

BAB 2

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

1.2 Penentuan Titik Sistem

Berdasarkan SNI 1726:2019, sistem struktur pada sebuah bangunan diklasifikasikan ke dalam beberapa jenis, yang dijelaskan sebagai berikut:

a. Sistem pemikul gaya seismik (*Seismik-force-resisting system*)

Sistem ini merupakan bagian dari struktur yang dirancang untuk menahan gaya gempa yang diperhitungkan sesuai dengan tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara resmi, menggunakan ketentuan dan kombinasi beban yang berlaku.

b. Sistem rangka pemikul momen (*Moment frame*)

Rangka yang terdiri dari balok, pelat, kolom, dan sambungan ini menahan gaya-gaya yang bekerja melalui lentur, geser, serta gaya aksial.

c. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Rangka balok-kolom atau rangka pelat-kolom yang dicor di lokasi atau pracetak harus memenuhi persyaratan tertentu. Persyaratan tersebut mengacu pada Kategori Desain Seismik (KDS) bangunan, di mana bangunan yang menggunakan sistem ini harus memiliki KDS B.

d. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Bangunan yang menggunakan sistem rangka ini harus memenuhi persyaratan beton sesuai dengan kategori desain seismik (KDS) C, D, dan E.

e. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem ini diterapkan pada rangka balok dan kolom, atau pada rangka kolom dengan pelat dua arah tanpa balok yang dicor di tempat. Pada bangunan Gedung Pemondokan Seturan, sistem rangka yang digunakan adalah SRPMM, dan kategori KDS bangunan ini termasuk tipe B.

1.3 Preliminary Desain

Perancangan awal atau *preliminary design* merupakan tahap pertama dalam proses perencanaan struktur yang bertujuan menentukan dimensi awal elemen-elemen struktural berdasarkan beban yang diterima. Tahap ini mencakup perkiraan ukuran elemen struktur seperti balok, kolom, dan pelat lantai dengan mempertimbangkan ketentuan peraturan yang berlaku, seperti SNI 1726:2019 terkait perencanaan ketahanan gempa, serta SNI 2847:2019 untuk perancangan beton bertulang. Hasil dari tahap ini akan dijadikan dasar untuk analisis struktur lebih lanjut guna memastikan bahwa struktur yang dirancang mampu menahan beban secara aman sesuai dengan persyaratan peraturan yang berlaku. Proses perancangan awal biasanya melibatkan beberapa percobaan dan penyesuaian untuk memperoleh dimensi yang optimal. Berikut ini merupakan perhitungan perancangan awal untuk Gedung Pemandoran Seturan.

2.1.1 Preliminary Design Balok

Jarak bentang antar kolom merupakan informasi penting dalam menentukan dimensi balok. Penentuan tinggi balok (h) mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1, sedangkan lebar balok (b) ditentukan berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 Tabel 18.6.2.1. Berikut ini merupakan perhitungan desain awal (*preliminary design*) balok pada Gedung Pemandoran Seturan.

1. Balok Induk Tipe 1 ($L = 7000 \text{ mm}$)

- Tinggi Balok (h) = $L/14$

$$= 7000/13$$

$$= 538,46 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

- Lebar Balok (b) = $\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok}$

$$= \frac{1}{2} \times 600 \text{ mm}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

2. Balok Induk Tipe 2 (L = 6000 mm)

- Tinggi Balok (h) = $L/14$

$$= 6000/12$$

$$= 500 \text{ mm}$$

- Lebar Balok (b) = $\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok}$

$$= \frac{1}{2} \times 500 \text{ mm}$$

$$= 250 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

3. Balok Anak Tipe 1 (L = 6000 mm)

- Tinggi Balok (h) = $L/14$

$$= 6000/15$$

$$= 400 \text{ mm}$$

- Lebar Balok (b) = $\frac{1}{2} \times \text{tinggi balok}$

$$= \frac{1}{2} \times 400 \text{ mm}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Berikut adalah rekap dari hasil *preliminary* balok dapat dilihat pada tabel 2. 1 di bawah ini.

Tabel 2. 1 Rekap dimensi balok

Jenis	Bentang (mm)	b (mm)	h (mm)	Dimensi Pakai (mm)
B1	7000	300	538,46	300 x 600
B2	6000	350	500	350 x 500
BA1	6000	200	400	200x 400

2.1.2 Preliminary Design Kolom

Dalam tahapan perencanaan awal (*preliminary design*) kolom pada gedung pemondokan seturan, dimensi awal kolom di tentukan berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam SNI 2847:2019 Pemilihan ukuran kolom harus mempertimbangkan aspek kekakuan struktur guna meminimalkan deformasi lateral yang berlebihan. Rasio antara tinggi dan lebar kolom menjadi salah satu faktor utama dalam memastikan kestabilan struktur secara keseluruhan.

Penentuan dimensi kolom mengacu pada rumus tertentu yang digunakan sebagai pedoman perhitungan:

1. Menentukan Dimensi Kolom 1

$$p = b = (2 \times 50) + b \text{ balok terbesar (mm)}$$

keterangan : p = panjang kolom (mm)

b = lebar balok

(mm) maka,

$$p = b = (2 \times 50) + 500 = 600$$

digunakan dimensi kolom 400 x 400 mm

2. Menentukan Dimensi Kolom 2

$$P = b = (2 \times 10) + b \text{ balok terbesar (mm)}$$

Keterangan : p = panjang kolom (mm)

b = lebar balok (mm)

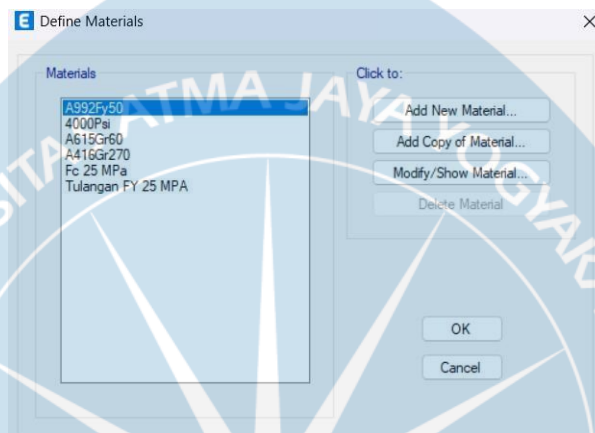
maka,

$$p = b = (2 \times 50) + 350 = 450 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

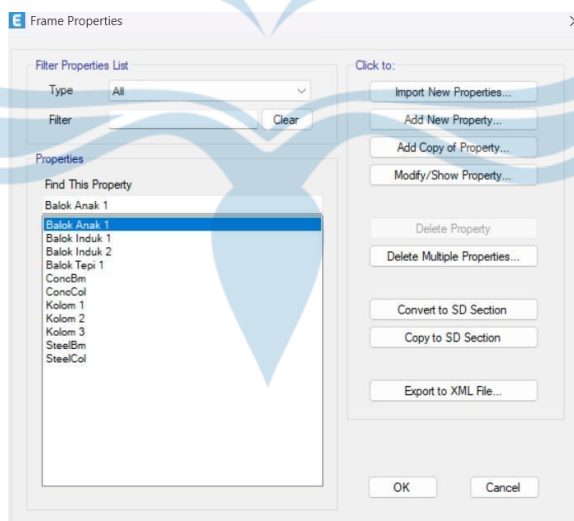
digunakan dimensi kolom 500 x 500 mm

Tabel 2. 2 Rekap Dimensi Kolom

Jenis	Dimensi (mm)
K1	600 x 600
K2	500 x 500



Gambar 2. 1 Define Materials



Gambar 2. 2 *Frame Properties*

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source:

Section Dimensions

Depth: mm

Width: mm

Property Modifiers

Reinforcement:

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Gambar 2. 3 *Frame Section Balok Anak*

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source:

Section Dimensions

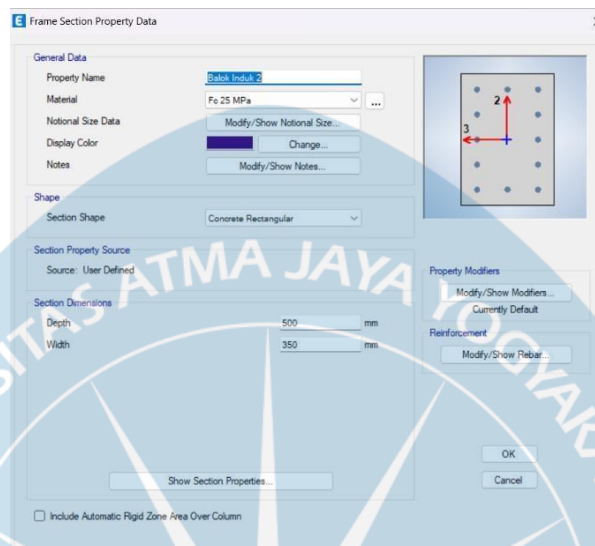
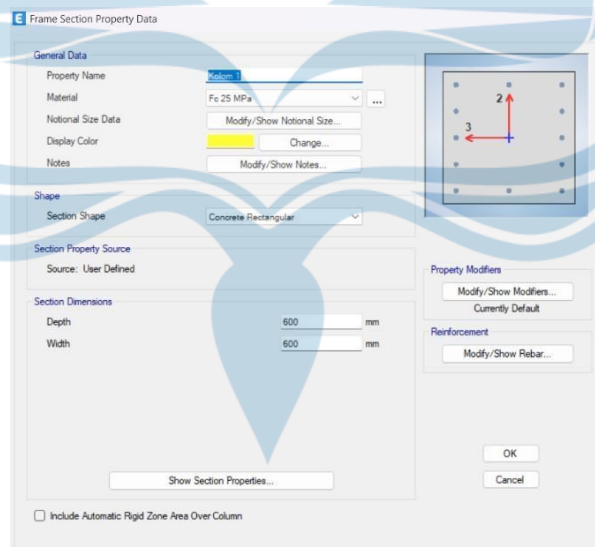
Depth: mm

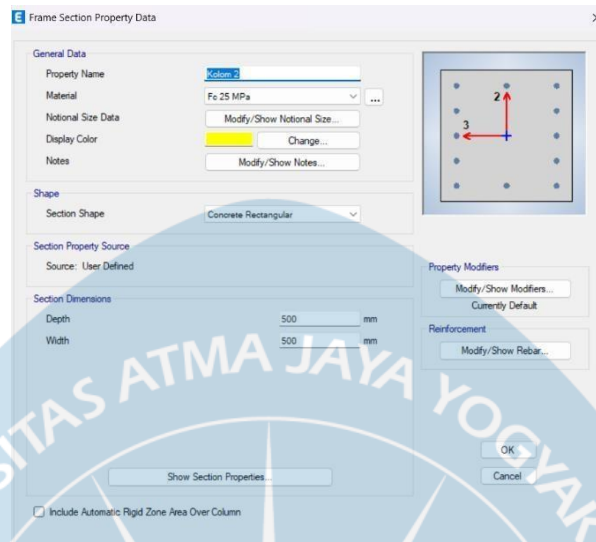
Width: mm

Property Modifiers

Reinforcement:

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Gambar 2. 3 *Frame Section* Balok Induk 1Gambar 2. 4 *Frame Section* Balok Induk 2Gambar 2. 5 *Frame Section* Kolom 1

Gambar 2. 6 *Frame Section* Kolom 2

2.2.3 Preliminary Pelat

Pelat beton pada Gedung Pemondokan Seturan berfungsi sebagai elemen struktur yang membentuk permukaan horizontal yang rata, baik untuk lantai, atap, maupun bagian lain dari bangunan. Pelat beton ini dapat ditumpu oleh elemen struktur seperti dinding, balok, kolom, atau bahkan langsung diletakkan di atas tanah, tergantung pada kebutuhan desain. Dalam sistem struktur balok- pelat yang digunakan, pelat dan balok umumnya dicor secara bersamaan sehingga membentuk satu kesatuan struktur monolitik. Ketebalan pelat beton umumnya lebih kecil dibandingkan dengan bentangnya.

Dimensi pelat yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 2.4 berikut:

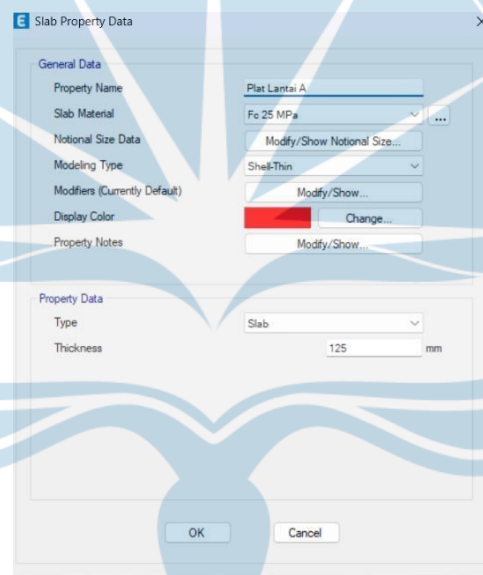
Tabel 2. 3 Perencanaan Dimensi Pelat

Tipe Pelat	Ly(mm)	Lx (mm)	Ly/Lx (mm)	Jenis Pelat
A	7000	6000	1,16	2 arah
B	3500	6000	0,58	2 arah

Penentuan tebal pelat minimum pada Gedung Pemondokan Seturan mengacu pada SNI 2847:2019, khususnya pada ketentuan mengenai pelat solid satu arah non-prategang. Dalam perencanaan ini, tebal pelat yang digunakan adalah 12,5 cm. Ukuran tebal pelat tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.4 mengenai Ketentuan Tebal Pelat.

Tabel 2. 4 Ukuran Tebal Pelat

No.	Jenis Pelat	Ukuran Tebal
1.	Pelat Lantai	125 mm
2.	Pelat Tangga	150 mm
3.	Pelat Bordes	130 mm



Gambar 2. 7 *Frame Section* Pelat Lantai

2.3 Material dan Pembebanan

2.3.1 Beton

Spesifikasi material yang digunakan dalam pembangunan Gedung Pemondokan Seturan meliputi:

- Semen Portland

- Agregat Kasar berupa batu pecah dan kerikil
- Air

3.3.2 Baja

Spesifikasi material baja yang digunakan dalam pembangunan Gedung Pemondokan Seturan adalah sebagai berikut:

- Tulangan baja polos F_y 420 Mpa

2.3.3 Data Berat Jenis Material

- Baja	= 7850 kg/m ³
- Batu Alam	= 2600 kg/m ³
- Batu Belah	= 1500 kg/m ³
- Batu Bulat	= 1500 kg/m ³
- Batu Gunung	= 1500 kg/m ³
- Batu Karang	= 700 kg/m ³
- Batu Pecah	= 1450 kg/m ³
- Besi Tuang	= 7250 kg/m ³
- Beton	= 2200 kg/m ³
- Beton Bertulang	= 2400 kg/m ³
- Kayu	= 1000 kg/m ³
- Kerikil	= 1650 kg/m ³
- Koral	= 1650 kg/m ³

2.4 Kombinasi Pembebanan

Pada metode ultimit untuk komponen struktur dan elemen fondasi, kombinasi beban harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kekuatan rencana minimal sama dengan atau melebihi efek beban yang telah difaktorkan. Hal ini mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 5.3.1 halaman 84, yang memuat ketentuan mengenai kombinasi pembebanan terfaktor.

Tabel 2. 5 Kombinasi Pembebanan

Nomor	DL	SIDL	LL	Lr	R	Wx	Wy	Ex	Ey
1	1,1	1,4	1,4						
2	2,1	1,2	1,2	1,6	0,5				
	2,2	1,2	1,2	1,6		0,5			
3	3,1	1,2	1,2	1	1,6				
	3,2	1,2	1,2		1,6	0,5			
	3,3	1,2	1,2		1,6		0,5		
	3,4	1,2	1,2		1,6	0,375	0,375		
	3,5	1,2	1,2	1	1,6				
	3,6	1,2	1,2		1,6	0,5			
	3,7	1,2	1,2		1,6		0,5		
	3,8	1,2	1,2		1,6	0,375	0,375		
4	4,1	1,2	1,2	1	0,5	1			
	4,2	1,2	1,2	1	0,5		1		
	4,5	1,2	1,2	1	0,5	0,75	0,75		
	4,3	1,2	1,2	1		0,5	1		
	4,4	1,2	1,2	1		0,5	1		
	4,6	1,2	1,2	1		0,5	0,75	0,75	
5	5,1	0,9	0,9			1			
	5,2	0,9	0,9				1		
	5,3	0,9	0,9			0,75	0,75		
6	6,1	1,2156	1,2156	1				1,3	0,39
	6,2	1,2156	1,2156	1				1,3	-0,39
	6,3	1,2156	1,2156	1				-1,3	0,39
	6,4	1,2156	1,2156	1				-1,3	-0,39
	6,5	1,2156	1,2156	1				0,39	1,3
	6,6	1,2156	1,2156	1				-0,39	1,3
	6,7	1,2156	1,2156	1				0,39	-1,3
	6,8	1,2156	1,2156	1				-0,39	-1,3
7	7,1	0,8844	0,8844					1,3	0,39
	7,2	0,8844	0,8844					1,3	-0,39
	7,3	0,8844	0,8844					-1,3	0,39
	7,4	0,8844	0,8844					-1,3	-0,39
	7,5	0,8844	0,8844					0,39	1,3
	7,6	0,8844	0,8844					-0,39	1,3
	7,7	0,8844	0,8844					0,39	-1,3
	7,8	0,8844	0,8844					-0,39	-1,3

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

DL: *Dead Load* (Beban Mati)

LL: *Live Load* (Beban Hidup)

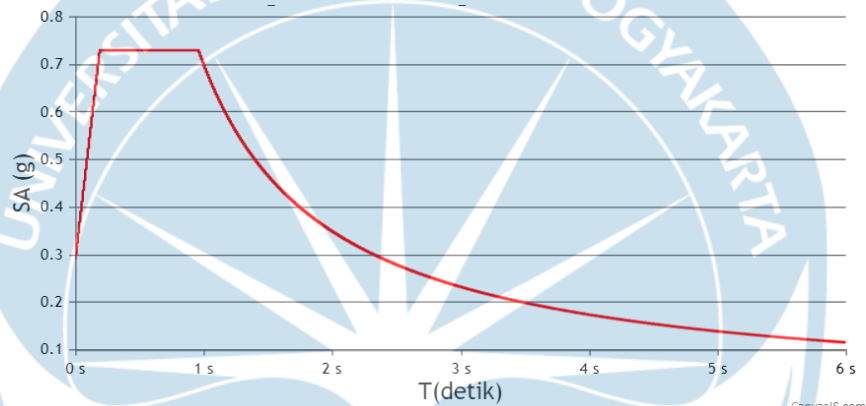
E: *Earthquake Load* (Beban Gempa)

2.5 Pembebanan Gempa

Aplikasi pembebanan gempa pada struktur bangunan ini didasarkan pada standar yang berlaku sebagai berikut:

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2019
2. *American Society of Civil Engineers, "ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures"*

Tingkat gempa yang digunakan adalah gempa dengan periode ulang 2500 tahun, yang berarti ada 2% kemungkinan gempa tersebut terjadi dalam 50 tahun masa pakai bangunan. Dalam desain struktur bangunan ini, analisis pembebanan gempa dilakukan menggunakan respon spektra yang sesuai dengan data lokasi bangunan, yaitu di Yogyakarta. Analisis ini dilakukan menggunakan *Software ETABS* dengan parameter respon yang diperoleh dari data situs web <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>, berdasarkan nama kota atau koordinat lokasi yang diambil.



Gambar 2. 8 Grafik Spektrum Respon Desain

Tabel 2. 6 Koefisien situs, F_a

Kel as Situ s	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimu yang dipertimbangkan resiko- tertarget (MCER) terpetakan pada perioda 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)					

Catatan:

- (a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, dapat dilihat pada Tabel 2.7 Koefisien Situs F_a

Tabel 2. 7 Koefisien situs, F_y

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan g MPa maksimum yang dipertimbangkan resiko- tertarget (MCER) terpetakan pada perioda 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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)					

Catatan:

- (1) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik, dapat dilihat pada Tabel 2.7 Koefisien Situs F_y .

Berdasarkan Gambar 2.1, Tabel 2.7, dan Tabel 2.8 dalam SNI 1726:2019 Pasal 5 halaman 28, diperoleh parameter-parameter yang digunakan dalam analisis respons spektra untuk perencanaan struktur Gedung Pemondokan Seturan.

1. Klasifikasi situs dapat ditentukan dengan menganalisis sifat-sifat tanah hingga kedalaman 50 meter, seperti nilai penetrasi tanah (N - value), kecepatan gelombang geser (V_s), atau kekuatan geser tanah. Berdasarkan hasil analisis tersebut, lokasi ini termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak)
2. Percepatan Respons Spektral MCER Periode Pendek 0,2 detik, $SS = 1,1070 g$
3. Percepatan Respons Spektral MCER Periode 1 detik, $S_1 = 0,8112 g$

4. Koefisien Situs untuk Periode Pendek 0,2 detik, $F_a = 1,0144$
5. Koefisien Situs untuk Periode 1 detik, $F_v = 1,5776$
6. Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode Pendek, $SDS = 2/3 \times F_a \times S_s = 2/3 \times 1,0144 \times 1,1070 = 0,7486 \text{ g}$
7. Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode 1 detik, $SD1 = 2/3 \times S1 \times F_v = 2/3 \times 0,8112 \times 1,5776 = 0,8532 \text{ g}$
8. Parameter Periode, $T_0 = 0,2 \cdot SD1/SDS = 0,2 \times 0,8532 / 0,7486 = 0,2279 \text{ detik}$
9. Parameter Periode, $T_s = SD1/SDS = 0,8532 / 0,7486 = 1,1 \text{ detik}$

2.6 Kategori Risiko

Penentuan kategori risiko gedung didasarkan pada fungsi bangunan sebagai gedung perkantoran. Oleh karena itu, Gedung Pemondokan Seturan diklasifikasikan ke dalam Kategori Risiko II, sebagaimana tercantum dalam Tabel 2.8

Tabel 2. 8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
- Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

2.7 Kategori Desain Seismik

Kategori Desain Seismik merupakan klasifikasi yang digunakan untuk menentukan tingkat perlindungan struktur terhadap gempa bumi. Pengkategorian ini didasarkan pada tingkat risiko seismik di lokasi proyek, kondisi tanah, serta fungsi bangunan. Oleh karena itu pada perencanaan Gedung Pemondokan Seturan, penetapan kategori ini bertujuan untuk memastikan penerapan standar desain yang sesuai guna menjamin keselamatan dan kestabilan struktur bangunan.

A. Berdasarkan SDS (Tabel 8 SNI 1726:2019)

Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dapat dilihat pada tabel 2. 9 berikut

Tabel 2. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan SDS

Nilai SDS	Kategori risiko	
	I atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Berdasarkan Tabel 2. 10 SDS Gedung = 0,7486 g dengan kategori risiko II, sehingga Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan SDS adalah D.

B. Berdasarkan SD1 (Tabel 8 SNI 1726:2019)

Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik dapat dilihat pada Tabel 2. 10 di bawah ini.

Tabel 2. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan SD1

Nilai SD1	Kategori risiko	
	I atau II	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD1$	D	D

Gedung Pemondokan Seturan memiliki nilai SD1 sebesar 0,8532 g dengan kategori risiko II, sehingga kategori desain seismiknya (KDS) berdasarkan nilai SD1 adalah B. Dari kedua nilai tersebut, dipilih kategori desain seismik yang paling tinggi, sehingga KDS untuk Gedung Pemondokan Seturan ditetapkan sebagai kategori D.

2.8 Menentukan Parameter Gempa

Penentuan parameter gempa merupakan langkah krusial dalam perencanaan struktur Gedung Pemondokan Seturan yang tahan terhadap gempa. Metode dan standar yang digunakan untuk menetapkan parameter gempa, seperti percepatan puncak tanah (PGA), periode getaran, dan spektrum respons gempa, menjadi dasar dalam merancang struktur yang aman dan sesuai dengan kondisi seismik setempat. Rincian parameter tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.11 dan 2.12.

Tabel 2. 11 Faktor Keutamaan Gempa

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

Tabel 2. 12 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik (lanjutan) 2

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi sirespons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_b	Faktor pembebasan defleksi, i, c, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	De	Ee	Ff
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus	$6\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menegah	$3\frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	$5\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	$3\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega \geq 0$	Faktor pembebasan defleksi, i, c, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	De	Ee	Ff
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5 ^{1/2}	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	TB	TB	TI	TI	TI

Berdasarkan dari Tabel 2.11 dan Tabel 2.12 diperoleh parameter-parameter gempa sebagai berikut:

Kategori Risiko Gedung Pemondokan Seturan	II
Faktor Keutamaan Gempa, I_e	1,0
Koefisien Modifikasi Respons, R	6,5
Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω_0	2,5
Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	5

2.9 Menghitung Periode (Waktu Getar) Fundamental Gedung (T)

Periode fundamental (T) merupakan salah satu parameter penting dalam analisis perilaku dinamis Gedung Pemondokan Seturan terhadap beban gempa. Pada bagian ini dibahas metode perhitungan periode getar fundamental berdasarkan karakteristik struktur dan material gedung, yang diperlukan untuk mengevaluasi respons bangunan terhadap gaya gempa. Perhitungan dilakukan dengan menggunakan rumus pendekatan sebagai berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.1)$$

h_n = Tinggi bangunan

$$C_t = \text{Koefisien sesuai Tabel 18 SNI 1726:2019} \quad (2.1)$$

$$X = \text{Koefisien sesuai Tabel 18 SNI 1726:2019} \quad (2.2)$$

Tabel 2. 13 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan X

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 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	0,0724	0,8
momen 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

Berdasarkan Tabel 2.13 di atas, diperoleh nilai parameter periode pendekatan C_t dan X untuk Gedung Pemondokan Seturan sebagai berikut:

$$h_n = 15,2 \text{ m} \quad (2.3)$$

$$C_t = 0,0466 \quad (2.4)$$

$$X = 0,9 \quad (2.5)$$

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 15,2^{0,9} = 0,5396 \text{ detik} \quad (2.6)$$

Untuk memperoleh koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung dapat dilihat pada tabel 2. 14 di bawah ini.

Tabel 2. 14 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, 1 SDI	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

$$SD1 = 0,8532 \text{ g detik} \geq 0,1 \text{ detik maka } Cu = 1,4 \quad (2.7)$$

$$T_{max} = Cu \times Ta = 1,4 \times 0,5396 = 0.755393 \text{ detik} \quad (2.8)$$

Sebagai alternatif, diperbolehkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) dalam satuan detik menggunakan persamaan berikut, khusus untuk struktur dengan tinggi tidak lebih dari 12 lantai. Hal ini berlaku pada sistem pemikul gaya seismik yang seluruhnya terdiri dari rangka pemikul momen beton atau rangka pemikul momen baja, dengan rata-rata tinggi tiap lantai minimal 3,8 meter, seperti pada Gedung Pemondokan Seturan.

$$T_a = 0,1 \text{ dengan } N = \text{jumlah tingkat} = 4, \text{ sehingga} \quad (2.9)$$

$$T = 0,4 \text{ detik} \quad (2.10)$$

Digunakan nilai $T = 0,4$ detik.

2.10 Bentuk dan Jumlah Ragam

Bentuk dan Jumlah Ragam membahas mengenai variasi bentuk dan jumlah ragam yang terdapat dalam Gedung Pemondokan Seturan. Pemaparan ini mencakup identifikasi, deskripsi, serta pengelompokkan ragam berdasarkan karakteristik yang ditemukan. Bentuk dan jumlah ragam yang diperoleh dari aplikasi *ETABS*.

2.11 Gaya Geser dan Dasar Seismik

Pada sub bab ini akan membahas konsep gaya dasar seismik, termasuk prinsip-prinsip dasar yang mempengaruhi respons struktur terhadap gempa, analisis ini penting dalam memahami perilaku bangunan saat terjadi aktivitas *seismic*.

a. Koefisien Respons Seismik

Koefisien Respons Seismik adalah faktor krusial dalam perhitungan beban gempa pada struktur, dengan tujuan menganalisis pengaruh gempa terhadap respons dinamis bangunan.

$$C_s = SDS / (R/I_e) \quad (2.11)$$

$$= 0,7486 / (6,5/1) = 0,1152$$

b. Batas Atas

Konsep batas atas yang diterapkan dalam analisis struktur meliputi metode perhitungan serta penerapannya untuk menentukan kapasitas maksimum suatu sistem atau material sebelum mengalami kegagalan.

$$C_s \text{ max} = SD1/[T \times (R/I_e)] \quad (2.12)$$

$$C_s \text{ max X} = 0,8532 / [0,755 \times (6,5 / 1)] = 0,1738 \quad (2.13)$$

$$C_s \text{ max Y} = 0,8532 / [0,755 \times (7/1)] = 0,1738 \quad (2.14)$$

c. Batas Bawah

Konsep Batas Bawah menguraikan definisi serta peranannya dalam analisis dan perancangan struktur, termasuk pendekatan yang diterapkan untuk menetapkan batas bawah serta dampaknya terhadap kestabilan struktur.

$$C_{s,\text{min } 1} = 0,044 \times 0,7486 \times 1 \geq 0,01 = 0,0329 \quad (2.15)$$

$$C_{s,\text{min } 2} = 0,5 \times 0,8112 / (6,5/1) = 0,0624 \quad (2.16)$$

d. Batas Bawah (dipakai jika $S1 \geq 0,6g$)

Subbab ini membahas ketentuan batas bawah yang berlaku apabila percepatan spektral ($S1$) memiliki nilai sama dengan atau lebih dari $0,6g$. Penjelasan mencakup kriteria penerapan serta dampaknya terhadap perancangan struktur.

$$C_{s,\text{min } 2} = 0,5 S1 / (R/I_e) = 0,5 \times 0,8112 / (6,5/1) = 0,0624 \quad (2.18)$$

e. Koefisien Respon Seismik Pakai

Subbab ini membahas mengenai koefisien respons seismik yang digunakan untuk menghitung besarnya respons struktur terhadap gempa.

Pemahaman terhadap koefisien ini sangat penting dalam merancang bangunan yang aman serta sesuai dengan standar perencanaan seismik berdasarkan SNI 1726:2019.

$$C_s, \text{pakai X} = 0,1152 \quad (2.17)$$

$$C_s, \text{pakai Y} = 0,1152 \quad (2.18)$$

f. Berat Seismik Efektif

Berat Seismik efektif adalah parameter krusial dalam analisis respons struktur terhadap gempa. Penjelasan ini mencakup definisi, metode perhitungannya, serta dampak berat seismik efektif terhadap kestabilan dan keselamatan bangunan selama kejadian gempa.

$$W = 18292 \text{ kN} \quad (2.19)$$

g. Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya Geser Dasar Seismik adalah elemen utama dalam analisis struktur terhadap gempa. Pemahaman mengenai gaya geser ini sangat penting dalam merancang bangunan agar mampu menahan beban lateral yang timbul akibat aktivitas seismik

$$V = C_s \times W = 0,1152 \times 18292 = 2107,56 \text{ kN} \quad (2.20)$$

$$V_X = 0,1152 \times 18292 = 2106,76 \text{ kN} \quad (2.21)$$

$$V_Y = 0,1152 \times 18292 = 2106,76 \text{ kN} \quad (2.22)$$

h. Gaya Geser Statik (ETABS)

Subbab ini membahas analisis gaya geser statis dengan menggunakan perangkat lunak ETABS. Pembahasan meliputi metode perhitungan, dampaknya terhadap desain struktur, serta penerapan hasil analisis dalam

perancangan bangunan yang tahan terhadap gempa.

$$VX = 2038,30 \text{ kN} \quad (2.23)$$

$$VY = 2308,30 \text{ kN} \quad (2.24)$$

2.12 Penskalaan Gaya

Penskalaan gaya adalah teknik krusial dalam analisis struktur yang digunakan untuk menerapkan gaya sesuai dengan skala dan kondisi desain. Dengan penskalaan gaya, insinyur dapat memperkirakan respons struktur secara tepat terhadap beban yang diberikan.

a. Faktor Skala Awal

Faktor Skala Awal memegang peranan penting dalam analisis data dan perancangan penelitian. Pembahasan ini meliputi definisi, relevansi, serta dampak faktor skala awal terhadap hasil yang diperoleh.

$$\begin{aligned} SF &= g / (R/I) = 9,80 / (6,5/1) \\ &= 1,509 \text{ m/s}^2 \\ &= 1508,72 \text{ mm/s}^2 \end{aligned} \quad (2.25)$$

b. Gaya Geser Dasar Analisis Struktur

Gaya geser dasar yang timbul dalam analisis struktur memiliki peranan penting dalam menentukan stabilitas serta kekuatan bangunan. Pemahaman yang baik mengenai gaya geser dasar sangat diperlukan untuk merancang struktur yang aman terhadap beban lateral.

$$V_{i,X} = 647,05 \text{ kN (Input dari ETABS)} \quad (2.26)$$

$$V_{i,Y} = 662,72 \text{ kN (Input dari ETABS)} \quad (2.27)$$

c. Penskalaan Gaya Gempa

Penskalaan gaya gempa bertujuan untuk menentukan besaran kekuatan dan dampak gempa terhadap struktur bangunan. Penskalaan yang akurat sangat penting dalam merancang struktur yang aman dan tahan terhadap gempa.

$$f_x = V_x / V_{i,x} = 2106,76 / 647,05 = 3,256 \quad (2.28)$$

$$f_y = V_y / V_{i,y} = 2106,76 / 662,72 = 3,179 \quad (2.29)$$

d. Faktor Skala Baru

Faktor Skala Baru mencakup pemahaman mengenai pengaruh skala terhadap perilaku dan keselamatan bangunan dalam berbagai situasi.

$$SFX = SF \times f_x = 1508,72 \times 3,256 = 4912,31 \text{ mm/s}^2 \quad (2.30)$$

$$SFY = SF \times f_y = 1508,72 \times 3,179 = 4796,13 \text{ mm/s}^2 \quad (2.31)$$

2.13 Perencanaan Tulangan Balok

Desain balok mengacu pada SNI 2847:2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Pada bab ini, disajikan prosedur perhitungan atau desain balok dengan tipe B1 (300 x 600), B2 (350 x 500), dan BA1 (200 x 400). Berikut ini adalah data properti material dan penampang yang digunakan untuk perhitungan perencanaan tulangan balok tipe B1.

2.13.1 Properti Material dan Penampang Balok 1

Panjang Balok (L) = 7000 mm

Lebar Balok (b) = 300 mm

Tinggi Balok (h) = 600 mm

Panjang Tumpuan = $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ (SNI 2847:2019 18.4.2.4)

Diameter Tulangan Longitudinal (d_b) = 16 mm

Diameter Tulangan Pinggang (d_{bt}) = 13 mm

Diameter Tulangan Sengkang (d_s) = 10 mm

Selimut Bersih (c_c) = 30 mm

Tinggi Efektif Balok (d) = $h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 552 \text{ mm}$

Kuat Tekan Beton (f_c') = 25 MPa

Kuat Leleh Tul. Longitudinal (f_y) = 420 MPa

Kuat Leleh Tul. Transversal (f_{yv}) = 420 MPa

$$\beta_1 = 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{f_c - 28}{7} \right) \leq 0,85 = 0,85$$

SNI 2847:2019, Tabel 22.2.2.4.3)

Panjang Kolom (c_1) = 700 mm (Sisi tegak lurus lebar balok)

Lebar Kolom (c_2) = 600 mm (Sisi yang ditempel balok sejajar lebar balok)

$$L_n = L - c_1 = 6300 \text{ mm}$$

$\lambda = 1$ (Asumsi tidak menggunakan beton ringan)

Dengan panjang efektif L_n sebesar 6300 mm, balok ini telah memenuhi persyaratan stabilitas serta keamanan terhadap gaya lentur. Perancangan ini memperhitungkan aspek dimensi, bahan, dan lapisan pelindung beton guna menjamin kinerja optimal selama masa pakainya.

2.13.2 Desain Penulangan Lentur Balok 1

Desain lentur merupakan salah satu aspek krusial dalam analisis struktur teknik sipil yang bertujuan untuk memastikan bahwa elemen struktur, seperti balok dan pelat, mampu menahan momen lentur yang bekerja tanpa mengalami kerusakan. Proses desain ini meliputi perhitungan gaya internal, pemilihan bahan, serta penentuan dimensi elemen struktur agar sesuai dengan standar keamanan dan efisiensi. Berikut ini disajikan perhitungan desain penulangan lentur pada balok 1.

a) Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam momen ultimit (M_u) tumpuan dan lapangan yang diperoleh dari aplikasi *ETABS* untuk desain balok 1.

$$M_{u,\text{tumpuan}} (-) = -89,1423 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,\text{tumpuan}} (+) = 73,2239 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,\text{lapangan}} (-) = -56,3733 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,\text{lapangan}} (+) = 52,9941 \text{ kN-m}$$

b) Penulangan Lentur

Tumpuan Negatif

$$n = 3$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = \frac{(b - 2c_c - 2d_s - n \cdot d_b)}{(n - 1)} = 86,000$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Tidak (SNI 2847:2019 25.2.1)

Jumlah lapis = 1

$$A_s \text{ pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 603,186 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min1} = \frac{(f_c')^{0,5}}{(4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d} = 492,857 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_s \text{ min2} = \frac{1,4}{(4 \cdot f_y) \cdot b \cdot a} = 552,000 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek $A_s \text{ min}$: $A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min} = \text{OK}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c' \cdot b)} = 39,739 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = \frac{A_s \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c' \cdot b)} = 39,739 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 46,752 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_x = \frac{(d - c)}{c \times 0,003} = 0,032$$

$$\phi = 0,900 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 121,328 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 89,142 \text{ kN-m}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} = 398,856 \text{ mm}^2$$

Tumpuan Positif

$$n = 3$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan } \frac{(b-2c_c-2d_s-n.d_b)}{(n-1)} = 86,000 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Iya (SNI 2847:2019 25.2.1)

$$\text{Jumlah lapis} = 1$$

$$A_{s_{pasang}} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 603,186 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{(f_c')^{0,5}}{(4.f_y).b.d} = 492,857 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{1,4}{(4.f_y).b.a} = 552,000 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s_{min3}} = \frac{1}{3} \times A_{s \text{ tumpuan negatif}} = 552,000 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek As min: As Pasang $\geq$ As min = OK

$$a = \frac{A_s.f_y}{(0,85.f_c'.b)} = 39,739 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s.f_y.(d - \frac{a}{2}) = 134,809 \text{ kN-m} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 46,752 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_x = \frac{(d-c)}{c \times 0,003} = 0,032$$

$$\phi = 0,900 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 121,328 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 73,224 \text{ kN-m}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u = \text{OK}$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} = 398,856 \text{ mm}^2$$

Lapangan Negatif

$$n = 3$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = \frac{(b - 2C_c - 2d_s - n \cdot d_b)}{(n - 1)} = 86,000 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Iya (SNI 2847:2019 25.2.1)

$$\text{Jumlah lapis} = 1$$

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 603,186 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{(4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d} = 492,857 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s \text{ min2}} = \frac{1,4}{(4 \cdot f_y) \cdot b \cdot a} = 552,000 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s \text{ min3}} = \frac{1}{3} \times A_s \text{ tumpuan negatif} = 283,539 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek $A_s \text{ min}$: $A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min} = \text{OK}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c' \cdot b)} = 39,739 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) = 134,809 \text{ kN-m} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 46,752 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_x = \frac{(d - c)}{c \times 0,003} = 0,032$$

$$\phi = 0,900 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u = \text{OK}$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 253,325 \text{ mm}^2$$

Lapangan Positif

$$n = 3$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = IYA (SNI 2847:2019 25.2.1)

$$\text{Jumlah lapis} = 1$$

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 603,186 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f_c}}{(4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d} = 492,857 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek A_s min: $A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min} = \text{OK}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c' \cdot b)} = 39,739 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 134,809 \text{ kN-m} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 46,752 \text{ mm} \text{ (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_x = \frac{(d-c)}{c \times 0,003} = 0,032$$

$$\phi = 0,900 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 121,328 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 52,994 \text{ kN-m}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u = \text{OK}$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 237,116 \text{ mm}^2$$

2.13.3 Desain Penulangan Geser Balok 1

Desain penulangan lentur pada balok merupakan proses penentuan jumlah tulangan baja (rebar) yang dibutuhkan dalam balok beton bertulang untuk menahan gaya lentur (momen) yang terjadi. Selanjutnya, berikut ini adalah perhitungan desain tulangan geser pada balok 1.

a. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam geser ultimit (V_u) tumpuan dan lapangan yang diperoleh dari aplikasi ETABS untuk desain balok 1.

$$V_{u,tumpuan} = 40,3835 \text{ kN (SNI 2847:2019 18.4.2.3)}$$

$$V_{u,lapangan} = 32,9842 \text{ Kn}$$

b. Tumpuan

Gaya Desain

$$V_{g,tumpuan} = 20,5508 \text{ kN (SNI 2847:2019 R18.4.2)}$$

$$M_{n+} \text{ tumpuan} = 166938026 \text{ N-mm (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (a))}$$

$$M_{n-} \text{ tumpuan} = 166938026 \text{ N-mm (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (a))}$$

$$V_{sway} = \frac{M_{n+} + M_{n-}}{L_n} = 52996 \text{ N (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (a))}$$

$$V_e = V_{g,tumpuan} + V_{sway} = 73547 \text{ N (SNI 2847:2019 R18.4.2)}$$

Penulangan Geser

$$n = 2$$

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

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

$$S_{\max 1} = \frac{d}{4} = 138,00 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$S_{\max 2} = 8db = 96,00 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$S_{\max 3} = 150,00 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$\text{Cek spasi: } 100 \text{ mm} < S_{\max} \text{ (OK)}$$

$$V_s = A_v \cdot f_{yv} \cdot \frac{d}{s} = 728347 \text{ N (SNI 2847:2019 22.5.10.5.3)}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 546480 \text{ N } \phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 12.5.3, 21.2.4)}$$

$$V_c = 0 \text{ (jika } V_{pr} \geq 1/2 V_e \text{ dan } P_u < A_g f_c' / 20)$$

$$V_n = V_c + V_s = 546480 \text{ N}$$

$$V_u = 73547 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 5,573$$

$$\text{Cek kapasitas: } \phi V_n / V_u \geq 1 = (\text{OK})$$

c. Lapangan

$$n = 2$$

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

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

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = 276,00 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$\text{Cek spasi: } 150 \text{ mm} < S_{\max} (\text{OK})$$

$$V_s = A_v \cdot f_{yv} \cdot \frac{d}{s} = 242782 \text{ N (SNI 2847:2019 22.5.10.5.3)}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 546480 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times (f_c')^{0,5} \times b \times d = 140760$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 12.5.3, 21.2.4)}$$

$$V_n = V_c + V_s = 383542 \text{ N}$$

$$V_u = 32984,4 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 8,721$$

$$\text{Cek kapasitas: } \phi V_n / V_u \geq 1 = (\text{OK})$$

2.13.4 Desain Penulangan Torsi

Desain penulangan torsi pada balok dilakukan untuk mengatasi gaya torsi yang bekerja akibat beban eksentris maupun pengaruh struktural lainnya. Gaya torsi ini menimbulkan gaya geser berputar pada balok, sehingga diperlukan tulangan khusus selain tulangan lentur. Berikut ini adalah perhitungan desain penulangan torsi pada balok 1.

a. Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi

$$A_{cp} = b \times h = 180000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 1800 \text{ mm}$$

$$x_0 = b - 2cc - ds = 230 \text{ mm}$$

$$y_0 = h - 2cc - ds = 530 \text{ mm}$$

$$A_{bh} = x_0 \times y_0 = 230 \text{ mm} \times 530 \text{ mm} = 121900 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019, R22.7.6.1.1)}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{bh} = 103615 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019, 22.7.6.1.1)}$$

$$P_h = 2 \times (x_0 + y_0) = 1520 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan, parameter geometri penampang untuk analisis torsi pada Gedung Pemandokan Seturan meliputi luas penampang beton sebesar 180.000 mm² (A_{cp}), keliling penampang sebesar 1.800 mm (P_{cp}), serta luas efektif inti torsi sebesar 103.615 mm² (A_o). Dimensi efektif inti, yaitu x_0 sebesar 230 mm dan y_0 sebesar 530 mm, menghasilkan luas inti berbentuk hollow sebesar 121.900 mm² (A_{bh}) dengan keliling inti sebesar 1.520 mm (P_h). Seluruh parameter tersebut telah memenuhi persyaratan sesuai dengan ketentuan dalam SNI 2847:2019 untuk mendukung proses analisis dan perancangan torsi pada gedung ini.

b. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam torsi yang terjadi di balok 1 yang diperoleh dari aplikasi *ETABS*

$$T_u = 10,1048 \text{ kN-m}$$

c. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

$$T_{cr} = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 29700000 \text{ N-mm}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 21.2.1)}$$

$$\phi T_{cr}/4 = 5568750 \text{ N-mm}$$

d. Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang

Pengecekan kecukupan dimensi penampang pada elemen struktur Gedung Pemondokan Seturan dilakukan untuk memastikan bahwa dimensi tersebut mampu menahan beban sesuai dengan kapasitas yang dibutuhkan. Proses ini mencakup analisis terhadap ukuran lebar (b), tinggi (h), dan tinggi efektif (d) berdasarkan beban lentur, geser, dan torsi yang bekerja pada struktur. Evaluasi kecukupan dimensi dilakukan dengan menghitung kapasitas nominal elemen terhadap momen, gaya geser, dan torsi, kemudian dibandingkan dengan beban rencana yang diterima oleh struktur.

Apabila kapasitas elemen lebih besar dari beban yang bekerja, maka dimensi penampang dianggap memenuhi syarat. Proses ini juga mengacu pada standar desain yang berlaku, seperti SNI 2847:2019, guna menjamin keamanan, efisiensi, serta kelayakan desain struktur Gedung Pemondokan Seturan. Berikut adalah parameter perhitungan yang digunakan dalam proses tersebut.

$$T_u \text{ pakai} = 10104800 \text{ N-mm (SNI 2847:2019 22.7.3.2, 22.7.5)}$$

$$V_u = 73547 \text{ N}$$

$$\text{Tegangan Ultimate Geser + Torsi} = \left\{ \left[\frac{V_u}{b \times d} \right]^2 + \left[T_u \times \frac{P_h}{(1,7 \times A_{oh}^2)} \right]^2 \right\}^{0,5}$$

$$= 0,753 \text{ MPa (SNI 2847:2019, 22.7.7.1)}$$

$$\text{Kapasitas Tegangan Beton} = \phi \times \left\{ \left[\frac{V_u}{(b \times d)} \right] + 0,66 \times (f_c')^{0,5} \right\}$$

$$= 3.113 \text{ MPa (SNI 2847:2019, 22.7.7.1)}$$

Cek Dimensi Penampang = Ruas Kiri $\leq$ Ruas Kanan ?

$$= \text{OK (SNI 2847:2019, 22.7.7.1)}$$

Hasil pengecekan pada Gedung Pemondokan Seturan menunjukkan bahwa dimensi penampang telah memenuhi persyaratan keamanan sesuai dengan SNI 2847:2019. Tegangan *ultimate* akibat gaya geser dan torsi sebesar 0,928 MPa masih lebih rendah dibandingkan kapasitas tegangan beton yang sebesar 3,113 MPa, sehingga dimensi penampang dinyatakan cukup untuk menahan beban yang bekerja.

e. Parameter Umum lainnya

$$f_y/f_{yt} = 1$$

$$\theta = 45^\circ$$

f. Penulangan Transversal Torsi

Penulangan transversal torsi berfungsi untuk menahan gaya torsi yang bekerja pada elemen struktur, seperti balok atau kolom, dalam Gedung Pemondokan Seturan. Tulangan ini ditempatkan secara melintang—baik horizontal maupun diagonal—di dalam elemen beton bertulang guna mengatasi momen puntir yang berpotensi merusak struktur. Dalam perencanaan gedung ini, penulangan transversal harus dirancang cukup kuat untuk menahan gaya geser dan torsi yang terjadi, sehingga struktur tidak mengalami kegagalan. Berikut ini disajikan perhitungan penulangan transversal torsi untuk Gedung Pemondokan Seturan.

$$n \text{ kaki Tumpuan} = 2$$

$$n \text{ kaki Lapangan} = 2$$

$$s \text{ Tumpuan} = 100 \text{ mm}$$

$$s \text{ Lapangan} = 150 \text{ mm}$$

$$s_{\max 1} = \frac{\rho_h}{8} = 190 \text{ mm (SNI 2847:2019 9.7.6.3.3)}$$

$$s_{\max 2} = 300 \text{ mm (SNI 2847:2019 9.7.6.3.3)}$$

Cek Spasi Tumpuan: $s_{\text{Tumpuan}} \geq s_{\max}?$ = (OK)

Cek Spasi Lapangan: $s_{\text{Lapangan}} \geq s_{\max}?$ = (OK)

$$A_{v+t} \text{ Tumpuan Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times \frac{ds^2}{s} = 1,571 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{/st} = \frac{T_u}{(2 \times \theta \times A \times f_{yv})} = 0,155 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \text{ (SNI 2847:2019 22.7.6.1)}$$

$$A_v / s \text{ Tumpu Perlu} = \frac{\frac{V_u \text{ Tumpuan}}{\theta - V \omega}}{(f_{yv} \times d)} = 0,423 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_v / s \text{ Lapangan Perlu} = \frac{\frac{V_u \text{ Tumpuan}}{\theta - V \omega}}{(f_{yv} \times d)} = 0,417 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v+t} / s \text{ Tumpuan Perlu} = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 0,733 \text{ (SNI 2847:2019 R9.5.4.3)}$$

$$\frac{A_{v+t}}{s} \text{ Lapangan Perlu} = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 0,108 \text{ (SNI 2847:2019 R9.5.4.3)}$$

$$\frac{A_{v+t}}{s} \min 1 = 0,221 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b}{f_{yv}} = 0,221 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.4.2)}$$

$$\frac{A_{v+t}}{s} \min 2 = 0,250 \times \frac{b}{f_{yv}} = 0,25 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.4.2)}$$

$$\text{Cek Geser + Torsi Tumpuan} = \frac{A_{v+t}}{s} \text{ Pasang} \geq \frac{A_{v+t}}{s} = \text{Perlu dan min?} = (\text{OK})$$

Berdasarkan perhitungan penulangan transversal torsi, spasi tulangan pada tumpuan dan lapangan telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2019. Spasi tulangan pada tumpuan dan lapangan masing-masing telah memenuhi batas maksimum, yaitu $s_{\text{tumpuan}} \geq s_{\text{max 1}}$ dan $s_{\text{lapangan}} \geq s_{\text{max 2}}$. Selain itu, kebutuhan area tulangan transversal pada tumpuan dan lapangan juga telah terpenuhi, dengan A_{vt} / s yang terpasang lebih besar atau sama dengan kebutuhan yang dihitung, memastikan struktur mampu menahan gaya geser dan torsi tanpa mengalami kegagalan. Dengan demikian, desain penulangan transversal torsi ini dinyatakan aman.

g. Penulangan Longitudinal Torsi

Penulangan longitudinal torsi berfungsi untuk menangani gaya torsi yang bekerja sepanjang elemen struktur, seperti balok atau kolom, pada Gedung Pemondokan Seturan. Tulangan ini dipasang sejajar dengan sumbu elemen untuk menahan momen puntir yang timbul akibat beban torsi. Dalam perancangan beton bertulang gedung ini, penulangan longitudinal dihitung berdasarkan kapasitas torsi yang bekerja pada elemen struktur dan diperkuat dengan tulangan transversal guna mencegah kerusakan yang disebabkan oleh torsi. Berikut ini disajikan perhitungan penulangan longitudinal torsi pada Gedung Pemondokan Seturan.

$$d_b \text{ atau } d_{bt} = 13 \text{ mm}$$

$$d_{b, \text{ min}} = 0,042 \times s = 6,3 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } d_b = d_b \geq d_{b \text{ min}}? = (\text{OK})$$

$$A_s \text{ Perlu Tumpuan Atas} = 398,856 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Tumpuan Bawah} = 327,631 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Lapangan Atas} = 252,235 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Lapangan Bawah} = 237,116 \text{ mm}^2$$

$$A_l = \frac{A_t}{s} \times P_h = 235,293 \text{ mm}^2$$

$$A_l \text{ min} = 0,42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}}{f_y - \frac{A_t}{s}} \times P_h = 664,707 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Perlu Tumpuan} = 1391,195 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Perlu Lapangan} = 1154,059 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tumpuan Atas} = 3$$

$$n \text{ Tumpuan Tengah} = 2 \text{ (Disarankan Kelipatan 2)}$$

$$n \text{ Tumpuan Bawah} = 3$$

$$n \text{ Tumpuan Vertikal} = 2 + \frac{n \text{ Tengah}}{2} = 3$$

$$n \text{ Lapangan Atas} = 3$$

$$\text{Spasi Horizontal Tumpuan} = \frac{(b - 2\omega - 2ds - db)}{[\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]} = 102 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Vertikal Tumpuan} = \frac{(h - 2\omega - 2ds - db)}{(n \text{ Vertikal} - 1)} = 252 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Horizontal Lapangan} = \frac{(b - 2\omega - 2ds - db)}{[\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]} = 102 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Vertikal Lapangan} = \frac{(h - 2\omega - 2ds - db)}{(n \text{ Vertikal} - 1)} = 252 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Spasi Tul. Longitudinal Tumpuan: Spasi} \geq 300 \text{ mm} ? = (\text{OK})$$

$$\text{Cek Spasi Tul. Longitudinal Lapangan: Spasi} \geq 300 \text{ mm} = \text{OK}$$

$$A_s + A_l \text{ Pasang Tumpuan} = 1471,836 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Pasang Lapangan} = 1471,836 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek Lentur + Torsi Tumpuan: } A_s + A_l \text{ Pasang} \geq A_s + A_l \text{ Perlu} ? = (\text{OK})$$

$$\text{Cek Lentur + Torsi Lapangan: } A_s + A_l \text{ Pasang} \geq A_s + A_l \text{ Perlu} ? = \text{OK}$$

Penulangan longitudinal torsi telah memenuhi semua persyaratan desain sesuai SNI 2847:2019. Diameter tulangan (d_b) memenuhi nilai minimum ($d_{b,min}$), dan jumlah serta spasi tulangan pada tumpuan dan lapangan telah dirancang sesuai

kebutuhan lentur dan torsi. Penulangan longitudinal yang dipasang ($A_s + A_l$) lebih besar atau sama dengan yang diperlukan, baik di tumpuan maupun lapangan, memastikan elemen struktur mampu menahan beban lentur dan torsi secara aman. Dengan demikian, desain ini dinyatakan aman.

Berdasarkan perhitungan penulangan balok B1 yang meliputi perhitungan kapasitas lentur, kapasitas geser, kapasitas torsi, tulangan longitudinal, dan tulangan transversal dapat disimpulkan bahwa balok B1 dapat digunakan dan aman.

Tabel 2. 15 Rekap Penulangan B1

Kesimpulan	
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	3 D16
Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D13
Longitudinal Tumpuan Bawah	3 D16
Longitudinal Lapangan Atas	3 D16
Longitudinal Lapangan Tengah	2 D13
Longitudinal Lapangan Bawah	3 D16
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-150

2.14 Perencanaan Tulangan Kolom

Perencanaan tulangan kolom melibatkan penentuan jumlah, ukuran, serta penempatan tulangan baja pada kolom agar kolom dapat menahan beban aksial,

momen lentur, dan gaya geser sesuai dengan standar serta prinsip desain yang aman dan efisien secara ekonomis. Berikut ini disajikan perhitungan perencanaan tulangan untuk kolom K1.

2.14.1 Properti Material dan Penampang Kolom 1

Panjang / Tinggi Kolom, L	$= 3800 \text{ mm}$
Sisi Pendek Kolom, b	$= 600 \text{ mm}$
Sisi Panjang Kolom, h	$= 600 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b	$= 29 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Sengkang, d_s	$= 16 \text{ mm}$
Selimut Bersih, c_c	$= 40 \text{ mm}$
Kuat Tekan Beton, f_c'	$= 25 \text{ MPa}$
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	$= 420 \text{ MPa}$
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	$= 420 \text{ MPa}$
Tinggi Balok, h_b	$= 600 \text{ mm}$
Tinggi Balok, h_b	$= 600 \text{ mm}$

Berdasarkan parameter desain yang diberikan, kolom dengan panjang efektif $L_n = 3800 \text{ mm}$ memiliki dimensi penampang persegi $b = 600 \text{ mm}$ $h = 600 \text{ mm}$ yang dirancang untuk memikul beban sesuai kekuatan material. Tulangan longitudinal berdiameter $d_b = 29 \text{ mm}$ dan tulangan sengkang $d_s = 16 \text{ mm}$ dipilih dengan memperhatikan kapasitas tekan dan momen lentur berdasarkan $f_c' = 25 \text{ MPa}$ untuk beton dan $f_y = 420 \text{ MPa}$ untuk baja tulangan. Selimut beton bersih $c_c = 40 \text{ mm}$ memastikan perlindungan tulangan terhadap korosi dan api. Dengan tinggi balok $h_b = 600 \text{ mm}$, panjang efektif kolom dikurangi untuk memperhitungkan pengaruh beban lentur tambahan. Kombinasi parameter ini dirancang untuk memenuhi persyaratan kekuatan, kekakuan, dan daktilitas sesuai dengan peraturan yang berlaku.

2.14.2 Desain Longitudinal Kolom

Desain tulangan longitudinal pada kolom merupakan proses penentuan jumlah, ukuran, serta penempatan tulangan baja dalam kolom beton bertulang agar mampu menahan gaya aksial, momen lentur, dan gaya geser. Berikut ini adalah perhitungan desain penulangan longitudinal untuk kolom K1.

a. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam aksial–lentur, gaya dalam geser, dan gaya tekan terkecil yang diperoleh dari aplikasi *ETABS* dapat dilihat pada Tabel 2.16 , Tabel 2. 17, dan Tabel 2. 18 berikut ini.

Tabel 2. 16 Gaya Dalam Aksial – Lentur

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max	506,540	0,146	18,882
P min	-1143,586	0,146	18,882
M2 Max	121,139	223,450	-10,391
M2 Min	-260,023	-164,835	-73,258
M3 Max	-430,275	-0,840	215,921
M3 Min	-494,166	-43,798	-163,919

Tabel 2. 17 Gaya Dalam Geser

Geser	
Tumpuan	
V2 (kN)	73,549
V3 (kN)	66,706
Lapangan	

Geser	
V2 (kN)	73,549
V3 (kN)	66,706

Tabel 2. 18 Gaya Tekan Terkecil

Gaya Tekan Terkecil	
Nu (kN)	-0,00

b. Syarat Gaya dan Geometri

Syarat gaya dan geometri dalam perencanaan tulangan kolom meliputi pemenuhan kapasitas gaya tekan dan tarik, kontrol lendutan akibat beban, serta pengaturan jarak antar tulangan dan penutup beton sesuai standar untuk memastikan kekuatan, stabilitas, dan durabilitas struktur.

Syarat Gaya Aksial = $P_u > 0,1 A_g f'_c$? = **(OK)** (SNI 2847:2013, 21.6.1; (SNI

2847:2019, R18.7.1(Tidak Dipersyaratkan))

Syarat Sisi Terpendek = $b \geq 300 \text{ mm}$? = **(OK)** (SNI 2847:2013, 21.6.1.1; SNI 2847:2019, R18.7.2.1)

Syarat Rasio Dimensi Penampang = $\frac{b}{h} \geq 0,4$? = **(OK)** (SNI 2847:2013, 21.6.1.2; SNI 2847:2019, R18.7.2.1)

c. Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan *SPColumn*)

Pemeriksaan gaya dalam kombinasi aksial dan lentur dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak seperti *PCA Column*, *SP Column*, atau *CSI Column* untuk memastikan kolom dapat menahan beban aksial dan momen lentur secara bersamaan. Perangkat lunak tersebut mengevaluasi interaksi gaya-gaya tersebut

menggunakan diagram interaksi dan memastikan bahwa perencanaan telah memenuhi standar keamanan dan efisiensi sesuai dengan ketentuan desain struktur.

$$\text{Jumlah Tulangan, } n = 20$$

$$\text{Luas Tul. Longitudinal, } A_s = n \times \frac{\pi}{4} \times (d_b)^2 = 13210,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio Tulangan, } \rho = \frac{A_s}{b \times h} = 3,67 \%$$

$$\text{Cek } \rho_{min} \text{ dan } \rho_{max} = 1\% \leq \rho \leq 6\% = \text{(OK)} \text{ (SNI 2847:2013, 21.6.3.1; SNI 2847:2019, R18.7.4.1)}$$

Berdasarkan hasil pengecekan terhadap gaya dalam aksial-lentur, desain tulangan kolom telah memenuhi syarat rasio tulangan (ρ) sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 dan SNI 2847:2019 Pasal R18.7.4.1, yaitu berada dalam rentang $1\% \leq \rho \leq 6\%$. Dengan luas tulangan longitudinal sebesar $9817,5 \text{ mm}^2$ dan rasio tulangan $3,67\%$, desain dinyatakan sesuai dan aman.

d. Pengecekan *Strong Column – Weak Beam* (SCWB)

Pengecekan *Strong Column-Weak Beam* (SCWB) bertujuan untuk memastikan bahwa kapasitas kolom lebih besar daripada balok pada zona sendi plastis, sehingga keruntuhan struktur terjadi pada balok, bukan pada kolom. Hal ini berfungsi menjaga stabilitas struktur serta mencegah terjadinya keruntuhan progresif saat menerima beban gempa atau beban ekstrem lainnya.

$$\text{Momen Nominal } M_{nc} = M_n \text{ dari kondisi } p_{max} \text{ dan } p_{min} = 382,3404 \text{ kNm}$$

$$M_n^- \text{ Tumpuan Balok} = 318,617 \text{ kNm}$$

$$M_n^+ \text{ Tumpuan Balok} = 318,617 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek SCWB} = 2 \times M_{nc} \geq 1,2 \times \left(M_n^- + M_n^+ \right) = 13210,4 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

(SNI 2847:2013, 21.6.2.2; SNI 2847:2019, R18.7.3.2)

Berdasarkan hasil perhitungan, pengecekan *Strong Column-Weak Beam*

(SCWB) telah memenuhi persyaratan sesuai dengan *SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2* dan *SNI 2847:2019 Pasal R18.7.3.2*. Kapasitas momen nominal kolom ($2 \times M_{nc}$) lebih besar dari $1,2 \times (M_n^- + M_n^+)$, sehingga desain struktur dianggap aman dan memenuhi prinsip SCWB.

2.14.3 Desain Tulangan Transversal Kolom 1

Desain tulangan transversal pada kolom bertujuan untuk memastikan kolom mampu menahan gaya geser, mencegah tekukan pada tulangan longitudinal, serta meningkatkan daktilitas struktur. Tulangan transversal dirancang menggunakan bentuk sengkang atau spiral dengan jarak dan diameter sesuai dengan standar yang tercantum dalam SNI 2847. Berikut ini adalah perhitungan desain tulangan transversal untuk kolom 1.

a) Panjang Zona Sendi Plastis

Panjang zona plastis merupakan bagian dari elemen struktur, seperti balok atau kolom, yang mengalami deformasi plastis ketika menerima beban melebihi kapasitas elastisnya. Zona ini biasanya berada di sekitar tumpuan atau sambungan antar elemen, di mana terjadi momen lentur maksimum.

$$l_{01} = h = 600 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.1; SNI 2847:2019, 18.7.5.1)}$$

$$l_{02} = 533,3 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.1; SNI 2847:2019, 18.7.5.1)}$$

$$l_{03} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.1; SNI 2847:2019, 18.7.5.1)}$$

$$l_0 = \text{Max } (l_{01}; l_{02}; l_{03}) = 600 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan panjang zona plastis, nilai l_0 ditentukan sebagai nilai maksimum dari l_{01} , l_{02} , dan l_{03} . Dengan hasil $l_{01} = 600 \text{ mm}$, $l_{02} = 533,3 \text{ mm}$, dan $l_{03} = 450 \text{ mm}$, panjang zona plastis adalah $l_0 = 600 \text{ mm}$. Hal ini telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam *SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1* dan *SNI 2847:2019 R18.7.5.1*, sehingga desain dianggap sesuai dan aman.

b) Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Tulangan transversal pada zona sendi plastis atau area tumpuan berperan untuk menahan tulangan longitudinal serta mencegah keruntuhan atau tekukan pada bagian yang mengalami deformasi plastis. Zona ini umumnya terdapat di sekitar tumpuan atau sambungan elemen struktur, di mana momen lentur dan gaya geser mencapai nilai maksimum.

Jumlah Kaki Sisi Pendek, $n_1 = 4$

Jumlah Kaki Sisi Panjang, $n_2 = 4$

Spasi, $s = 100 \text{ mm}$

Spasi Kaki Terbesar, $x_{1 \text{ max}} = 350 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 S21.6.4.2, SNI 2847:2019 R18.7.5.2)

$$\text{Ash 1} \quad = n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ash 2} \quad = n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan data yang tersedia, tulangan transversal pada zona sendi plastis atau tumpuan pada Gedung Pemondokan Seturan telah memenuhi persyaratan desain sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.2 dan SNI 2847:2019 Pasal R18.7.5.2. Jumlah tulangan kaki pada sisi pendek dan panjang kolom masing-masing adalah 4 buah, dengan jarak antar sengkang sebesar 100 mm dan jarak maksimum antar tulangan sebesar 350 mm. Luas penulangan transversal pada kedua sisi, yaitu Ash 1 dan Ash 2, masing-masing mencapai 804,248 mm². Desain ini menjamin pengekangan yang memadai pada zona sendi plastis atau tumpuan, sehingga meningkatkan kapasitas geser dan daktilitas struktur, serta memenuhi standar keamanan dan efisiensi yang diperlukan.

c) Kekangan Zona Sendi Plastis

Confinement atau kekangan pada zona sendi plastis merupakan petan tulangan

transversal, seperti sengkang atau spiral, di area yang mengalami deformasi plastis, misalnya pada tumpuan atau sambungan elemen struktur. Pada Gedung Pemondokan Seturan, kekangan ini diterapkan untuk menahan ekspansi beton akibat beban ekstrem, meningkatkan kekuatan geser, serta memperbaiki daktilitas struktur. Dengan adanya kekangan tersebut, beton pada zona plastis tetap berada dalam kondisi terkompresi dan memiliki ketahanan lebih baik terhadap keruntuhan. Hal ini memungkinkan struktur gedung untuk menyerap energi lebih besar dan mencegah terjadinya kerusakan progresif, terutama ketika menghadapi beban dinamis seperti gempa bumi.

Lebar Penampang Inti Beton, $b_c = b - 2c_c = 520 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 S21.6.4.2, SNI 2847:2019 R18.7.5.2)

Panjang Penampang, Inti Beton, $h_c = h - 2c_c = 520 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 S21.6.4.2, SNI 2847:2019 R18.7.5.2)

Luas Penampang Kolom, $A_g = b \cdot h = 360000 \text{ mm}^2$

Luas Penampang Inti Beton, $A_{ch} = b_c \cdot h_c = 270400 \text{ mm}^2$

Berdasarkan data yang diberikan, desain *confinement* atau kekangan pada zona sendi plastis telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.2 dan SNI 2847:2019 Pasal R18.7.5.2. Dengan lebar dan panjang penampang inti beton masing-masing sebesar 520 mm, serta luas penampang kolom total $A_g = 360000 \text{ mm}^2$ dan luas penampang inti beton $A_{ch} = 270400 \text{ mm}^2$, desain ini memastikan bahwa zona sendi plastis memperoleh pengekangan yang cukup.

Sisi Pendek/Sumbu Lemah

$$A_{sh} / s \geq \min \left(0,3 \left(b_c \times \frac{f'_c}{f_{yv}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right) = 3,077 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2013,}$$

21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)

$$A_{sh}/s \text{ min},2 = 0,09 \times h \times \frac{f'_c}{f_{yv}} = 2,786 \text{ mm}^2 (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4})$$

21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)

$$\text{Cek } A_{sh}/s \text{ min} = \frac{A_{sh}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min?} = (\text{OK})$$

Sisi Panjang / Sumbu Kuat

$$A_{sh}/s \text{ min},1 = 0,3 \left(b_c \times \frac{w}{f_{yv}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{wh}} - 1 \right) = 3,077 \text{ mm}^2 (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4})$$

2847:2013,21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)

$$A_{sh}/s \text{ min},2 = 0,09 \times h \times \frac{f'_c}{f_{yv}} = 2,786 \text{ mm}^2 (\text{SNI 2847:2013, SNI 2847:2019, 18.7.5.4})$$

18.7.5.4)

$$\text{Cek } A_{sh}/s \text{ min} = \frac{A_{sh}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min?} = (\text{OK})$$

Cek Spasi

$$S_{max,1} = \frac{b}{2} = 150 \text{ mm} (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3})$$

$$S_{max,2} = 8 \times d_b = 174 \text{ mm} (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3})$$

$$H_x = X_{lmax} = 350 \text{ mm} (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3})$$

$$S_{max,3} = s_0 = \min \left(\frac{b}{2}; 8d_b; 24d_s; 300 \text{ mm} \right) = 100,000 \text{ mm} (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3})$$

2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3)

$$s_{max} = \text{Min} (s_{max1}, s_{max2}, s_{max3})$$

$$= 100,000 \text{ mm} (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3})$$

Cek Spasi = **OK**

Berdasarkan perhitungan, pengecekan terhadap sisi pendek (sumbu lemah) dan sisi panjang (sumbu kuat) kolom telah memenuhi syarat sesuai dengan SNI 2847:2013 dan SNI 2847:2019. Untuk sisi pendek, nilai A_{sh}/s yang dihitung memenuhi syarat dengan hasil $A_{sh}/s = 3,077$ mm dan lebih besar dari nilai minimum yang diperlukan. Hal yang sama juga berlaku untuk sisi panjang, dengan hasil yang sesuai. Selain itu, pengecekan spasi sengkang juga menunjukkan hasil yang sesuai, di mana nilai spasi maksimum (s_{max}) dihitung sebesar 100,000 mm, yang memenuhi batasan yang ditetapkan. Oleh karena itu, desain tulangan transversal ini dinyatakan aman dan memenuhi persyaratan standar.

d) Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Kuat geser pada zona sendi plastis mengacu pada kapasitas beton dan tulangan dalam menahan gaya geser yang terjadi di area yang mengalami deformasi plastis, biasanya pada tumpuan atau sambungan struktur. Di zona ini, beton mulai menunjukkan kerusakan akibat beban luar, sehingga diperlukan tulangan transversal seperti sengkang atau spiral untuk menahan gaya geser dan mencegah terjadinya keruntuhan lebih lanjut.

Gaya Geser Desain (Input dari *SP Column* dengan $f_{pr} = 1.25 f_y$)

Gaya geser desain merupakan gaya geser yang direncanakan untuk diterima oleh elemen struktur, seperti kolom, pada kondisi beban maksimum. Perhitungan gaya geser desain dilakukan menggunakan *SP Column* dengan nilai f_{pr} sebesar 1,25 kali nilai f_y .

$M_{pr} \text{ Kolom} = 592,776 \text{ kNm}$ (Nilai Terbesar)

$V_{u1} = 2 \cdot \frac{M_{pr} \text{ Kolom}}{L_n} = 370485 \text{ N}$ (SNI 2847:2013, S21.5.4; SNI 2847:2019,

18.7.6.1)

Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

V_u 2, Sumbu Lemah = 73549 N

V_u 2, Sumbu Kuat = 66706 N

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

V_u = Max (V_u 1, V_u 2) = 370485 N

ϕ = 0,75 (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)

$V_c = 0,17(1 + \frac{N_u}{14 A_g})(f'_c)^{0,5} h$; $d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 270045$ N (SNI 2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)

$V_s \text{ Perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 223935$ N (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019, 22.5.10.1)

$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}$; $d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 1,0069$ mm²/mm (SNI 2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)

$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{h}{f_{yv}} = 0,4429$ mm²/mm (SNI 2847:2019, 10.6.2)

$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{h}{f_{yv}} = 0,5000$ mm²/mm (SNI 2847:2019, 10.6.2)

Cek A_s/s = $\frac{A_{sh}}{s} \geq \text{Max} (\frac{A_s}{s} \text{ Perlu}, \frac{A_s}{s} \text{ Min})$? = **OK**

Tahanan Geser Sumbu Kuat

V_u = Max (V_u 1, V_u 2) = 370485 N

ϕ = 0,75 (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)

$$V_c = 0,17(1 + \frac{N_u}{14 A_g})(f'_c)^{0,5} h d; d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 270045 \text{ N}$$

(SNI 2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)

$$V_s \text{ Perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 223935 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI2847:2019, 22.5.10.1)}$$

22.5.10.1)

$$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 1,0069 \text{ mm}^2/\text{mm (SNI 2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)}$$

11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{h}{f_{yv}} = 0,4429 \text{ mm}^2/\text{mm (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{h}{f_{yv}} = 0,5000 \text{ mm}^2/\text{mm (SNI2847:2019,10.6.2.2)}$$

$$\text{Cek } A_s/s = \frac{A_{sh}}{s} 1 \geq \text{Max} \left(\frac{A_s}{s} \text{ Perlu}, \frac{A_s}{s} \text{ Min} \right) ? = \text{OK}$$

e) Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n1 = 2$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Panjang, } n2 = 2$$

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ Sumbu Lemah} = n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 402,124 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ Sumbu Kuat} = n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 402,124 \text{ mm}^2$$

f) Kekangan Luar Zona Sendi

$$\text{Spasi max 1} = \frac{d}{4} = 174,0 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.5; SNI 2847:2019, 18.7.5.5)}$$

$$\text{Spasi max 2} = 150,0 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.5; SNI 2847:2019, 18.7.5.5)}$$

$$\text{Cek Spasi} = \text{Spasi} \leq \text{Spasi Max?} = \text{OK}$$

g) Kekuatan Geser Luar Zona Sendi Plastis

Kuat geser pada zona sendi plastis merupakan kemampuan elemen struktur untuk menahan gaya geser di area yang mengalami deformasi plastis, seperti pada

tumpuan atau sambungan antar elemen. Kapasitas ini dipengaruhi oleh peran beton dan tulangan transversal, seperti sengkang atau spiral. Dalam perancangan, kuat geser dihitung agar gaya geser yang bekerja tidak melebihi kemampuan elemen tersebut, sehingga deformasi plastis dapat dikendalikan tanpa menyebabkan keruntuhan. Perancangan yang tepat pada zona ini sangat penting untuk menjaga kestabilan dan daktilitas struktur, terutama saat menerima beban gempa atau beban ekstrem lainnya.

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$V_u = 73549 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) (f'_c)^{0,5} h d; d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 270045 \text{ N}$$

$$\text{(SNI2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)}$$

$$V_s \text{ Perlu} = \text{Max} (V_u \phi - V_c; 0) = 0 \text{ (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019, 22.5.10.1)}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)}$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$\text{Cek } A_s/s = \frac{A_v}{s} \geq \frac{A_v}{s} \text{ Perlu ? = OK}$$

Tahan Beton Sumbu Kuat

$$V_u = 66706 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) (f'_c)^{0,5} h d; d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 270045 \text{ N}$$

(SNI2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)

$V_s \text{ Perlu} = \text{Max} (V_u - V_c ; 0) = 0$ (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019,

22.5.10.1)

$$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c - d_s - \frac{d_b}{2} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI2847:2013,}$$

11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$\text{Cek } A_s/s = \frac{A_v}{s} \geq \frac{A_v}{s} \text{ Perlu ? = OK}$$

Berdasarkan perhitungan penulangan Kolom K1 pada Gedung Pemondokan Seturan, yang mencakup analisis syarat gaya dan geometri, kapasitas lentur, kapasitas geser, tulangan longitudinal, tulangan sengkang tumpuan, serta tulangan sengkang lapangan, dapat disimpulkan bahwa kolom K1 memenuhi syarat dan aman untuk digunakan. Rincian rekapitulasi penulangan Kolom K1 dapat dilihat pada Tabel 2.19 berikut ini.

Tabel 2. 19 Rekap Penulangan Kolom 1

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	20 D29
Tulangan Transversal/Sengkang Tumpuan	
Sumbu Lemah	4D16-100

Sumbu Kuat	4D16-100
Tulangan Transversal/Senggang Lapangan	
Sumbu Lemah	2D16-100
Sumbu Kuat	2D16-100

2.15 Hubungan Balok-Kolom

Hubungan antara balok dan kolom dalam suatu struktur bangunan merupakan salah satu elemen penting yang berperan dalam menjamin proses transfer beban dari balok ke kolom secara aman dan efisien. Sambungan ini, yang dikenal sebagai *joint*, harus dirancang agar mampu menahan beban vertikal, beban lateral, serta momen lentur yang mungkin terjadi. Berikut disajikan perhitungan untuk sambungan antara balok dan kolom.

2.15.1 Properti Material dan Penampang Hubungan

Lebar Y kolom, b	= 600 mm
Lebar X kolom, h	= 600 mm
Panjang Kolom, L	= 3800 mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	= 25 Mpa
Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y	= 420 Mpa
Faktor beton ringan, λ	= 1
Tinggi balok terbesar, h_b	= 600 mm
Panjang bersih kolom, L_n	= $L - h_b = 3200$ mm

2.15.2 Data Lebar dan Eksentrititas Balok

Lebar Balok 1, bb_1	= 350 mm
Lebar Balok 2, bb_2	= 350 mm
Lebar Balok 3, bb_3	= 350 mm
Lebar Balok 4, bb_4	= 300 mm

$$\begin{aligned}
 x1a &= \frac{(h-bb1)}{2} = 125 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 x1b &= \frac{(h-bb1)}{2} = 125 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 \text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} &= bb1 + x1a + x1b = 600 \text{ mm} \\
 x2a &= \frac{(h-bb2)}{2} = 125 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 x2b &= \frac{(h-bb2)}{2} = 125 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 \text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} &= bb2 + x2a + x2b = 600 \text{ mm} \\
 x3a &= \frac{(h-bb3)}{2} = 150 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 x3b &= \frac{(h-bb3)}{2} = 150 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 \text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} &= bb3 + x3a + x3b = 600 \text{ mm} \\
 x4a &= \frac{(h-bb4)}{2} = 125 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 x4b &= \frac{(h-bb4)}{2} = 125 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)} \\
 \text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} &= bb4 + x4a + x4b = 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2.15.3 Dimensi Joint

$$\begin{aligned}
 x \text{ terkecil sisi 1, } x1 &= \min(x1a, x1b) = 125 \text{ mm} \\
 x \text{ terkecil sisi 2, } x2 &= \min(x2a, x2b) = 125 \text{ mm} \\
 x \text{ terkecil sisi 3, } x3 &= \min(x3a, x3b) = 125 \text{ mm} \\
 x \text{ terkecil sisi 4, } x4 &= \min(x4a, x4b) = 150 \text{ mm} \\
 \text{Lebar joint sisi 1, } bj1 &= \min(bb1 + h, bb1 + 2.x1) = 600 \text{ mm} \\
 &(\text{SNI 2847:2019 R18.8.3}) \\
 \text{Lebar joint sisi 2, } bj2 &= \min(bb2 + h, bb2 + 2.x2) = 600 \text{ mm} \\
 &(\text{SNI 2847:2019 R18.8.3}) \\
 \text{Lebar joint sisi 3, } bj3 &= \min(bb3 + h, bb3 + 2.x3) = 600 \text{ mm} \\
 &(\text{SNI 2847:2019 R18.8.3}) \\
 \text{Lebar joint sisi 4, } bj4 &= \min(bb4 + h, bb4 + 2.x4) = 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(SNI 2847:2019 R18.8.3)

Lebar efektif joint Y, b_j = $\min(b_{j1}, b_{j2}) = 600 \text{ mm}$
 Lebar efektif joint X, h_j = $\min(b_{j3}, b_{j4}) = 600 \text{ mm}$
 Luas efektif joint gempa X, A_{jX} = $b_j \cdot h = 360000 \text{ mm}^2$
 Luas efektif joint gempa Y, A_{jY} = $b \cdot h_j = 360000 \text{ mm}^2$
 Cek tinggi joint: $h_j \geq 1/2 h_b$ = (OK) (SNI 2847:2019 R18.8.4)

2.15.4 Data dan Gaya Tulangan Balok

Diameter tulangan utama balok, d_b = 16 mm
 Cek dimensi kolom: $b \geq 20d_b$ = (OK) (SNI 2847:2019 R18.8.3)
 Tulangan atas balok 1, A_s^{-1} = 804,248 mm²
 Tulangan bawah balok 1, A_s^{-1} = 804,248 mm²
 Tulangan atas balok 2, A_s^{-2} = 804,248 mm²
 Tulangan bawah balok 2, A_s^{-2} = 804,248 mm²
 Tulangan atas balok 3, A_s^{-3} = 804,248 mm²
 Tulangan bawah balok 3, A_s^{-3} = 804,248 mm²
 Tulangan atas balok 4, A_s^{-4} = 804,248 mm²
 Tulangan bawah balok 4, A_s^{-4} = 804,248 mm²
 Tegangan probable tulangan, f_{pr} = 1,25 f_y = 525 Mpa
 Gaya tulangan atas balok 1, F_s^{-1} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 1, F_s^{+1} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 2, F_s^{-2} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 2, F_s^{+2} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 3, F_s^{-3} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 3, F_s^{+3} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 4, F_s^{-4} = $A_s \cdot f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)

Gaya tulangan atas balok 4, $F^+4 = A_s \times f_{pr} = 422230 \text{ N}$ (SNI 2847:2019 R18.8.1)

2.15.5 Gaya Geser akibat Balok

Geser ketika arah gempa X- $= F_s^- 3 + C4 = F_s 3 + F 4_s = 315586873$

Geser ketika arah gempa X+ $= F_s^- 4 + C3 = F_s^- 4 + F + 3_s = 315586873$

Geser ketika arah gempa Y- $= F_s^- 1 + C2 = F_s^- 1 + F + 2_s = 315586873$

Geser ketika arah gempa Y $= + F_s^- 2 + C1 = F_s^- 2 + F + 1_s = 315586873$

2.15.6 Gaya Geser Kolom (*Beam Hinging*)

M_{pr}^- Balok 1 = 315586873 N-mm

M_{pr}^+ Balok 1 = 315586873 N-mm

M_{pr}^- Balok 2 = 388274699 N-mm

M_{pr}^+ Balok 2 = 388274699 N-mm

M_{pr}^- Balok 3 = 315586873 N-mm

M_{pr}^+ Balok 3 = 3155868731 N-mm

M_{pr}^- Balok 4 = 315586873 N-mm

M_{pr}^+ Balok 4 = 315586873 N-mm

V_e Balok 1 = 133228 N

V_e Balok 2 = 143813 N

V_e Balok 3 = 133228 N

$$V_e \text{ Balok 4} = 133228 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa X-} = \left[\frac{(M_{pr}^{+4} + M_{pr}^{-3}) + (V_{e3} + V_{e4}) \cdot \frac{h}{2}}{L_n} \right] = 222222 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa X+} = \left[\frac{(M_{pr}^{+3} + M_{pr}^{-4}) + (V_{e3} + V_{e4}) \cdot \frac{h}{2}}{L_n} \right] = 222222 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa Y-} = \left[\frac{(M_{pr}^{+2} + M_{pr}^{-1}) + (V_{e1} + V_{e2}) \cdot \frac{h}{2}}{L_n} \right] = 245929 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa Y+} = \left[\frac{(M_{pr}^{+1} + M_{pr}^{-2}) + (V_{e1} + V_{e2}) \cdot \frac{h}{2}}{L_n} \right] = 245929 \text{ N}$$

2.15.7 Gaya Geser Total Joint

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X-} = F_s + C - V_{col} = 622238 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X+} = F_s + C - V_{col} = 622238 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y-} = F_s + C - V_{col} = 598531 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y+} = F_s + C - V_{col} = 598531 \text{ N}$$

2.15.8 Kuat Geser Joint

$$\text{Konfigurasi joint} = 3 \text{ (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Faktor pengali kuat geser, c} = 1 \text{ (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Kuat geser nominal joint gempa X, } V_{nX} = c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{jX} = 1800000 \text{ N} \text{ (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Kuat geser nominal joint gempa Y, } V_{nY} = c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{jY} = 1800000 \text{ N (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Faktor reduksi, } \Phi = 0,85 \text{ (SNI 2847:2019 21.2.4.3)}$$

$$\text{Kuat geser joint gempa X, } \Phi V_{nX} = 1530000 \text{ N (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Kuat geser joint gempa Y, } \Phi V_{nY} = 1530000 \text{ N (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Geser Joint Gempa X, } V_{uX} &= \max(\text{Geser joint gempa X}) \\ &= 622238 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya Geser Joint Gempa Y, } V_{uY} = \max(\text{Geser joint gempa Y})$$

$$= 598531 \text{ N}$$

$$\text{Faktor keamanan Gempa X, SFX} = \frac{\theta V_{nX}}{V_{uX}} = 2,459$$

$$\text{Faktor keamanan Gempa Y, SFY} = \frac{\theta V_{nX}}{V_{uX}} = 2,556$$

Cek kuat geser *joint*: $SF \geq 1$ = (OK)

2.15.9 Tulangan Transversal

Tulangan transversal *joint*: Menggunakan *confinement* = tumpuan kolom (SNI 2847:2019 18.8.3.2)

Panjang Penyaluran Tarik

$$l_{dh} \text{ hitung} = \frac{f_y \cdot d_b}{5,4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} = 248,889 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.8.5.1)}$$

$$l_{dh} \text{ pakai} = \max(l_{dh}, 8d_b, 150) = 248,889 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.8.5.1)}$$

2.16 Preliminary Desain Pelat

Perencanaan elemen pelat dan tangga dalam struktur bangunan bertujuan untuk memastikan keduanya mampu menahan beban yang bekerja serta memenuhi standar keamanan dan kenyamanan. Pelat merupakan elemen struktural horizontal yang berfungsi untuk mendistribusikan beban ke balok dan kolom. Tujuan dari perencanaan pelat adalah untuk menjamin bahwa elemen ini dapat bekerja secara aman, efisien, dan ekonomis sesuai dengan ketentuan desain yang berlaku. Secara umum, pelat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pembagian jenis pelat yang digunakan pada struktur bangunan ini dapat dilihat pada Tabel 2.20 berikut.

Tabel 2. 20 Tipe Pelat Lantai

Tipe Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat
P1	7000	6000	1,12	2 arah

Tipe Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat
P2	3500	6000	0,58	2 arah

2.16.1 Perencanaan Pelat 2 Arah

Data-data yang digunakan dalam perhitungan pelat lantai dua arah adalah sebagai berikut:

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$L_x = 6 \text{ m}$$

$$L_y = 7 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 10 \text{ mm}$$

$$LL = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$SIDL = 2,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tebal pelat} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi balok} = 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$$

2.16.2 Pembebanan Pelat Lantai

Pembebanan pada pelat lantai merupakan proses penentuan beban yang bekerja pada pelat tersebut guna memastikan bahwa perancangannya aman dan efisien. Beban yang bekerja pada pelat lantai struktur ini terdiri dari beban mati dan beban hidup.

a. Beban Mati

Tabel 2. 21 Gaya Dalam Geser

No.	nis Beban Mati	Berat Satuan	Tebal	Q (kN/m ²)
1.	Berat pasir (kN/m ²)	17	0,04	0,68
2.	Berat penutup lantai keramik (kN/m ²)	24	0,01	0,24

No.	nis Beban Mati	Berat Satuan	Tebal	Q (kN/m ²)
3.	Berat Spesi penutup lantai (kN/m ²)	0,21	0,02	0,42
4.	Berat plafon dan rangka (kN/m ²)	0,11	-	0,11
5.	Berat Instalasi ME (kN/m ²)	0,20	-	0,20

Berdasarkan dari Tabel 2. 21 diperoleh QDL dan SIDL sebagai berikut ini.

$$QDL = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

$$SIDL = 2,57 \text{ kN/m}^2$$

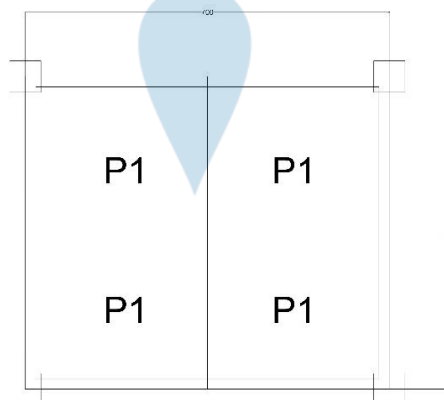
b. Beban Hidup

Pelat lantai pada ruang hunian sesuai SNI 1727:2020 beban hidup atau QLL = 1,44 kN/m

c. Beban Rencana Terfaktor

$$Q_u = 1,2 QDL + 1,6 QLL = 1,2 \times 1,45 + 1,6 \times 1,44 = 8,99 \text{ kN/m}^2$$

d. Analisis Pembebanan Pelat



Gambar 2. 9 Pelat P1

$$QDL = 5,57 \text{ kN/m}^2$$

$$QLL = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$Qu = 1,2 QDL + 1,6 QLL = 1,2 \times 1,45 + 1,6 \times 1,44 = 8,99 \text{ kN/m}^2$$

$$DL = 24 \text{ kN} \times 0,125 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$SIDL = 2,57 \text{ kN/m}^2$$

$$LL = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

2.16.3 Perhitungan Momen Pelat

a. Arah Memanjang

- Momen terfaktor dalam arah memanjang

$$\begin{aligned} MoL &= \frac{qul_2^2}{8} \\ &= \frac{8,99 \times 6 \times (7-0,6)^2}{8} = 229,33 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Koefisien momen

$$\text{Koefisien momen} + = \frac{L_2}{L_1} = \frac{3,5}{3} = 1$$

$$\text{Koefisien momen} - = \frac{L_2}{L_1} = \frac{1,75}{1,5} = 1$$

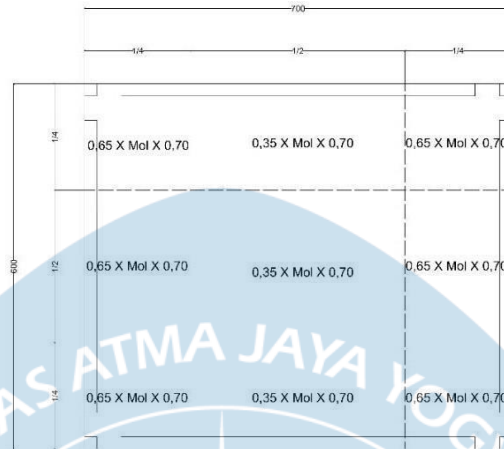
maka, koefisien momen memanjang sesuai SNI 2847:2019 Pasal 8.10.5.5

$$\text{Koefisien} - = 0,70$$

$$\text{Koefisien} + = 0,70$$

- Momen arah memanjang

Berdasarkan koefisien distribusi pada bentang ujung, nilai momen ultimit (Mu) dapat ditentukan sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.3 berikut.



Gambar 2. 10 Perhitungan Momen Arah Memendek
Rekap momen pelat lantai arah memanjang dapat dilihat pada Tabel 2.22 di bawah ini.

Tabel 2. 22 Rekap Momen Balok dan Pelat Lantai Arah Memanjang

Rekap Momen Memanjang	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	88,69	47,76
Momen Pelat	15,65	8,43
Σ Balok + Pelat	104,34	56,19
Momen Lajur Tengah	44,72	24,04

c) Arah Memendek

- Momen terfaktor dalam arah memendek

$$M_o L = \frac{q u l_2^2}{8}$$

$$\frac{8,99 \times 6 \times (7 - 0,6)^2}{8} = 276,11 \text{ kNm}$$

- Koefisien momen

$$\text{Koefisien momen} = (L_2)/L_1 = (3,3)/3 = 0,8$$

$$\text{Koefisien momen -} = (L_2)/L_1 = (1,5)/1,75 = 0,8$$

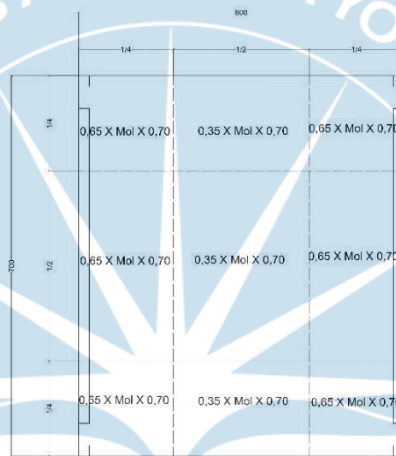
maka, koefisien momen memanjang sesuai SNI 2847:2019 Pasal 8.10.5.5

$$\text{Koefisien -} = 0,79$$

$$\text{Koefisien +} = 0,79$$

- Momen arah memanjang

Berdasarkan koefisien distribusi pada bentang ujung, nilai momen nominal (M_u) dapat ditentukan sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.4 berikut.



Gambar 2. 11 Perhitungan Momen Arah Memanjang

Rekap momen pelat lantai arah memendek dapat dilihat pada Tabel 2.23 di bawah ini.

Tabel 2. 23 Rekap Momen dan Pelat Lantai Arah Memendek

Rekap Momen Memendek	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	120,52	64,89
Momen Pelat	21,27	11,45
Σ Balok + Pelat	141,78	76,34
Momen Lajur Tengah	76,34	20,29

2.16.4 Perhitungan Tulangan Pelat

$$\begin{aligned} ds &= \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - D_{\text{tul.}} / 2 \\ &= 125 - 20 - (10/2) \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 15,65 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[\frac{\sqrt{4 M_u}}{1,7 (\theta) (f_c') . b . d^2} \right] \\ &= \frac{0,85 (25)}{420} \left[\frac{\sqrt{4 \cdot 15,69 \cdot 10^6}}{1,7 (0,9) (25) \cdot 1500 \cdot 100^2} \right] \\ &= 0,00028 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,002 \times b \times h \\ &= 0,002 \times 1500 \times 125 \\ &= 375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00028 \times 1500 \times 100 \\ &= 426,02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Asumsi tulangan diameter 10 mm

$$S < 3 \times \text{tebal pelat (syarat)}$$

$$\frac{0,25 \cdot \pi d^2 b}{A_s} < 3 \times \text{tebal pelat}$$

$$\frac{0,25 \cdot \pi (10)^2 1500}{426,02} < 3 \times \text{tebal pelat}$$

$$276,58 < 390 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Digunakan jarak antar tulangan sebesar 300 mm, sehingga untuk tulangan pokok digunakan D10-300.

Melalui perhitungan dengan cara yang sama, didapatkan rekap tulangan pelat 2 arah untuk pelat lantai dan pelat atap seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.24 ini.

Tabel 2. 24 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Pelat Lantai	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen	Momen	Momen	Momen	Momen	Momen	Momen	Momen
	Negatif	Postif	Negatif	Postif	Negatif	Postif	Negatif	Postif
Mu	15,65	8,43	44,72	24,08	21,27	11,45	120,52	20,29
p	0,0028	0,0015	0,0086	0,0044	0,0039	0,0021	0,030	0,0037
As	426,02	226,33	1293,23	666,27	585,19	309,26	4555,72	557,35
As min	375	375	375	375	375	375	375	375
s	276,53	520,51	91,10	176,82	201,32	380,95	25,86	211,38
Digunakan	D10-300	D10-300	D10-300	D10-300	D10-300	D10-300	D10-300	D10-300

2.17 Perancangan Tangga

Perancangan tangga dilakukan dengan memperhatikan aspek keamanan, kenyamanan, serta efisiensi pemanfaatan ruang. Proses perancangan mencakup analisis beban yang bekerja serta perencanaan penulangan agar tangga mampu menahan beban sesuai dengan standar yang berlaku. Pada Gedung Pemondokan Seturan, terdapat tiga buah tangga pada setiap lantai. Contoh perhitungan dalam perancangan tangga disajikan sebagai berikut.

2.17.1 Pembebanan Tangga

Data perhitungan untuk perancangan tangga pada Gedung Pemondokan Seturan adalah sebagai berikut.

Lebar bordes	= 1300 mm
Optrede	= 180 mm
Antrede	= 300 mm
Tinggi lantai	= 3800 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

Berat volume beton = 24 kN/m³

Berat jenis spesi = 21 kN/m³

Jumlah anak tangga (n) = $\frac{Het}{o}$

Lebar tangga (Ltg) = $\frac{3800}{180} = 22 \text{ Buah}$
 $= \frac{1}{2} \times \frac{He}{o} - 1) A$
 $= \frac{1}{2} \times 22 - 1) 300 = 3016 \text{ mm}$

Kemiringan (α) = $\arctan \frac{o}{A}$
 $= \arctan \frac{180}{300} = 31^\circ$

1. Rencana beban merata pada tangga

Beban sendiri tangga = $\frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times bj \text{ beton}$
 $= \frac{0,15}{\cos 27^\circ} \times 24 = 4,198 \text{ kN/m}^2$

Berat anak tangga = $\frac{1}{2} \times o \times bj \text{ beton}$
 $= \frac{1}{2} \times 0,15 \times 24 = 2,16 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin dan spesi = $0,05 \times bj \text{ ubin}$
 $= 0,15 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Berat railing = 1 kN/m²

Beban qtg = 8,408 kN/m²

2. Rencana beban pada bordes

Berat anak tangga = $h_{tg} \times bj \text{ beton}$
 $= 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin dan spesi = $0,05 \times bj \text{ beton}$

$$= 0,05 \times 24 = 1,05 \frac{kN}{m^2}$$

Berat railing = 1 kN/m^2

Berat qtg = $5,65 \text{ kN/m}^2$

3. Beban hidup (LL) tangga

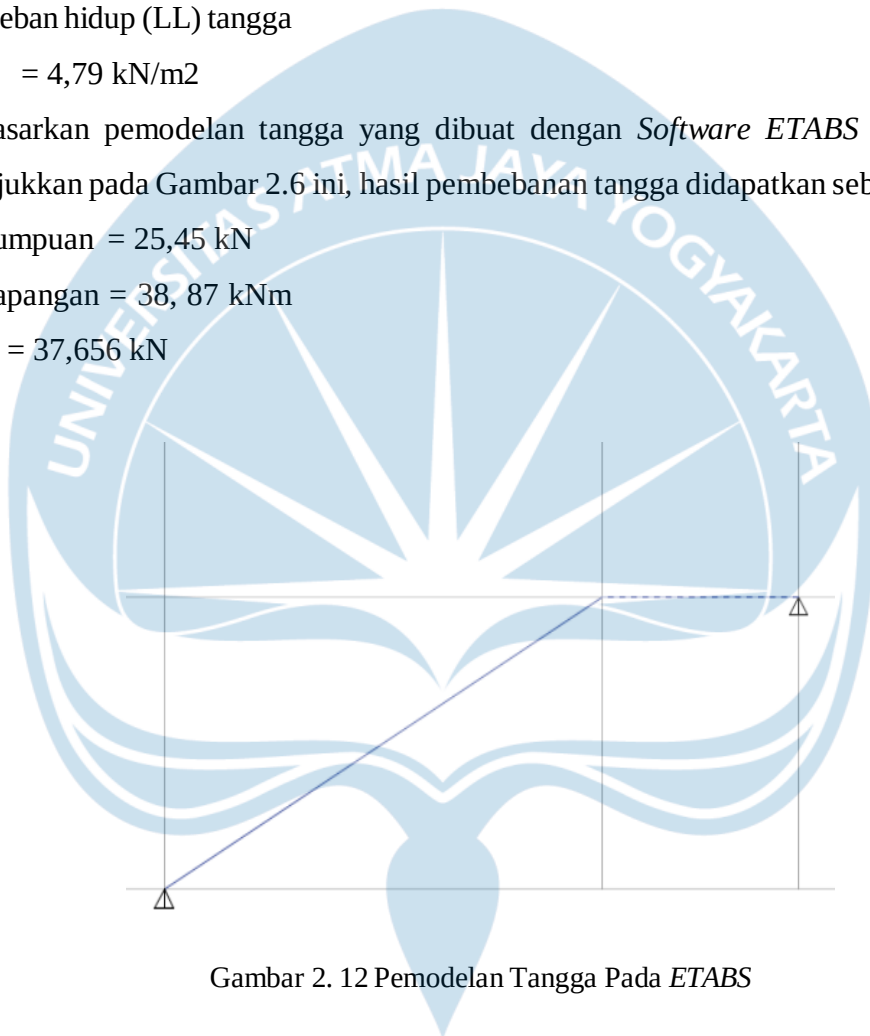
LLtg = $4,79 \text{ kN/m}^2$

Berdasarkan pemodelan tangga yang dibuat dengan *Software ETABS* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.6 ini, hasil pembebanan tangga didapatkan sebagai berikut:

Mu tumpuan = $25,45 \text{ kN}$

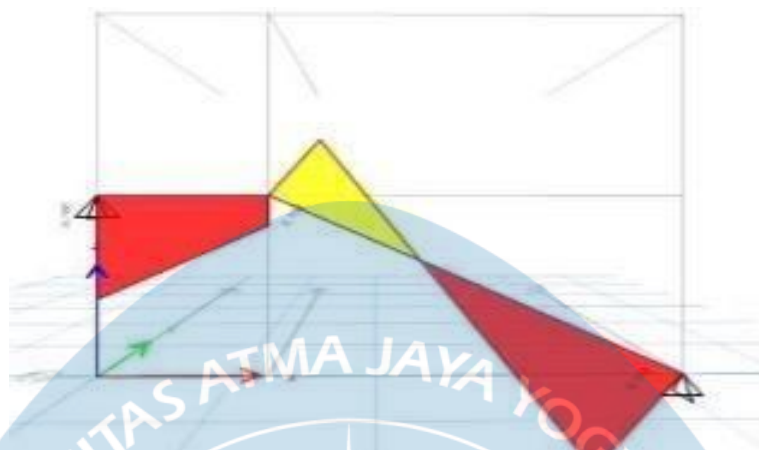
Mu lapangan = $38,87 \text{ kNm}$

Vu = $37,656 \text{ kN}$

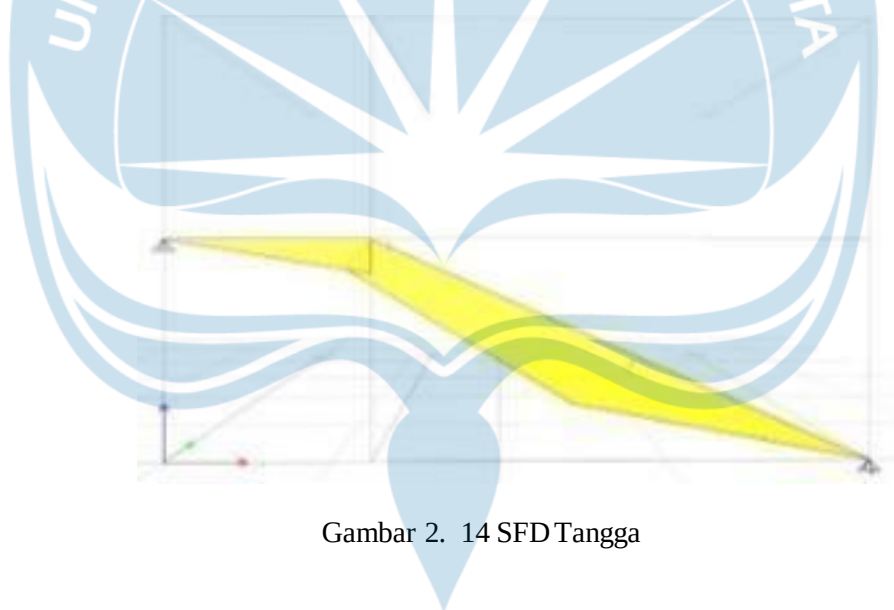


Gambar 2. 12 Pemodelan Tangga Pada *ETABS*

Diagram BMD dan SFD untuk tangga Tipe A lantai dasar Pemondokan Seturan ini dapat dilihat pada Gambar 2.7 dan Gambar 2.8 berikut ini.



Gambar 2. 13 BMD Tangga



Gambar 2. 14 SFD Tangga

2.17.2 Penulangan Tangga

Rencana penulangan salah satu tipe tangga pada Gedung Pemondokan seturan dihitung sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok	= 10 mm
Diamter tulangan susut	= 8 m
Fy tulangan pokok	= 380 MPa

F_y tulangan susut	= 280 MPa
F'_c	= 30MPa
B	= 1500 mm
htg	= 180 mm
Selimut beton	= 20 mm
β_1	= 0,85

Berdasarkan data material dan ketentuan untuk merancang tangga diatas, berikut perhitungan penulangan tangga dijelaskan sebagai berikut:

1. Tulanga tumpuan

$$\begin{aligned}
 D_s &= \text{htg} - \text{selimut beton} - \frac{D_{tul}}{2} \\
 &= 180 - 20 - \frac{D_{10}}{2} \\
 &= 155 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{(0,85.f'_c)}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0,85.f'_c}} \right] \\
 &= 0,001596
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{smin} &= 0,002 \times b \times h \\
 &= 0,002 \times 1500 \times 180 \\
 &= 540 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sperlu} &= \rho \times b \times d_s \\
 &= 0,001596 \times 1500 \times 155 \\
 &= 371,09 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1500}{371,09} \\
 &= 317,47 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga untuk tulangan pokok pada tumpuan digunakan D10-300 mm.

Pengecekan terhadap gaya geser:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d_s \\
 &= 0,17 \sqrt{30} \times 1500 \times 155 \\
 &= 216487,34 \text{ N} \approx 216,4873 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_{csf} \\
 &= 0,17 \times 216487,34 \\
 &= 162,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

dikarena $\phi V_c > V_u = 130,94 > 46,826$, maka pengecekan gaya geser adalah aman.

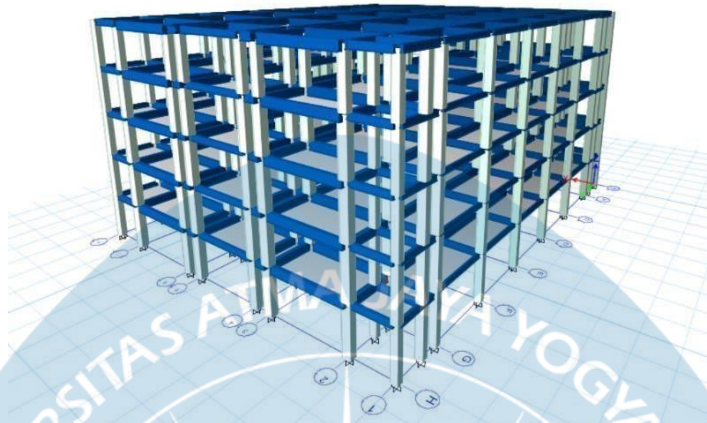
$$\begin{aligned}
 A_{tul. \text{ Susut}} &= \frac{1}{4} \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\
 &= 50,265 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_{tul. \text{ susut}} \times b}{A_{s \text{ min}}} \\
 &= \frac{50,265 \times 1500}{540} \\
 &= 139,6263402 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga untuk tulangan susut pada tumpuan digunakan P8-10 mm

2.18 Pemodelan Srtuktur

Agar proses analisis sistem struktur dapat dilakukan dengan lebih mudah, bentuk bangunan perlu disederhanakan menjadi sebuah sistem struktur yang lebih simpel. Proses ini dikenal sebagai pemodelan struktur. Pemodelan struktur dilakukan dengan bantuan perangkat lunak *ETABS*. Contoh hasil pemodelan struktur dapat dilihat pada Gambar 2.9 berikut.



Gambar 2. 15 Pemodelan Struktur dengan ETABS

2.19 Tidak Beraturan Struktur

Berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam Tabel 13 dan Tabel 14 SNI 1726:2019, dilakukan evaluasi terhadap ketidakaturan struktur secara horizontal dan vertikal pada bangunan. Setiap jenis ketidakaturan yang ditemukan mengacu pada pasal referensi tertentu yang dijadikan pedoman dalam proses perancangan.

2.19.1 Ketidakberaturan Horizontal

a. Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a

Ketidakberaturan torsi terjadi apabila simpangan maksimum antar tingkat, yang dihitung dengan memperhitungkan torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, pada salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu melebihi 1,2 kali simpangan rata-rata antar tingkat pada kedua ujung struktur tersebut. Persyaratan mengenai ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi hanya berlaku untuk struktur yang menggunakan diafragma kaku atau setengah kaku.

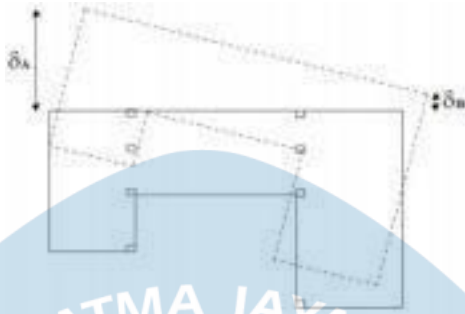
Ketidakberaturan Torsi Berlebihan Tipe 1b

Ketidakberaturan torsi dianggap terjadi apabila simpangan antar tingkat maksimum, yang sudah memperhitungkan efek torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, pada salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu melebihi 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketentuan mengenai ketidakberaturan torsi ini hanya berlaku untuk struktur dengan diafragma yang kaku atau setengah kaku, sesuai dengan pasal-pasal referensi.

Berdasarkan hasil analisis ketidakberaturan torsi pada kedua arah atau sumbu ortogonal, ditemukan bahwa simpangan antar tingkat maksimum melebihi nilai 1,2 dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan mengalami ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b. Detail perhitungan ketidakberaturan torsi pada kedua arah tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.25 berikut.

Tabel 2. 25 Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b pada Arah X

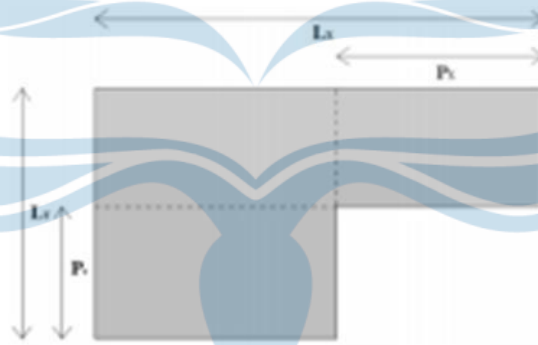
Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek
4	1,002	OK	1,062	OK
3	1,004	OK	1,067	OK
2	1,006	OK	1,066	OK
1	1,006	OK	1,048	OK



Gambar 2. 16 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan horizontal tipe 2 dianggap terjadi apabila proyeksi dimensi denah struktur dari sudut lokasi melebihi 15% dari dimensi denah struktur pada arah yang diperiksa. Berdasarkan hasil pemeriksaan pada sumbu-sumbu ortogonal, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 2 tidak ditemukan.



Gambar 2. 17 Ketidakberaturan Horizontal 2

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan pada diafragma dianggap terjadi apabila terdapat diskontinuitas atau perubahan kekakuan yang mendadak, termasuk apabila area yang terpotong atau terbuka melebihi 50% dari total luas diafragma, atau jika perubahan kekakuan efektif diafragma antara satu lantai dengan lantai berikutnya melebihi 50%.

a. Syarat 1

$$\frac{A_{bukaan}}{A_{Total}} = \frac{209,5 \text{ m}^2}{1155 \text{ m}^2} = 0,091 = 5,5\% < 50\% \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

b. Syarat 2

Kekakuan diafragma dipengaruhi oleh ketebalan dan bentuk denah pelat pada struktur. Karena pada bangunan ini ketebalan dan denah pelat sama di setiap lantai, maka kekakuan diafragmanya juga seragam di seluruh lantai.

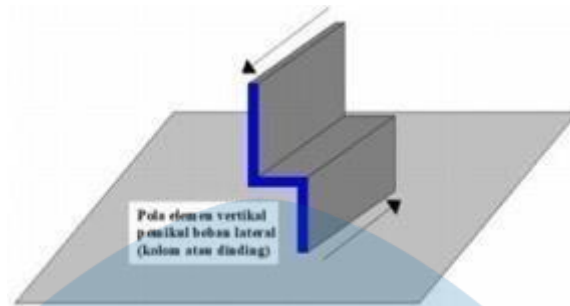


Gambar 2. 18 Ketidakberaturan Horizontal 3

Dari hasil pengecekan terhadap kedua syarat diskontinuitas diafragma, semuanya telah terpenuhi. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 3 tidak terjadi.

d. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Turus Terhadap Bidang

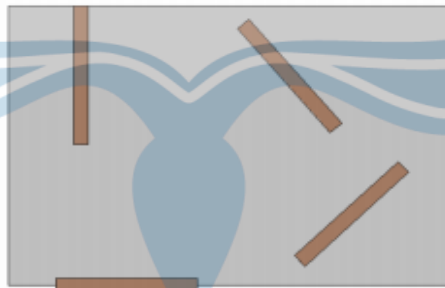
Ketidakberaturan horizontal tipe 4 terjadi jika ada gangguan pada jalur penahan gaya lateral, seperti adanya pergeseran yang tidak sejajar pada setidaknya satu elemen vertikal yang menahan gaya tersebut. Setelah dilakukan pemeriksaan, ditemukan bahwa dinding geser dan kolom pada bangunan ini tersambung dengan baik dari bawah sampai atas tanpa ada bagian yang menonjol keluar atau masuk. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 4 tidak ditemukan pada bangunan ini.



Gambar 2. 19 Ketidakberaturan 4

e. Ketidakberaturan Sistem Nonpararel

Ketidakberaturan horizontal tipe 5 terjadi jika elemen vertikal yang menahan gaya lateral tidak sejajar dengan sumbu utama sistem penahan gaya gempa. Setelah dilakukan pemeriksaan, semua kolom dan dinding geser (shear wall) ternyata tegak lurus terhadap sumbu X dan Y, sehingga tidak ditemukan adanya ketidakberaturan horizontal tipe 5.



Gambar 2. 20 Ketidakberaturan 5

2.19.2 Ketidakberaturan Vertikal

Perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.3.2.2; Tabel 14; Hal-61 adalah sebagai berikut.

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Tipe 1a

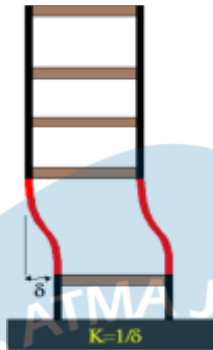
Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a terjadi ketika ada sebuah lantai yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lantai di atasnya, atau kurang dari 80% rata-rata kekakuan lateral dari tiga lantai di atasnya.

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Tipe 1b

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1b terjadi jika ada suatu lantai yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lantai di atasnya, atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata dari tiga lantai di atasnya. Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a dan 1b, tidak ditemukan lantai yang memiliki kekakuan lateral lebih rendah dari lantai di atasnya atau dari rata-rata kekakuan tiga lantai di atasnya. Oleh karena itu, ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b tidak terjadi. Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak pada kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2.26 berikut.

Tabel 2. 26 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
4	492556,096	OK	493271,087	OK
3	580276,542	OK	551168,204	OK
2	663025,741	OK	615644,26	OK
1	1165720	OK	1094126,69	OK



Gambar 2. 21 Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b

b. Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan vertikal tipe 2 terjadi jika massa efektif pada suatu lantai lebih dari 150% massa efektif lantai di atas atau di bawahnya. Namun, atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hasil perhitungan, ketidakberaturan vertikal tipe 2 tidak ditemukan. Detail perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 2.27 berikut.

Tabel 2. 27 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 2

Lantai	Massa	Cek
	kg	
5	515194,13	OK
4	895969,6	OK
3	915593,08	OK
2	916363,98	OK
1	916363,98	OK



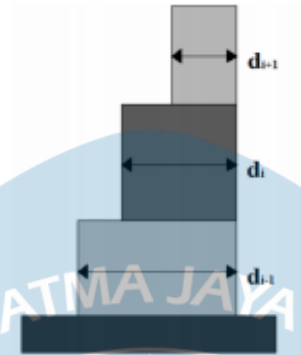
Gambar 2. 22 Ketidakberaturan Vertikal 2

f. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan dianggap terjadi jika ukuran horizontal dari sistem penahan gaya gempa (seperti kolom atau dinding geser) di suatu lantai lebih dari 130% dibandingkan dengan ukuran horizontal sistem penahan gaya gempa di lantai yang berdekatan, baik di atas maupun di bawahnya. Berdasarkan pemeriksaan pada Tabel 2.28, tidak ditemukan ukuran horizontal sistem penahan gaya gempa di suatu lantai yang melebihi ukuran di lantai atas atau bawahnya. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa tidak ada ketidakberaturan vertikal tipe 3 pada bangunan ini.

Tabel 2. 28 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 3

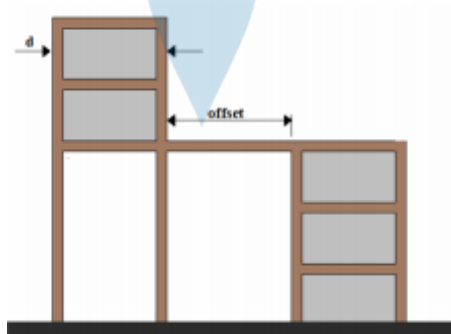
Lantai	L	Cek
	mm	
4	600	OK
3	600	OK
2	600	OK
1	600	OK



Gambar 2. 23 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

g. Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 terjadi jika pergeseran pada elemen yang menahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen tersebut, atau jika ada pengurangan kekakuan pada elemen pemikul di lantai bawah. Contohnya adalah dinding geser dan kolom yang tidak berlanjut dari atas ke bawah serta bergeser ke kanan atau kiri. Berdasarkan hasil pemeriksaan, semua elemen penahan seperti dinding geser dan kolom tetap berlanjut sepanjang tinggi bangunan tanpa adanya pergeseran atau *offset*. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 4 tidak terjadi pada bangunan ini.



Gambar 2. 24 Ketidakberaturan Vertikal 4

h. Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

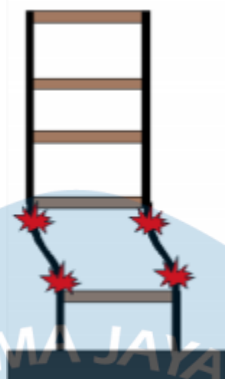
Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat Tipe 5a

Ketidakberaturan vertikal tipe 5a terjadi apabila kekuatan lateral pada suatu lantai kurang dari 80% kekuatan lateral lantai di atasnya. Kekuatan lateral lantai adalah jumlah total kekuatan dari semua elemen struktur yang menahan gaya geser akibat gempa pada arah tertentu.

Setelah dilakukan pengecekan terhadap ketidakberaturan akibat perbedaan kekuatan lateral di tiap lantai pada kedua arah (atau sumbu ortogonal), tidak ditemukan lantai yang memiliki kekuatan lateral lebih kecil dari lantai di atasnya. Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b tidak terjadi. Hasil perhitungan ketidakberaturan ini untuk kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2.29 berikut.

Tabel 2. 29 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
4	1480,0526	OK	1480,0526	OK
3	2610,2595	OK	2610,2595	OK
2	3360,4846	OK	3360,4846	OK
1	3732,3035	OK	3732,3035	OK



Gambar 2. 25 Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b

2.20 Drift Analysis

a. Simpangan Antar Tingkat Izin

Tabel 2. 30 Simpangan Antar Tingkat Izin $\Delta a, b$

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 simpang antar tingkat.	$0,025h_{xx}$	$0,020h_{xx}$	$0,015h_{xx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{xx}$	$0,010h_{xx}$	$0,010h_{xx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{xx}$	$0,007h_{xx}$	$0,007h_{xx}$
Semua struktur lainnya	$0,002h_{xx}$	$0,015h_{xx}$	$0,010h_{xx}$

Dari tabel simpangan antar tingkat Izin $\Delta a, b$ diperoleh simpangan

antar tingkatizin, $\Delta a = 0,07h'$

b. Faktor Reduksi

$$\rho = 1,3$$

c. Story Drift Inelastik Ijin

$$\Delta_{\max} = \Delta / \rho = 0,07h/1,3 = 0,0538 h$$

d. Faktor Pembesaran Defleksi

$$C_d = 5,5$$

e. Faktor Keutamaan Gempa

$$I_e = 1$$

i. Story Drift Inelastik

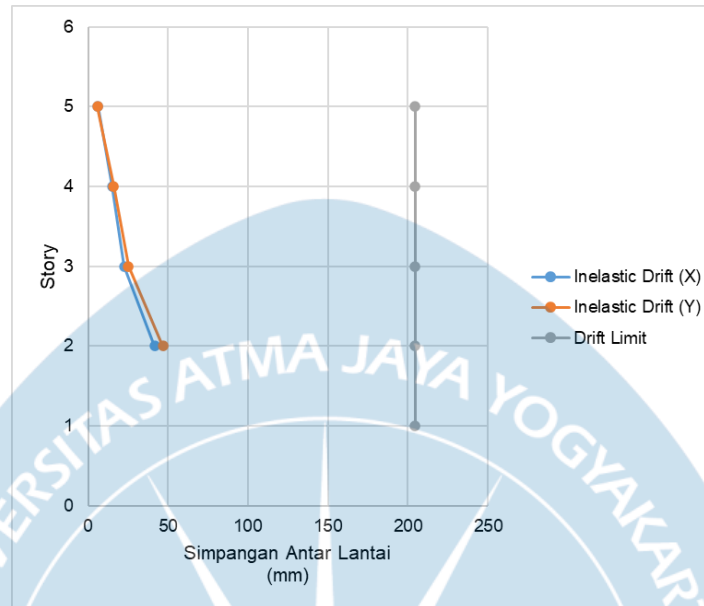
Rumus untuk mencari storydrift inelastik adalah sebagai berikut:

$$\Delta = \delta \cdot C_d / I_e$$

Tabel 2. 31 Perhitungan dan Pengecekan Simpangan Antar Tingkat

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)		
5	17,073	18,786	1,232	1,169	3800	6,160	5,845	204,615	OK
4	15,841	17,617	3,010	3,182	3800	15,050	15,910	204,615	OK
3	12,831	14,435	4,516	5,054	3800	22,580	25,270	204,615	OK
2	8,315	9,381	8,315	9,381	3800	41,575	46,905	204,615	OK
1	3,219	3,575	3,219	3,575	3800	16,095	17,875	204,615	OK

Berdasarkan perhitungan dan pengecekan pergeseran antar lantai pada Tabel 2.31 di atas, dapat disimpulkan bahwa pergeseran antar lantai pada bangunan ini berada dalam batas aman. Grafik pergeseran antar lantai dapat dilihat pada Gambar 2.26 berikut.



Gambar 2. 26 Grafik Simpangan Antar lantai 1

2.21 Pengaruh P-Delta

Pengaruh efek P-delta pada gaya geser dan momen di setiap lantai, serta gaya dan momen pada elemen struktur, termasuk pergeseran antar lantai yang ditimbulkannya, tidak perlu diperhitungkan jika koefisien stabilitas (θ) yang dihitung berdasarkan persamaan berikut bernilai sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x (dalam kN); saat menghitung P_x , faktor beban untuk setiap komponen tidak boleh lebih dari 1,0.

θ = Perpindahan antar lantai pada tingkat desain, seperti yang dijelaskan dalam bagian 0, terjadi secara bersamaan dengan perpindahan horizontal sebesar V_x (mm).

I_e = Faktor penting terkait gempa ditetapkan sesuai dengan ketentuan pada bagian

4.1.2

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan $x - 1$ (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat , (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12

Rasio Kebutuhan Geser

$B = 1$

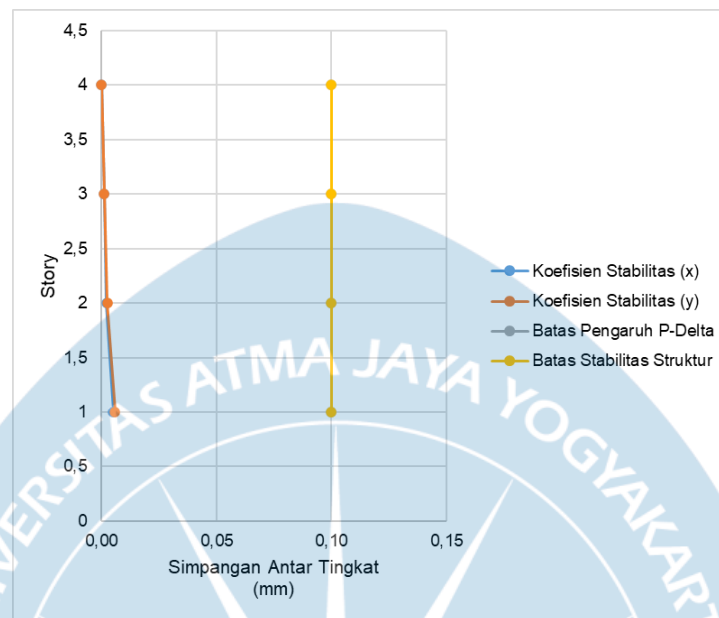
Batas Koefisien Stabilitas

$\theta_{max} = 0.5 / (\beta * C_d) \leq 0.25$
 $= 0,09$

Tabel 2. 32 Perhitungan Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y	
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)				
4	6,160	5,845	0,00	440,04	416,88	3800	0,0000	0,0000	0,1
3	15,050	15,910	1374,05	1035,52	986,13	3800	0,0011	0,0012	0,1
2	22,580	25,270	2730,82	1498,03	1435,51	3800	0,0022	0,0025	0,1
1	41,575	46,905	4117,82	1805,59	1734,82	3800	0,0050	0,0059	0,1
1	16,095	17,875	5504,83	1939,26	1862,99	3800	0,0024	0,0028	1,1

Berdasarkan perhitungan dan pengecekan pengaruh P-Delta pada Tabel 2.31 di atas, dapat disimpulkan bahwa pengaruh P-Delta pada bangunan ini masih dalam batas aman. Grafik pengaruh P-Delta dapat dilihat pada Gambar 2.27 berikut ini.



Gambar 2. 27 Grafik Pengaruh P-Delta