan lateral lantai di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga lantai di atasnya, maka lantai tersebut dikatakan mempunyai kekakuan lantai lunak.



Gambar 2. 7 Ketidakberaturan 1a dan 1b

1b Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

Kekakuan Tingkat yang Terlalu Lembut Setiap tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% dari rata-rata kekakuan ketiga tingkat di atasnya dianggap mempunyai ketidakberaturan. Berdasarkan hasil pengecekan, kekakuan tingkat lunak yang berlebihan pada gedung perkuliahan bukanlah suatu kelainan.

Tabel 2. 17 Hasil pengecekan ketidak beraturan Vertikal 1a dan 1b Gedung A

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
8	744.31	OK	2231.75	OK
7	720.7	OK	2124.17	OK
6	709.9	OK	2066.62	OK
5	724.13	OK	2083.4	OK
4	782.05	OK	2216.77	OK
3	925.55	OK	2563.79	OK
2	1307.06	OK	3483.04	OK
1	3155.36	OK	7477.35	OK

Tabel 2. 18 Hasil pengecekan ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b Gedung B

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
8	928.65	OK	4443.48	OK
7	814.68	OK	3821.18	OK
6	709	OK	3259.06	OK
5	642.35	OK	2906.91	V.1a
4	613.04	OK	2772.75	OK
3	630.15	OK	2906.94	OK
2	746.31	OK	3607.75	OK
1	1310.61	OK	7387.51	OK

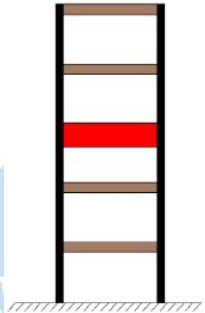
Tabel 2. 19 Hasil pengecekan ketidak beraturan Vertikal 1a dan 1b Gedung C

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
8	1331.4	OK	3450.98	OK
7	1108.68	OK	3129.41	OK
6	960.62	OK	2893.82	OK
5	867.27	OK	2755.75	OK
4	805.94	OK	2748.27	OK
3	773.99	OK	2889.52	OK
2	745.83	OK	3240.02	OK
1	681.82	OK	4083.59	OK

Gedung B terdapat ketidakberaturan, namun menurut SNI 1726-2019 Tabel 16 - Metodologi analisis yang diizinkan, Gedung B tetap dapat diperiksa dengan menggunakan spektrum respons rentang. Hasil pemeriksaan menunjukkan Gedung A dan C bebas ireguler.

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Berat (Massa) Jika massa efektif suatu tingkat lebih besar dari 150% massa efektif tingkat di sebelahnya, maka terdapat ketidakberaturan. Tidak perlu menilai atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya.



Gambar 2. 8 Ketidakberaturan 2

Tabel 2. 20 Hasil pengecekan ketidakberaturan Massa Gedung A

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Atap	3656.646	OK
8	4406.39	OK
7	4406.39	OK
6	4406.39	OK
5	4406.39	OK
4	4406.39	OK
3	4370.644	OK
2	4392.882	OK
1	4452.189	OK

Tabel 2. 21 Hasil pengecekan ketidakberaturan Massa Gedung B

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Atap	2349.03	OK
8	2983.129	OK
7	2896.572	OK
6	2896.572	OK
5	2896.572	OK
4	2896.572	OK
3	2896.572	OK
2	2896.572	OK
1	2996.572	OK

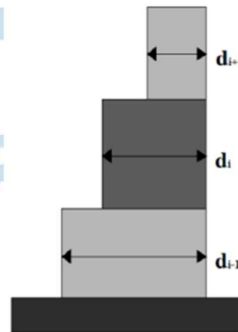
Tabel 2. 22 Hasil pengecekan ketidakberaturan Massa Gedung C

Lantai	Massa	Cek
	kN	
Atap	2952.798	OK
8	3793.279	OK
7	3793.279	OK
6	3793.279	OK
5	3759.387	OK
4	3793.279	OK
3	3793.279	OK
2	3793.279	OK
1	3893.279	OK

Berdasarkan hasil pengecekan tidak terdapat ketidakberaturan Berat (Massa) pada Gedung A, B dan C.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa pada suatu tingkat lebih besar dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa pada tingkat berikutnya, maka terdapat ketidakberaturan geometri vertikal.



Gambar 2. 9 Ketidakberaturan 3

Tabel 2. 23 Hasil pengecekan ketidakberaturan Geometri Vertikal Gedung A

Lantai	L	Cek
	mm	
Atap	800	OK
8	800	OK
7	800	OK
6	800	OK
5	800	OK

4	800	OK
3	800	OK
2	800	OK
1	800	OK

Tabel 2. 24 Hasil pengecekan ketidakberaturan Geometri Vertikal Gedung B

Lantai	L	Cek
	mm	
Atap	800	OK
8	800	OK
7	800	OK
6	800	OK
5	800	OK
4	800	OK
3	800	OK
2	800	OK
1	800	OK

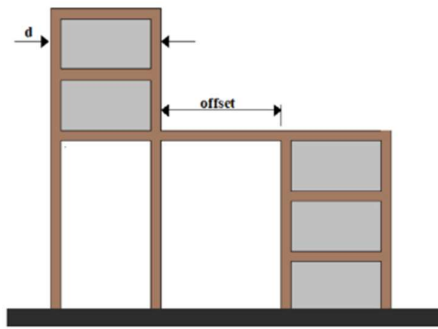
Tabel 2. 25 Hasil pengecekan ketidakberaturan Geometri Vertikal Gedung C

Lantai	L	Cek
	mm	
Atap	800	OK
8	800	OK
7	800	OK
6	800	OK
5	800	OK
4	800	OK
3	800	OK
2	800	OK
1	800	OK

Berdasarkan hasil pengecekan tidak terdapat ketidakberaturan Geometri Vertikal pada Gedung A, B dan C.

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Kesalahan Gaya Lateral Karena Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal
Jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa pada suatu tingkat lebih besar dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa pada tingkat yang berdekatan, maka terjadi hambatan gaya lateral dikatakan ada..

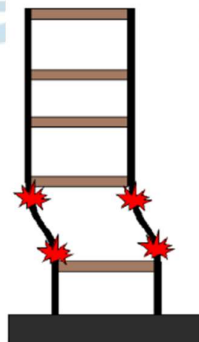


Gambar 2. 10 Ketidakberaturan 4

Berdasarkan hasil pengecekan, setiap elemen lantai 1 sampai dengan 8 tidak mengalami offset sehingga tidak terdapat anomali akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal yang menyalurkan gaya lateral pada bangunan A, B, dan C.

5a Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketika kekuatan lateral sebuah cerita kurang dari 80% kekuatan lateral narasi di atasnya, maka akan timbul kelainan cerita lemah akibat diskontinuitas kekuatan lateral. Kekuatan lateral sebuah cerita ditentukan dengan menjumlahkan semua komponennya pada tingkat tersebut.



Gambar 2. 11 Ketidakberaturan 4

5b Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Penyimpangan Cerita Lemah Berlebihan Karena Diskontinuitas Kekuatan Lateral Jika kekuatan lateral suatu cerita kurang dari 65% kekuatan lateral cerita di atasnya, maka cerita tersebut dianggap ada. Kekuatan keseluruhan dari seluruh komponen tahan gempa yang berbagi arah geser cerita dikenal sebagai kekuatan lateral cerita.

Tabel 2. 26 Hasil pengecekan ketidakberaturan 5a dan 5b Gedung A

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
8	744.31	OK	2231.75	OK
7	720.7	OK	2124.17	OK
6	709.9	OK	2066.62	OK
5	724.13	OK	2083.4	OK
4	782.05	OK	2216.77	OK
3	925.55	OK	2563.79	OK
2	1307.06	OK	3483.04	OK
1	3155.36	OK	7477.35	OK

Tabel 2. 27 Hasil pengecekan ketidakberaturan 5a dan 5b Gedung B

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
atap	459	OK	55.021	OK
8	929	OK	117.92	OK
7	1290	OK	171.12	OK
6	1570	OK	215.09	OK
5	1790	OK	248.7	OK
4	1970	OK	271.47	OK
3	2080.3	OK	283.88	OK
2	2124.3	OK	287.95	OK
1	2132.8	OK	2148	OK

Tabel 2. 28 Hasil pengecekan ketidakberaturan 5a dan 5b Gedung C

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
Atap	529.91	OK	237.11	OK
8	1085.3	OK	465.66	OK

7	1525.4	OK	633.97	OK
6	1866.3	OK	762.89	OK
5	2120.6	OK	869.12	OK
4	2293	OK	954.52	OK
3	2387	OK	1010.2	OK
2	2416.8	OK	1031.6	OK
1	2379.1	OK	2460.3	OK

Berdasarkan hasil pemeriksaan, Gedung A, B, dan C tidak menunjukkan adanya anomali tingkat kelemahan berlebihan yang disebabkan oleh diskontinuitas kekuatan lateral tingkat tersebut.

2.5 Analisis Beban Gempa Dengan Analisis Statik Ekuivalen

2.5.1 Penentuan Sistem Struktur

Prosedur berikut harus dilakukan untuk membuat Grafik Desain Spectra yang melibatkan perhitungan beban gempa sesuai SNI 1726:2019: Berdasarkan informasi dari website <https://rsa.buatkarya.pu.go.id/2021/>, Kriteria Yogyakarta adalah sebagai berikut:

S_s : 1,28 g

S_1 : 0,464 g

TL : 4 detik

2.5.2 Menentukan nilai F_a dan F_v

- Kelas situs dan nilai S_s turunannya digunakan untuk menghitung nilai koefisien situs, F_a . Mengingat kelas lokasi tanah termasuk dalam kategori tanah sedang (SD) dan nilai koefisien F_a ditentukan secara interpolasi, maka dihasilkan nilai F_a sebesar 1,0 (lihat tabel 6).interpolasi.

Tabel 2. 29 Koefisien situs F_a

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

- Kelas lokasi dan nilai turunan S_1 digunakan untuk menghitung nilai koefisien lokasi, atau F_v . Karena tanah sedang (SD) termasuk dalam kelas lokasi tanah dan nilai S_1 turun antara 0,5 dan 0,6, maka tabel 7

menghasilkan nilai F_v sebesar 1,836. Interpolasi digunakan untuk menentukan nilai F_v .

Tabel 2. 30 Koefisien situs F_v

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

2.5.3 Menentukan nilai SMS dan SM1

- Nilai F_a dan S_s digunakan untuk menghitung nilai parameter respons spektral percepatan untuk periode pendek (SMS). Persamaan (7) dari SNI 1726:2019 digunakan untuk menghitung SMS.

$$SMS = F_a \times S_s = 1,0 \times 1,28 = 1,28 \text{ g}$$

- Nilai F_v dan S_1 digunakan untuk menghitung nilai parameter respons spektral percepatan selama periode satu detik (SM1). Perhitungan SM1 dilakukan menggunakan persamaan SNI 1726:2019 (8)...

$$SM1 = F_v \times S_1 = 1,836 \times 0,464 = 0,852 \text{ g}$$

2.5.4 Menentukan nilai SDS dan SD1

- Berdasarkan nilai SMS, ditentukan nilai parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (SDS). Persamaan (9) SNI 1726:2019 digunakan untuk melakukan perhitungan SDS.

$$SDS = \frac{2}{3} \times SMS = \frac{2}{3} \times 1,28 = 0,853 \text{ g}$$

- Nilai parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik (SD1) dihitung berdasarkan nilai SM1. Perhitungan SD1 dilakukan dengan menggunakan persamaan (10) dalam SNI 1726:2019.

$$SD1 = \frac{2}{3} \times SM1 = \frac{2}{3} \times 0,852 = 0,568 \text{ g}$$

2.5.5 Menentukan nilai T_0 dan T_s

Sedangkan nilai T_s ditentukan dengan menggunakan nilai SD1, sedangkan nilai T_0 ditentukan dengan menggunakan nilai SDS. Persamaan 6.4 pada

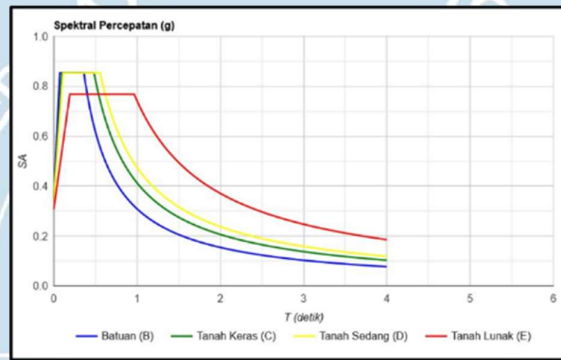
SNI 1726:2019 digunakan untuk menghitung T_0 dan T_s , yang dihitung sebagai berikut:

$$T_0 = 0,2 \times \frac{SD1}{SDS} = 0,2 \times \frac{0,568}{0,853} = 0,13 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{SD}{SDS} = \frac{0,568}{0,853} = 0,67 \text{ detik}$$

2.5.6 Gambar spektrum respons desain

Grafik spektrum respons desain adalah suatu plot yang menunjukkan hubungan antara periode (T) dan respons spektrum percepatan (S_a). Nilai T diambil hingga mencapai 4 detik.



Gambar 2. 12 Respon Spectrum

Tabel 2. 31 Nilai periode dan percepatan respons spectra

No.	Waktu T (detik)	Keterangan	Sa (g)	Keterangan
1	SD1	0	0.34	0,4 SDS
2	0.13	T_0	0.85	SDS
3	0.67	T_s	0.85	SDS
4	0.56	T_s+0	1.02	$S_a = SD1/T$
5	0.77	$T_s+0.1$	0.74	$S_a = SD1/T$

6	0.87	$T_S+0.2$	0.66	$S_a = SD1/T$
7	0.97	$T_S+0.3$	0.59	$S_a = SD1/T$
8	1.07	$T_S+0.4$	0.53	$S_a = SD1/T$
9	1.17	$T_S+0.5$	0.49	$S_a = SD1/T$
10	1.27	$T_S+0.6$	0.45	$S_a = SD1/T$
11	1.37	$T_S+0.7$	0.42	$S_a = SD1/T$
12	1.47	$T_S+0.8$	0.39	$S_a = SD1/T$
1	1.57	$T_S+0.9$	0.36	$S_a = SD1/T$
14	1.67	T_S+1	0.34	$S_a = SD1/T$
15	1.77	$T_S+1.1$	0.32	$S_a = SD1/T$
16	1.87	$T_S+1.2$	0.30	$S_a = SD1/T$
17	1.97	$T_S+1.3$	0.29	$S_a = SD1/T$
18	2.07	$T_S+1.4$	0.27	$S_a = SD1/T$
19	2.17	$T_S+1.5$	0.26	$S_a = SD1/T$
20	2.27	$T_S+1.6$	0.25	$S_a = SD1/T$
21	2.37	$T_S+1.7$	0.24	$S_a = SD1/T$

22	2.47	$T_S+1.8$	0.23	$S_a = SD1/T$
23	2.57	$T_S+1.9$	0.22	$S_a = SD1/T$
24	2.67	T_S+2	0.21	$S_a = SD1/T$
25	2.77	$T_S+2.1$	0.21	$S_a = SD1/T$
26	2.87	$T_S+2.2$	0.20	$S_a = SD1/T$
27	2.97	$T_S+2.3$	0.19	$S_a = SD1/T$
28	3.07	$T_S+2.4$	0.19	$S_a = SD1/T$
29	3.17	$T_S+2.5$	0.18	$S_a = SD1/T$
30	3.27	$T_S+2.6$	0.17	$S_a = SD1/T$
31	3.37	$T_S+2.7$	0.17	$S_a = SD1/T$
32	3.47	$T_S+2.8$	0.16	$S_a = SD1/T$
33	3.57	$T_S+2.9$	0.16	$S_a = SD1/T$
34	3.67	T_S+3	0.15	$S_a = SD1/T$
35	3.77	$T_S+3.1$	0.15	$S_a = SD1/T$
36	3.87	$T_S+3.2$	0.15	$S_a = SD1/T$
37	3.97	$T_S+3.3$	0.14	$S_a = SD1/T$

2.5.7 Menentukan kategori resiko parameter percepatan desain

Untuk menentukan kategori risiko suatu gedung, pedoman yang digunakan merujuk pada tabel 4, yang membagi kategori risiko bangunan menjadi empat jenis, yaitu kategori I, II, III, dan IV (lihat tabel). Bangunan ini berfungsi sebagai fasilitas pendidikan. Berdasarkan jenis pemanfaatannya, gedung perkuliahan termasuk dalam kategori risiko IV.

Tabel 2. 32 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 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: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - 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	IV
Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

Untuk menentukan faktor keutamaan gempa, dapat merujuk pada pedoman tabel 4 yang didasarkan pada kategori risiko. Karena jenis pemanfaatan gedung adalah fasilitas pendidikan yang termasuk dalam kategori risiko bangunan IV, maka faktor keutamaan gempa yang digunakan adalah $I_e = 1,50$.

Tabel 2. 33 Tabel Faktor keutamaan gempa (I_e)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

2.5.8 Menentukan Klasifikasi Situs Tanah

Berdasarkan hasil uji N-SPT yang dilakukan di lapangan pada dua titik, diperoleh nilai Nrerata = 40,735. Dengan nilai tersebut, situs proyek dikategorikan dalam klasifikasi situs SD (tanah sedang). Data lengkap mengenai N-SPT dapat dilihat pada tabel penyelidikan tanah.

Tabel 2. 34 Klasifikasi situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 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

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Tabel 2. 35 Boring Number BH 1

Boring number = BH 1					
No.	Kedalaman			T (m)	N (SPT)
1	0	2	2	7	0.29
2	2	4	2	37	0.05
3	4	6	2	39	0.05
4	6	8	2	41	0.05
5	8	10	2	43	0.05
6	10	12	2	45	0.04
7	12	14	2	45	0.04
8	14	16	2	49	0.04
9	16	18	2	51	0.04
10	18	20	2	53	0.04
11	20	22	2	55	0.04
12	22	24	2	58	0.03
13	24	26	2	60	0.03
14	26	28	2	60	0.03
15	28	30	2	60	0.03
16	30	32	2	60	0.03

17	32	34	2	60	0.03
18	34	36	2	60	0.03
19	36	38	2	60	0.03
20	38	40	2	60	0.03
JUMLAH			40		1.00
				ΣN	40.11

Tabel 2. 36 Boring Number BH 2

Boring number = BH 2					
No.	Kedalaman		T (m)	N (SPT)	N=T/N
1	0	2	2	8	0.25
2	2	4	2	34	0.06
3	4	6	2	34	0.06
4	6	8	2	39	0.05
5	8	10	2	42	0.05
6	10	12	2	45	0.04
7	12	14	2	48	0.04
8	14	16	2	52	0.04
9	16	18	2	52	0.04
10	18	20	2	55	0.04
11	20	22	2	58	0.03
12	22	24	2	60	0.03
13	24	26	2	60	0.03
14	26	28	2	60	0.03
15	28	30	2	60	0.03
16	30	32	2	60	0.03
17	32	34	2	60	0.03
18	34	36	2	60	0.03
19	36	38	2	60	0.03
20	38	40	2	60	0.03
JUMLAH			40		0.97
				ΣN	41.36

--	--

2.5.9 Periode Fundamental Gedung (T)

Untuk menghitung periode fundamental gedung dapat digunakan rumus berikut :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Keterangan

h_n = tinggi bangunan (m)

C_t = koefisien

Dimana h_n adalah ketinggian struktur (dalam m), sedangkan koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan tabel.

Tabel 2. 37 Penentuan Koefisien C_t dan x

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

Mengacu pada tabel 2.38, untuk rangka beton pemikul momen digunakan nilai $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$. Dengan ketinggian bangunan sebesar 30 meter, periode fundamental yang diperoleh adalah $T_a = 0,9949$ detik.

Tabel 2. 38 Nilai Koefisien C_u

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

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0466 \times 30^{0,9} = 0,9949 \text{ detik}$$

Selanjutnya, berdasarkan nilai $SD1 = 0,568$ g, diperoleh koefisien $C_u = 1,4$. Dengan demikian, nilai T_a yang didapatkan adalah 0,9949 detik, dan hasil perkalian $C_u.T_a$ adalah 1,392 detik.

2.5.10 Penentuan Kategori Desain Seismic (KDS)

Struktur yang direncanakan harus dikategorikan dalam desain seismik (KDS) sesuai dengan Tabel 8 SNI 1726:2019. Kategori desain seismik yang didasarkan pada hubungan antara SDS dan SD1 dengan KDS dapat dilihat pada Tabel 2.12 dan tabel berikut..

Tabel 2. 39 Kategori desain seismik berdasarkan nilai SDs

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

Berdasarkan nilai $SDS = 0,0495$ g, kategori desain seismik yang diperoleh adalah KDS tipe D untuk kategori risiko IV.

2.5.11 Penentuan Koefisien Modifikasi Respon (R)

Berdasarkan tabel 2.40, bangunan Gedung perkuliahan yang direncanakan menggunakan sistem pemikul gaya seismik berupa SRPMK dinding geser beton bertulang khusus maka diambil $R^a = 7$, $\Omega_{0b} = 2,5$, $C_{dc} = 5,5$.

Tabel 2. 40 R, Cd, Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^g	TI ^h	TI ^h
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ⁱ	TI ⁱ	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^{q,h}	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^q	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

2.5.12 Menentukan factor respons gempa (Cs)

Koefisien respons seismik Cs dihitung dengan :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,853}{\left(\frac{7}{1,50}\right)} = 0,183$$

Nilai koefisien respons seismis Cs tidak perlu melebihi :

1. Untuk $T \leq T_L$,

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,568}{5\left(\frac{7}{1,50}\right)} = 0,883$$

2. Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{SD1}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,6246 \times 4}{5^2\left(\frac{7}{1,50}\right)} = 0,424$$

Nilai koefisien respons seismic C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 1,044 \text{ SDS } I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 1,044 \times 0,853 \times 1,50 \geq 0,01$$

$$C_s = 1,336 \geq 0,01 \text{ (OK)}$$

2.5.13 Berat Seismik Bangunan

a. Beban mati (DL)

1. SIDL	: $0,03 \times 18$	= $0,54 \text{ kNm}^2$
2. Pasir	: $0,03 \times 18$	= $0,54 \text{ kNm}^2$
3. Spesi, tebal	: $0,03 \times 21$	= $0,63 \text{ kNm}^2$
4. Keramik, tebal	: $0,01 \times 24$	= $0,4 \text{ kNm}^2$
5. Plafond dan penggantung	: $0,18$	= $0,18 \text{ kNm}^2$
6. Pelat atap	: $0,125 \times 24$	= 3 kN/m^2

b. Beban Hidup (LL)

1. LL plat lantai	: $1,92 \text{ kNm}^2$
2. Ruang kantor	: $2,4 \text{ kNm}^2$
3. Ruangan kelas	: $3,83 \text{ kNm}^2$
4. Lobby	: $4,79 \text{ kNm}^2$
5. Podium	: $7,18 \text{ kNm}^2$
6. Koridor	: $3,83 \text{ kNm}^2$
7. Amphitheater	: $2,87 \text{ kNm}^2$

1. Pembebanan pada Lantai

1. Lantai 1

a. Plat	= $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$	= 5616 kN
b. B1	= $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$	= $820,8 \text{ kN}$
c. BA	= $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$	= $364,8 \text{ kN}$
d. K1	= $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$	= $460,8 \text{ kN}$

- e. KP = $0,45 \times 0,45 \times 30 \times 24$ = 145,8 kN
- f. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- g. Spesi = 3×21 = 63 kN
- h. Keramik = 1×24 = 24 kN
- i. Plafond = 0,18 kN
2. Lantai 2
- a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$ = 5616 kN
- b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$ = 820,8 kN
- c. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 364,8 kN
- d. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$ = 460,8 kN
- e. KP = $0,45 \times 0,45 \times 30 \times 24$ = 145,8 kN
- f. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- g. Spesi = 3×21 = 63 kN
- h. Keramik = 1×24 = 24 kN
- i. Plafond = 0,18 kN
3. Lantai 3
- a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$ = 5616 kN
- b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$ = 820,8 kN
- c. BJ = $0,5 \times 0,25(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 570 kN
- d. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 364,8 kN
- e. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$ = 460,8 kN
- f. KP = $0,45 \times 0,45 \times 30 \times 24$ = 145,8 kN
- g. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- h. Spesi = 3×21 = 63 kN
- i. Keramik = 1×24 = 24 kN
- j. Plafond = 0,18 kN
4. Lantai 4
- a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$ = 5616 kN
- b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$ = 820,8 kN
- c. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 364,8 kN
- d. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$ = 460,8 kN

- e. KP = $0,45 \times 0,45 \times 30 \times 24$ = 145,8 kN
- f. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- g. Spesi = 3×21 = 63 kN
- h. Keramik = 1×24 = 24 kN
- i. Plafond = 0,18 kN
5. Lantai 5
- a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$ = 5616 kN
- b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$ = 820,8 kN
- c. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 364,8 kN
- d. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$ = 460,8 kN
- e. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- f. Spesi = 3×21 = 63 kN
- g. Keramik = 1×24 = 24 kN
- h. Plafond = 0,18 kN
6. Lantai 6
- a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$ = 5616 kN
- b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$ = 820,8 kN
- c. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 364,8 kN
- d. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$ = 460,8 kN
- e. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- f. Spesi = 3×21 = 63 kN
- g. Keramik = 1×24 = 24 kN
- h. Plafond = 0,18 kN
7. Lantai 7
- a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24$ = 5616 kN
- b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24$ = 820,8 kN
- c. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24$ = 364,8 kN
- d. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 30 \times 24$ = 460,8 kN
- e. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 30 \times 24$ = 259,2 kN
- f. Spesi = 3×21 = 63 kN
- g. Keramik = 1×24 = 24 kN

h. Plafond = 0,18 kN

8. Lantai 8

a. Plat = $(18+16+18)(36) \times 0,125 \times 24 = 5616 \text{ kN}$

b. B1 = $0,6 \times 0,3(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5) \times 24 = 820,8 \text{ kN}$

c. BA = $0,4 \times 0,2(10,5 \times 6 + 16 \times 4 + 10,5 \times 6) \times 24 = 364,8 \text{ kN}$

d. K1 = $0,8 \times 0,8 \times 3,75 \times 24 = 57,6 \text{ kN}$

e. KJ = $0,6 \times 0,6 \times 3,75 \times 24 = 32,4 \text{ kN}$

f. Spesi = $0,03 \times 21 = 63 \text{ kN}$

g. Keramik = $1 \times 24 = 24 \text{ kN}$

h. Plafond = 0,18 kN

2. Perhitungan Gaya Geser Dasar

$W_{total} = \text{Beban Lantai 1} - \text{lantai 8} = 61307,31 \text{ kN}$

$C_s = 1,336$

$T = 0,9949$

$k = 0,75 + 0,5 \times T = 1,24745$

$V = W_{total} \times C_s = 81906,566$

3. Beban Gempa menggunakan Metode Statistik Ekivalen

Tabel 2. 41 Distribusi gaya gempa statistik ekivalen

Gaya seismik vertikal dan lateral								
Lantai	h _x	k	h _i ^k	w _i	w _i *h _i ^k	C _v _x	F _x	V _X
ATAP	30	1.2	59.23	1426.8	84510.0982	0.07	502.91	502.91
8	26.25	1.2	50.46	2242.8	113173.7527	0.10	673.48	1176.38
7	22.5	1.2	41.94	6892.65	289071.4813	0.26	1720.22	2896.60
6	18.75	1.2	33.70	6892.65	232267.1295	0.20	1382.18	4278.78
5	15	1.2	25.78	6892.65	177703.3999	0.16	1057.48	5336.27
4	11.25	1.2	18.26	6892.65	125825.6704	0.11	748.77	6085.03
3	7.5	1.2	11.22	6892.65	77349.89744	0.07	460.30	6545.33
2	3.75	1.2	4.88	6892.65	33668.49839	0.03	200.36	6745.68
1	0	1.2	0	6892.65	0	0	0	
				51918.15	1133569.928	1	6745.68444	

2.6 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Salah satu parameter yang digunakan dalam analisis struktur untuk memastikan bahwa distorsi horizontal antar lantai yang disebabkan oleh gaya seismik tetap berada dalam batas yang diijinkan adalah penyimpangan antar lantai, yang juga dikenal sebagai penyimpangan tingkat. Tujuan peraturan ini adalah untuk menjaga stabilitas struktur, melindungi elemen non-struktural dari bahaya, dan menjamin kenyamanan penghuni bangunan.

Table 2. 42 Simpangan antar tingkat izin

Tabel 20 – Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a^{a,b}$			
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.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Faktor Keutamaan Gempa [I_e] = 1,5

$C_d = 5,5$

$H_x = 3,75$ m

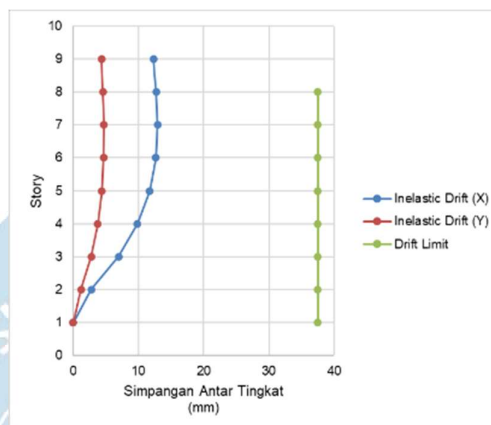
$\Delta_a = 0,01$

Faktor reduksi $\rho = 1,3$

Table 2. 43 Cek Simpangan Antar Tingkat Gedung A

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)		
Atap	22.34	8.28	3.36	1.19	3750	12.32	4.36	37.5	OKE
8	18.98	7.09	3.47	1.25	3750	12.72	4.57	37.5	OKE
7	15.51	5.85	3.52	1.28	3750	12.91	4.69	37.5	OKE
6	11.99	4.57	3.45	1.27	3750	12.65	4.66	37.5	OKE
5	8.54	3.3	3.19	1.19	3750	11.7	4.38	37.5	OKE
4	5.35	2.1	2.69	1.03	3750	9.87	3.77	37.5	OKE
3	2.65	1.07	1.9	0.75	3750	6.96	2.76	37.5	OKE

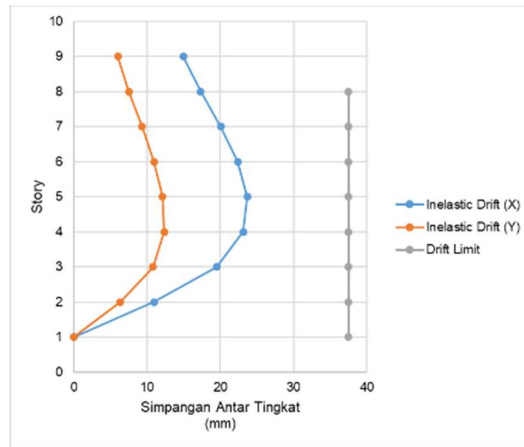
2	0.76	0.32	0.76	0.32	3750	2.77	1.18	37.5	OKE
1	0	0	0	0	3750	0	0	37.5	OKE



Gambar 2. 13 Grafik Simpangan Antar Lantai

Table 2. 44 Cek Simpangan Antar Tingkat Gedung B

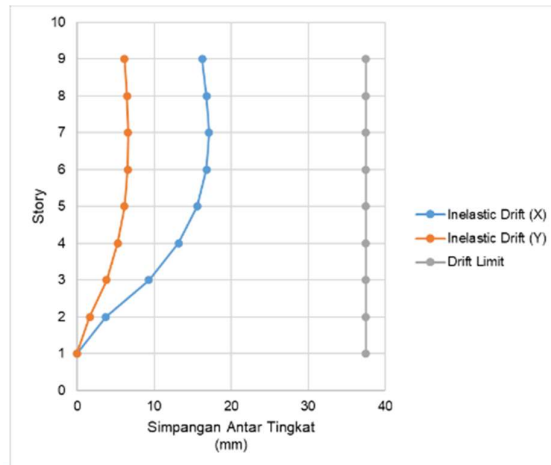
Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
9	41.47	20.6	4.08	1.64	3750	14.97	6.01	37.5	OKE
8	37.38	18.9	4.72	2.05	3750	17.32	7.51	37.5	OKE
7	32.66	16.9	5.48	2.54	3750	20.08	9.31	37.5	OKE
6	27.18	14.3	6.11	2.99	3750	22.4	10.96	37.5	OKE
5	21.07	11.4	6.46	3.3	3750	23.67	12.12	37.5	OKE
4	14.62	8.05	6.31	3.36	3750	23.13	12.33	37.5	OKE
3	8.31	4.68	5.32	2.95	3750	19.5	10.83	37.5	OKE
2	2.99	1.73	2.99	1.73	3750	10.96	6.34	37.5	OKE
1	0	0	0	0	3750	0	0	37.5	OKE



Gembar 2. 14 Grafik Simpangan Antar Lantai

Table 2. 45 Cek Simpangan Antar Tingkat Gedung C

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)		
9	29.7	11.7	4.43	1.68	3750	16.25	6.17	37.5	OKE
8	25.3	10	4.59	1.76	3750	16.82	6.47	37.5	OKE
7	20.7	8.25	4.67	1.81	3750	17.13	6.64	37.5	OKE
6	16	6.43	4.59	1.8	3750	16.83	6.59	37.5	OKE
5	11.4	4.64	4.26	1.68	3750	15.61	6.18	37.5	OKE
4	7.16	2.95	3.6	1.44	3750	13.2	5.3	37.5	OKE
3	3.56	1.51	2.55	1.05	3750	9.33	3.86	37.5	OKE
2	1.02	0.46	1.02	0.46	3750	3.73	1.67	37.5	OKE
1	0	0	0	0	3750	0	0	37.5	OKE



Gambar 2. 15 Grafik Simphangan Antar Lantai

Salah satu parameter yang digunakan dalam analisis struktur untuk memastikan bahwa distorsi horizontal antar lantai yang disebabkan oleh gaya seismik tetap berada dalam batas yang diijinkan adalah penyimpangan antar lantai, yang juga dikenal sebagai penyimpangan tingkat. Tujuan peraturan ini adalah untuk menjaga stabilitas struktur, melindungi elemen non-struktural dari bahaya, dan menjamin kenyamanan penghuni bangunan.

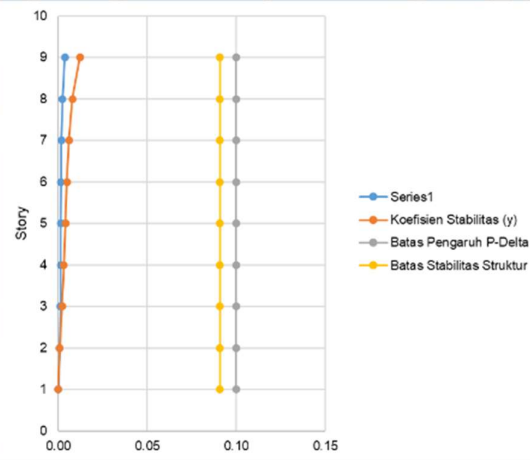
2.7 Pengaruh P Delta

Pengaruh P.-delta adalah efek tambahan pada struktur yang muncul karena adanya beban vertikal (P) pada bangunan yang mengalami perpindahan lateral (delta). Ketika bangunan bergeser akibat gempa atau angin, beban vertikal akan menciptakan momen tambahan karena perubahan posisi pusat beban (efek tumpuan miring). Efek ini meningkatkan gaya dalam struktur, momen lentur, dan simpangan antar tingkat.

Untuk memberikan pemahaman yang lebih baik tentang bagaimana P-delta mempengaruhi struktur, hasil pemeriksaan ini akan disajikan dalam tabel dan grafik.

Table 2. 46 Pengaruh P-Delta Gedung A

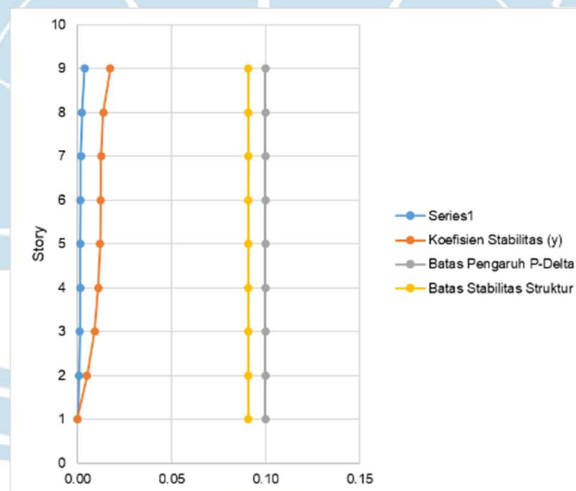
Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)					
9	12.32	4.36	3656.65	320.96	94.36	3750	0.0102	0.0123	0.1	0.0909	OK
8	12.72	4.57	4406.39	615.59	181.86	3750	0.0066	0.0080	0.1	0.0909	OK
7	12.91	4.69	4406.39	828.39	246.74	3750	0.0050	0.0061	0.1	0.0909	OK
6	12.65	4.66	4406.39	986.02	296.42	3750	0.0041	0.0050	0.1	0.0909	OK
5	11.70	4.38	4406.39	1114.36	337.70	3750	0.0034	0.0042	0.1	0.0909	OK
4	9.87	3.77	4406.39	1224.45	372.53	3750	0.0026	0.0032	0.1	0.0909	OK
3	6.96	2.76	4370.64	1308.94	397.85	3750	0.0017	0.0022	0.1	0.0909	OK
2	2.77	1.18	4392.88	1353.08	410.04	3750	0.0007	0.0009	0.1	0.0909	OK
1	0.00	0.00	4452.19	1353.08	410.04	3750	0.0000	0.0000	0.1	0.0909	OK



Gambar 2. 16 Grafik Pengaruh P-Delta

Table 2. 47 Pengaruh P Delta Gedung B

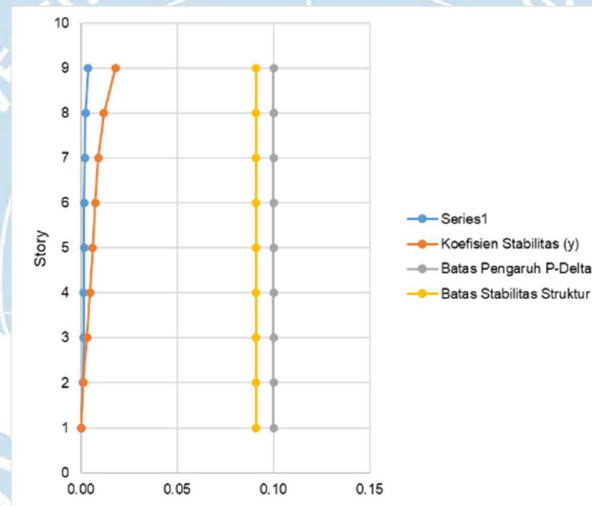
Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
9	41.47	20.57	4.08	1.64	3750	14.97	6.01	37.5	OK
8	37.38	18.93	4.72	2.05	3750	17.32	7.51	37.5	OK
7	32.66	16.88	5.48	2.54	3750	20.08	9.31	37.5	OK
6	27.18	14.34	6.11	2.99	3750	22.40	10.96	37.5	OK
5	21.07	11.35	6.46	3.30	3750	23.67	12.12	37.5	OK
4	14.62	8.05	6.31	3.36	3750	23.13	12.33	37.5	OK
3	8.31	4.68	5.32	2.95	3750	19.50	10.83	37.5	OK
2	2.99	1.73	2.99	1.73	3750	10.96	6.34	37.5	OK
1	0.00	0.00	0.00	0.00	3750	0.00	0.00	37.5	OK



Gambar 2. 17 Grafik Pengaruh P-Delta

Table 2. 48 Pengaruh P-Delta Gedung C

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
9	16.25	6.17	3751.97	320.96	94.36	3750	0.0138	0.0178	0.1	0.0909	OK
8	16.82	6.47	4597.03	615.59	181.86	3750	0.0091	0.0119	0.1	0.0909	OK
7	17.13	6.64	4597.03	828.39	246.74	3750	0.0069	0.0090	0.1	0.0909	OK
6	16.83	6.59	4597.03	986.02	296.42	3750	0.0057	0.0074	0.1	0.0909	OK
5	15.61	6.18	4597.03	1114.36	337.70	3750	0.0047	0.0061	0.1	0.0909	OK
4	13.20	5.30	4597.03	1224.45	372.53	3750	0.0036	0.0048	0.1	0.0909	OK
3	9.33	3.86	4597.03	1308.94	397.85	3750	0.0024	0.0032	0.1	0.0909	OK
2	3.73	1.67	4528.39	1353.08	410.04	3750	0.0009	0.0013	0.1	0.0909	OK
1	0.00	0.00	936.66	1353.08	410.04	3750	0.0000	0.0000	0.1	0.0909	OK



Gambar 2. 18 Grafik Pengaruh P-Delta

Berdasarkan hasil analisis pengaruh P-Delta dan mengacu pada Pasal 7.8.7 SNI 1726:2019, diperoleh bahwa nilai koefisien stabilitas (θ) untuk seluruh tingkat struktur $\leq 0,10$, sehingga pengaruh P-Delta pada geser antar tingkat, momen, gaya, dan simpangan antar tingkat tidak perlu diperhitungkan lebih lanjut. Selain itu, nilai θ juga berada di bawah batas maksimum (θ_{max}) sesuai Persamaan (46), yang mengonfirmasi bahwa struktur memenuhi persyaratan stabilitas tanpa memerlukan faktor koreksi tambahan. Dengan demikian, struktur dinyatakan stabil, aman terhadap pengaruh P-Delta, dan memenuhi seluruh kriteria desain sesuai dengan SNI 1726:2019.

2.8 Pemisahan Struktur

Perhitungan pemisahan struktur ini dilakukan karena bentuk struktur yang digunakan memiliki geometri berbentuk U, yang berpotensi menimbulkan kerusakan akibat efek benturan antar bagian struktur saat terjadi gempa. Struktur berbentuk U memerlukan perhatian khusus karena bentuk ini rentan terhadap konsentrasi gaya seismik di sudut-sudutnya, sehingga harus dirancang dengan pemisahan yang memadai agar setiap bagian dapat bergerak secara independen tanpa saling membentur.

Pemilihan pemisahan harus mampu mengakomodasi perpindahan respons inelastik maksimum (δ_M). Perpindahan ini perlu dihitung pada titik-titik kritis struktur dengan mempertimbangkan baik perpindahan translasi maupun rotasi yang terjadi. Selain itu, pembesaran akibat torsi juga harus diperhitungkan. Perhitungan ini dilakukan dengan menggunakan rumus atau persamaan berikut:

$$\delta_M = \frac{C_d \cdot \delta_{max}}{I_e}$$

dimana δ_{max} adalah perpindahan elastik maksimum pada lokasi kritis.

Bangunan yang bersebelahan harus memiliki jarak pemisahan minimum yang memenuhi nilai δ_{MT} , yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2}$$

Dimana δ_{M1} dan δ_{M2} adalah perpindahan respons inelastik maksimum pada struktur-struktur bangunan yang bersebelahan di tepi-tepi yang berdekatan.

Hasil perhitungan terhadap pemisahan struktur pada Gedung A, B dan C dapat dilihat pada lampiran berikut.

Gedung A dan B

$$\delta_{M1} = \frac{5,5 \times 22,34}{1,5} = 81,91 \text{ mm}$$

$$\delta_{M2} = \frac{5,5 \times 41,47}{1,5} = 152,05 \text{ mm}$$

Gedung B dan C

$$\delta_{M1} = \frac{5,5 \times 41,47}{1,5} = 152,05 \text{ mm}$$

$$\delta_{M2} = \frac{5,5 \times 29,70}{1,5} = 108,9 \text{ mm}$$

Nilai terbesar dari hasil perhitungan gedung A, B dan C akan digunakan untuk menentukan jarak pemisahan minimum (δ_{MT}).

$$\delta_{MT} = \sqrt{(152,05)^2 + (108,9)^2} = 186,46 \text{ mm}$$

Maka digunakan Jarak dilatasi 200 mm.

2.9 Kombinasi Beban Rencana

Untuk menentukan Kombinasi beban ultimit, berdasarkan Pasal 4.2.2 dalam SNI 1726:2012, yang mengatur tata cara perhitungan struktur beton pada bangunan gedung, dengan ketentuan sebagai berikut.

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 DL + 0,5 (Lr atau R)
3. 1,2 + 1,6 (Lr atau R) + (0,1L atau 0,5 W)
4. 1,2 DL + 1,0 W + 1,0 L + 0,5(Lr atau R)
5. 1,2 DL + 1,0 E + 1,0 LL
6. 0,9 DL + 1,0 W
7. 0,9 DL + 1,0 E

Kombinasi beban yang tercantum pada poin 5 dan 7 merupakan kombinasi beban gempa yang secara khusus diatur dalam Pasal 7.4 SNI 1726:2012. Standar ini mengatur tentang Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, dengan rincian ketentuan sebagai berikut:

1. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 0,3 \rho \text{Ex} \pm 1,0 \rho \text{Ey}$
2. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 1,0 \rho \text{Ex} \pm 0,3 \rho \text{Ey}$
3. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} \pm 0,3 \rho \text{Ex} \pm 1,0 \rho \text{Ey}$
4. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} \pm 1,0 \rho \text{Ex} \pm 0,3 \rho \text{Ey}$

Kombinasi beban layan ditentukan berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam Pasal 4.2.3 SNI 1726:2012, yang mengatur Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Ketentuan ini mencakup detail perhitungan yang dijelaskan sebagai berikut:

1. DL
2. DL + LL
3. DL + (Lr atau R)

4. $DL + 0,75LL + 0,75(Lr \text{ atau } R)$
5. $DL + (0,6 W \text{ atau } 0,7 E)$
6. $DL + 0,75(0,6 W \text{ atau } 0,7 E) + 0,75 LL + 0,75 (Lr \text{ atau } R)$
7. $0,6 DL + 0,6 W$
8. $0,6 DL + 0,7 E$

dimana,

DL	= Beban mati (berat sendiri struktur dan beban mati tambahan)
LL	= Beban hidup
Lr	= Beban hidup pada struktur atap
R	= Beban hujan
W	= Beban angin
Ex	= Beban gempa arah x
Ey	= Beban gempa arah y
P	= Faktor Redudansi
SDs	= Parameter kecepatan spectral desain untuk periode pendek 0,2 detik

2.10 Pemodelan Struktur

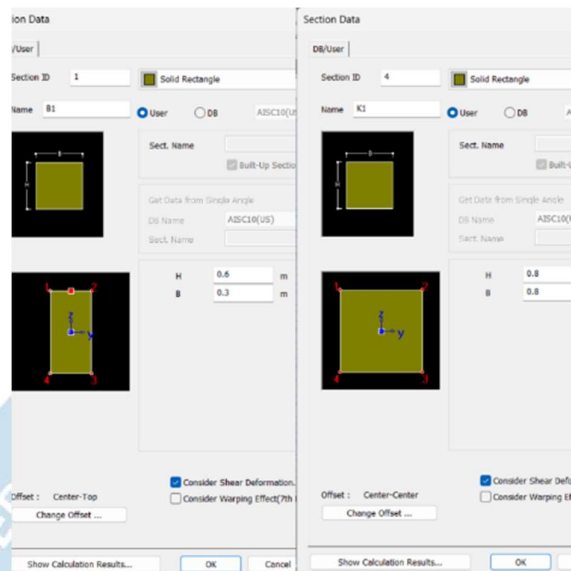
Struktur dianalisis melalui pemodelan untuk mengidentifikasi gaya-gaya internal pada elemen-elemen penyusunnya sekaligus memahami respons struktur terhadap beban yang diberikan. Hasil analisis ini digunakan sebagai panduan dalam menentukan ukuran penampang elemen yang sesuai. Untuk menyederhanakan proses, pemodelan dilakukan dengan menggunakan sejumlah asumsi ideal, seperti menganggap pelat lantai sebagai elemen shell, sedangkan balok dan kolom direpresentasikan sebagai elemen frame. Selain itu, pemodelan ini juga mempertimbangkan pengaruh kerusakan baja akibat gempa dengan menyesuaikan momen inersia pada elemen-elemen tertentu agar tetap sesuai dengan kebutuhan perancangan.

2.10.1 Input Material

Jenis Material yang dipakai dalam analisis struktur adalah sebagai berikut:

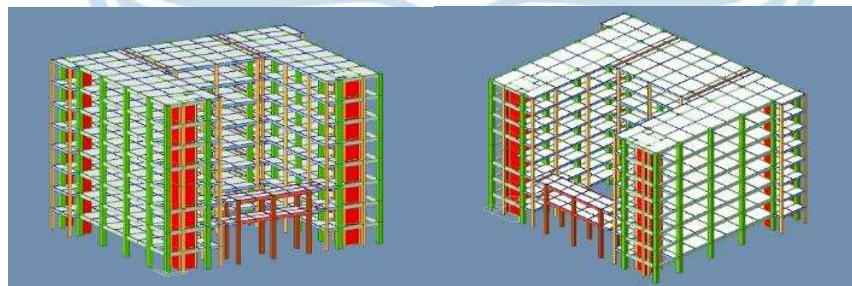
Baja	: A36
Beton	: f'_c 30 Mpa

2.10.2 Input Dimensi Balok dan Kolom

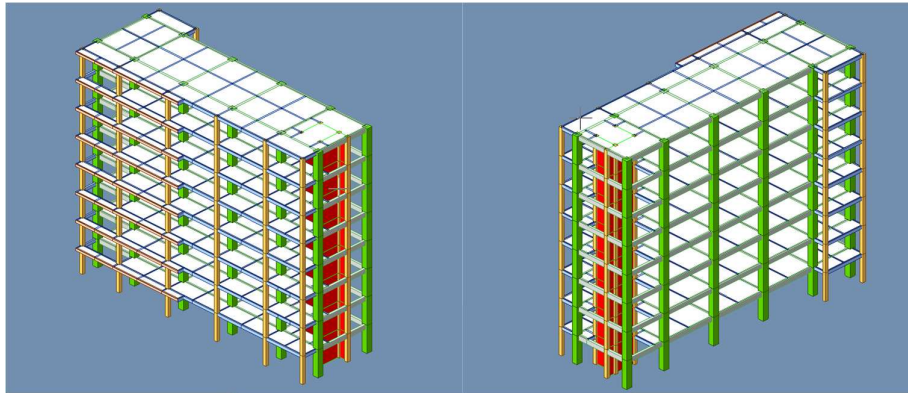


Gambar 2. 19 Data kolom dan balok

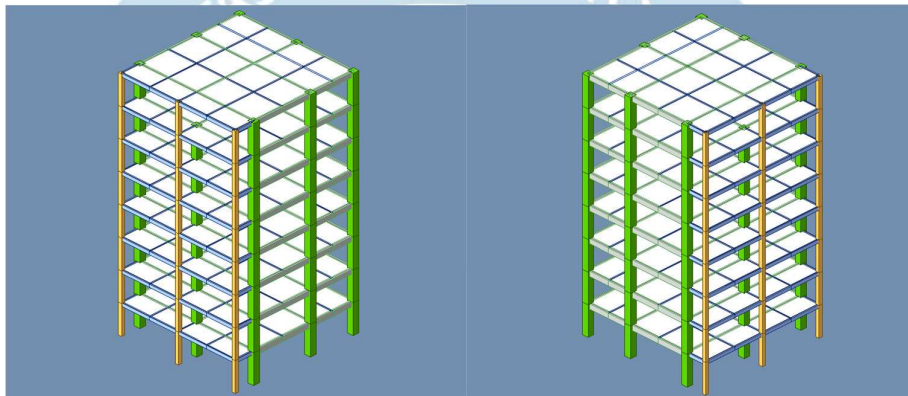
Setelah memasukkan data material dan properti penampang, langkah selanjutnya adalah membuat model 3D. Model tersebut dibuat sesuai dengan ukuran balok, kolom, dan tulangan yang telah direncanakan. Hasil dari pemodelan ini ditunjukkan pada gambar berikut.



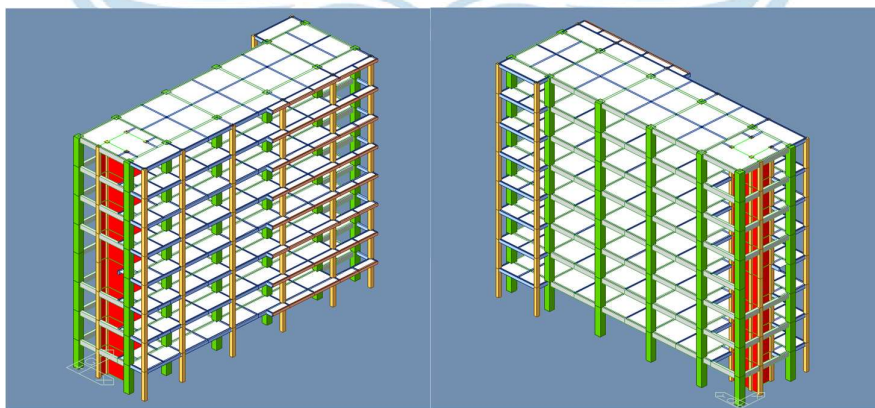
Gambar 2. 20 Pemodelan Struktur Menggunakan Midas Gen



Gambar 2. 21 Gambar gedung samping kanan



Gambar 2. 22 Gambar gedung tengah



Gambar 2. 23 Gambar gedung samping kiri

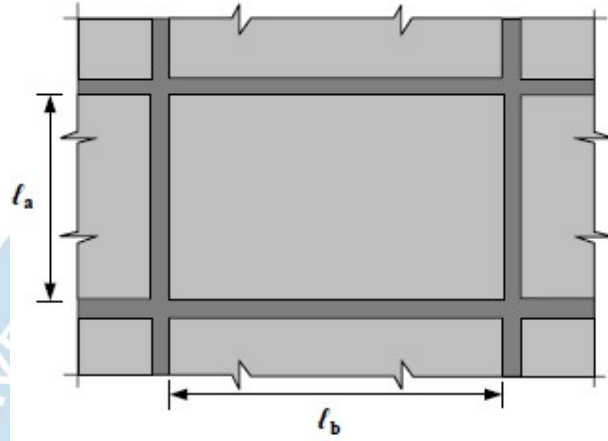
2.11 Perencanaan Atap Dak

Arah Panjang(lb) = 4000

$$\text{Arah Pendek}(l_a) = 4000$$

$$\beta = l_b/l_a = 1$$

Momen untuk Pelat Tipe A dihitung menggunakan SNI 8900 Gambar 7.9.2d untuk panel interior pelat dua arah yang ditopang oleh balok penopang, balok, atau dinding beton bertulang.



Gambar 2. 24 Panel pelat dua arah internal yang ditopang oleh dinding, balok, atau balok beton bertulang.

$$\text{Momen negatif } M_a^- = \frac{qul_a^2}{22} = 0,263$$

$$\text{Momen positif } M_a^+ = \frac{qul_a^2}{42} = 0,263$$

$$\text{Momen negatif } M_b^- = \frac{qul_b^2}{22} = 0,190$$

$$\text{Momen positif } M_b^+ = \frac{qul_b^2}{42} = 0,190$$

Koefisien tahanan lentur

$$d = 100 - 20 - \frac{10}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$M_a^- \rightarrow k = \frac{M_a^-}{\phi b d^2} = \frac{1,546}{0,9(1000)(75)} = 0,052$$

$$M_a^+ \rightarrow k = \frac{M_a^+}{\phi b d^2} = \frac{1,546}{0,9(1000)(75)} = 0,052$$

$$M_b^- \rightarrow k = \frac{M_b^-}{\phi b d^2} = \frac{1,117}{0,9(1000)(75)} = 0,038$$

$$M_b^+ \rightarrow k = \frac{b}{\phi b d^2} = \frac{1,117}{0,9(1000)(75)} = 0,038$$

Rasio Penulangan

Menurut Pasal 7.3.3.4 SNI 8900:2020 $\rho_{min} = 0,0020$ harus merupakan perbandingan minimum temperatur terhadap luas dan luas tulangan susut.

$$M_a^- \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,172}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M_a^+ \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,172}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M_b^- \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,124}{0,85 \times 30}}\right) = 0,001$$

$$M_b^+ \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,124}{0,85 \times 30}}\right) = 0,001$$

0,0020 adalah rasio penguat yang dipilih karena ρ yang dicapai lebih kecil dari ρ_{min} .

Cek ρ_{maks}

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,84$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f_c' \beta_1}{f_y} = 0,36 \frac{30 \times 0,84}{280} = 0,032 > \rho_{min} \text{ (OK)}$$

Tulangan Utama

(M_a) Penulangan Tumpuan arah pendek

Luas tulangan minimum (A_{smin})

$$A_{smin} = 0,0020 \times A_g = 200 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{req} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 1000 \times 100 = 200 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 200 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 1000}{200} = 392,699 \text{ mm}$$

Mengecek spasi maximum

Sesuai SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, jarak tanam paling kecil 3 jam dan 450 mm digunakan.

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 100 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Jadi jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan utama D10-350

(M⁺_a) Penulangan Lapangan arah pendek

Luas tulangan minimum (A_{smin})

$$A_{smin} = 0,0020 \times A_g = 200 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{sreq} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 1000 \times 100 = 150 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 200 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0.25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0.25)\pi \times 10^2 \times 1000}{200} = 392.699 \text{ mm}$$

Mengecek spasi maximum

Sesuai SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, jarak tanam paling kecil 3 jam dan 450 mm digunakan.

$$S_{max} = 3 \times h = 3 \times 100 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Jadi jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan utama D10-350

(M⁻_b) Penulangan Tumpuan arah panjang

Luas tulangan minimum (A_{smin})

$$A_{smin} = 0,0020 \times A_g = 200 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{sreq} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 1000 \times 100 = 150 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 200 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0.25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0.25)\pi \times 10^2 \times 1000}{200} = 392.699 \text{ mm}$$

Mengecek spasi maximum

Sesuai SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, jarak tanam paling kecil 3 jam dan 450 mm digunakan.

$$S_{\max} = 3 \times h = 3 \times 100 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Jadi jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan utama D10-350

(M⁺_b) Penulangan Lapangan arah panjang

Luas tulangan minimum ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0,0020 \times A_g = 200 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan ($A_{s_{\text{req}}}$)

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 1000 \times 100 = 200 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 200 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0.25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{\text{req}}}} = \frac{(0.25)\pi \times 10^2 \times 1000}{200} = 392.699 \text{ mm}$$

Mengecek spasi maximum

Sesuai SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, jarak tanam paling kecil 3 jam dan 450 mm digunakan.

$$S_{\max} = 3 \times h = 3 \times 100 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Jadi jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan utama D10-350

Tulangan Susut

Jarak antar tulangan dihitung dengan menggunakan D10 yang ditentukan untuk tulangan susut.

$$A_{s_{\text{req}}} = A_{s_{\min}}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0020 \times A_g = 200 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{(0.25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{\text{req}}}} = \frac{(0.25)\pi \times 10^2 \times 1000}{200} = 392.699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

$$S_{\max} = 5 \times h = 3 \times 100 = 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

Tulangan susut D10-100 digunakan karena tulangan tersebut diberi jarak 100 mm.

Mengecek gaya geser

Dengan mengacu pada SNI 8900:2020 persamaan 7.9.4a dan 7.9.4b, maka kuat geser yang diperlukan (V_u) untuk pelat dua arah dapat ditentukan sebagai berikut: Karena nilai $\beta = 1,0$, maka fraksi beban (α_a dan α_b) diperoleh masing-masing dengan nilai $\alpha_a = 0,50$ dan $\alpha_b = 0,50$.

Arah pendek (l_a)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{\alpha_b \times q_u \times l_a}{2} \geq \frac{q_u \times l_a}{4} \\ &= \frac{0,50 \times 3,6228 \times 4000}{2} \geq \frac{3,6228 \times 4000}{4} \\ &= 3622,8 \geq 3622,8 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 3,6228 \text{ kN}$

Arah panjang (l_b)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{\alpha_a \times q_u \times l_a}{2} \geq q_u \left[\frac{l_a}{2} - \frac{l_a^2}{4l_b} \right] \\ V_u &= \frac{0,50 \times 3,6228 \times 4000}{2} \geq 3,6228 \left[\frac{4000}{2} - \frac{4000^2}{4 \times 4000} \right] \\ V_u &= 3622,8 \text{ kN} > 3622,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 3,6228 \text{ kN}$

Kuat Geser ϕV_c

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 75 \\ &= 52375,96956 \text{ N} \\ &= 52,376 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka Atap Dak aman terhadap gaya geser.

Table 2. 49 Rekapitulasi Perhitungan Atap DAK

TIPE PLAT	Dimensi (mm)		Jenis Plat	Tebal Plat	Momen	Tulangan Pokok	Tulangan Susut
	Arah pendek (lb)	Arah panjang (lb)					
A	4000	4000		125	Tump (M_a)	D10-350	D10-100

			2 arah		Lap (M_a^+)	D10-350	
					Tump (M_b^-)	D10-350	
					Lap (M_b^-)	D10-350	
B	3000	4000	2 arah	125	Tump (M_a^-)	D10-350	D10-100
					Lap (M_a^+)	D10-350	
					Tump (M_b^-)	D10-350	
					Lap (M_b^-)	D10-350	
C	2500	4000	2 arah	125	Tump (M_a^-)	D10-350	D10-100
					Lap (M_a^+)	D10-350	
					Tump (M_b^-)	D10-350	
					Lap (M_b^-)	D10-350	

2.12 Perencanaan Balok

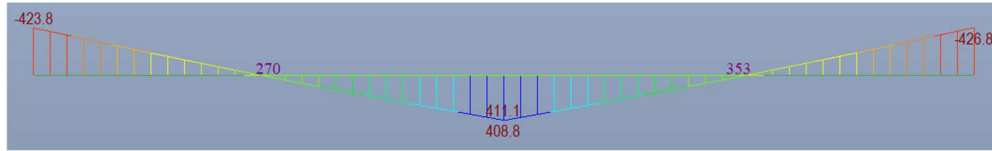
2.12.1 Penulangan Longitudinal

SNI 2847:2013 dan SNI 2847:2019 digunakan untuk merancang tulangan balok. Perangkat lunak Midas digunakan untuk memperoleh gaya dalam dari output pemodelan struktural.

1. Balok Induk

(B) Lebar balok	= 300 mm
(H) Panjang balok	= 600 mm
Bj Beton	= 24 kNm ³
Selimut Beton	= 40 mm
f_c'	= 30 MPa
Dia. tul utama	= 25 mm
Dia. tul sengkang	= 10 mm
f_y (D25)	= 420 MPa
f_y (D10)	= 280 MPa

2. Momen pada balok



Gambar 2. 25 Nilai momen yang diambil pada MidasGen

Tumpuan	Lapangan
(Mu^-) 439.9 kNm	(Mu^-) 109.975 kNm
(Mu^+) 219.95 kNm	(Mu^+) 419.7 kNm

- Syarat Momen

$$(Mu^+)_{tump.} > 0.5(Mu^-)_{tump.}$$

$$0 > (0.5)(439.9)$$

$$439.9 \text{ kNm} < 439.9 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif daerah tumpuan } (Mu^+) = 439.9 \text{ kNm}$$

$$Mu_{lap} > 0.25 Mu_{tump}$$

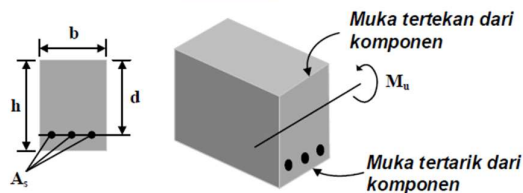
$$Mu_{lap} > 0.25 (439.9)$$

$$Mu_{lap} > 201 \text{ kNm}$$

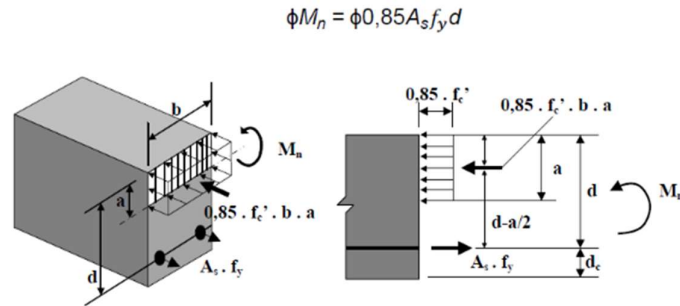
Digunakan momen negatif daerah lapangan (Mu^-)

3. Tulangan Longitudinal

Untuk komponen penampang yang mengalami gaya tarik akibat lentur, tulangan longitudinal harus ditempatkan sedekat mungkin dengan serat terjauh.



Gambar 2. 26 Dimensi desain untuk kekuatan momen desain



Gambar 2. 27 Kekuatan momen lentur nominal

Penulangan Tumpuan (M_u^-)

$$M_n = \frac{M_u^-}{0,9} = \frac{439,9}{0,9} = 488,778 \text{ kNm}$$

- Nilai a dan c

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{0,85 \times f_c \times b}{2} a - (0,85 \times f_c' \times a \times b) a + M_n = 0$$

Nilai a didapatkan dari persamaan kuadrat

$$a = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = 136,101 \text{ mm}$$

Pada Tabel 22.2.2.4.3, nilai β_1 digunakan untuk menentukan distribusi tegangan pada beton pada penampang persegi ekuivalen,

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} \\ &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7} \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{136,101}{0,84} \\ &= 162,8558 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek regangan tulangan

Menurut SNI-2847-2019 pasal 9.3.3.1, et minimal harus 0,004 untuk balok bukan pratekan dengan $P_u < 0,10 F_c' A_g$.

Diasumsikan tulangan sudah leleh

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{0,003(d-c)}{c} \\
 &= \frac{0,003(536,5-16,9398)}{162,8558} \\
 &= 0,007 > f_y/E_s = 0,002
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil tersebut, dapat disimpulkan sebagai berikut:

- Penampang tersebut dianggap diatur tariknya ($\phi = 0,9$) jika $\varepsilon_s > 0,005$.
- Regangan minimum terpenuhi dan hanya satu tulangan yang digunakan jika $\varepsilon_s > 0,004$.
- Tulangan sudah mengalami leleh ($f_s = f_y$).
- Menghitung Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s,req} &= \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 136,300 \times 300}{420} \\
 &= 2478,981 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cara berikut dapat digunakan untuk menentukan berapa banyak tulangan yang dibutuhkan (n).

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s,req} \times 4}{\pi(D)^2} \\
 &= \frac{2478,981 \times 4}{\pi(25)^2} \\
 &= 50,05 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Oleh karena itu, dipakai tulangan longitudinal pada bagian tumpuan (Mu-) = 6D25

- Mengontrol Kebutuhan Tulangan

Berdasarkan pasal 9.6.1.2 SNI-2847-2019 Asmin1 dan Asmin2 harus lebih kecil dari Asmin1, maka:

$$\begin{aligned}
 A_{s,use} &= 6 \frac{\pi \times (25)^2}{4} \\
 &= 2945,243 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30} \times 300 \times 537,5}{420} \\
 &= 527,716 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 537,5 \\
&= 537,500 \text{ mm}^2 \\
\text{As.max} &= \frac{0,36 \times \beta_1 \times f_{cr} \times b \times d}{f_y} \\
&= \frac{0,36 \times 0,84 \times 30 \times 300 \times 537,5}{420} \\
&= 3465,230 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Luas kebutuhan tersebut dapat digunakan apabila luas termasuk dalam luas perkuatan minimum dan maksimum.

- Mengecek spasi tulangan

Menurut SNI-2847-2019 pasal 25.2.1, jarak bersih antara tulangan paralel non pratekan pada satu lapisan horizontal minimal harus 25 mm, db, dan $(4/3)d_{agg}$.

Menurut SNI-2847-2019 pasal 25.2.2, lapisan atas tulangan paralel non-pratekan yang dipasang pada dua atau lebih lapisan horizontal harus ditempatkan tepat di atas lapisan bawah dengan jarak minimal 25 mm di antara keduanya.

$$\begin{aligned}
S_1 &= \frac{b - 2 \times \text{Sel.beton} \times D.\text{senggang} \times n \times D.\text{tul.longitudinal}}{n - 1} \\
&= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 \times 6 \times 25}{6 - 1} \\
&= 31,333 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Berdasarkan tabel 24.3.2 dan pasal 24.3.2.1 SNI-2847-2019, jarak maksimum antara tulangan yang dipasang pada pelat dan balok adalah sbg berikut.

$$\begin{aligned}
F_s &= \frac{2}{3} \times F_y \\
&= \frac{2}{3} \times 420 \\
&= 280 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\text{maks1}} &= 380 \times \frac{280}{F_s} - 2,5 \times C_c \\
&= 380 \times \frac{280}{280} - 2,5 \times 40 \\
&= 280 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$S_{\text{maks2}} = 300 \times \frac{280}{F_s}$$

$$= 300 \times \frac{280}{280}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Tulangan dapat digunakan apabila jarak antar penopang lebih kecil dari jarak maksimum dan lebih besar dari jarak minimum.

- Mengecek kapasitas lentur momen nominal balok

Menurut SNI-2847-2019 pasal 22.2.2.4.1, daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh ujung penampang dan garis sejajar sumbu netral yang terletak a dari serat tekan terjauh dianggap mempunyai distribusi tegangan beton yang sama sebesar $0,85f_c'$.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{\beta_1 \times f_c' \times b \times d}$$

$$= \frac{2945,243 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300 \times 537,5}$$

$$= 161,700 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,836}$$

$$= 193,487 \text{ mm}$$

Setiap penampang harus mencapai keseimbangan, dan regangan pada beton dan tulangan non pratekan dianggap sebanding dengan jarak dari sumbu netral, sesuai SNI-2847-2019 pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.

$$\epsilon_{s2} = \frac{0,003(d-c)}{c}$$

$$= \frac{0,003(537,5 - 193,487)}{193,487}$$

$$= 0,005 \text{ mm}$$

$$= 0,005 > 0,005 \text{ terkendali ?}$$

$$M_n = 0,85 \times f_c' \times a \times b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 161,700 \times 300 \left(537,5 - \frac{161,700}{2} \right)$$

$$= 564877246,192 \text{ Nmm}$$

$$= 564,877 \text{ kNm}$$

Mengacu pada SNI-2847-2019 pada Tabel 21.2.2, factor reduksi kekuatan yang dipakai untuk menghitung momen nominal dipakai 0,9

$$\phi M_n = 0,9 \times 564,877$$

$$= 508,390 \text{ kNm}$$

$$M_n = 508,390 \text{ kNm} > M_u = \text{OK}$$

Balok induk 1 dapat mentolerir momen ultimit karena momen nominalnya lebih besar dari momen ultimit.

Tumpuan (M_u^+)

$$M_n = \frac{M_u^+}{0,9} = \frac{439,9}{0,9} = 244,389 \text{ kNm}$$

- Nilai a dan c

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{0,85 \times f_c \times b}{2} a - (0,85 \times f_c' \times a \times b) a + M = 0$$

Nilai a didapatkan dari persamaan kuadrat

$$a = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= 63,144 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pada Tabel 22.2.2.4.3 Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7}$$

$$= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$

$$= 0,84$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{63,144}{0,84}$$

$$= 75,557 \text{ mm}$$

- Cek regangan tulangan

Menurut SNI-2847-2019 pasal 9.3.3.1, ϵ_t minimal harus 0,004 untuk balok bukan pratekan dengan $P_u < 0,10F_c A_g$.

Diasumsikan tulangan sudah leleh

$$\epsilon_s = \frac{0,003(d - c)}{c}$$

$$= \frac{0,003(537,5 - 75,557)}{c}$$

$$= 0,018$$

Berdasarkan hasil tersebut, dapat disimpulkan sebagai berikut:

- Penampang tersebut dianggap diatur tariknya ($\phi = 0,9$) jika $\epsilon_s > 0,005$.
- Regangan minimum terpenuhi dan hanya satu tulangan yang digunakan jika $\epsilon_s > 0,004$.
- Tulangan sudah mengalami leleh ($f_s = f_y$).
- Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s,req} &= \frac{0,85 \times f_c \times a \times b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 63,144 \times 300}{420} \\ &= 1150,121 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rumus berikut dapat digunakan untuk menentukan kebutuhan kekuatan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s,req} \times 4}{\pi (D_{tul})^2} \\ &= \frac{1150,121 \times 4}{\pi (25)^2} \\ &= 2,343 \text{ bh} \approx 4 \text{ bh} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan longitudinal 3D25

- Mengontrol kebutuhan luas tulangan

Berdasarkan pasal 9.6.1.2 SNI-2847-2019 A_{smin1} harus lebih kecil dari $A_{sminmin}$ - A_{smin1}

$$\begin{aligned} A_{s,use} &= 3 \frac{\pi (25)^2}{4} \\ &= 1472,622 \text{ mm}^2 \\ A_{s,min1} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 300 \times 237,5 \\ &= 525,716 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,min2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 237,5 \\ &= 537,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,max} &= \frac{0,36 \times \beta_1 \times f_c' \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 \times 0,84 \times 30 \times 300 \times 237,5}{420} \end{aligned}$$

$$= 3465,230 \text{ mm}^2$$

Jika luas tulangan yang diterapkan berada di antara luas tulangan minimum dan maksimum, maka luas tulangan tersebut dapat dipakai.

- Cek spasi tulangan

Menurut SNI-2847-2019 pasal 25.2.1, jarak bersih antara tulangan paralel non pratekan pada satu lapisan horizontal minimal harus 25 mm, db, dan $(4/3)d_{agg}$.

Menurut SNI-2847-2019 pasal 25.2.2, lapisan atas tulangan paralel non-pratekan yang dipasang pada dua atau lebih lapisan horizontal harus ditempatkan tepat di atas lapisan bawah dengan jarak minimal 25 mm di antara keduanya.

Tulangan dirangkai dalam satu lapis

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{b - 2 \times \text{selimut beton} \times D_{\text{senggang}} \times n \times D_{\text{tul.longitudinal}}}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 \times 3 \times 25}{3 - 1} \\ &= 31,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Berdasarkan tabel 24.3.2 dan pasal 24.3.2.1 SNI-2847-2019, jarak maksimum antara tulangan yang dipasang pada pelat dan balok

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{2}{3} \times F_y \\ &= \frac{2}{3} \times 420 \\ &= 280 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max 1} &= 380 \times \frac{280}{F_s} - 2,5 \times C_c \\ &= 380 \times \frac{280}{280} - 2,5 \times 40 \\ &= 280 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max 2} &= 300 \times \frac{280}{F_s} \\ &= 300 \times \frac{280}{280} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan dapat digunakan apabila jarak antar tulangan lebih besar dari jarak minimum dan kurang dari jarak maksimum.

- Cek kapasitas lentur momen nominal balok.

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 22.2.2.4.1 Tegangan beton $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi rata terhadap zona tekan ekuivalen yang dibatasi ujung penampang dan garis yang paralel terhadap sumbu netral, yang terletak pada jarak a dari serat tekan terjauh,

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{\beta_1 \times f_c' \times b \times d} \\ &= \frac{1472,622 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300 \times 237,5} \\ &= 80,85 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{80,85}{0,85} \\ &= 128,947 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 22.2.1.2, 22.2.2., Kesetimbangan harus tercapai di setiap penampang dan Regangan beton dan tulangan nonprategang diasumsikan proporsional dengan jarak dari sumbu netral.

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2} &= \frac{0,003(d-c)}{c} \\ &= \frac{0,003(237,5-128,947)}{128,947} \\ &= 0,010 > 0,005 \text{ terkendali} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \times 30 \times 80,85 \times 300 \left(237,5 - \frac{80,85}{2} \right) \\ &= 398809583 \text{ Nmm} \\ &= 398,8095834 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pada Tabel 21.2.2, factor reduksi kekuatan yang dipakai yang dipakai untuk menghitung momen nominal dipakai 0,9

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 398,8096 \\ &= 358,929 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_n = 358,929 \text{ kNm} > M_u = \text{OK}$$

Momen nominal lebih besar daripada momen ultimit, maka balok induk 1 dapat menahan momen ultimit.

Lapangan (M_u)

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{112,07}{0,9} = 124,52 \text{ kNm}$$

- Nilai a dan c

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{0,85 \times f_c \times b}{2} a - (0,85 \times f_c' \times a \times b) a + M_n = 0$$

Nilai a didapatkan dari persamaan kuadrat

$$a = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$
$$= 30,588 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pada Tabel 22.2.2.4.3 Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7}$$
$$= 0,85 - \frac{0,05(30 - 28)}{7}$$
$$= 0,84$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$
$$= \frac{30,588}{0,84}$$
$$= 36,601 \text{ mm}$$

- Cek regangan tulangan

Diasumsikan tulangan sudah leleh

$$\epsilon_s = \frac{0,003(d - c)}{c}$$
$$= \frac{0,003(537,5 - 36,601)}{36,601}$$
$$= 0,0411$$

Dari hasil tersebut, dapat diperoleh kesimpulan:

$$\epsilon_s > 0,005 \rightarrow \text{penampang terkendali tarik } (\phi = 0,9)$$

$\epsilon_s > 0,004 \rightarrow$ regangan minimum terpenuhi dan menggunakan tulangan tunggal

Tulangan sudah leleh ($f_s = f_y$)

- Tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}
 A_{s.req} &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 30,588 \times 300}{420} \\
 &= 557,135 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan (n) dapat diperoleh dengan cara sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s.req} \times 4}{\pi (D_{tul})^2} \\
 &= \frac{557,135 \times 4}{\pi (25)^2} \\
 &= 1,135 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan longitudinal 2D25

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 9.6.1.2 $A_{s,min}$ harus lebih besar dari A_{smin1}

$$\begin{aligned}
 A_{s.use} &= 2 \frac{\pi (25)^2}{4} \\
 &= 981,748 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s.min1} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 300 \times 537,5 \\
 &= 525,716 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s.min2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 537,5 \\
 &= 537,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s.max} &= \frac{0,36 \times \beta_1 \times f_c' \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,36 \times 0,84 \times 30 \times 300 \times 537,5}{420} \\
 &= 3465,230 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang digunakan lebih besar daripada luas tulangan minimum dan lebih kecil daripada luas tulangan maksimum, maka luas tulangan dapat digunakan.

- Cek spasi tulangan

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 25.2.1 untuk tulangan nonprategang yang sejajar pada satu lapisan horizontal, spasi bersih tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 25 mm, d_b , dan $(4/3)d_{agg}$.

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 25.2.2 untuk tulangan nonprategang yang sejajar yang dipasang pada dua atau lebih lapisan horizontal, ulangan pada lapisan atas harus diletakan tepat diatas tulangan lapisan bawah dengan spasi bersih paling sedikit 25 mm

Tulangan dirangkai dalam satu lapis

$$S_1 = \frac{b - 2 \times \text{selimut beton} \times D_{sengkan} \times n \times D_{tul.longitudinal}}{n-1}$$

$$= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 \times 2 \times 25}{2-1}$$

$$= 144 \text{ mm}$$

$$S_{min} = 25 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 24.3.2.1 dan tabel 24.3.2, spasi maksimum tulangan telekat pada plat dan balok

$$F_s = \frac{2}{3} \times F_y$$

$$= \frac{2}{3} \times 420$$

$$= 280 \text{ MPa}$$

$$S_{max1} = 380 \times \frac{280}{F_s} - 2,5 \times C_c$$

$$= 380 \times \frac{280}{280} - 2,5 \times 40$$

$$= 280 \text{ mm}$$

$$S_{max2} = 300 \times \frac{280}{F_s}$$

$$= 300 \times \frac{280}{280}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Jarak spasi tulangan lebih besar dari jarak spasi minimum dan lebih kecil dari jarak spasi maksimum, maka tulangan dapat digunakan

- Cek kapasitas lentur momen nominal balok

Tegangan beton $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi rata terhadap zona tekan ekuivalen yang dibatasi ujung penampang dan garis yang paralel terhadap sumbu netral, yang terletak pada jarak a dari serat tekan terjauh

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{\beta_1 \cdot f_c' \cdot b \cdot d} \\
 &= \frac{3465,230 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300 \times 537,5} \\
 &= 53,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{53,9}{0,85} \\
 &= 64,496 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 22.2.1.2, 22.2.2., Keseimbangan harus tercapai di setiap penampang dan Regangan beton dan tulangan nonprategang diasumsikan proporsional dengan jarak dari sumbu netral.

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s2} &= \frac{0,003(d-c)}{c} \\
 &= \frac{0,003(537,5-64,496)}{64,496} \\
 &= 0,022 > 0,005 \text{ terkendali}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 53,9 \times 300 \left(537,5 - \frac{53,9}{2} \right) \\
 &= 210517168 \text{ Nmm} \\
 &= 210,517 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pada Tabel 21.2.2, factor reduksi kekuatan yang dipakai yang dipakai untuk menghitung momen nominal dipakai 0,9

$$\phi M_n = 0,9 \times 564.877$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 189,465 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 189,465 \text{ kNm} > M_u = \text{OK}$$

Lapangan (M_u^+)

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{220}{0,9} = 244,389 \text{ kNm}$$

- Nilai a dan c

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{0,85 \times f_c' \times b}{2} a - (0,85 \times f_c' \times a \times b) a + M_n = 0$$

Nilai a didapatkan dari persamaan kuadrat

$$\begin{aligned} a &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= 63,144 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pada Tabel 22.2.2.4.3 Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{0,05(fc' - 2)}{7} \\ &= 0,85 - \frac{0,05(30 - 2)}{7} \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{63,144}{0,84} \\ &= 75,557 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek regangan tulangan

Diasumsikan tulangan sudah leleh

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{0,003(d - c)}{c} \\ &= \frac{0,003(537,5 - 75,557)}{75,557} \\ &= 0,0183 \end{aligned}$$

Dari hasil tersebut, dapat diperoleh kesimpulan:

$\varepsilon_s > 0,005 \rightarrow$ penampang terkendali tarik ($\phi = 0,9$)

$\varepsilon_s > 0,004 \rightarrow$ regangan minimum terpenuhi dan menggunakan tulangan tunggal

Tulangan sudah leleh ($f_s = f_y$)

- Tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_{s,req} &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 57,377 \times 300}{420} \\ &= 1150,121 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan (n) dapat diperoleh dengan cara sebagai berikut

$$n = \frac{A_{s,req} \times 4}{\pi(D_{tul})^2}$$

$$= \frac{1150,121 \times 4}{\pi(25)^2}$$

$$= 2,343 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan longitudinal 3D25

- Kontrol kebutuhan luas tulangan

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 9.6.1.2 $A_{s,min}$ harus lebih besar dari A_{smin1}

$$A_{s, \text{ use}} = 4 \frac{\pi(25)^2}{4}$$

$$= 1472,622 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{ min1}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 300 \times 537,5$$

$$= 525,716 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{ min2}} = \frac{1,4}{f_y} \times 300 \times 537,5$$

$$= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 537,5$$

$$= 537,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{ max}} = \frac{0,36 \times \beta_1 \times f_c \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,36 \times 0,84 \times 30 \times 300 \times 537,5}{420}$$

$$= 3465,230 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang digunakan lebih besar daripada luas tulangan minimum dan lebih kecil daripada luas tulangan maksimum, maka luas tulangan dapat digunakan.

- Cek spasi tulangan

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 25.2.1 untuk tulangan nonprategang yang sejajar pada satu lapisan horizontal, spasi bersih tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 25 mm, d_b , dan $(4/3)d_{agg}$.

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 25.2.2 untuk tulangan nonprategang yang sejajar yang dipasang pada dua atau lebih lapisan horizontal, ulangan pada lapisan atas harus diletakan tepat diatas tulangan lapisan bawah dengan spasi bersih paling sedikit 25 mm

Tulangan dirangkai dalam satu lapis

Cek spasi tulangan

Tulangan dirangkai dalam satu lapis

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{b - 2 \times \text{selimut beton} \times D_{\text{senggang}} \times n \times D_{\text{tul longitudinal}}}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 \times 3 \times 25}{3 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 24.3.2.1 dan tabel 24.3.2, spasi maksimum tulangan telekat pada plat dan balok

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{2}{3} \times F_y \\ &= \frac{2}{3} \times 420 \\ &= 280 \text{ MPa} \\ S_{\max 1} &= 380 \times \frac{280}{F_s} - 2,5 \times C_c \\ &= 380 \times \frac{280}{280} - 2,5 \times 40 \\ &= 280 \text{ mm} \\ S_{\max 2} &= 300 \times \frac{280}{F_s} \\ &= 300 \times \frac{280}{280} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak spasi tulangan lebih besar dari jarak spasi minimum dan lebih kecil dari jarak spasi maksimum, maka tulangan dapat digunakan
Cek kapasitas lentur momen nominal balok.

- Cek kapasitas lentur momen nominal balok

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 22.2.2.4.1 Tegangan beton $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi rata terhadap zona tekan ekuivalen yang dibatasi ujung penampang dan garis yang paralel terhadap sumbu netral, yang terletak pada jarak a dari serat tekan terjauh,

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{\beta_1 \times f_c' \times b \times d} \\ &= \frac{3465,23 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300 \times 537,5} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 80,85 \text{ mm} \\
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{80,85}{0,85} \\
 &= 96,743 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 22.2.1.2, 22.2.2., Kesetimbangan harus tercapai di setiap penampang dan Regangan beton dan tulangan nonprategang diasumsikan proporsional dengan jarak dari sumbu netral.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{0,003(d-c)}{c} \\
 &= \frac{0,003(537,5-96,743)}{128,991} \\
 &= 0,014 > 0,005 \text{ terkendali} \\
 M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 80,85 \times 300 \left(537,5 - \frac{80,85}{2}\right) \\
 &= 307441470 \text{ Nmm} \\
 &= 307,4414697 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2019 pada Tabel 21.2.2, factor reduksi kekuatan yang dipakai yang dipakai untuk menghitung momen nominal dipakai 0,9

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 564.877 \\
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 358,929 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 358,929 \text{ kNm} > M_u = \text{OK}$$

4. Perhitungan tulangan geser balok

Rekap penulangan longitudinal balok 1 ditunjukkan pada Tabel 2.50

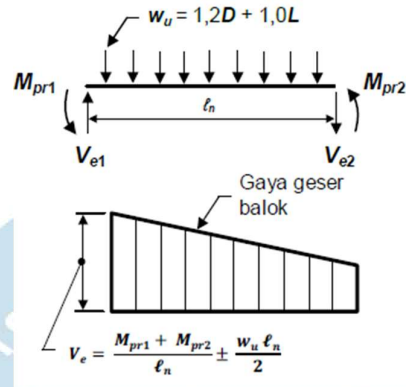
Tabel 2. 50 Rekap Momen

Lokasi	Mu (kNm)	Tulangan
Tumpuan (-)	439,9	6D25
Tumpuan (+)	219,95	3D25
Lapangan (-)	109,975	2D25
Lapangan (+)	419,7	3D25

2.12.2 Perhitungan Tulangan Geser

Untuk menghitung kekuatan geser berlaku pasal 18.6.5 pada SNI-287-2019

- Menghitung Momen Probabilitas (SIN 2847:2019 Gambar R18.6.5)



Gambar 2. 28 Gaya Geser Desain untuk balok

Tumpuan kiri (-)

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \frac{\pi(25)^2}{4} \\
 &= 2945,243 \text{ mm}^2 \\
 a_{pr} &= \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f_{cr} \times b} \\
 &= 202,125 \text{ mm} \\
 M_{pr} &= 1,25 \times f_y \times A_s \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 420 \times 2945,243 \left(537,5 - \frac{202,125}{2} \right) \\
 &= 674842999 \text{ Nmm} \\
 &= 674,843 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tumpuan kiri (+)

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \frac{\pi(25)^2}{4} \\
 &= 1963,495 \text{ mm}^2 \\
 a_{pr} &= \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f_{cr} \times b} \\
 &= 202,125 \text{ mm} \\
 M_{pr} &= 1,25 \times f_y \times A_s \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 420 \times 1472,622 \left(537,5 - \frac{101,062}{2} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 674842999 \text{ Nmm}$$

$$= 674,843 \text{ kNm}$$

Tumpuan kanan (-)

Perhitungan momen probabilitas tumpuan kanan (-) = Tumpuan kiri (-)

$$\begin{aligned} A_s &= n \frac{\pi(25)^2}{4} \\ &= 2945,243 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= 202,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times f_y \times A_s \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 420 \times 2945,243 \left(537,5 - \frac{202,125}{2} \right) \\ &= 674842999 \text{ Nmm} \\ &= 674,843 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tumpuan kanan (+)

Perhitungan momen probabilitas tumpuan kanan (+) = Tumpuan kiri (+)

$$\begin{aligned} A_s &= n \frac{\pi(25)^2}{4} \\ &= 1963,495 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{1,25 \times f_y \times A_s}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= 202,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times f_y \times A_s \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 420 \times 1472,622 \left(537,5 - \frac{101,062}{2} \right) \\ &= 674842999 \text{ Nmm} \\ &= 674,843 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya Geser Desain

Dari hasil output Midas Gen, didapatkan gaya gravitasi dan gaya geser maksimum sebagai berikut:

$$V_{G.Kiri} : 184,1 \text{ kN}$$

$$V_{G.Kanan} : 182,7 \text{ kN}$$

Gaya geser desain didapatkan dengan rumus sebagai berikut:

Diasumsikan nomor 1 merupakan tumpuan kiri dan nomor 2 merupakan tumpuan kanan

$$\begin{aligned} V_{E.kiri} &= \frac{M_{pr}(-) + M_{pr2}(+)}{l_n} \\ &= \frac{674,84 + 484,62}{3400} \\ &= 341,019 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{E.kanan} &= \frac{M_{pr1}(+) + M_{pr2}(-)}{l_n} \\ &= \frac{674,84 + 484,62}{3400} \\ &= 341,019 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e1.gempa_kiri} &= V_{G1} - V_{E1} \\ &= 184,1 - 341,019 \\ &= -156,919 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2.gempa_kiri} &= V_{G2} - V_{E2} \\ &= 182,7 + 341,019 \\ &= 523,719 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e1.gempa_kanan} &= V_{G1} + V_{E1} \\ &= 184,1 + 341,019 \\ &= 525,119 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2.gempa_kanan} &= V_{G2} + V_{E2} \\ &= 182,7 - 341,019 \\ &= -158,319 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan gaya geser desain dapat dilihat pada tabel 2.51

Tabel 2. 51 Gaya Geser Desain

Gaya (kN) dan Momen (kN.m)	Tumpuan kiri (1)	Tumpuan kanan (2)
M _{pr} (-)	674,843	674,843
M _{pr} (+)	484,62	484,62
V _E	341,029	341,029
V _G	184,1	182,7

$V_{e.gempa_kiri}$	156,919	523,719
$V_{e.gempa_kanan}$	525,119	158,319

$$V_u = 525,119 \text{ kN}$$

$$0,5V_u = 0,5 \times 525,119$$

$$= 131,28 \text{ kN}$$

$$V_e = 525,119$$

Berdasarkan SNI 2847: 2019 ps 18.6.5.2, tulangan transversal harus di desain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ apabila terpenuhi syarat:

$$V_e > 0,5 V_u$$

$$\text{Maka, } V_c = 0 \text{ kN}$$

- Kebutuhan Tulangan Geser

Daerah Tumpuan

$$d = 337,5$$

Digunakan 3D10

$$A_v = 4 \times \frac{\pi(10)^2}{4}$$

$$= 314,16 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi \times A_v \times F_{yt} \times d}{V_e}$$

$$= \frac{0,75 \times 314,16 \times 280 \times 337,5}{525,119}$$

$$= 68 \approx 50 \text{ mm}$$

Cek jarak maksimum tulangan (SNI 2847: 2019 ps 18.6.4.4)

Jarak tulangan geser tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $\frac{d}{4} = \frac{25}{4} = 6,25 \text{ mm}$
- $6D_{tul.lomgitudinal} = 150 \text{ mm}$

Karena jarak tulangan yang dipakai ($s = 50 \text{ mm}$) lebih kecil daripada jarak maksimum tulangan, maka tulangan geser 3D10-50 dapat digunakan.

Daerah Lapanagn

$$d = 537,5 \text{ mm}$$

Nilai V_e di lapanagn diperoleh dengan cara sebagai berikut:

$$V_{e.gki.max} = 523,719 \text{ kN}$$

$$V_{e.gki.min} = 156,919 \text{ kN}$$

$$V_{e.gki.max} = 525,119 \text{ kN}$$

$$V_{e.gki.min} = 158,319 \text{ kN}$$

$$l_n = 3400 \text{ mm} = 3,4 \text{ m}$$

$$h = 600 \text{ mm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_{e.lap.gki} &= \frac{l_n - 2}{l_n} \times (V_{e.gki.max} - V_{e.gki.min}) + V_{e.gki.min} \\ &= \frac{3400 - 0,6}{3400} \times (525,119 - 156,919) + 156,919 \\ &= 394,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e.lap.gka} &= \frac{l_n - 2h}{l_n} \times (V_{e.gki.max} - V_{e.gka.min}) + V_{e.gka.min} \\ &= \frac{3400 - 0,6}{3400} \times (525,119 - 158,319) + 158,319 \\ &= 395,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{e.lap} = 395,66 \text{ kN}$$

$$= 395660 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 537,5 \\ &= 150,144 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= (0,75) \times (V_c) \\ &= 112,668 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena $V_{e.lap} > \phi V_c$, maka tulangan geser dibutuhkan. Cek syarat batasan dimensi

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_{e.lap}}{\phi} - V_c \\ &= \frac{395,66}{0,75} - 150,144 \\ &= 377,402 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s.max} &= 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 582913,732 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena $V_s < V_{s.max}$, maka syarat batasan dimensi terpenuhi

Kebutuhan tulangan geser

Digunakan

$$\begin{aligned}
 A_v &= 3 \times \frac{\pi(10)^2}{4} \\
 &= 235,62 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_s} \\
 &= \frac{0,75 \times 235,62 \times 280 \times 537,5}{235,62} \\
 &= 93,95 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena, maka jarak maksimum tulangan dihitung sebagai berikut:

- $\frac{d}{4} = \frac{25}{4} = 6,25 \text{ mm}$
- $6D_{tul.lomgitudinal} = 150 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan ($s = 150 \text{ mm}$) lebih kecil daripada jarak maksimum tulangan sehingga digunakan tulangan geser 2D10-150.

5. Perhitungan Tulangan Torsi Balok

$$V_u = 525,119 \text{ kN}$$

$$T_u = 41,93 \text{ kN.m}$$

- Cek Keperluan

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 200 \times 400 \\
 &= 80000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (200 \times 400) \\
 &= 160000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 \phi T_{th} &= (0,75) \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times \left(\frac{80000^2}{160000} \right) \\
 &= 136834,29 \text{ N.mm} \\
 &= 136.834 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\phi T_{th} < T_u$, maka torsi boleh diabaikan.

2.12.3 Tulangan Geser

- Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$$

$$= \frac{674,843 + 376,488}{3400/1000}$$

$$= 309,215 \text{ kN}$$

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_{g(\text{Tumpuan -})} = 233,6 \text{ kN}$$

- Gaya geser desain

(Tumpuan -)

$$\begin{aligned} V_{e1 \text{ gempa kiri}} &= V_g - V_{e1} \\ &= 233,6 - 309,215 \\ &= -75,615 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e1 \text{ gempa kanan}} &= V_g + V_{e1} \\ &= 233,6 + 309,215 \\ &= 542,815 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tulangan geser

Tumpuan –

Gaya geser akibat gempa:

$$V_s = 542,815 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ maks}} &= 0,66 \times \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d \times \text{tulangan transversal}}{1000} \\ &= 0,66 \times \frac{\sqrt{30} \times 300 \times 537,5}{1000} \\ &= 582,914 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan diameter 10 mm

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek spasi

Tumpuan –

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times f_{yt} \times d \text{ tulangan transversal}}{V_s \times 1000} \\ &= \frac{157,08 \times 280 \times 537,5}{542,815 \times 1000} \end{aligned}$$

$$= 32,66 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= 6 \times \text{diameter tulangan utama} \\ &= 6 \times 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, batas spasi maksimum = 32,66 mm

$$S < S_{\text{max}} = 32,66 \text{ mm} < 150 \text{ mm (OK)}$$

Dipasang 2D10-30

2.12.4 Lapangan

$$\begin{aligned} \text{Vel gempa kiri} &= \frac{L_n - xh}{L_n} \times (Ve \text{ gempa kiri tumpuan (+)} - \\ &\quad Ve \text{ tumpuan (-)} + Ve \text{ tumpuan (-)}) \\ &= \frac{3400 - 0,600}{3400} \times (544,115 - 75,615) + 75,615 \\ &= 378,762 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vel gempa kiri} &= \frac{L_n - 2 \times h}{L_n} \times (Ve \text{ gempa kanan tumpuan (+)} - \\ &\quad Ve \text{ tumpuan (-)} + Ve \text{ tumpuan (-)}) \\ &= \frac{3400 - 0,600}{3400} \times (542,815 - 74,315) + 74,315 \\ &= 377,462 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_e = 378,762 \text{ kN}$$

(diambil nilai yang terbesar dari hasil V_e gempa)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times 1 \times \frac{\sqrt{f'c} \times b \times d}{1000} \\ &= 0,17 \times 1 \times \frac{\sqrt{30} \times 300 \times 537,5}{1000} \\ &= 150,144 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,9 \times V_c \\ &= 0,9 \times 150,144 \\ &= 112,608\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_e \text{ Lapangan}}{\phi} - V_c \\ &= \frac{378,762}{0,75} - 150,144 \\ &= 354.8718077 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dipasang sengkang 2 kaki diameter 10

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{tulangan tumpuan} \times \text{diameter tumpuan}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2 \times 10^2 \\ &= 157,08\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s} \\ &= \frac{157,08 \times 280 \times 537,5}{544,115 \times 1000} \\ &= 32,59 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\text{max}} &= \frac{D}{2} \\ &= \frac{537,5}{2} \\ &= 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S < S_{\text{max}} = 208,4038 \text{ mm} < 369,5 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipasang Sengkang lapangan 2D10-200

Rekap Tulangan Balok

Berdasarkan perhitungan tulangan balok seperti pada 4.20, maka didapatkan tulangan untuk setiap jenis balok seperti pada Tabel 2.52.

Tabel 2. 52 Rekapitulasi Penulangan Balok

Kode Balok	Dimensi	Bentang (mm)	Letak	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	Torsi
B1a	300x600	4000	(Mu-) Tumpuan	6D25	4D10-100	
			Tumpuan (Mu+)	4D25		
			Lapangan (Mu-)	3D25	3D10-150	
			Lapangan (Mu+)	3D25		
B1b	300x600	3000	Tumpuan (Mu-)	6D25	4D10-100	
			Tumpuan (Mu+)	4D25		
			Lapangan (Mu-)	3D25	3D10-150	
			Lapangan (Mu+)	3D25		
B2a	250x500	7000	Tumpuan (Mu-)	3D25	3D10-100	
			Tumpuan (Mu+)	3D25		
			Lapangan (Mu-)	3D25	3D10-150	
			Lapangan (Mu+)	3D25		
B2b	250x500	3000	Tumpuan (Mu-)	3D25	3D10-100	
			Tumpuan (Mu+)	3D25		
			Lapangan (Mu-)	3D25	3D10-150	
			Lapangan (Mu+)	3D25		
BA1	200x400	4000	Tumpuan (Mu-)	2D25	2D10-100	
			Tumpuan (Mu+)	2D25		
			Lapangan (Mu-)	2D25	2D10-150	
			Lapangan (Mu+)	2D25		
BA2	200x400	3000	Tumpuan (Mu-)	2D25	2D10-100	
			Tumpuan (Mu+)	2D25		
			Lapangan (Mu-)	2D25	2D10-150	
			Lapangan (Mu+)	2D25		
			Lapangan (Mu+)	2D25		

2.13 Penulangan Kolom

2.13.1 Kolom 1

a. Data:

- (B) Lebar kolom = 800 mm
- (H) Tinggi kolom = 800 mm
- Berat jenis beton = 2400 mm
- F'_c = 30 Mpa
- Diameter tulangan pokok = 25 mm²
- Diameter tulangan susut = 10 mm²
- F_y D25 = 420 MPa
- F_y D10 = 280 MPa
- λ untuk beton normal = 1
- Selimut beton = 40

b. Momen Gaya Geser

Gaya geser (V_u) kolom 1 didapatkan dari hasil output Midas, sebesar 147,07 kN dan momen seperti pada tabel 2.53.

Tabel 2. 53 P_u max dan P_u min momen kolom 1

Gaya dalam Aksial-Lentur			
Kondisi	P_u (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
P_u Max	-7264.15	-332.17	-463.15
P_u Min	-102.22	331.73	295.67

c. Tulangan Lungitudinal

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 18.7.4.1, luas tulangan kolom tidak boleh kurang dari 0,01 A_g sampai 0,06 A_g atau rasi penulangan (ρ) sebesar 0,01 sampai 0,06.

Rasio tulangan

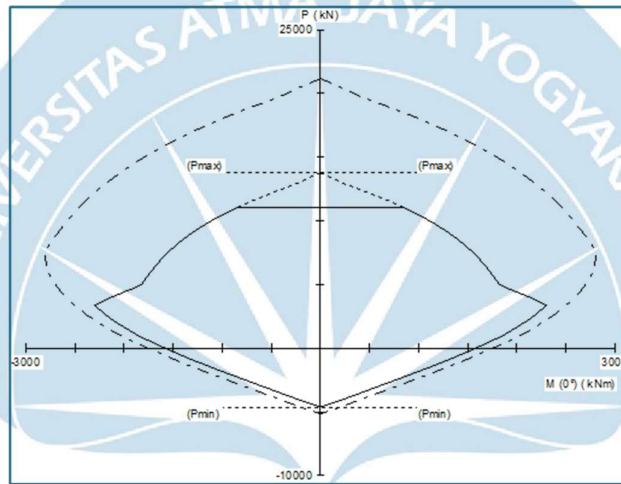
$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$= \frac{490,8739}{640000}$$

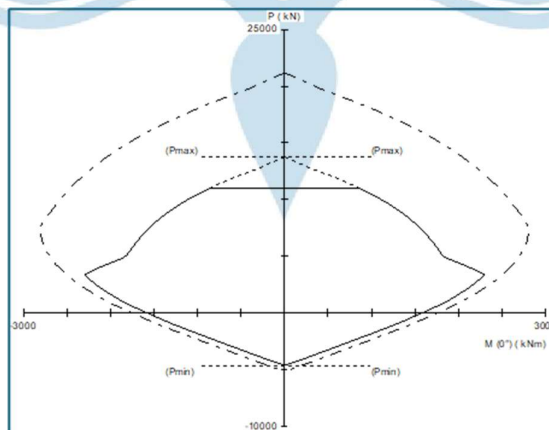
$$= 0,018408$$

Didapatkan hasil rasio penulangan pada kolom 1 lebih besar dari 0,01 dan lebih kecil dari 0,06, maka tulangan yang dapat digunakan adalah tulangan longitudinal 24D22.

- d. Diagram interaksi Kolom 1 diperoleh melalui pemanfaatan aplikasi spColumn. Hasil dari diagram interaksi ini dapat dilihat pada Gambar 4.17 dan Gambar 4.18.



Gambar 2. 29 Diagram Interaksi akibat Pu Max, Mx, dan My



Gambar 2. 30 Diagram Interaksi akibat Pu Min, Mx, dan My

e. Cek Strong Column – Weak Beam (SCWB)

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur minimum balok harus memenuhi syarat sebagai berikut.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

dengan $\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint dan $\sum M_{nb}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Hasil output ϕM_n untuk kolom 1 dari sp Column ditunjukkan pada tabel

Cek syarat

$$M_{nc,a} = 919,296 \text{ kN.m (nilai terkecil dari } M_n \text{ pada kondisi } P_u \text{ max)}$$

$$M_{nc,b} = 545,038 \text{ kN.m (nilai terkecil dari } M_n \text{ pada kondisi } P_u \text{ min)}$$

Dari hasil perhitungan momen probabilitas balok induk didapatkan nilai sebagai berikut.

$$M_{prb, ki} (y-) = 674,843 \text{ kN.m}$$

$$M_{prb, ki} (y+) = 484,622 \text{ kN.m}$$

$$M_{prb, ka} (x-) = 674,834 \text{ kN.m}$$

$$M_{prb, ka} (x+) = 484,622 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$(M_{nc,a} + M_{nc,b}) \geq (1,2) (M_{prb, ki} + M_{prb, ka} + M_{prb, ka})$$

$$(919,296 + 545,038) \geq (1,2) (674,843 + 484,622)$$

Disimpulkan, pada kolom 1 kekuatan lentur telah memenuhi syarat sesuai dengan SNI dan tulangan longitudinal 24D22 dapat digunakan.

f. Tulangan Transversal

Perhitungan tulangan transversal kolom dilakukan dengan memperhatikan kuat geser kolom serta pengekanan pada inti beton berdasarkan nilai kuat geser kolom tersebut.

$$L_n = 2950 \text{ mm}$$

$$V_u = 147,07 \text{ kN (Midas)}$$

$$M_{prk} = 0,5[M_{prb} (-) + M_{prb} (+)]$$

$$= 0,5 \times (674,834 + 484,622)$$

$$= 579,732 \text{ kN.m}$$

$$V_e = \frac{M_{prk} + M_{prk}}{Ln}$$

$$= \frac{579,732 + 579,732}{3,15 - 0,8}$$

$$= 393,03881 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ used} = 393,03881 \text{ kN}$$

Karena V_e lebih besar daripada V_u , maka kuat geser beton diabaikan.

$$V_c = 0 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0$$

$$= \frac{393,03881}{0,75} - 0$$

$$= 196093,3333 \text{ N}$$

$$d = 7555 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times d}$$

$$= \frac{196093,3333}{280 \times 7555}$$

$$= 0,92759 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Persamaan yang digunakan dalam menentukan tulangan transversal untuk kolom Berdasarkan SNI 2847: 2019 tabel 18.7.5.4, sistem rangka pemikul momen khusus didasarkan pada beberapa kondisi.

$$P_u = 1146010 \text{ N}$$

$$0,3A_g f_c = 5760000 \text{ N}$$

Karena $P_u > 0,3A_g f_c$, Maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$a. \frac{A_{sh}}{S \times b_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$b. \frac{A_{sh}}{S \times b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$c. \frac{A_{sh}}{S \times b_c} = 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} \times A_{ch}}$$

Parameter yang dibutuhkan

$$b_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton}$$

$$= 800 - 2(40)$$

$$= 720 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (B - 2 \cdot \text{cover})(H - 2 \cdot \text{cover}) \\ &= (800 - 2(40)) \times (800 - 2(40)) \\ &= 518400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Persamaan 1

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s \times b_c} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,3 \left(\frac{640000}{518400} - 1 \right) \frac{30}{280} \\ &= 0,008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= (0,008) \times (720) \\ &= 5,43 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Persamaan b

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s \times b_c} &= 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,09 \frac{30}{280} \\ &= 0,010 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= (0,010) \times (720) \\ &= 6,94 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Persamaan c

$$\begin{aligned} K_f &= \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1 \\ &= 0,771 \end{aligned}$$

Karena nilai $k_f < 1$, maka digunakan $k_f = 1$

$$\begin{aligned} k_n &= \frac{nl}{nl-2} \\ &= \frac{20}{20-2} \\ &= 1,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s \times b_c} &= 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{F_{yt} \times A_c} \\ &= 0,2 \times 0,771 \times 1,11 \times \frac{1146010}{180 \times 518400} \\ &= 0,00135 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} &= (0,00135) \times (720) \\ &= 0,974 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Dari hasil (1), (2), (3), dan (4), digunakan nilai $\frac{A_{sh}}{s}$ terbesar yaitu 5,1017 mm²/mm

Tulangan transversal di daerah sepanjang l₀

Direncanakan sengkang D13 dengan 6 kaki

$$\begin{aligned}n &= 6 \\ A_{sh} &= 6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 392,699 \\ s &= \frac{392,699}{5,1017} \\ &= 56,5616\end{aligned}$$

Digunakan s = 100

$$\begin{aligned}\text{a. } \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} &= 200 \text{ mm} \\ \text{b. } 6 \text{ kali diameter tulangan utama} &= 150 \text{ mm} \\ \text{c. } S_o &= 150 \text{ mm} \\ x_1 &= \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times \frac{1}{2} \times 25}{5 - 1} \\ &= 168,75 \text{ mm} \\ H_x &= 168,75 \text{ mm} \\ S_o &= 100 + \left(\frac{350 - 168,75}{3} \right) \\ &= 160,42 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

maka digunakan 6D13-150

Tulangan transversal di luar daerah l₀

$$\begin{aligned}d &= 755 \text{ mm} \\ V_e &= 393,039 \text{ kN} \\ V_c &= 0,17 \times \sqrt{30} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 800 \times 755 \\ &= 562401,522 \text{ N} \\ &= 562,402 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena $V_c > V_e$, maka syarat terpenuhi.

$$\begin{aligned}
 A_{v,min} &= 0,062 \sqrt{f'c} \frac{bs}{f_{yt}} \\
 &= 0,062 \sqrt{30} \frac{800 \times 150}{280} \\
 &= 145,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v,min} &= 0,35 \frac{bs}{f_{yt}} \\
 &= 0,35 \times \frac{800 \times 150}{280} \\
 &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan 4D13

$$\begin{aligned}
 A_v &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 392,699 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Nilai $A_v > A_{v,min}$, maka syarat terpenuhi dan tulangan transversal di luar daerah lo sebanyak 4D13-150 dapat digunakan.

- g. pemeriksaan spasi tulangan longitudinal mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2, yang menyatakan bahwa ketika $P_u > 0,3A_g f'c$ atau $f'c > 70$ MPa, jarak h_x antara tulangan longitudinal tidak boleh melebihi 200 mm. Jarak h_x di sini merujuk pada jarak antara sumbu tulangan longitudinal.

$$\begin{aligned}
 h_x &= \frac{\left(\frac{800}{2}\right) - (2 \times 40) - (2 \times 10)}{5 - 1} \\
 &= 68,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena h_x lebih kecil dari 200 mm, maka jumlah tulangan longitudinal sudah memenuhi syarat.

2.13.2 Hubungan Balok Kolom

a. Data

- Diameter tul pokok = 25 Mpa
- F_y tul pokok = 420 mm
- B (lebar balok) = 300 mm
- H (tinggi balok) = 600 mm
- B (lebar kolom) = 800 mm
- H (tinggi kolom) = 800 mm
- l_u (bentang bersih kolom) = 2950 mm
- = 2,95 m

- Data momen probabilitas
 $M_{pr\ 1\ (-)} = 674,843\ \text{kNm}$
 $M_{pr\ 1\ (+)} = 484,622\ \text{kNm}$
 $M_{pr\ 2\ (-)} = 674,843\ \text{kNm}$
 $M_{pr\ 2\ (+)} = 484,622\ \text{kNm}$
- Data penulangan
Tumpuan (+) $\rightarrow 6D25$
Tumpuan (-) $\rightarrow 4D25$
Lapangan (+) $\rightarrow 3D25$
Lapangan (-) $\rightarrow 3D25$

b. Penentuan Dimensi Joint

Cek syarat dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan longitudinal balok yang diteruskan melalui sambungan balok-kolom tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar pada balok.

$$\begin{aligned} 20d_b &= (20) \times (25) \\ &= 500\ \text{mm} \end{aligned}$$

Karena nilai $20d_b < 800\ \text{mm}$ (lebar balok), maka syarat terpenuhi.

Tinggi joint (h)

Menurut Pasal 18.8.2.4, tinggi joint (h) tidak boleh lebih kecil dari setengah tinggi balok-balok yang terhubung pada joint tersebut. Nilai h diambil berdasarkan tinggi kolom.

$$h > (0,5)(H_{\text{balok}})$$

$$800\ \text{mm} > (0,5) \times (600)$$

$$800\ \text{mm} > 300$$

nilai $h > 375\ \text{mm}$, maka syarat terpenuhi.

Lebar joint efektif

Menurut Pasal 18.8.4.3, lebar joint efektif tidak diperbolehkan melebihi nilai terkecil antara lebar balok ditambah tinggi joint, atau dua kali jarak tegak lurus terkecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

$$b + h = 300 + 600$$

$$\begin{aligned}
 &= 900 \text{ mm} \\
 b + 2x &= 300 + 2 \times \left(\frac{800-300}{2} \right) \\
 &= 800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan lebar efektif 800 mm sehingga luas efektif dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\
 &= (800) (800) \\
 &= 640000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Tulangan Transversal

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.3.1, perhitungan tulangan transversal joint dilakukan sesuai dengan perhitungan penulangan kolom yang telah dijelaskan pada Pasal 2.10. Sementara itu, Pasal 18.8.3.2 menjelaskan bahwa jika empat balok terhubung pada keempat sisi sambungan balok-kolom, tulangan transversal dapat dikurangi setengahnya, dan jarak spasi tulangan transversal diperbolehkan sebesar 150 mm.

$$\begin{aligned}
 B_{\text{balok}} &= 300 \\
 \frac{3}{4} B_{\text{kolom}} &= \frac{3}{4} \times 300 \\
 &= 225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $B_{\text{balok}} < B_{\text{kolom}}$, maka tulangan transversal di hubungan balok kolom diambil sebesar 6D13-150.

d. Gaya Geser pada *Joint*

Dengan asumsi bahwa kekakuan kolom bagian atas dan bawah adalah sama, faktor distribusi ditetapkan sebesar 0,5. Berdasarkan hal ini, perhitungan momen dan gaya geser untuk desain kolom dilakukan dengan langkah-langkah berikut:

$$\begin{aligned}
 M_e &= \frac{M_{pr(-)} + M_{pr(+)}}{2} \\
 &= \frac{674,843 + 484,622}{2} \\
 &= 579,036 \text{ kN.m} \\
 V_e &= \frac{M_e + M_e}{lu}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{579,036 + 5,036}{2,95}$$

$$= 392,5668 \text{ kN}$$

Diasumsikan arah goyangan kolom ke kanan

Luas tulangan $A_s_{4D25} = 1963,495 \text{ mm}^2$

$$T_1 = 1,25 A_s F_y$$

$$= 1,25 \times 1963,495 \times 420$$

$$= 1030835,089 \text{ N}$$

$$= 1030,8350 \text{ kN}$$

$$C_1 = T_1 = 1030,8350 \text{ kN}$$

Gaya tarik tulangan dan gaya tekan beton sisi kiri

Luas tulangan $A_s_{6D25} = 2945,243 \text{ mm}^2$

$$T_2 = 1,25 A_s F_y$$

$$= 1,25 \times 2945,243 \times 420$$

$$= 1546252,634 \text{ N}$$

$$= 1546,2526 \text{ kN}$$

$$C_2 = T_2 = 1546,2526 \text{ kN}$$

Gaya geser pada joint (V_j)

$$V_j = V_e - T_2 - C_1$$

$$= 392,5668 - 1546,2526 - 1030,8350$$

$$= -2184,5208 \text{ kN}$$

e. Kekuatan Geser *Joint*

Berdasarkan Tabel 18.8.4.1, konfigurasi joint yang terkekang oleh balok pada keempat sisinya dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$V_n = 1,7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$$

$$V_n = 1,7 \times 1 \times \sqrt{30} \times 640000$$

$$= 5959221,43 \text{ N}$$

$$= 5959,221 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5959,221$$

$$= 4469,416$$

Karena nilai $\phi V_n > V_j$, maka syarat terpenuhi.

2.13.3 Panjang Penyaluran Tulangan

a. Data:

- F'_c : 30 Mpa
- F_y : 420 Mpa
- D tul longitudinal : 25 mm
- D tul geser : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm

b. Penyaluran Batang Ulir dan Kawat Ulir dalam Kondisi Tarik

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.3, panjang penyaluran untuk batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik (l_d) dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$l_d = \left(\frac{F_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

Nilai $\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)$ tidak melebihi atau lebih besar dari 2,5 dan K_{tr} dianggap 0 sebagai penyederhanaan.

$$C_b = 40 + 13 = 65,5 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right) = \left(\frac{65,5+0}{25}\right) = 2,62 > 2,5$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4, faktor modifikasi untuk panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik dapat diperoleh seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.20.

Faktor modifikasi	Kondisi	Faktor
Beton ringan λ	Beton ringan	0,75
	Beton ringan, bila f_{cr} ditentukan	Sesuai dengan 19.2.4.3
	Beton normal	1,0
Epoksi Ψ_e	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi dengan selimut bersih kurang dari $3d_b$ atau spasi kurang dari $6d_b$	1,5
	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi dengan kondisi lainnya	1,2
	Tulangan tanpa pelapis atau pelapis seng (galvanis)	1,0
Ukuran Ψ_s	Batang D22 dan yang lebih besar	1,0
	Batang D19 dan yang lebih kecil dan kawat ulir	0,8
Posisi pengecoran ^[1] Ψ_t	Lebih dari 30 mm beton segar diletakkan di bawah tulangan horizontal	1,3
	lainnya	1,0

^[1] Hasil dari Ψ_e, Ψ_s tidak boleh melebihi 1,7

Gambar 2. 31 Faktor modifikasi batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi Tarik

$$\begin{aligned}
 l_d &= \left(\frac{F_y}{1,1\lambda\sqrt{f_{cr}}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \\
 &= \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \frac{1,3 \times 1 \times 1}{25} \right) \times 25 \\
 &= 90,623 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c. Penyaluran Kait Standar dalam Kondisi Tarik

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 25.4.3.1, panjang penyaluran tarik batang ulir yang diakhiri dengan suatu kait standar (l_{dh}) harus dihitung berdasarkan nilai terbesar dari tiga syarat berikut.

- $\left(\frac{0,24F_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f_{cr}}} \right) d_b$
- $8d_b$
- 150 mm

Berdasarkan SNI 2847: 2019 tabel 25.4.3.2, nilai Ψ_e , Ψ_c , dan Ψ_r didapatkan berdasarkan gambar 2.21.

Faktor Modifikasi	Kondisi	Nilai faktor
Bobot beton λ	Beton ringan	0,75
	Beton normal	1,0
Epoksi Ψ_e	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi	1,2
	Tulangan tanpa pelapis atau pelapis seng (galvanis)	1,0
Selimut Ψ_c	Untuk batang D36 dan yang lebih kecil dengan tebal selimut samping (normal terhadap bidang kait) ≥ 65 mm dan untuk kait 90 derajat dengan tebal selimut pada perpanjangan batang di luar kait ≥ 50 mm	0,7
	Lainnya	1,0
Tulangan pengekan Ψ_r	Untuk kait 90 derajat batang D36 dan yang lebih kecil 1. dilingkupi sepanjang ℓ_{db} sengkang ikat atau sengkang $^{(1)}$ yang tegak lurus terhadap ℓ_{db} pada $s \leq 3d_b$, atau 2. dilingkupi sepanjang perpanjangan tulangan melewati kait termasuk bengkokan dengan sengkang ikat atau sengkang $^{(1)}$ yang tegak lurus terhadap ℓ_{db} pada $s \leq 3d_b$	0,8
	Untuk kait 180 derajat D36 dan yang lebih kecil dilingkupi sepanjang ℓ_{db} dengan sengkang ikat atau sengkang $^{(1)}$ yang tegak lurus terhadap ℓ_{db} pada $s \leq 3d_b$	0,8
	Lainnya	1,0

Gambar 2. 32 Faktor modifikasi penyaluran batang dengan kait dalam kondisi Tarik

Maka, l_{db} dapat dihitung dengan cara sebagai berikut

- $$\left(\frac{0,24F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'c}} \right)_{db} = \left(\frac{0,24 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \sqrt{30}} \right) \times 25$$

$$= 460,087 \text{ mm}$$
- $$8d_b = 8 \times (25) = 200 \text{ mm}$$
- $$150 \text{ mm}$$

l_{dh} yang digunakan adalah nilai yang terbesar yaitu $460,087 \text{ mm} \approx 465 \text{ mm}$.

- d. Menurut SNI 2847:2019 Pasal 25.4.9.1 dan 25.4.9.2, panjang penyaluran untuk batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan dihitung berdasarkan nilai terbesar dari tiga syarat berikut.

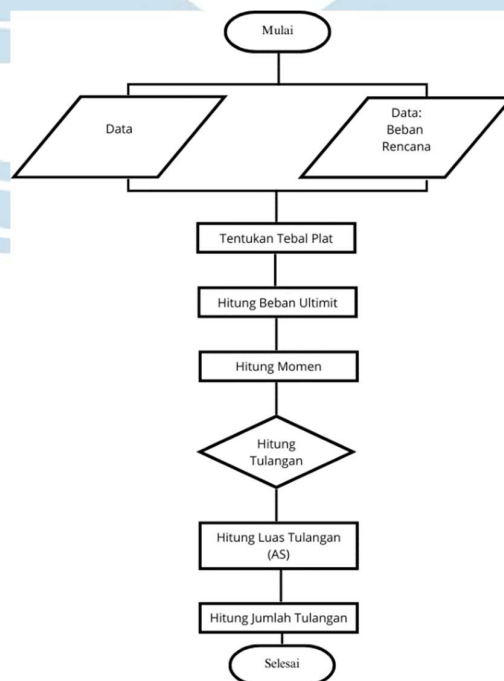
- $\left(\frac{0,24F_y\Psi_r}{\lambda\sqrt{f'c'}}\right)d_b$
- $0,43F_y\Psi_r d_b$
- 200 mm

Berdasarkan SNI 2847: 2019 pasal 25.4.9.3, nilai Ψ_r diizinkan untuk diambil sebesar 1.

- $\left(\frac{0,24F_y\Psi_r}{\lambda\sqrt{f'c'}}\right)d_b = \left(\frac{0,24 \times 420 \times 0,75}{1 \times \sqrt{30}}\right) \times 25 = 345,065 \text{ mm}$
- $0,43F_y\Psi_r d_b = 0,043 \times 420 \times 0,75 \times 25 = 338,625 \text{ mm}$
- 200 mm

l_{dc} yang digunakan adalah nilai yang terbesar yaitu $345,0652 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$.

2.14 Perencanaan Plat Lantai



Gambar 2. 33 Flowchart Perencanaan Plat Lantai

Proses perencanaan plat lantai bertujuan untuk memastikan desain yang kuat dan aman. Berikut ini adalah flowchart yang menggambarkan langkah-langkah utama dalam perencanaan plat lantai, mulai dari pengumpulan data hingga perhitungan jumlah tulangan.

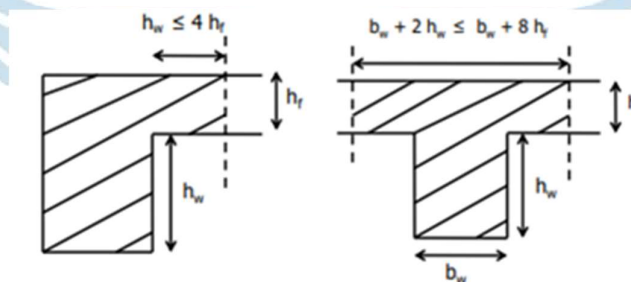
Untuk perencanaan awal plat lantai diperlukan identifikasi plat 1 arah atau plat 2 arah.

Tabel 2. 54 Rekapitulasi Tipe Plat

TIPE PLAT	l_y/l_x	Keterangan
PLAT TIPE A	$\frac{4000}{4000} = 1 < 2$	Plat 2 arah
PLAT TIPE B	$\frac{4000}{3000} = 1,3 < 2$	Plat 2 arah
PLAT TIPE C	$\frac{4000}{2500} = 1,6 < 2$	Plat 2 arah

Desain pelat lantai dilakukan berdasarkan SNI 2847:2019 dan 8900:2020 untuk menghitung momen, Pada bab ini disajikan langkah-langkah perhitungan/desain pelat lantai (tebal mm), Selanjutnya desain pelat lantai tipe yang lainnya dilakukan dengan langkah perhitungan yang sama.

1. Preliminary Design



Gambar 2. 34 Keterangan Balok dan Pelat dalam Preliminary Design

$$\begin{aligned}
 f'c &= 30 \text{ MPa} \\
 f_y &= 280 \text{ MPa} \\
 E_c &= 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{30} = 25,743 \text{ MPa} \\
 F_y &= 280 \text{ MPa} \\
 b_w &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_t &= 600 \text{ mm} \\
 h_f &= 125 \text{ mm} \\
 h_w &= h_t - h_f = 600 - 125 = 475 \text{ mm} \\
 b_{e1} &= b_w + 2 \times h_w = 300 + 2 \times 475 = 1250 \text{ mm} \\
 b_{e2} &= b_w + 8 \times h_f = 300 + 8 \times 125 = 1300 \text{ mm} \\
 b_{\text{dipakai}} &= 1250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Identifikasi & kontrol ketebalan pelat

PLAT TIPE A

$$\begin{aligned}
 L_x &= 4000 \text{ mm} \\
 L_y &= 4000 \text{ mm} \\
 L_y/L_x &= \frac{4000}{4000} = 1,0 \\
 L_y/L_x \leq 2 &\text{ maka pelat 2 arah} \\
 L_n x &= L_x - b_w = 4000 - 300 = 3700 \text{ mm} \\
 L_n y &= L_y - b_w = 4000 - 300 = 3700 \text{ mm} \\
 l_n &= 3700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Inersia Balok

$$\begin{aligned}
 y_1 &= \frac{h_w}{2} = \frac{475}{2} = 237,5 \text{ mm} \\
 y_2 &= \frac{h_f}{2} + h_w = \frac{125}{2} + 475 = 537,5 \text{ mm} \\
 A_1 &= h_w \times b_w = 475 \times 300 = 142500 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= b_e \times h_f = 1250 \times 125 = 156250 \text{ mm}^2 \\
 y &= \frac{A_1 \times y_1 + A_2 \times y_2}{A_1 + A_2} = \frac{142500 \times 237,5 + 156250 \times 537,5}{142500 + 156250} = 394,4037657 \text{ mm} \\
 I_b &= \frac{1}{12} \times b_w \times h_w^3 + A_1(y - y_1)^2 + \frac{1}{12} \times b_e \times h_f^3 + A_2(y_2 - y)^2 \\
 &= 9590383379 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Inersia Plat

$$\begin{aligned}
 I_{\text{pelat } x} &= \frac{1}{12} \times L_x \times h_f^3 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 125^3 = 651041666,7 \text{ mm}^4 \\
 I_{\text{pelat } y} &= \frac{1}{12} \times L_y \times h_f^3 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 125^3 = 651041666,7 \text{ mm}^4 \\
 \alpha_1 &= I_{\text{balok}}/I_{\text{pelat } x} = \frac{9590383379}{651041666,7} = 14,7308 \\
 \alpha_2 &= I_{\text{balok}}/I_{\text{pelat } y} = \frac{9590383379}{651041666,7} = 14,7308
 \end{aligned}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2)}{2} = \frac{(14,7308 + 14,7308)}{2} = (\alpha_{fm} = 14,7308 > 2)$$

Didapatkan nilai $\alpha_{fm} = 14,7308 > 2$, maka h minimum dapat disesuaikan pada tabel 2.55.

Tabel 2. 55 Ketebalan Minimum Plat 2 arah Prategang Dengan Balok Diantar Tumpuan Pada Semua Sisinya

α_{fm} [1]	h minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku (a)	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

$$\beta = \frac{\ln y}{\ln x} = \frac{3700}{3700} = 1,0$$

$$h_{\min} = \frac{\ln \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{3700 \times \left(0,8 + \frac{280}{1400} \right)}{36 + 9(1)} = 82,2 \text{ mm}$$

$$h_{\min} < h_f$$

$$82,2 \text{ mm} < 125 \text{ mm (Aman)}$$

PLAT TIPE B

$$L_x = 4000 \text{ mm}$$

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

$$L_y/L_x = \frac{4000}{3000} = 1,3$$

$$L_y/L_x \leq 2 \text{ maka pelat 2 arah}$$

$$L_n x = L_x - b_w = 3000 - 300 = 2700 \text{ mm}$$

$$L_n y = L_y - b_w = 4000 - 300 = 3700 \text{ mm}$$

$$I_n = 3700 \text{ mm}$$

Inersia Balok

$$y_1 = \frac{hw}{2} = \frac{475}{2} = 237,5 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{hf}{2} + hw = \frac{125}{2} + 475 = 537,5 \text{ mm}$$

$$A_1 = hw \times b_w = 475 \times 300 = 142500 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = be \times hf = 1250 \times 125 = 156250 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{A1 \times y1 + A2 \times y2}{A1 + A2} = \frac{142500 \times 237,5 + 156250 \times 537,5}{142500 + 156250} = 394,4037657 \text{ mm}$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times hw^3 + A1(y - y1)^2 + \frac{1}{12} \times be \times hf^3 + A2(y2 - y)^2$$

$$= 9590383379 \text{ mm}^4$$

Inersia Plat

$$I \text{ pelat } x = \frac{1}{12} \times Lx \times hf^3 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 125^3 = 651041666,7 \text{ mm}^4$$

$$I \text{ pelat } y = \frac{1}{12} \times Ly \times hf^3 = \frac{1}{12} \times 3000 \times 125^3 = 488281250 \text{ mm}^4$$

$$\alpha 1 = I \text{ balok} / I \text{ pelat } x = \frac{9590383379}{651041666,7} = 14,7308$$

$$\alpha 2 = I \text{ balok} / I \text{ pelat } y = \frac{9590383379}{488281250} = 19,6411$$

$$\alpha_{fm} = \frac{(\alpha 1 + \alpha 2)}{2} = \frac{(14,7308 + 19,6411)}{2} = (\alpha_{fm} = 17,1860 > 2)$$

Didapatkan nilai $\alpha_{fm} = 17,1860 > 2$, maka h minimum dapat disesuaikan pada tabel 2.56.

Tabel 2. 56 Ketebalan Minimum Plat 2 arah 0 Prategang Dengan Balok Diantar Tumpuan Pada Semua Sisinya

$\alpha_{fm}^{[1]}$	h minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku (a)	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

$$\beta = \frac{Ln \ y}{Ln \ x} = \frac{2700}{3700} = 0,73$$

$$h \text{ min} = \frac{ln \times \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{3700 \times \left(0,8 + \frac{280}{1400} \right)}{36 + 9(0,73)} = 86,921 \text{ mm}$$

$$h \text{ min} < hf$$

$$86,921 \text{ mm} < 125 \text{ mm (Aman)}$$

PLAT TIPE C

$$Lx = 2500 \text{ mm}$$

$$Ly = 4000 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = \frac{400}{25000} = 1,6$$

$L_y/L_x \leq 2$ maka pelat 2 arah

$$L_n x = L_x - b_w = 2500 - 300 = 2200 \text{ mm}$$

$$L_n y = L_y - b_w = 4000 - 300 = 3700 \text{ mm}$$

$$I_n = 3700 \text{ mm}$$

Inersia Balok

$$y_1 = \frac{hw}{2} = \frac{475}{2} = 237,5 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{hf}{2} + hw = \frac{125}{2} + 475 = 537,5 \text{ mm}$$

$$A_1 = hw \times bw = 475 \times 300 = 142500 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = be \times hf = 1250 \times 125 = 156250 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{A_1 \times y_1 + A_2 \times y_2}{A_1 + A_2} = \frac{142500 \times 237,5 + 156250 \times 537,5}{142500 + 156250} = 394,4037657 \text{ mm}$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times hw^3 + A_1(y - y_1)^2 + \frac{1}{12} \times be \times hf^3 + A_2(y_2 - y)^2$$

$$= 9590383379 \text{ mm}^4$$

Inersia Plat

$$I_{\text{pelat } x} = \frac{1}{12} \times L_x \times hf^3 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 125^3 = 651041666,7 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{pelat } y} = \frac{1}{12} \times L_y \times hf^3 = \frac{1}{12} \times 2500 \times 125^3 = 406901041,7 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_1 = I_{\text{balok}}/I_{\text{pelat } x} = \frac{9590383379}{651041666,7} = 14,7308$$

$$\alpha_2 = I_{\text{balok}}/I_{\text{pelat } y} = \frac{9590383379}{406901041,7} = 23,569$$

$$\alpha_{\text{fm}} = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2)}{2} = \frac{(14,7308 + 23,569)}{2} = 19,15 \text{ (} \alpha_{\text{fm}} = 23,5693 > 2 \text{)}$$

Didapatkan nilai $\alpha_{\text{fm}} = 23,5693 > 2$, maka h minimum dapat disesuaikan pada tabel 2.57

Tabel 2. 57 Ketebalan Minimum Plat 2 arah 0 Prategang Dengan Balok Diantar Tumpuan Pada Semua Sisinya

α_{fm} [1]	h minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku (a)	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) ^{[2],[3]}
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) ^{[2],[3]}
		90 (e)

$$\beta = \frac{L_n y}{L_n x} = \frac{2200}{3700} = 0,60$$

$$h_{\min} = \frac{\ell_n \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{3700 \times \left(0,8 + \frac{280}{1400} \right)}{36 + 9(0,60)} = 89,477 \text{ mm}$$

$$h_{\min} < h_f$$

$$89,477 \text{ mm} < 125 \text{ mm (Aman)}$$

Rekapitulasi Data Plat Lantai

Tabel 2. 58 Rekapitulasi Data Plat Lantai

TIPE	L_y	L_x	L_y/L_x	Jenis Plat	Tebal Plat (Asumsi)
A	4000	4000	1	2 arah	125
B	4000	3000	1,3	2 arah	125
C	4000	2500	1,6	2 arah	125

Rekapitulasi Hasil Preliminary

Tabel 2. 59 Rekapitulasi Hasil Preliminary Plat Lantai

TIPE	A	B	C
bw	300 mm	300	300
hb	600 mm	600 mm	600 mm

hf	125 mm	125 mm	125 mm
be1	1250 mm	1250 mm	1250 mm
be2	1300 mm	1300 mm	1300 mm
y1	237,5 mm	237,5 mm	237,5 mm
y2	537,5 mm	537,5 mm	537,5 mm
A1	142500 mm ²	142500 mm ²	142500 mm ²
A2	156250 mm ²	156250 mm ²	156250 mm ²
y	394,404 mm	394,404 mm	394,404 mm
Ib	9590383379 mm ⁴	9590383379 mm ⁴	9590383379 mm ⁴
I pelat x	651041666,7 mm ⁴	651041666,7 mm ⁴	651041666,7 mm ⁴
I pelat y	651041666,7 mm ⁴	488281250 mm ⁴	406901041,7 mm ⁴
$\alpha 1$	14,7308	14,7308	14,7308
$\alpha 2$	14,7308	19,6411	23,569
α_{fm}	14,7308	17,1860	19,150
h min	82,2 mm	86,921 mm	89,477 mm
h pakai	125 mm	125 mm	125 mm

3. Perhitungan Plat lantai

Tabel 2. 60 Beban Mati Plat Lantai

Beban Mati (DL)			
Beban	tebal	bj	kN/m
Berat sendiri	0.125	24	3.00
Berat pasir	0.03	18	0.54
Berat spesi, tebal :	0.03	21	0.63
Berat keramik ,tebal :	0.01	24	0.24
Berat plafond + penggantung		0.18	0.18
Berat plat atap	0.125	24	3.00
Total DL =			4.59

Tabel 2. 61 Beban Hidup Plat Lantai

Beban Hidup (LL)	
Beban	kN/m ²
Beban hidup plat lantai	1.92
Ruangan kantor	2.4
Ruangan kelas	3.83
Lobby	4.79
Podium	7.18
Koridor	3.83
Amphitheater	2.87
Total LL =	26.82

Tabel 2. 62 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan	kN/m ²
1,4 DL	0.6426
1,2 DL + 1,6 LL	43.4628
Qu =	43.4628

Analisis Momen Plat Lantai**PLAT TIPE A**

$$\text{Arah Panjang}(l_b) = 4000$$

$$\text{Arah Pendek}(l_a) = 4000$$

$$\beta = l_b/l_a = 1$$

Perhitungan momen untuk Plat Tipe A ditinjau panel interior plat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang berdasarkan SNI 8900 Gambar 7.9.2d

$$\text{Momen negatif } M_a^- = \frac{qul_a^2}{22} = 1,546$$

$$\text{Momen positif } M_a^+ = \frac{qul_a^2}{42} = 1,546$$

$$\text{Momen negatif } M_b^- = \frac{qul_b^2}{22} = 1,117$$

$$\text{Momen positif } M_b^+ = \frac{qul_b^2}{42} = 1,117$$

Koefisien tahanan lentur

$$d = 125 - 20 - \frac{10}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$M_a^- \rightarrow k = \frac{M_a^-}{\phi b d^2} = \frac{1,546}{0,9(1000)(100)} = 0,172$$

$$M_a^+ \rightarrow k = \frac{M_a^+}{\phi b d^2} = \frac{1,546}{0,9(1000)(100)} = 0,172$$

$$M^-_b \rightarrow k = \frac{M^-_b}{\phi b d^2} = \frac{1,117}{0,9(1000)(100)} = 0,124$$

$$M^+_b \rightarrow k = \frac{b}{\phi b d^2} = \frac{1,117}{0,9(1000)(100)} = 0,124$$

Rasio Penulangan

Berdasarkan SNI 8900:2020 Pasal 7.3.3.4 Rasio minimum luas tulangan susut dan temperatur terhadap luas harus $\rho_{min} = 0,0020$.

$$M^-_a \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,172}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M^+_a \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,172}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M^-_b \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,124}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M^+_b \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,124}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

Karena ρ yang didapatkan lebih kecil dari ρ_{min} , maka rasio penulangan yang digunakan sebesar 0,0020

Cek ρ_{maks}

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,84$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f_c' \beta_1}{f_y} = 0,36 \frac{30 \times 0,84}{280} = 0,032 > \rho_{min} \text{ (OK)}$$

Tulangan Pokok

Tulangan pokok di tumpuan arah pendek (M^-_a)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_x = 0,002 \times 4000 \times 100 = 800 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 800 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 000}{800} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di lapangan arah pendek (M^+_a)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_y = 0,002 \times 4000 \times 100 = 800 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 800 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 4000}{800} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_{min} > S_{maks}$, maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 400 sehingga digunakan tulangan pokok D10-400

Tulangan pokok di tumpuan arah panjang (M^-_b)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_x = 0,002 \times 4000 \times 100 = 800 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 800 mm^2 .

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 4000}{800} = 392,699 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di lapangan arah panjang (M^+_b)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 4000 \times 100 = 800 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 800 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 4000}{800} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_{min} > S_{maks}$, maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan Susut

Ditetapkan D10 untuk tulangan susut, maka jarak antar tulangan (s) dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{req}} &= A_{s_{min}} \\
 A_{s_{min}} &= 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 4000}{1000} = 314,16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek spasi maksimum

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 5 \times h = 3 \times 125 = 625 \text{ mm} \\
 S_{maks} &= 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan yang diambil sebesar 100 mm sehingga digunakan tulangan susut D10-100.

Cek gaya geser

Berdasarkan persamaan 7.9.4a dan 7.9.4b SNI 8900:2020, kekuatan geser perlu (V_u) untuk pelat dua arah dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

Karena $\beta = 1,0$, nilai fraksi beban (α_a dan α_b) didapatkan $\alpha_a = 0,50$; $\alpha_b = 0,50$

Arah pendek (l_a)

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\alpha_b \times q_u \times l_a}{2} \geq \frac{q_u \times l_a}{4} \\
 &= \frac{0,50 \times 6,6788 \times 4000}{2} \geq \frac{6,6788 \times 4000}{4} \\
 &= 43462,8 \text{ kN} \geq 43462,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 43462,8 \text{ kN}$

Arah panjang (l_b)

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\alpha_a \times q_u \times l_a}{2} \geq q_u \left[\frac{l_a}{2} - \frac{l_a^2}{4l} \right] \\
 V_u &= \frac{0,50 \times 6,6788 \times 4000}{2} \geq 6,6788 \left[\frac{4000}{2} - \frac{4000^2}{4 \times 4000} \right] \\
 V_u &= 43462,8 \text{ N} > 43462,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 6,6788 \text{ kN}$

Kuat Geser ϕV_c

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 4000 \times 100
 \end{aligned}$$

$$= 279338,50 \text{ N}$$

$$= 279,33850 \text{ kN}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka pelat TIPE A aman terhadap gaya geser.

PLAT TIPE B

$$\text{Arah Panjang}(l_b) = 4000$$

$$\text{Arah Pendek}(l_a) = 3000$$

$$\beta = l_b/l_a = 1,3$$

Perhitungan momen untuk Plat Tipe B ditinjau panel sudut pelat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang berdasarkan SNI 8900 Gambar 7.9.2g

$$\text{Momen negatif } M_a^- = \frac{qul_a^2}{22} = 1,673$$

$$\text{Momen positif } M_a^+ = \frac{qul_a^2}{42} = 1,087$$

$$\text{Momen negatif } M_b^- = \frac{qul_b^2}{22} = 0,306$$

$$\text{Momen positif } M_b^+ = \frac{qul_b^2}{42} = 0,222$$

Koefisien tahanan lentur

$$d = 125 - 20 - \frac{10}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$M_a^- \rightarrow k = \frac{M_a^-}{\phi b d^2} = \frac{1,673}{0,9(1000)(100)} = 0,186$$

$$M_a^+ \rightarrow k = \frac{M_a^+}{\phi b d^2} = \frac{1,087}{0,9(1000)(100)} = 0,121$$

$$M_b^- \rightarrow k = \frac{M_b^-}{\phi b d^2} = \frac{0,306}{0,9(1000)(100)} = 0,034$$

$$M_b^+ \rightarrow k = \frac{M_b^+}{\phi b d^2} = \frac{0,222}{0,9(1000)(100)} = 0,025$$

Rasio Penulangan

Berdasarkan SNI 8900:2020 Pasal 7.3.3.4 Rasio minimum luas tulangan susut dan temperatur terhadap luas harus $\rho_{\min} = 0,0020$.

$$M_a^- \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,186}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M_a^+ \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,121}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M_b^- \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,034}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M^+_b \rightarrow \rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85.f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,025}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

Karena ρ yang didapatkan lebih kecil dari ρ_{min} , maka rasio penulangan yang digunakan sebesar 0,002

Cek ρ_{maks}

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,84$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f_c' \beta_1}{f_y} = 0,36 \frac{30 \times 0,84}{280} = 0,032 > \rho \text{ (OK)}$$

Tulangan Pokok

Tulangan pokok di tumpuan arah pendek (M^-_a)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_x = 0,002 \times 3000 \times 100 = 600 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 600 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 3000}{600} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm.

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 250 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di lapangan arah pendek (M^+_a)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_y = 0,002 \times 3000 \times 100 = 600 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 600 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 3000}{600} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_{min} > S_{maks}$, maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di tumpuan arah panjang (M^-_b)

Luas tulangan minimum (A_{smin})

$$A_{smin} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{sreq} = \rho \times b \times d_y = 0,002 \times 3000 \times 100 = 600 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 600 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 3000}{600} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_{min} > S_{maks}$, maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di lapangan arah panjang (M^+_b)

Luas tulangan minimum (A_{smin})

$$A_{smin} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{sreq} = \rho \times b \times d_x = 0,002 \times 3000 \times 100 = 600 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 600 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 3000}{600} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_{min} > S_{maks}$, maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan Susut

Ditetapkan D10 untuk tulangan susut, maka jarak antar tulangan (s) dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{s_{req}} &= A_{s_{min}} \\ A_{s_{min}} &= 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2 \\ s &= \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 1000}{1000} = 78,54 \text{ mm} \\ S_{maks} &= 5 \times h = 3 \times 125 = 625 \text{ mm} \\ S_{maks} &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan yang diambil sebesar 100 mm sehingga digunakan tulangan susut D10-100.

Cek gaya geser

Berdasarkan persamaan 7.9.4a dan 7.9.4b SNI 8900:2020, kekuatan geser perlu (V_u) untuk pelat dua arah dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

Karena $\beta = 1,3$, nilai fraksi beban (α_a dan α_b) didapatkan $\alpha_a = 0,74$; $\alpha_b = 0,26$

Arah pendek (l_a)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{\alpha_b \times q_u \times l_a}{2} \geq \frac{q_u \times l_a}{4} \\ &= \frac{0,26 \times 6,6788 \times 3000}{2} \geq \frac{6,6788 \times 3000}{4} \\ &= 16950,49 \text{ N} \geq 65194,2 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 65,1942 \text{ kN}$

Arah panjang (l_b)

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\alpha \times q_u \times l_a}{2} \geq q_u \left[\frac{l_a}{2} - \frac{l_a^2}{4l_b} \right] \\
 V_u &= \frac{0,74 \times 6,6788 \times 3000}{2} \geq 6,6788 \left[\frac{3000}{2} - \frac{3000^2}{4 \times 4000} \right] \\
 V_u &= 48243,7 \text{ kN} > 40746,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 48243,7 \text{ kN}$

Kuat Geser ϕV_c

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 3000 \times 100 \\
 &= 209503,88 \text{ N} \\
 &= 209,5038 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka pelat TIPE B aman terhadap gaya geser.

PLAT TIPE C

$$\begin{aligned}
 \text{Arah Panjang}(l_b) &= 4000 \\
 \text{Arah Pendek}(l_a) &= 2500 \\
 \beta = l_b/l_a &= 1,6
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen untuk Plat Tipe A ditinjau Panel tepi dengan la sejajar tepi pelat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang berdasarkan SNI 8900 Gambar 7.9.2e

$$\text{Momen negatif } M_a^- = \frac{q_u l_a^2}{12} = 0,891$$

$$\text{Momen positif } M_a^+ = \frac{q_u l_a^2}{21} = 0,509$$

$$\text{Momen negatif } M_b^- = \frac{q_u l_b^2}{20,625} = 0,049$$

$$\text{Momen positif } M_b^+ = \frac{q_u l_b^2}{25} = 0,084$$

Koefisien tahanan lentur

$$d = 125 - 20 - \frac{10}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$M_a^- \rightarrow k = \frac{M_a^-}{\phi b d^2} = \frac{0,891}{0,9(1000)(100)} = 0,099$$

$$M_a^+ \rightarrow k = \frac{M_a^+}{\phi b d^2} = \frac{0,509}{0,9(1000)(100)} = 0,057$$

$$M_b^- \rightarrow k = \frac{M_b^-}{\phi b d^2} = \frac{0,049}{0,9(1000)(100)} = 0,005$$

$$M_b^+ \rightarrow k = \frac{M_b^+}{\phi b d^2} = \frac{0,084}{0,9(1000)(100)} = 0,009$$

Rasio Penulangan

$$M_a^- \rightarrow \rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,099}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M_a^+ \rightarrow \rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,057}{0,85 \times 30}}\right) = 0,002$$

$$M_b^- \rightarrow \rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,005}{0,85 \times 30}}\right) = 0,0002$$

$$M_b^+ \rightarrow \rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_c'}}\right) = \frac{0,85 \times 30}{280} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,009}{0,85 \times 30}}\right) = 0,0002$$

Karena ρ yang didapatkan lebih kecil dari ρ_{min} , maka rasio penulangan yang digunakan sebesar 0,002

Cek ρ_{maks}

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,84$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f_c' \beta_1}{f_y} = 0,36 \frac{30 \times 0,84}{280} = 0,032 > \rho \text{ (OK)}$$

Tulangan Pokok

Tulangan pokok di tumpuan arah pendek (M_a^-)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 2500 \times 100 = 500 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 500 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 2500}{500} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di lapangan arah pendek (M^+_a)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_y = 0,002 \times 2500 \times 100 = 500 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 500 mm^2 .

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 2500}{500} = 392,699 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di tumpuan arah panjang (M^-_b)

Luas tulangan minimum ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = 0,0020 \times A_g = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d_y = 0,002 \times 2500 \times 100 = 500 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 500 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{s_{req}}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 2500}{500} = 392,699 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm .

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_{min} > S_{maks}$, maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 350 sehingga digunakan tulangan pokok D10-350

Tulangan pokok di lapangan arah panjang (M^+_b)

Luas tulangan minimum (A_{smin})

$$A_{smin} = 0,0020 \times Ag = 250 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan (A_{req})

$$A_{req} = \rho \times b \times dx = 0,002 \times 2500 \times 100 = 500 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pokok yang dibutuhkan sebesar 500 mm^2 .

Cek spasi

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 2500}{500} = 392,559 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Pada SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.1, spasi maksimum harus diambil yang terkecil dari $3h$ dan 450 mm.

$$S_{maks} = 3 \times h = 3 \times 125 = 375 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak antar tulangan yang diambil adalah 200 sehingga digunakan tulangan pokok D10-200

Tulangan Susut

Ditetapkan D10 untuk tulangan susut, maka jarak antar tulangan (s) dihitung sebagai berikut :

$$A_{sreq} = A_{smin}$$

$$A_{smin} = 0,0020 \times Ag = 250 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{(0,25)\pi \times D^2 \times b}{A_{sreq}} = \frac{(0,25)\pi \times 10^2 \times 2500}{1000} = 195,35 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 5 \times h = 3 \times 125 = 625 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan yang diambil sebesar 100 mm sehingga digunakan tulangan susut D10-100.

Cek gaya geser

Berdasarkan persamaan 7.9.4a dan 7.9.4b SNI 8900:2020, kekuatan geser perlu (V_u) untuk pelat dua arah dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

Karena $\beta = 1,6$, nilai fraksi beban (α_a dan α_b) didapatkan $\alpha_a=0,93$; $\alpha_b=0,07$

Arah pendek (l_a)

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\alpha b \times q_u \times l_a}{2} \geq \frac{q_u \times l_a}{4} \\
 &= \frac{0,07 \times 6,6788 \times 2500}{2} \geq \frac{6,6788 \times 2500}{4} \\
 &= 6084,792 \text{ kN} \geq 54328 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 32597,1 \text{ kN}$

Arah panjang (lb)

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\alpha a \times q_u \times l_a}{2} \geq q_u \left[\frac{l_a}{2} - \frac{l_a^2}{4l_b} \right] \\
 V_u &= \frac{0,93 \times 6,6788 \times 2500}{2} \geq 6,6788 \left[\frac{2500}{2} - \frac{2500^2}{4 \times 4000} \right] \\
 V_u &= 50525,505 \text{ N} > 37350,84 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai $V_u = 50,5255 \text{ kN}$

Kuat Geser ϕV_c

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 4000 \times 100 \\
 &= 279338,50 \text{ N} \\
 &= 279,33850 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka pelat TIPE C aman terhadap gaya geser.

Tabel 2. 63 Rekapitulasi Perhitungan Plat Lantai

TIPE PLAT	Dimensi (mm)		Jenis Plat	Tebal Plat	Momen	Tulangan Pokok	Tulangan Susut
	Arah pendek (lb)	Arah panjang (lb)					
A	4000	4000	2 arah	125	$M^-_{a(\text{tumpuan})}$	D10-350	D10-100
					$M^+_{a(\text{lapangan})}$	D10-350	
					$M^-_{b(\text{tumpuan})}$	D10-350	
					$M^+_{b(\text{lapangan})}$	D10-350	
B	3000	4000	2 arah	125	$M^-_{a(\text{tumpuan})}$	D10-350	D10-100
					$M^+_{a(\text{lapangan})}$	D10-350	
					$M^-_{b(\text{tumpuan})}$	D10-350	
					$M^+_{b(\text{lapangan})}$	D10-350	

C	2500	4000	2 arah	125	$M^-_{a(tumpuan)}$	D10-350	D10-100
					$M^+_{a(lapangan)}$	D10-350	
					$M^-_{b(tumpuan)}$	D10-350	
					$M^+_{b(lapangan)}$	D10-350	

2.15 Preliminary Desain Tangga 1

Diketahui:

Tinggi antar lantai = 3750 mm

Panjang Ruang Tangga = 6000 mm

Lebar Ruang Tangga = 3000 mm

Lebar Tangga = 1425 mm

Dimesi anak tangga

Optrede (O) = 160 mm

Antrede (A) = 300 mm

Jumlah anak tangga = $\frac{3750}{160} = 22$ anak tangga

Panjang tangga datar = jumlah anak tangga $\times$ antrede
= $11 \times 300 \text{ mm} = 3300 \text{ mm}$

Panjang miring tangga = $\sqrt{3300^2 + 1875^2} = 3795,47 \text{ mm}$

Panjang bordes = 3000 mm

Lebar bordes = 1475 mm

Menentukan tebal plat tangga dan bordes

Berdasarkan Tabel 8.3.1.1-Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior digunakan $\ell_n/30$ (tanpa balok tepi) dan $\ell_n/33$ (dengan balok tepi) untuk $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Tebal plat tangga = $\frac{\ell_n}{30} = \frac{3795,47}{30} = 126,52 \text{ mm}$

Tebal plat bordes = $\frac{\ell_n}{33} = \frac{3000}{33} = 90,91 \text{ mm}$

Digunakan Tebal pelat tangga dan bordes 150 mm.

Tinggi beban merata tangga

$$t' = \frac{(0,5 \cdot O \cdot A)}{\sqrt{O^2 + A^2}} = \frac{(0,5 \cdot 160 \cdot 300)}{\sqrt{160^2 + 300^2}} = 70,59 \text{ mm}$$

$$h = htg + t'$$

$$= 150 + 70,5882$$

$$= 220.59 \text{ mm}$$

$$h' = 250.00 \text{ mm}$$

1. Pembebanan Tangga

Pembebanan tangga tipe 1

Berat volume beton = 24

Berat volume ubin = 24

Pembebanan Pelat Tangga (qtg)

Berat pelat+ anak tangga = $\frac{221,67}{1000} \times 24 = 5,32 \text{ kN/m}^2$

Berat spesi = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

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

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

$$\sum \text{Beban } q_{tg} = 11,77 \text{ kN/m}^2$$

Pembebanan Pelat Bordes (qbd)

Berat pelat + anak tangga = $0,125 \times 24 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

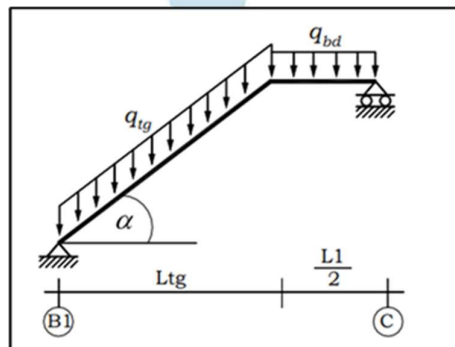
Berat spesi = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

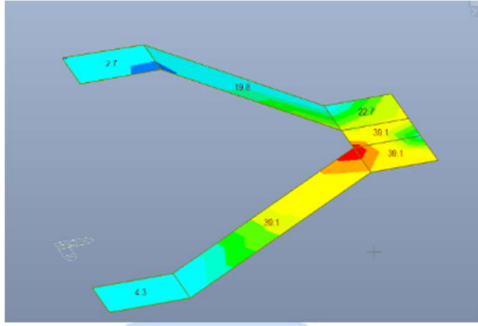
Berat railing (diperkirakan) = 1 kN/m^2

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

$$\sum \text{Beban } q_{bd} = 9,45 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 2. 35 Beban Merata Tangga



Gambar 2. 36 Pemodelan tangga 1 dengan midas gen

2.16 Penulangan Tangga 1

Berdasarkan output kombinasi beban dari Midas didapatkan

$$Mu_1 = 22,60 \text{ kNm}$$

$$Mu_2 = 63,20 \text{ kNm}$$

$$\text{Digunakan } Mu = 63,20 \text{ kNm}$$

$$Vu_1 = 37,66 \text{ kN}$$

$$Vu_2 = 76,44 \text{ kN}$$

$$\text{Digunakan } Vu = 76,44 \text{ kN}$$

$$\text{Direncanakan tulangan pokok D16, } A_s = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 420 \text{ MPa}$$

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

$$d = 122 \text{ mm}$$

Rencana Penulangan Tumpuan

$$Mu_x = 0,8 \times 63,20$$

$$= 50,56 \text{ kNm} = 50560000 \text{ Nmm}$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 420 \text{ MPa}$$

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

$$d = 122 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 50560000}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 122^2}} \right) \\ &= 0,007 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = \rho \times b \times h$$

$$= 0,007 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,007 \times 1000 \times 122$$

$$= 866,39 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{866,39} = 232,07 \text{ mm}$$

Digunakan D16 – 200

Rencana Penulangan Lapangan

$$Mu_x = 0,5 \times 63,20$$

$$= 38,22 \text{ kNm} = 38220000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 50560000}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 122^2}} \right) \\ &= 0,010 \end{aligned}$$

$$\text{As min} = \rho \times b \times h$$

$$= 0,010 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,010 \times 1000 \times 122$$

$$= 1172,29 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 1000 \times 1000}{1172,29} = 171,51 \text{ mm}$$

Digunakan D16 - 150

Cek gaya geser:

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 122$$

$$= 113,60 \text{ kN}$$

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

$$= 0,75 \times 113,60$$

$$= 85,20 \text{ kN}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300} = 261,80 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan Susut D10-250

2.17 Preliminary Desain Tangga 2

Diketahui:

$$\text{Tinggi antar lantai} = 3750 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Ruang Tangga} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Ruang Tangga} = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Tangga} = 1200 \text{ mm}$$

Dimesi anak tangga

$$\text{Optrede (O)} = 160 \text{ mm}$$

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

$$\text{Jumlah anak tangga} = \frac{3750}{160} = 22 \text{ anak tangga}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang tangga datar} &= \text{jumlah anak tangga} \times \text{antrede} \\ &= 11 \times 300 \text{ mm} = 3300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang miring tangga} = \sqrt{3300^2 + 1875^2} = 3795,47 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang bordes} = 2500 \text{ mm}$$

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

Menentukan tebal plat tangga dan bordes

Berdasarkan Tabel 8.3.1.1-Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior digunakan $\ell_n/30$ (tanpa balok tepi) dan $\ell_n/33$ (dengan balok tepi) untuk $f_y = 420 \text{ MPa}$.

$$\text{Tebal plat tangga} = \frac{\ell_n}{30} = \frac{3795,47}{33} = 126,52 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat bordes} = \frac{\ell_n}{33} = \frac{2500}{36} = 75,76 \text{ mm}$$

Digunakan Tebal pelat tangga dan bordes 150 mm.

Tinggi beban merata tangga

$$t' = \frac{(0,5 \cdot O \cdot A)}{\sqrt{O^2 + A^2}} = \frac{(0,5 \cdot 160 \cdot 300)}{\sqrt{160^2 + 300^2}} = 70,59 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h &= h_{tg} + t' \\
 &= 150 + 70,5882 \\
 &= 220,59 \text{ mm} \\
 h' &= 250,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Pembebanan Tangga

Pembebanan tangga tipe 2

Berat volume beton = 24

Berat volume ubin = 24

Pembebanan Pelat Tangga (qtg)

Berat pelat+ anak tangga = $\frac{250.00}{1000} \times 24 = 6 \text{ kN/m}^2$

Berat spesi = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

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

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

$$\sum \text{Beban } q_{tg} = 12,45 \text{ kN/m}^2$$

Pembebanan Pelat Bordes (qbd)

Berat pelat + anak tangga = $0,15 \times 24 = 3,60 \text{ kN/m}^2$

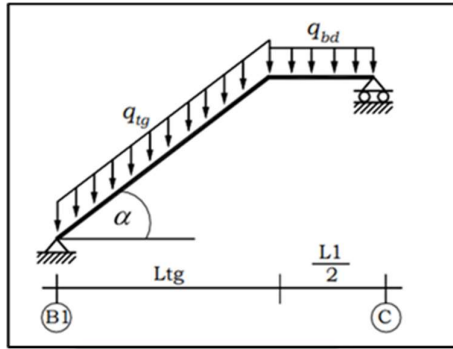
Berat spesi = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

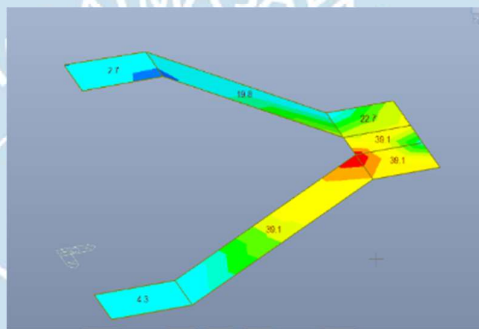
Berat railing (diperkirakan) = 1 kN/m^2

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

$$\sum \text{Beban } q_{bd} = 10,05 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 2. 37 Beban Merata Tangga



Gambar 2. 38 Pemodelan tangga 1 dengan midas gen

2.18 Penulangan Tangga 2

Berdasarkan output kombinasi beban dari Midas didapatkan

$$Mu_1 = 15,80 \text{ kNm}$$

$$Mu_2 = 55,36 \text{ kNm}$$

$$\text{Digunakan } Mu = 55,36 \text{ kNm}$$

$$Vu_1 = 41,58 \text{ kN}$$

$$Vu_2 = 75,32 \text{ kN}$$

$$\text{Digunakan } Vu = 75,32 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan pokok D16, $A_s = 201,06 \text{ mm}^2$

Fy tulangan pokok = 420 MPa

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

$$d = 122 \text{ mm}$$

Rencana Penulangan Tumpuan

$$Mu_x = 0,5 \times 55,36$$

$$= 27,68 \text{ kNm} = 27680000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 27680000}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 122^2}}\right) \\ &= 0,007\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As min} &= \rho \times b \times h \\ &= 0,007 \times 1000 \times 150 \\ &= 300 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005 \times 1000 \times 122 \\ &= 616,21 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{616,21} = 326,29 \text{ mm}$$

Digunakan D16 - 300

Cek gaya geser:

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 122 \\ &= 113,60 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 113,60 \\ &= 85,20 \text{ kN}\end{aligned}$$

Rencana Penulangan Lapangan

$$\begin{aligned}Mu_x &= 0,8 \times 55,36 \\ &= 44,288 \text{ kNm} = 44288000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Fy tulangan pokok = 420 MPa

b = 1000 mm

d = 122 mm

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 44288000}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 122^2}}\right) \\ &= 0,008\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho \times b \times h \\ &= 0,008 \times 1000 \times 150 \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,008 \times 1000 \times 122 \\ &= 1032,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{1032,29} = 194,77 \text{ mm}$$

Digunakan D16 – 150

Tulangan Susut

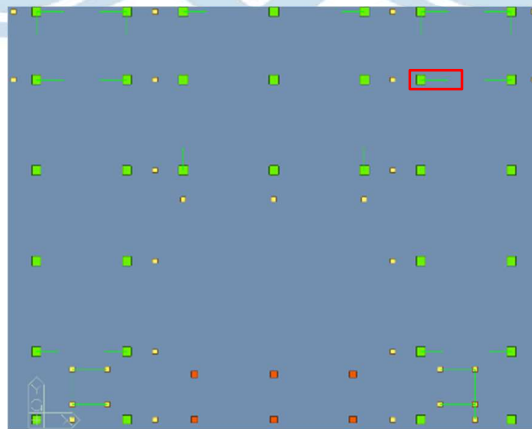
$$A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{300} = 261,80 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan Susut D10-250

2.19 Perencanaan Dinding geser

Dalam perencanaan Gedung Kantor dan perkuliahan, dinding geser dirancang untuk menahan gaya lateral, serta mendukung kestabilan struktur secara keseluruhan. Karena gedung Kantor dan Perkuliahan berbentuk U memiliki kekakuan yang tidak simetris, dinding geser ditempatkan pada lokasi tertentu untuk mengurangi eksentrisitas dan meminimalkan efek torsi



Gambar 2. 39 Denah penempatan dinding geser

Dinding geser yang akan ditinjau untuk melakukan perhitungan adalah dinding geser yang ditunjukkan pada gambar 2.34

2.19.1 Perhitungan Dinding Geser

Properti Material dan Penampang

$$\text{Tebal Dinding Geser (} t_w \text{)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang (As ke As) (} L \text{)} = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang Kolom (} h_k \text{)} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Kolom (} b_k \text{)} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi Dinding Geser (} h_w \text{)} = 25200 \text{ mm}$$

$$\text{D Longitudinal (} d_l \text{)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{D Transversal (} d_t \text{)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{D Tul. kolom (} d_b \text{)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat Tekan Beton (} f_c' \text{)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat Leleh Baja Tulanagn (} f_c' \text{)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang Total (} L_w \text{)} &= L + h_k \\ &= 2000 + 800 \\ &= 2800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang Bersih (} L_n \text{)} &= L - h_k \\ &= 2000 - 800 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Luas Penampang Melintang} = t_w \times L_w$$

$$\begin{aligned} A_{cv} &= 400 \times 1200 \\ &= 1120000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas Total Dinding Geser} = t_w \times L_w + 2 \times (b_k \times h_k)$$

$$\begin{aligned} A_w &= 400 \times 1200 + 2 \times (800 \times 800) \\ &= 1760000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Kebutuhan Tulangan Minimum

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Geser } \left(\frac{V_u}{\phi} \right) &= \left(\frac{V_u}{\phi} \right) \\ &= \frac{1424,270 \times 10^3}{0,75} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1899027 \text{ N} \\
 \text{Batas zona 1} &= 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c} \\
 &= 0,083 \times 1120000 \times \sqrt{30} \\
 &= 509163 \text{ N} \\
 \text{Batas zona 2} &= 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c} \\
 &= 0,17 \times 1120000 \times \sqrt{30} \\
 &= 1042864 \text{ N} \\
 \text{Rasio Tul Longitudinal} &= 0,25 \% \\
 \text{Rasio Tul Transversal} &= 0,25 \% \\
 \text{Jumlah Lapis Tulangan } (n_{\text{lapis}}) &= 2 \\
 \text{b. Pengecekan Terhadap Gaya dalam Aksial-Lentur} & \\
 \quad \bullet \text{ Bagian Badan} & \\
 \text{Spasi tulangan Longitudinal} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Cek spasi Tulangan Maksimum} &= \text{SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.2} \\
 &= s \leq 450 \\
 &= 200 \text{ mm} \leq 450, \text{ OK} \\
 \text{Rasio Tulangan Longitudinal } (p_l) &= \text{SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.5)} \\
 p_l &= n_{\text{lapis}} \times \frac{\frac{\pi}{4} \times d_1^2}{t_w \times s} \\
 &= 2 \times \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2}{t_w \times s} \\
 &= 1,227 \% \\
 \quad \bullet \text{ Bagian Kolom} & \\
 \text{Jumlah Tulangan per Kolom} &= 16 \\
 \text{Rasio Tulangan Kolom} &= 1 \% \leq p \leq 6\% \\
 \text{Cek rasio Tulangan Kolom} &= 1 \leq 1,227\% \leq 6\%, \text{ OK} \\
 \text{c. Pengecekan Kapasitas Geser} & \\
 \text{hw/lw} &= \frac{25200}{2800}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 9,0000 \\
 \alpha_c &= \text{SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1} \\
 &= 0,017 \\
 \text{Cek Spasi tulangan maksimum} &= \text{SNI 2847 : 2019 Pasal 18.10.2} \\
 &= s \leq 450 \\
 &= 200 \text{ mm} \leq 450, \text{ OK} \\
 \text{Rasio Tulangan Maksimum} &= n \text{ lapis} \times \frac{\frac{\pi}{4} \times d_1^2}{t_w \times s} \\
 &= 2 \times \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2}{t_w \times s} \\
 &= 1,227 \% \\
 \text{Cek Rasio Tulangan Tulangan Minimum} &= p_t \leq p_{t.\min} \\
 &= 1,227 \geq 0,25, \text{ OK} \\
 \text{Kuat Geser Dinding (Vn)} &= A_{cv} \times (\alpha_c \times \sqrt{f_c} + p_t \times f_y) \\
 &= 1120000 \times (0,017 \times \sqrt{30} + 1,227 \times f_y) \\
 &= 6815540 \text{ N} \\
 \text{Batas Kuat Geser (Vn}_{\max}) &= 0,66 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c} \\
 &= 0,66 \times 1120000 \times \sqrt{30} \\
 &= 4048765 \text{ N} \\
 \text{Kuat Geser Pakai (V}_{\text{npakai}}) &= \text{Min (Vn, Vn max)} \\
 &= 4048765 \text{ N} \\
 \text{Cek Kapasitas Geser} &= V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \\
 &= 4048765 \geq 1899027, \text{ OK}
 \end{aligned}$$

6. Pengecekan Kebutuhan Elemen Batas Khusus

Displacement Based Method

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Zona Tekan (c)} &= \text{SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.4} \\
 c &= 1558 \text{ mm} \\
 \delta u &= 0 \text{ (boleh dikosongkan)} \\
 \delta u / h_w &= \text{SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2} \\
 &= 0,005
 \end{aligned}$$

$$c - 0,1 L_w = 1558 - 0,1 \times 2800$$

$$= 1278 \text{ mm}$$

$$c/2 = \frac{1558}{2} = 779 \text{ mm}$$

$$h_c + 300 = 800 + 300$$

$$= 1100 \text{ mm}$$

Panjang Elemen Batas Khusus, L_{BE}

$$L_{BE} = \text{maksimum} (c - 0,1 L_w ; \frac{c}{2} ; \text{atau } h_c + 300)$$

$$= 1278 \text{ mm}$$

$$M_u / (4 \cdot V_u) = 2231,108 \text{ mm}$$

Tinggi elemen batas khusus, h_{BE}

$$h_{BE} = \text{maksimum} (L_w ; \frac{m_u}{v_u})$$

$$= \text{maksimum} (2800 ; 2231,108)$$

$$= 2800 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang, } A_g = A_w = 1760000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tegangan Kondisi 1} = \frac{P_u}{A_g} + \left(\frac{M_u}{I_g} \times \frac{L}{2} \right)$$

$$= \frac{1079,780 \times 10^3}{1760000} + \left(\frac{968,330 \times 10^6}{1,41E+12} \times \frac{2000}{2} \right)$$

$$= 1,302 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan Kondisi 2} = 10,240 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan Kondisi 3} = 0,269 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan Kondisi 4} = 0,384 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan Kondisi 5} = 13,938 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan Kondisi 6} = 15,025 \text{ MPa}$$

Tegangan Maksimum = maksimum tegangan kondisi 1-3

$$= 15,025 \text{ MPa}$$

Batas Tegangan = SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.3

$$\text{Batas} = 0,2 \times f_c' = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

Perlu Elemen Batas Khusus = SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.3

Syarat = tegangan > 0,2 f_c'

$$= 15,025 > 6, \text{ Perlu}$$

Tinggi Elemen Batas Khusus h_{BE}

$$\begin{aligned}
 H_{BE} &= \text{SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.3} \\
 &= hw - \left(\frac{0,15 f'c'}{\sigma_{max}} \right) \times hw \\
 &= 17652 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Elemen Batas Khusus

Daerah Kolom

$$\text{Selimut Beton (Cc)} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Confimentt (d_s)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Kaki Sejajar Panjang Kolom (n₁)} = 5$$

$$\text{Jumlah Kaki Sejajar Panjang Kolom (n₂)} = 4$$

$$\text{Spasi (s)} = 100 \text{ mm}$$

Luas penampang tulangan transversal (A_{sh})

$$\begin{aligned}
 A_{sh \ 1} &= n_1 \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\
 &= 5 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 &= 663,661 \text{ mm}^2 \\
 \frac{A_{sh \ 1}}{s} &= \frac{663,661}{100} \\
 &= 6,637 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sh \ 2} &= n_1 \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\
 &= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 \frac{A_{sh \ 2}}{s} &= \frac{530,929}{100} \\
 &= 5,039 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Lebar penampang inti beton (b_c), (SNI 2847 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}
 b_c &= b_k - 2 \times Cc \\
 &= 800 - 2 \times 50 \\
 &= 700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang penampang inti beton (h_c), (SNI 2847 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}
 h_c &= h_k - 2 \times Cc \\
 &= 800 - 2 \times 50 \\
 &= 700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Luas penampang kolom (A_g), (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}
 A_g &= b_k \times h_k \\
 &= 800 \times 800 \\
 &= 640000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas penampang inti beton (A_{ch}), (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= b_c \times h_c \\
 &= 700 \times 700 \\
 &= 490000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sejajar lebar kolom, (SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1)

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} \text{ min1} &= 0,3 \times \left(hc \times \frac{f_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \times \left(700 \times \frac{30}{420} \right) \times \left(\frac{640000}{490000} - 1 \right) \\
 &= 4,592 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} \text{ min2} &= 0,09 \times hc \times \frac{f_c}{f_y} \\
 &= 0,09 \times 700 \times \frac{30}{420} \\
 &= 4,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek syarat} &= \frac{A_{sh}}{s} \text{ min1} > \frac{A_{sh}}{s} \text{ min2} \\
 &= 4,592 > 4,500, \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Daerah Badan

$$\text{Selimut beton (Cc)} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Confimentt (d_s)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Kaki Sejajar Panjang Kolom (n₁)} = 5$$

$$\text{Jumlah Kaki Sejajar Panjang Kolom (n₂)} = 4$$

$$\text{Spasi (s)} = 100 \text{ mm}$$

Luas penampang (A_{sh})

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= n_1 \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\
 &= 5 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 &= 663,661 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{sh2} = 4 \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2$$

$$= 3 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = \frac{265,465}{100}$$

$$= 6,637 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = \frac{398,197}{100}$$

$$= 5,309 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Panjang daerah EBK badan (b)

$$b = L_{BE} - h_k$$

$$= 1278 - 800$$

$$= 478 \text{ mm}$$

Lebar daerah EBK tebal dinding (h)

$$h = t_w$$

$$= 400$$

Luas penampang inti beton (b_c)

$$b_c = b - 2 \times C_c$$

$$= 478 - 2 \times 40$$

$$= 398 \text{ mm}$$

Panjang penampang inti beton (h_c)

$$h_c = h - 2 \times C_c$$

$$= 400 - 2 \times 40$$

$$= 320 \text{ mm}$$

Panjang penampang kolom, SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1

$$A_g = b \times h$$

$$= 478 \times 400$$

$$= 191200 \text{ mm}^2$$

Luas penampang inti beton, SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1

$$A_{ch} = b_c \times h_c$$

$$= 398 \times 320$$

$$= 127360 \text{ mm}^2$$

Sejajar dinding SNI 2847:2019 Pasal R18.10.6.4.1

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min 1 &= 0,3 \times \left(h_c \times \frac{f_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \times \left(320 \times \frac{30}{420} \right) \times \left(\frac{191200}{127360} - 1 \right) \\ &= 3,437 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min 2 &= 0,09 \times h_c \times \frac{f_c}{f_y} \\ &= 0,09 \times 320 \times \frac{30}{420} \\ &= 2,057 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek sayarat, $\frac{A_{sh1}}{s} > \frac{A_{sh}}{s} \min$, OK

Tegak Lurus Dinding

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min 1 &= 0,3 \times \left(h_c \times \frac{f_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \times \left(398 \times \frac{30}{420} \right) \times \left(\frac{191200}{127360} - 1 \right) \\ &= 4,275 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min 2 &= 0,09 \times h_c \times \frac{f_c}{f_y} \\ &= 0,09 \times 398 \times \frac{30}{420} \\ &= 2,559 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek sayarat, $\frac{A_{sh1}}{s} > \frac{A_{sh}}{s} \min$, OK