

BAB 2

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1. Preliminary Design

Perpustakaan Umum di Yogyakarta yang berada di Jalan Jendral Sudirman, Kecamatan Gondokusuman, Daerah Istimewa Yogyakarta terbagi menjadi 2 gedung dimana gedung satu memiliki 3 lantai dan gedung dua memiliki 2 lantai dengan tinggi setiap lantai 5 meter. Perpustakaan Umum ini memiliki kolom struktur dengan ukuran 500×500 mm. Selain itu, bangunan ini memiliki 3 tipe balok induk dengan ukuran 450×450 mm (BI 1 dan 3) dan ukuran 350×450 mm (BI 2). Adapun balok anak pada perpustakaan umum ini memiliki 2 tipe dengan ukuran 350×350 mm (BA 1) dan ukuran 350×450 mm (BA 2).

2.2. Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

Proses Interpretasi data tanah dilakukan dengan cara menerjemahkan data tanah yang sudah disurvei. Data tanah yang kompleks ini diterjemahkan menjadi lebih sederhana sehingga dapat lebih mudah dipahami. Setelah melakukan interpretasi data tanah maka langkah selanjutnya adalah menentukan kelas situs yang dapat dilihat dari respon spektrum.

Uji daya dukung tanah dapat dilakukan dari uji SPT atau *Standard Penetration Test* dan uji CPT atau *Cone Penetrometer Test*. Data tanah yang dimiliki oleh penulis yaitu dari uji SPT dimana akan diperoleh dari hasil *Bor Log* seperti pada Gambar 2.2 dan 2.3 yang nantinya akan didapatkan kelas situs.



BOR LOG

CLIENT:	PROJECT TITLE :
	PROJECT LOCATION :
DATE STARTED:	GROUND ELEVATION : +0,40 m from road level
DATE COMPLETED :	HOLE SIZE : 7,295cm
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UIJY	GROUND WATER LEVEL : - 9,00 m from ground level
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	WEATHER CONDITION : FINE
LOGGED BY: RYANTO, CS.	ESTIMATED SEASONAL HIGH :-
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UIJY	

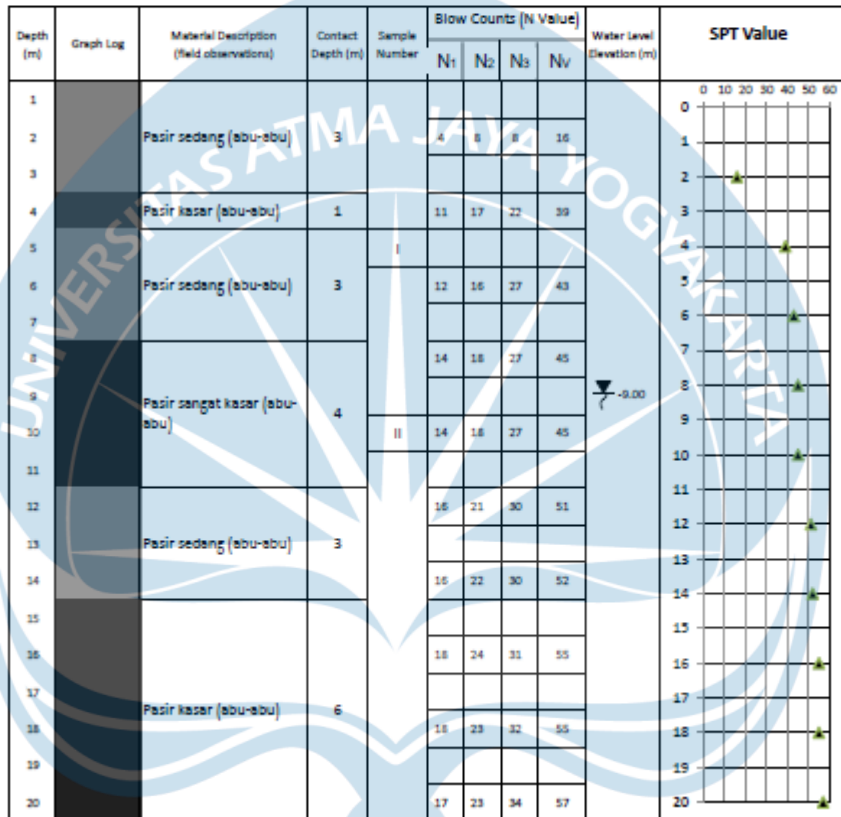
Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value)				Water Level Elevation (m)	SPT Value
					N ₁	N ₂	N ₃	N _v		
1										
2		Pasir sedang (coklat)	3		3	5	7	12		
3										
4		Pasir kasar (abu-abu)	1		10	14	23	37		
5				I						
6					10	18	22	40		
7		Pasir sedang (abu-abu)	5							
8					12	17	24	41		
9									-9,00	
10				II	14	21	24	45		
11										
12		Pasir kasar (abu-abu)	5		14	23	24	47		
13										
14					16	22	28	50		
15										
16					16	24	30	54		
17										
18		Pasir sangat kasar (abu-abu)	6		18	25	31	56		
19										
20					19	22	34	56		

Gambar 2.1. BOR LOG – 1



BOR LOG

CLIENT:	PROJECT TITLE :
	PROJECT LOCATION :
DATE STARTED:	GROUND ELEVATION : -1,00 m from road level
DATE COMPLETED :	HOLE SIZE : 7,295cm
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY	GROUND WATER LEVEL : -9,00 m from ground level
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	WEATHER CONDITION : FINE
LOGGED BY: RIYANTO, CS.	ESTIMATED SEASONAL HIGH :-
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY	



Gambar 2.2. BOR LOG 2

2.2.1. Menentukan Kelas Situs

Berdasarkan data yang tertera pada Gambar 2.2. dapat diketahui bahwa data tanah dari *BOR LOG-1* memiliki kedalaman tanah hingga 30 meter. Terdapat material pasir sedang berwarna coklat pada kedalaman 1 meter sampai 3 meter. Material pasir kasar berwarna abu-abu pada kedalaman 4 meter. Material pasir sedang dengan warna abu-abu terdapat pada kedalaman 5 meter hingga 9 meter. Material pasir kasar berwarna abu-abu terdapat pada kedalaman 10 meter hingga 14 meter. Material terakhir yang didapati pada kedalaman 15 meter hingga 30 meter adalah pasir sangat kasar yang berwarna abu-abu.

Data tanah yang diperoleh dari *BOR LOG-2* pada Gambar 2.3 memiliki kedalaman tanah hingga 30 meter. Terdapat material pasir sedang berwarna coklat pada kedalaman 1 meter sampai 3 meter. Material pasir kasar berwarna abu-abu pada kedalaman 4 meter. Material pasir sedang dengan awarna abu-abu terdapat pada kedalaman 5 meter hingga 7 meter. Material pasir sangat kasar berwarna abu-abu terdapat pada kedalaman 8 meter hingga 11 meter. Material yang didapati pada kedalaman 12 meter hingga 14 meter adalah pasir sedang yang berwarna abu-abu. Material terakhir yang didapati pada kedalaman 15 meter hingga 30 meter adalah pasir kasar yang berwarna abu-abu. Berdasarkan penjelasan diatas dapat disimpulkan bahwa material yang mendominasi merupakan pasir kasar berwarna coklat dan abu-abu.

Data SPT tersebut juga dapat digunakan untuk menentukan klasifikasi situs. Menurut SNI 1726:2019 tentang cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan profil tanah. Profil tanah dapat dilihat sampai kedalaman 30 meter dari permukaan tanah dengan menggunakan rumus:

$$\text{Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata} = \bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n N_i} \dots\dots\dots (2.1)$$

Tabel 2.1. Tabel Perhitungan Rata-Rata \bar{N}

Kedalaman	T(m)	N(SPT)	N=T/N
0-2	2	12	0.1666666667
2-4	2	37	0.05405405405
4-6	2	40	0.05
6-8	2	41	0.0487804878
8-10	2	45	0.04444444444
10-12	2	47	0.04255319149
12-14	2	50	0.04
14-16	2	54	0.03703703704
16-18	2	56	0.03571428571
18-20	2	56	0.03571428571
20-22	2	60	0.03333333333
22-24	2	60	0.03333333333
24-26	2	60	0.03333333333
26-28	2	60	0.03333333333
28-30	2	60	0.03333333333
Jumlah	30		0.7216311196
Rata-rata			41.57248653

Tabel 2.2. Tabel Perhitungan Rata-Rata \bar{N}

Kedalaman	T(m)	N(SPT)	N=T/N
0-2	2	16	0.125
2-4	2	39	0.05128205128
4-6	2	43	0.04651162791
6-8	2	45	0.044444444444
8-10	2	45	0.044444444444
10-12	2	51	0.03921568627
12-14	2	52	0.03846153846
14-16	2	55	0.03636363636
16-18	2	55	0.03636363636
18-20	2	57	0.0350877193
20-22	2	60	0.033333333333
22-24	2	60	0.033333333333
24-26	2	60	0.033333333333
26-28	2	60	0.033333333333
28-30	2	60	0.033333333333
Jumlah	30		0.6638414515
Rata-rata			45.19151362

Berdasarkan perhitungan pada tabel diatas dapat diketahui bahwa nilai N rata-rata terkecil yaitu 41.57248653 berdasarkan Gambar 2.3 dari SNI 1726:2019, angka tersebut termasuk dalam kelas situs tanah sedang (SD).

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

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Gambar 2 3. Tabel SNI 1726:2019

2.2.2. Menentukan Kategori Risiko

Berdasarkan Gambar 2.4 dari SNI 1726:2019 jenis pemanfaatan Perpustakaan Umum di Yogyakarta sebagai gedung sekolah dan fasilitas pendidikan maka termasuk dalam kategori risiko IV.

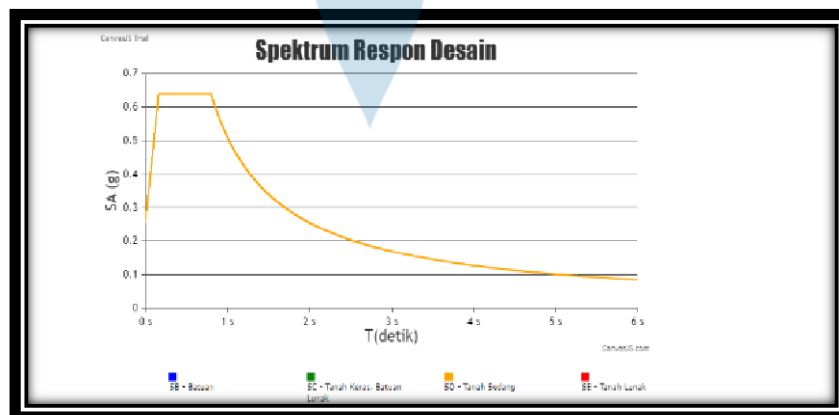
Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa (lanjutan)

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

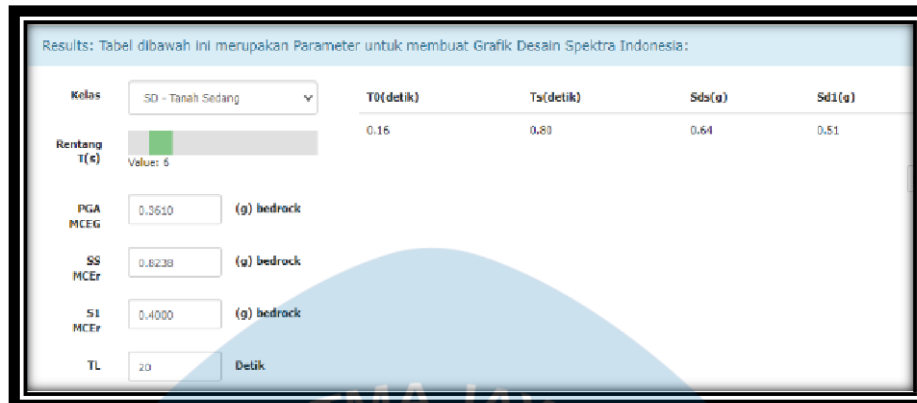
Gambar 2.4. Tabel SNI 1726:2019

2.2.3. Kategori Desain Seismik

Langkah pertama untuk menentukan kategori desain seismik dapat dilihat pada spektrum respon desain melalui *website* Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR dengan cara menginputkan nama kota yang tanahnya akan ditinjau. Dengan demikian, akan muncul nilai SDS dan SD1 seperti yang tertera pada Gambar 2.4 yang tertera pada SNI1726:2019 Berdasarkan gambar tersebut, Kategori Desain Seismik kelas D.



Gambar 2.5. Spektrum Respon Desain



Gambar 2.7. Spektrum Respon Desain Sds Sd1

Tabel 8 – Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

Tabel 9 – Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

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

Gambar 2.6 Tabel SNI

2.3. Penentuan Sistem Struktur

Sistem struktur yang ada pada bangunan yang diatur pada SNI 2847:2019 dibedakan menjadi beberapa sistem, seperti berikut.

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

Pada bangunan Perpustakaan umum di Yogyakarta, menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*Special Moment Frame*). Sistem rangka ini digunakan karena bangunan ini didesain untuk menahan gaya lentur dan geser.

2.4. Perencanaan Pembebanan Struktur

Perpustakaan Umum di Yogyakarta memiliki 2 gedung dan jembatan penghubung diantara 2 gedung tersebut. Gedung satu memiliki 3 lantai dan gedung 2 memiliki 2 lantai. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur mengikuti data-data yang ada pada *preliminary design*, interpretasi data tanah, dan penentuan kelas situs.

A. Pembebanan Gedung Satu

1. Koefisien Respons Seismik (C_s)

Koefisien respons seismic dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.2) \\ &= \frac{0,64}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

Nilai C_s tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.3) \\ &= \frac{0,51}{0,722\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\ &= 0,13 \end{aligned}$$

Nilai tersebut harus lebih dari C_{smin} dengan rumus:

$$\begin{aligned} C_{smin} &= 0,044S_{DS} I_e > 0,01 \dots\dots\dots(2.4) \\ &= 0,224 > 0,01 \end{aligned}$$

2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Sebelum menghitung perencanaan beban perlu mengetahui berat seismik efektif pada bangunan terlebih dahulu. Berat seismik efektif bangunan yang hitung perlu mengetahui berat satuan atap, berat satuan lantai tipikal, berat satuan kolom dan balok.

a. Berat Satuan Lantai Atap

Diketahui tebal pelat atap sebesar 100 mm, *waterproofing* sebesar 1,2 kN/m², *plafond* dan MEP sebesar 0,25 kN/m² maka untuk menghitung berat sendiri pada pelat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat} &= t \times \text{jumlah pelat} \dots \dots \dots (2.5) \\
 &= 0,1 \times 24 \\
 &= 24 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Hasil dari *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar 3,85 kN/m². Namun saat input ke dalam *software* harus dikurangi dengan berat sendiri pelat yaitu 1,45 kN/m².

b. Berat Satuan Lantai Tipikal

Diketahui tebal pelat lantai sebesar 120 mm, pasir 4 cm sebesar 0,68 kN/m², spesi 2 cm sebesar 0,4 kN/m², penutup lantai sebesar 0,24 kN/m², partisi sebesar 1 kN/m², *plafond* dan MEP sebesar 0,25 kN/m². Perhitungan berat sendiri pelat lantai menggunakan rumus 2.5 dengan hasil 2,88 kN/m². Dari data-data yang diketahui maka hasil *Dead Load* merupakan penjumlahan dari semua data tersebut sehingga menghasilkan 5,45 kN/m². Namun saat input ke dalam *software* harus dikurangi dengan berat sendiri pelat yaitu 2,57 kN/m².

c. Berat Satuan Kolom dan Balok

Berikut merupakan gaya balok dan kolom yang terdapat pada gedung satu:

BI1 450×450	= 3,564 kN/m
BI2 350×450	= 2,772 kN/m
BI3 450×450	= 3,564 kN/m
BA1 350×350	= 1,932 kN/m
BA2 350×450	= 2,772 kN/m
BI1 450×450	= 3,78 kN/m (atap)
BI2 350×450	= 2,94 kN/m (atap)
BI3 450×450	= 3,564 kN/m (atap jembatan)
BA2 350×450	= 2,94 kN/m (atap)

$$\text{BA1 } 350 \times 350 = 2,1 \text{ kN/m (atap jembatan)}$$

$$\text{Kolom } 500 \times 500 = 6 \text{ kN/m}$$

Setelah berat satuan diketahui maka dapat menghitung berat seismik efektif bangunan tiap lantai dengan menjumlahkan besar pelat lantai, balok, dan kolom yang terdapat pada lantai tersebut. Rumus yang digunakan sebagai berikut:

$$\text{Pelat lantai} = \text{luas lantai} \times \text{berat satuan lantai} \dots \dots \dots (2.5)$$

$$\text{Balok} = (\text{balok} \times \text{panjang}) + (\text{balok} \times \text{lebar}) \times \text{berat satuan balok} \dots \dots \dots (2.6)$$

$$\text{Kolom} = \text{jumlah kolom} \times \text{tinggi lantai} \times \text{berat satuan kolom} \dots \dots \dots (2.7)$$

Sehingga hasil perhitungan dari rumus tersebut untuk lantai satu sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai} &= 36 \times 24 \times 5,45 \\ &= 4708,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BI1} &= 318 \times 3,564 \\ &= 9302,236 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BI2} &= 3 \times 2,772 \\ &= 8,316 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BA2} &= 406 \times 2,772 \\ &= 533,584 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom} &= 34 \times 2,5 \times 6 \\ &= 510 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W1) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 6410,235 kN. Perhitungan untuk lantai 2 menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai} &= 42 \times 27 \times 5,45 \\ &= 6180,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BI1} &= 442,16 \times 3,564 \\ &= 1545,3504 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BI2} &= 66 \times 2,772 \\ &= 182,952 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BI3} &= 30 \times 3,564 \\ &= 106,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{BA1} = 6 \times 1,932$$

$$\begin{aligned}
 &= 11,592 \text{ kN} \\
 \text{BA2} &= 288 \times 2,772 \\
 &= 856,548 \text{ kN} \\
 \text{Kolom} &= 49 \times (2,5 + 2,5) \times 6 \\
 &= 1470 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W2) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 10353,6624 kN. Perhitungan untuk lantai 3 menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat lantai} &= 42 \times 27 \times 5,45 \\
 &= 6180,3 \text{ kN} \\
 \text{BI1} &= 411 \times 3,564 \\
 &= 771,216 \text{ kN} \\
 \text{BI2} &= 66 \times 2,772 \\
 &= 182,952 \text{ kN} \\
 \text{BI1 (atap jembatan)} &= 31,6 \times 3,78 \\
 &= 119,448 \text{ kN} \\
 \text{BI3 (atap jembatan)} &= 30 \times 3,78 \\
 &= 113,4 \text{ kN} \\
 \text{BA1 (atap jembatan)} &= 6 \times 1,21 \\
 &= 12,6 \text{ kN} \\
 \text{BA2} &= 288 \times 2,772 \\
 &= 856,548 \text{ kN} \\
 \text{Kolom} &= 45 \times (2,5 + 3) \times 6 \\
 &= 1485 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W3) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 9721,464 kN. Perhitungan untuk atap menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat atap} &= 42 \times 27 \times 5,45 \\
 &= 6180,3 \text{ kN} \\
 \text{BI1 (atap)} &= 411 \times 3,78 \\
 &= 802,32 \text{ kN} \\
 \text{BI2 (atap)} &= 66 \times 2,94
 \end{aligned}$$

$$= 194,04 \text{ kN}$$

$$\text{BA2 (atap)} = 288 \times 2,94$$

$$= 908,46 \text{ kN}$$

Berat seismik efektif (W Atap) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 6982,62 kN. Berat mati total (W) merupakan jumlah dari W1, W2, W3, dan W Atap yaitu 33197,9824 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots(2.8)$$

$$= 0,12 \times 33197,9824$$

$$= 3983,7579 \text{ kN}$$

3. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan pada ETABS juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara seperti berikut:

$$K = 0,5T + 0,75 \dots\dots\dots(2.9)$$

$$F_x = C_{vx} \times V \dots\dots\dots(2.10)$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada gedung satu:

Lantai	Wx(kN)	Hx(m)	Wx*Hx^k	Cvx	Fx (kN)
Atap	6982.62	21	205510.9231	0.3588	1.429.438
3	9721.464	15	196887.7151	0.3438	1.369.459
2	10353.6624	10	133649.1136	0.2333	929.601
1	6140.236	5	36698.75475	0.0641	255.259
Jumlah		51	572746.5065		3,983.758

Gambar 2.8. Rekapitulasi Beban Gempa

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

$$\text{Pengaruh gempa horizontal (Eh)} = \rho \times Q \dots\dots\dots(2.11)$$

Keterangan : ρ = faktor redundansi (untuk KDS D, E, F menggunakan $\rho = 1,3$)

Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

Dari rumus 2.11 memperoleh hasil sebagai berikut:

$$E_h = \rho \times Q$$

$$= 1,3 \times 3983,758$$

$$= 5178,8853$$

$$\text{Pengaruh gempa vertikal (Ev)} = 0,2 \times S_{ds} \times D \dots \dots \dots (2.12)$$

Keterangan : $D = \text{Dead Load}$

Dari rumus 2.12 memperoleh hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} E_v &= 0,2 \times 0,64 \times 5,45 \\ &= 0,6976 \end{aligned}$$

B. Pembebanan Gedung Dua

A. Pembebanan Gedung Satu

1. Koefisien Respons Seismik (Cs)

Koefisien respons seismic dapat dihitung menggunakan rumus 2.2 dengan hasil 0,12, rumus 2.3 dengan hasil 0,13, dan rumus 2.4 dengan hasil $0,224 > 0,01$.

2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Pada umumnya menghitung berat seismik efektif bangunan pada gedung dua menggunakan cara yang sama seperti pada gedung satu. Namun, ada beberapa data yang berbeda sehingga mempengaruhi hasil akhir berat seismik efektif bangunan.

a. Berat Satuan Lantai Atap

Diketahui tebal pelat atap sebesar 100 mm, *waterproofing* sebesar $1,2 \text{ kN/m}^2$, *plafond* dan MEP sebesar $0,25 \text{ kN/m}^2$ maka untuk menghitung berat sendiri pada pelat menggunakan rumus 2.5 dengan hasil $2,4 \text{ kN/m}^2$. Hasil dari *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar $3,85 \text{ kN/m}^2$. Namun saat input ke dalam *software* harus dikurangi dengan berat sendiri pelat yaitu $1,45 \text{ kN/m}^2$.

b. Berat Satuan Lantai Tipikal

Diketahui berat satuan lantai tipikal mempunyai ketebalan pelat lantai sebesar 120 mm, pasir 4 cm sebesar $0,68 \text{ kN/m}^2$, spesi 2 cm sebesar $0,4 \text{ kN/m}^2$, penutup lantai sebesar $0,24 \text{ kN/m}^2$, partisi sebesar 1 kN/m^2 , *plafond* dan MEP sebesar $0,25 \text{ kN/m}^2$. Perhitungan berat sendiri pelat lantai dilakukan menggunakan rumus 2.5 perhitungan tersebut mendapatkan nilai sebesar $2,88 \text{ kN/m}^2$. Berdasarkan data-data yang diperoleh ditemukan bahwa hasil perhitungan *Dead Load* merupakan

penjumlahan dari semua data tersebut, sehingga menghasilkan nilai gaya sebesar $5,45 \text{ kN/m}^2$. Saat memasukan data kedalam *software*, data tersebut harus dikurangi dengan berat sendiri pelat yaitu $2,57 \text{ kN/m}^2$.

c. Berat Satuan Kolom dan Balok

Berikut merupakan gaya balok dan kolom yang terdapat pada gedung satu:

$$\text{BI1 } 450 \times 450 = 3,564 \text{ kN/m}$$

$$\text{BI1 } 450 \times 450 = 3,78 \text{ kN/m (atap)}$$

$$\text{BA1 } 350 \times 350 = 1,932 \text{ kN/m}$$

$$\text{BA1 } 350 \times 350 = 2,1 \text{ kN/m (atap)}$$

$$\text{Kolom } 500 \times 500 = 6 \text{ kN/m}$$

Setelah berat satuan diketahui maka dapat menghitung berat seismik efektif bangunan tiap lantai dengan menjumlahkan besar pelat lantai, balok, dan kolom yang terdapat pada lantai tersebut. Cara perhitungan menggunakan rumus 2.5, 2.6, dan 2.7 Sehingga hasil perhitungan dari rumus tersebut untuk lantai satu sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai} &= 24 \times 10 \times 5,45 \\ &= 1308 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BI1} &= 122 \times 3,564 \\ &= 306,608 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BA1} &= 80 \times 1,932 \\ &= 154,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom} &= 15 \times 2,5 \times 6 \\ &= 225 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W1) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 1994,168 kN. Perhitungan untuk lantai 2 menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Pelat lantai} &= 24 \times 10 \times 5,45 \\ &= 1308 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{BI1} &= 122 \times 3,564 \\ &= 306,608 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{BA1} &= 80 \times 1,932 \\ &= 154,56 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kolom} &= 15 \times (2,5 + 1,5) \times 6 \\ &= 360 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W2) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 2129,168 kN. Perhitungan untuk atap menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Pelat lantai} &= 24 \times 10 \times 5,45 \\ &= 1308 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{BI1} &= 122 \times 3,78 \\ &= 322,16 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{BA1} &= 80 \times 2,1 \\ &= 322,16 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W Atap) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 1798,16 kN. Berat mati total (W) merupakan jumlah dari W1, W2, dan W Atap yaitu 5921,496 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus 2.8 dengan hasil 710,57952 kN

3. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan pada ETABS juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan menggunakan rumus 2.9 dan 2.10

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada gedung satu:

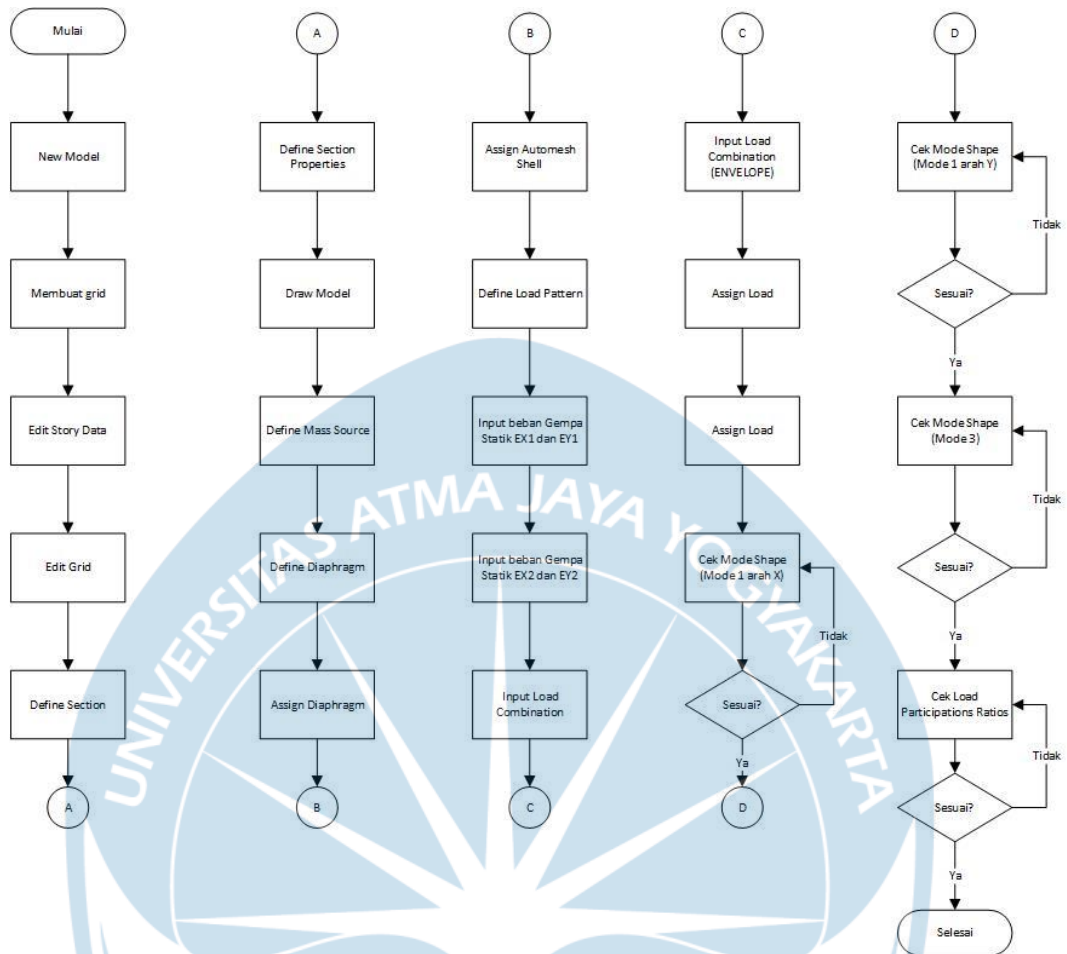
Lantai	$W_x(kN)$	$H_x(m)$	$W_x \cdot H_x^k$	C_{vx}	$F_x (kN)$
Atap	1798.16	3	5302.649644	0.209	148
2	2129.168	5	10381.405	0.409	290
1	1994.168	5	9723.171518	0.383	272
Jumlah		143	25,407.23		710.5795

Gambar 2.9. Rekapitulasi Beban Gempa Gedung Satu

Perhitungan pengaruh gempa horizontal menggunakan rumus 2.11 dengan hasil 923,7534 dan pengaruh gempa vertical menggunakan rumus 2.12 dengan hasil 0,6976.

2.5. Pemodelan Struktur

Pembuatan pemodelan struktur perpustakaan umum di Yogyakarta menggunakan *software* ETABS dengan langkah-langkah sebagai berikut.



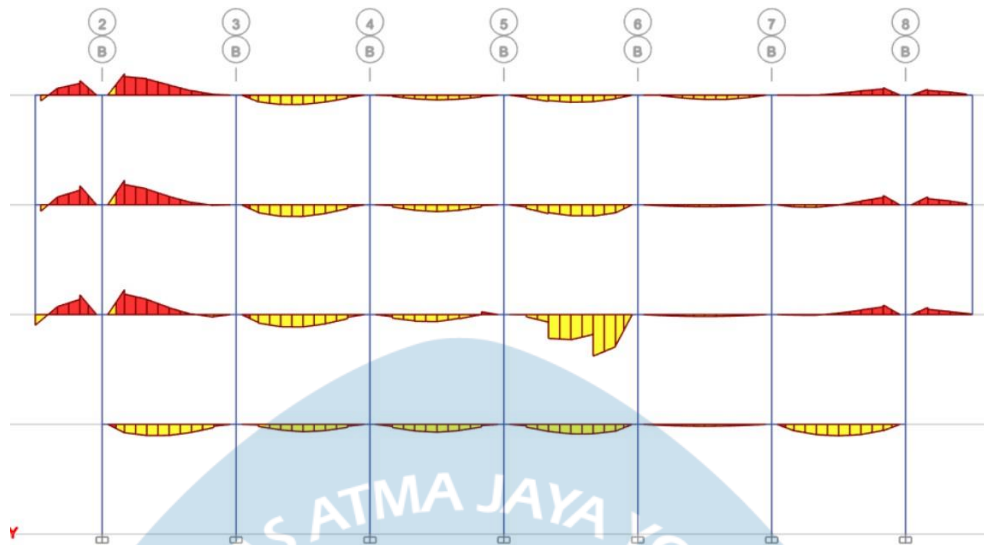
Gambar 2.10. Langkah-Langkah Pemodelan Gedung

2.6. Interpretasi *Output* Pemodelan

Rekapitulasi atau *output* dari pemodelan perpustakaan umum di Yogyakarta sebagai berikut:

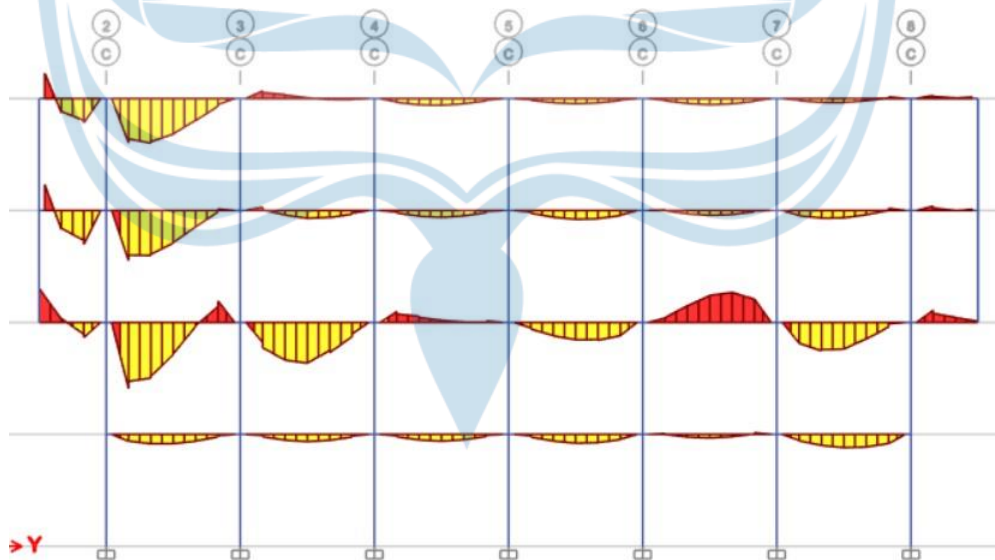
2.6.1. Pengambilan Gaya Dalam Balok

1. BMD Balok pada gedung satu:



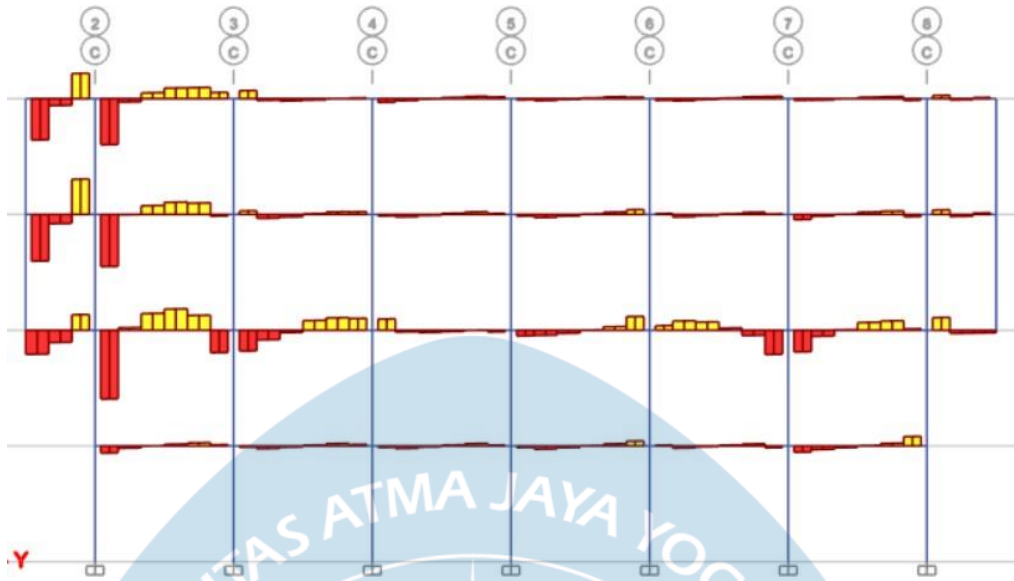
Gambar 2.11. BMD

BMD Balok pada gedung dua:

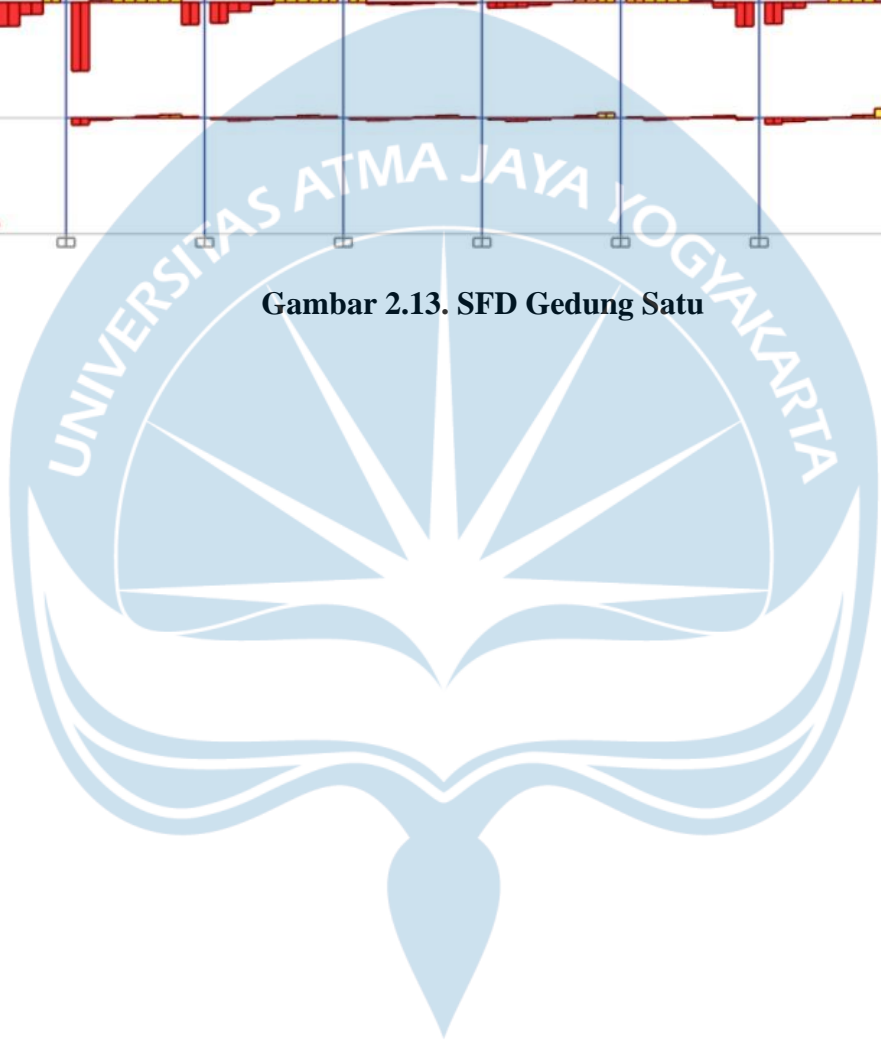


Gambar 2.12. BDM Balok Gedung Dua

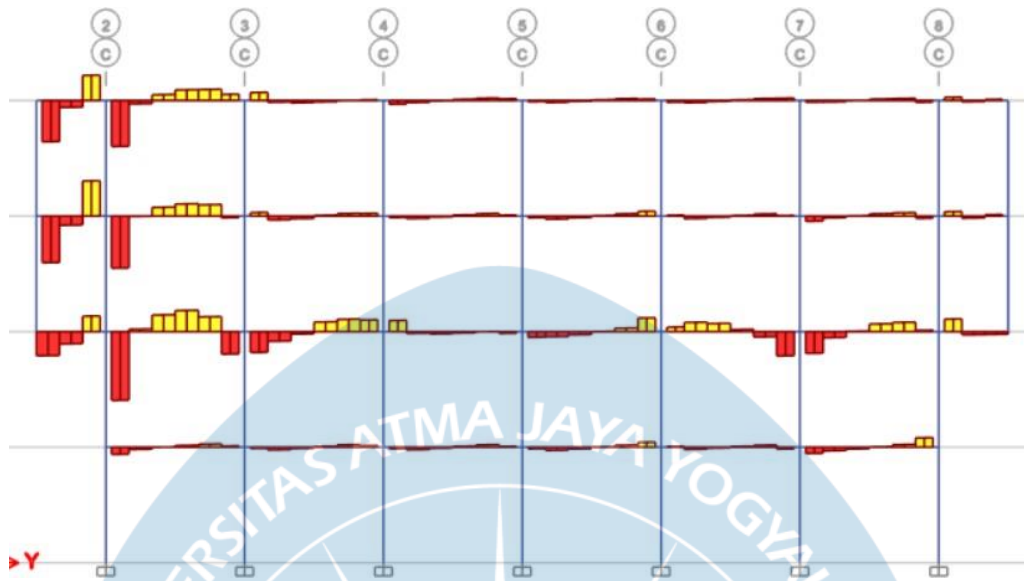
2. SFD Balok pada gedung satu:



Gambar 2.13. SFD Gedung Satu

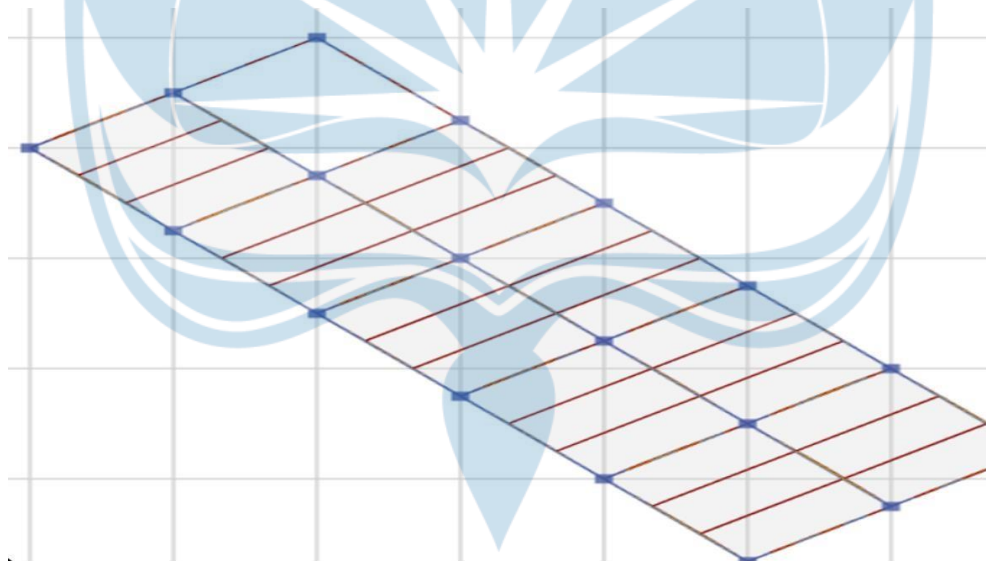


SFD Balok pada gedung dua:



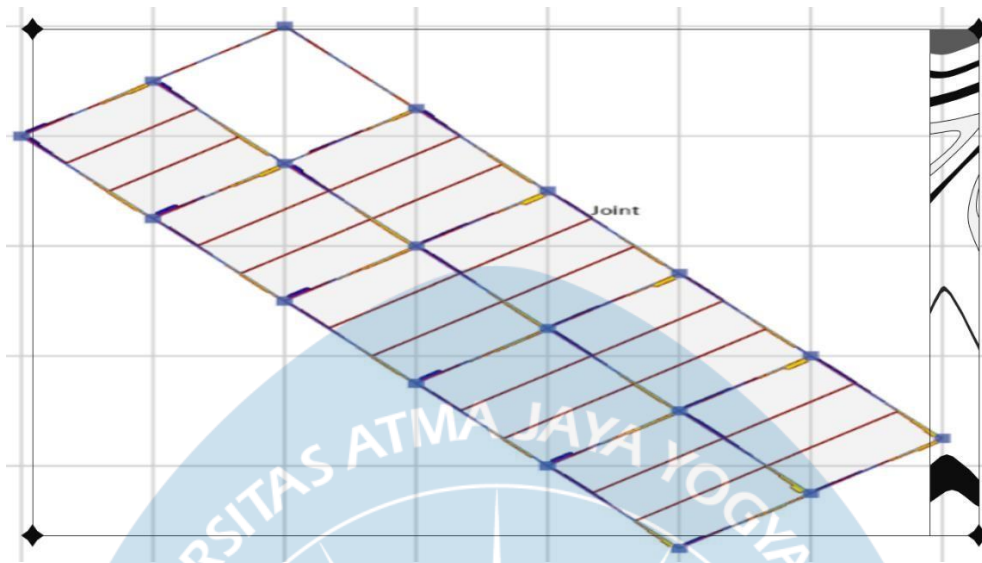
Gambar 2.14. SFD Gedung Dua

3. BMD Balok pada gedung satu:



Gambar 2.15. BMD Balok Gedung Satu

SFD Balok pada gedung dua:



Gambar 2.16. SFD Balok Gedung Dua

Berdasarkan ukuran, balok pada model dapat diklasifikasikan

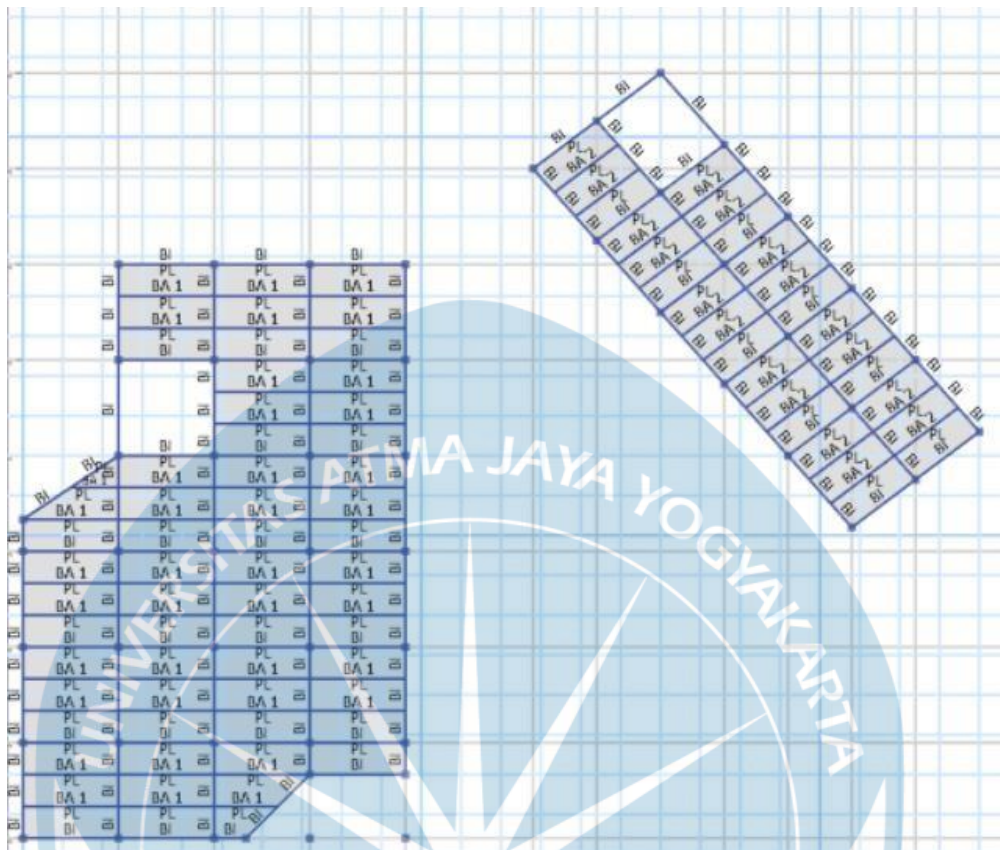
sebagai berikut :Balok Induk 1 = 450 x 450 mm

Balok Induk 2 = 350 x 450 mm

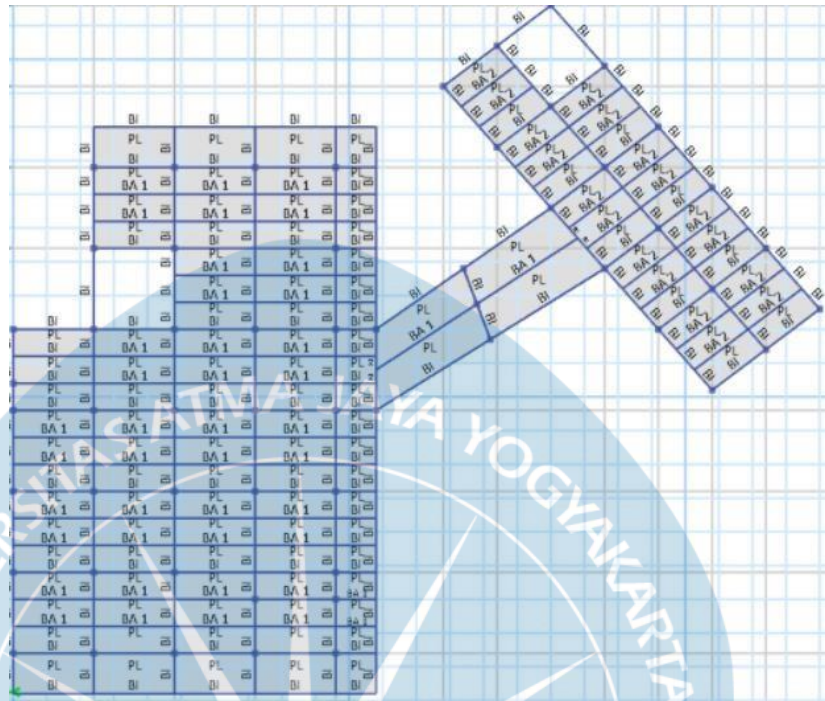
Balok Induk 3 = 450 x 450 mm

Balok Anak 1 = 350 x 350 mm

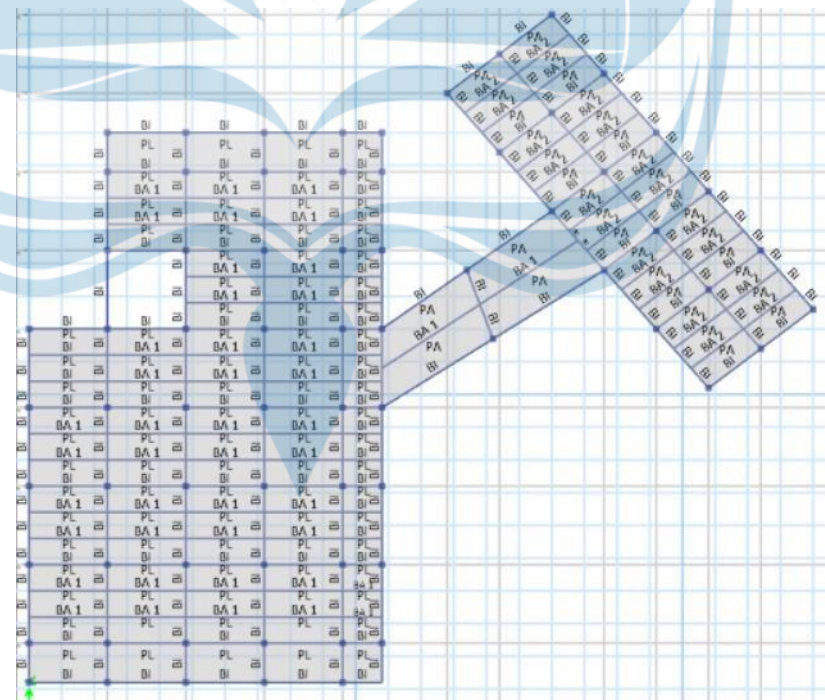
Balok Anak 2 = 350 x 450 mm



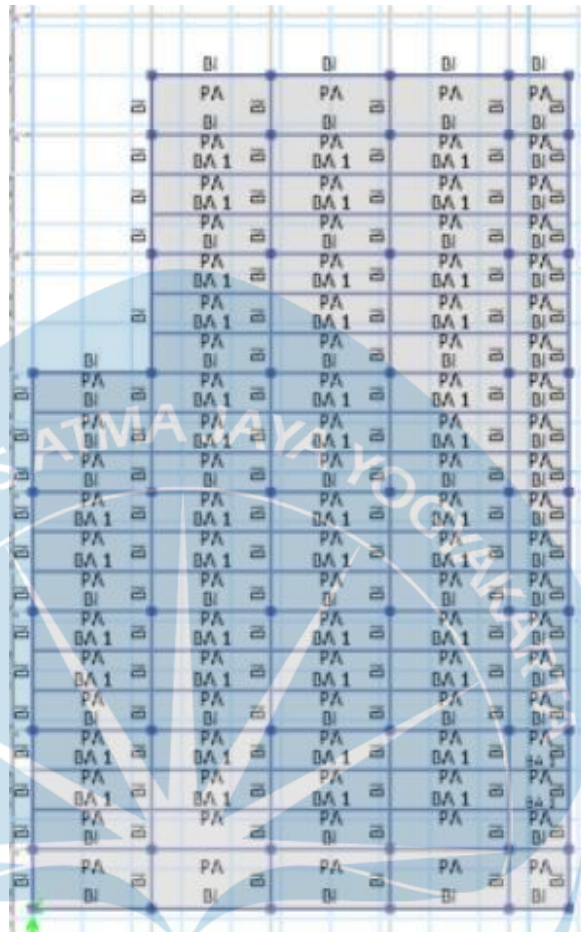
Gambar 2.17. Output Balok Lantai Satu



Gambar 2.19. Output Balok Lantai Dua



Gambar 2.18. Output Balok Lantai Tiga



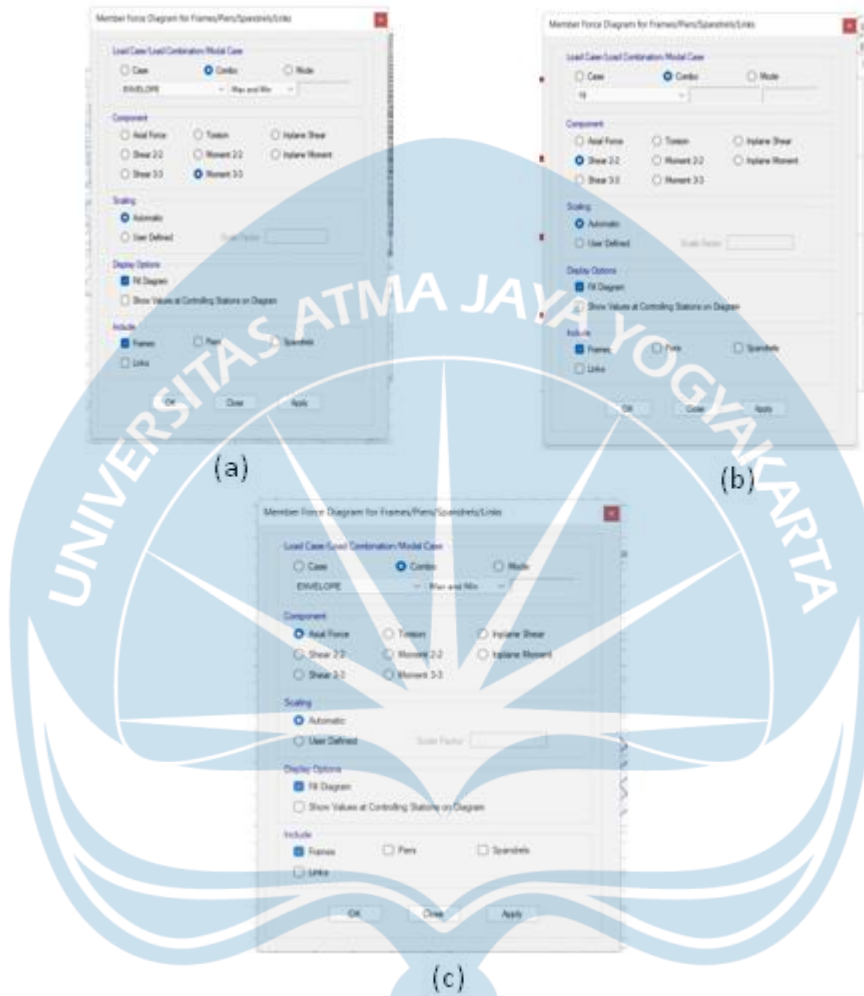
Gambar 2.20. Output Balok Atap Gedung Satu

Tabel 2.3. Output Gaya

	Balok Induk	Balok Anak
Gaya Momen Positif (kNm)	376,6476	58,0984
Gaya Momen Negatif (kNm)	-322,1143	-50,7059
Gaya Geser (kN)	243,3521	92,699

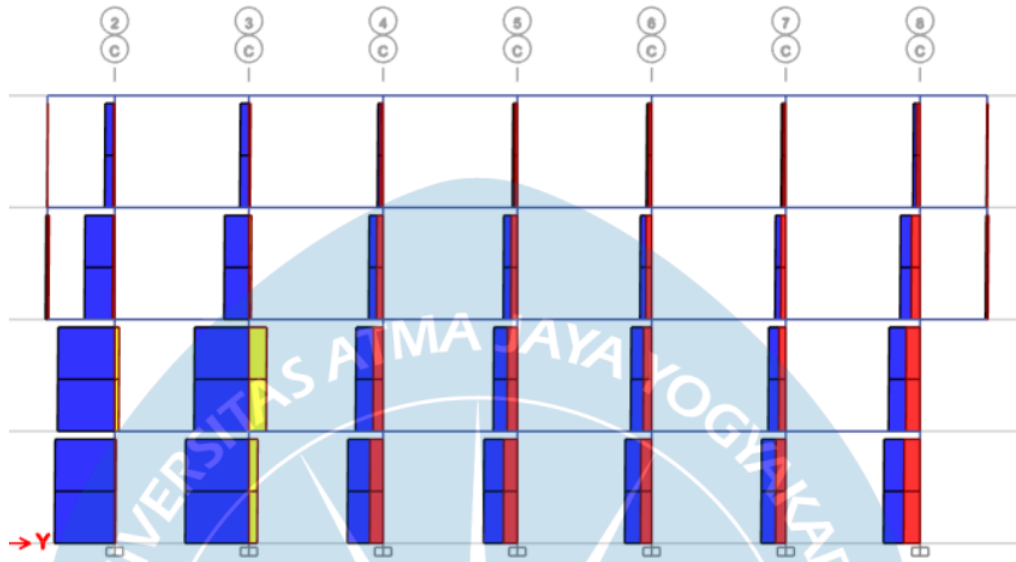
2.6.2. Pengambilan Gaya Dalam Kolom

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



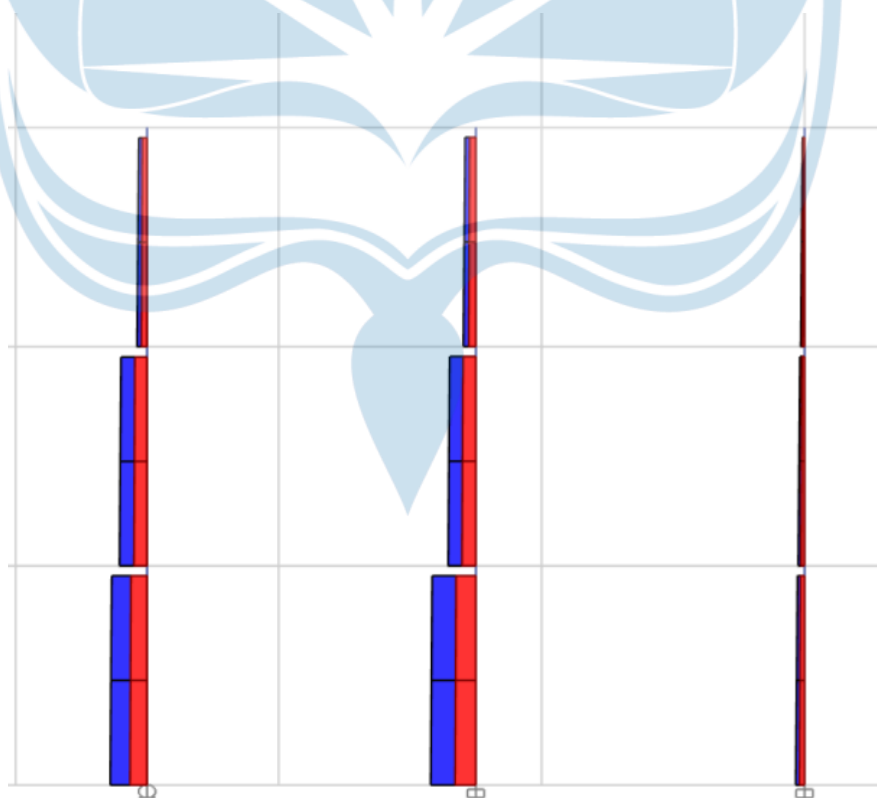
Gambar 2.21. Langkah-Langkah Pengambilan Gaya dalam Kolom

Axial Force Kolom Bangunan 1



Gambar 2.22. Axial Force Kolom Bangunan 1

Axial Force Kolom Pada Bangunan 2



Gambar 2.23. Axial Force Kolom Bangunan Dua

Berdasarkan ukuran, kolom pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut: Kolom : 500 x 500 mm

Tabel 2.4. Output Gaya Kolom

K1 (500x500)		
Pu (Kn)	min	-1324,7397
	max	327,3358
Mu (kNm)	Min	-739,4398
	max	1300,5348
Vu (kNm)		245,6878

2.6.3. Simpangan Antar Lantai

Perpustakaan 3 lantai dengan jenis struktur beton SRPMK dengan design force deflection (δ_{xe}) yang dapat dilihat di *table Story Response* (ETABS) seperti gambar dibawah ini:

EX1

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
Story4	20	Top	23,061	12,558
Story3	15	Top	13,846	12,786
Story2	10	Top	1,502	1,124
Story1	5	Top	2,03	2,202
Base	0	Top	0	0

EY1

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
Story4	20	Top	4,975	4,247
Story3	15	Top	1,207	1,146
Story2	10	Top	0,165	0,513
Story1	5	Top	0,226	0,47
Base	0	Top	0	0

Gambar 2.24. Desain Force Delfection

Simpangan antar tingkat izin dapat dilihat seperti gambar dibawah ini

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

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

Gambar 2 25. Tabel SNI Simpangan Antar Tingkat Izin

Perhitungan pada simpangan antar lantai dapat menggunakan persamaan dibawah ini:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} = \frac{5,5 \delta_{xe}}{1,5} = 5,5 \delta_{xe} \dots \dots \dots (2.13)$$

$$\frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{0,025h}{1,3} = 0,0192h \dots \dots \dots (2.14)$$

re

EX :

Story	hx	h	δ_{xe}	Δ	Δ_i	Δ_{ijin}	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	20000	5000	23,061	84,557	33,78833	57,69231	OK
Lantai 3	15000	5000	13,846	50,76867	45,26133	57,69231	OK
Lantai 2	10000	5000	1,502	5,507333	-1,936	57,69231	OK
Lantai 1	5000	5000	2,03	7,443333	7,443333	57,69231	OK

EY :

Story	hx	h	δ_{xe}	Δ	Δ_i	Δ_{ijin}	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	20000	5000	4,247	15,57233	11,37033	57,69231	OK
Lantai 3	15000	5000	1,146	4,202	2,321	57,69231	OK
Lantai 2	10000	5000	0,513	1,881	0,157667	57,69231	OK
Lantai 1	5000	5000	0,47	1,723333	1,723333	57,69231	OK

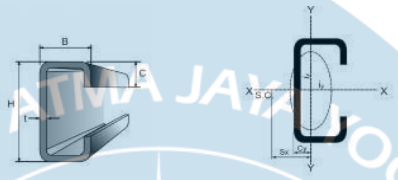
Gambar 2.26. Rekapitulasi Hasil Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan hitungan diatas, didapatkan kesimpulan bahwa simpangan yang terjadi pada struktur 3 lantai tersebut tidak melebihi simpangan izin.

2.7. Perancangan Struktur Atap

2.7.1. Perencanaan Gording

Perencanaan atap diawali dengan merencanakan gording yang akan digunakan pada bangunan perpustakaan umum ini. Perpustakaan Umum di Yogyakarta memiliki 2 gedung dan jembatan penghubung diantara kedua gedung tersebut. Atap yang akan digunakan pada perencanaan ini adalah atap joglo dengan profil kanal C seperti pada Gambar 2.27



METRIC SIZE

DIMENSION	THICKNESS	SECTION AREA	WEIGHT UNIT	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		MODULUS OF SECTION		RADIUS OF GYRATION		CENTER OF GRAVITY		SHEAR CENTER	TORSION CONSTANT	WARPING CONSTANT
				I_x	I_y	Z_x	Z_y	r_x	r_y	C_y	X_0			
H x B x C	t	A	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁶
C 100 x 50 x 20	2.0	4.54	3.56	71	17	14.3	5.4	3.97	1.93	1.87	4.48	605	444	
	2.3	5.17	4.06	81	19	16.1	6.0	3.95	1.92	1.86	4.46	912	496	
	2.5	5.59	4.39	87	20	17.3	6.5	3.94	1.90	1.86	4.45	1164	528	
	2.8	6.20	4.87	96	22	19.1	7.1	3.92	1.89	1.86	4.42	1621	574	
	3.0	6.61	5.19	101	23	20.2	7.4	3.91	1.88	1.86	4.41	1982	603	
C 125 x 50 x 20	2.0	5.04	3.95	120	18	19.3	5.5	4.89	1.91	1.69	4.15	672	675	
	2.3	5.75	4.51	136	21	21.8	6.2	4.87	1.89	1.69	4.12	1013	755	
	2.5	6.21	4.88	147	22	23.5	6.6	4.86	1.88	1.69	4.11	1295	805	
	2.8	6.90	5.42	162	24	25.9	7.2	4.84	1.86	1.69	4.08	1804	877	
	3.0	7.36	5.78	172	25	27.5	7.6	4.83	1.85	1.69	4.07	2207	922	
C 150 x 50 x 20	2.0	5.54	4.35	185	19	24.7	5.6	5.79	1.87	1.55	3.86	738	971	
	2.3	6.32	4.96	210	22	28.0	6.3	5.77	1.86	1.55	3.84	1115	1088	
	2.5	6.84	5.37	226	23	30.2	6.8	5.75	1.85	1.55	3.82	1425	1162	
	2.8	7.60	5.97	250	26	33.3	7.4	5.73	1.83	1.54	3.80	1987	1267	
	3.0	8.11	6.37	265	27	35.4	7.8	5.72	1.82	1.54	3.78	2432	1334	
C 150 x 65 x 20	2.0	6.14	4.82	218	36	29.1	8.3	5.96	2.43	2.12	5.19	818	1784	
	2.3	7.01	5.50	248	41	33.0	9.4	5.94	2.42	2.12	5.16	1236	2006	
	2.5	7.59	5.96	267	44	35.6	10.0	5.93	2.41	2.12	5.15	1581	2148	
	2.8	8.44	6.63	295	48	39.4	11.0	5.91	2.39	2.12	5.13	2207	2352	
	3.0	9.01	7.07	314	51	41.8	11.6	5.90	2.38	2.11	5.11	2702	2482	
C 200 x 75 x 20	2.0	7.94	5.92	467	56	46.7	10.6	7.87	2.73	2.20	5.49	1005	4371	
	2.3	8.62	6.77	531	64	53.1	12.0	7.85	2.72	2.20	5.47	1520	5159	
	2.5	9.34	7.33	573	68	57.3	12.9	7.84	2.71	2.20	5.45	1946	5537	
	2.8	10.40	8.17	636	75	63.6	14.2	7.82	2.69	2.20	5.42	2719	6085	
	3.0	11.11	8.72	676	80	67.6	15.0	7.80	2.68	2.19	5.41	3332	6437	
3.2	11.81	9.27	716	84	71.6	15.8	7.79	2.67	2.19	5.39	4030	6779		

Gambar 2.27. Profil Kanal C

2.7.1.1. Atap Gedung Satu

Diketahui:

Jarak antar gording : 1,8 meter

Jarak antar kuda-kuda : 2,5 meter

Massa atap genteng galvalium : 40 kg

Massa plafond : 20 kg

Fy baja : 240 Mpa

α_1 : 35°
 α_2 : 45°

Dalam perencanaan atap gedung 1, penulis memilih profil kanal C 150×65×20 *thickness* 3,0 yang terdapat pada Gambar 2.27

1. Beban Gording

Perhitungan beban gording mencakup berat sendiri, berat atap, dan berat *plafond* sehingga akan didapat *Dead Load* (D) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 7,07 kg/m sesuai Gambar 2.27. Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} \dots\dots\dots(2.15) \\
 &= \left(\frac{1,8}{\cos 35} \times 0,4 \right) + \frac{1,8}{\cos 45} \times 0,4 \\
 &= 1,8972 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan berat *plafond* dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } \textit{plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat } \textit{plafond} \dots\dots\dots(2.16) \\
 &= 1,8 \times 0,2 \\
 &= 0,72 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan *Dead Load* (D) rencana gording menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 &\text{berat sendiri} + \text{berat atap} + \text{berat } \textit{plafond} \dots\dots\dots(2.17) \\
 &= 0,0707 \text{ kN/m} + 1,8972 \text{ kN/m} + 0,72 \text{ kN/m} \\
 &= 2,68792 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk beban hidup diambil sebesar 1,0 kN.

2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording meliputi beban gording arah sumbu 2 dan arah sumbu 3. Beban gording arah sumbu 2 pada atap joglo gedung satu menggunakan rumus:

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{2} \right)^2 + \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{2} \right)^2 \dots\dots\dots(2.18)$$

$$= \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \sin 35 \left(\frac{2,5}{2}\right)^2\right) + \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \sin 45 \left(\frac{2,5}{2}\right)^2\right)$$

$$= 0,6723 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \left(\frac{L}{2}\right) + \frac{1}{4} P \sin \alpha \left(\frac{L}{2}\right) \dots \dots \dots (2.19)$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \sin 35 \left(\frac{2,5}{2}\right) + \frac{1}{4} \times 1 \sin 45 \left(\frac{2,5}{2}\right)$$

$$= 0,4002 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,4 \times M_{2,D} \dots \dots \dots (2.20)$$

$$= 1,4 \times 0,6723$$

$$= 0,9413 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = (1,2 \times M_{2,D}) + (1,6 \times M_{2,L}) \dots \dots \dots (2.21)$$

$$= (1,2 \times 0,6723) + (1,6 \times 0,4002)$$

$$= 1,4471 \text{ kNm}$$

Maka, dipilih $M_{2,U}$ yang paling besar yaitu 1,4471 kNm.

Beban gording arah sumbu 3 atap joglo gedung 1 menggunakan rumus:

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2 + \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2 \dots \dots \dots (2.22)$$

$$= \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \cos 35 \times 2,5^2\right) + \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \cos 45 \times 2,5^2\right)$$

$$= 3,2050 \text{ kNm}$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} P \cos \alpha \times L + \frac{1}{4} P \cos \alpha \times L \dots \dots \dots (2.23)$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \cos 35 \times 2,5 + \frac{1}{4} \times 1 \cos 45 \times 2,5$$

$$= 0,9539 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,4 \times M_{3,D} \dots \dots \dots (2.24)$$

$$= 1,4 \times 3,2050$$

$$= 4,4870 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = (1,2 \times M_{3,D}) + (1,6 \times M_{3,L}) \dots \dots \dots (2.25)$$

$$= (1,2 \times 3,2050) + (1,6 \times 0,9539)$$

$$= 5,3723 \text{ kNm}$$

Maka, dipilih $M_{3,U}$ yang paling besar yaitu 5,3723 kNm.

3. Cek tegangan pada profil C 150×65×20 *thickness* 3,0

Perhitungan tegangan dengan menggunakan rumus:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9 \dots \dots \dots (2.26)$$

Berdasarkan data yang diketahui sesuai pada Gambar 2.27, maka hasil dari perhitungan tersebut yaitu:

$$f_b = \frac{5,3723}{0,9 \times 41.800} + \frac{1,4471}{0,9 \times 11.600} = 133,5009 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa, maka tegangan profil C yang digunakan pada atap joglo gedung satu aman.}$$

4. Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus seperti berikut:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} \dots \dots \dots (2.27)$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \dots \dots \dots (2.28)$$

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \dots \dots \dots (2.29)$$

Hasil dari perhitungan rumus diatas yaitu:

$$\delta_2 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \cos 35 \times 2500^4}{200.000 \times 3.140.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 35 \times 2500^3}{200.000 \times 3.140.000} \right) + \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \cos 45 \times 2500^4}{200.000 \times 3.140.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 45 \times 2500^3}{200.000 \times 3.140.000} \right)$$

$$= 3,3234 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \sin 35}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{2500}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 35}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{2500}{3}\right)^3 \right)$$

$$+ \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \sin 45}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{2500}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 45}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{2500}{3}\right)^3 \right)$$

$$= 1,0733 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{1,0733^2 + 3,3234^2} \leq \frac{1}{240} \times 2500$$

$$= 3,4924 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$$

Karena defleksi gording $3,4924 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$ maka defleksi gording pada atap joglo gedung satu aman.

2.7.1.2. Atap Gedung Dua

Diketahui:

Jarak antar gording	: 1,8 meter
Jarak antar kuda-kuda	: 3 meter
Massa atap genteng galvalium	: 40 kg
Massa plafond	: 20 kg
Fy baja	: 240 Mpa
α_1	: 35°
α_2	: 45°

Dalam perencanaan atap gedung 2, penulis juga memilih profil kanal C 150×65×20 *thickness* 3,0 yang terdapat pada Gambar 2.27

2. Beban Gording

Perhitungan beban gording mencakup berat sendiri, berat atap, dan berat *plafond* sehingga akan didapat *Dead Load* (D) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 7,07 kg/m sesuai Gambar 2.27

Dengan mengikuti rumus 2.15 maka hasil perhitungan berat atap yaitu:

$$\text{Berat atap} = \left(\frac{1,8}{\cos 35} \times 0,4 \right) + \frac{1,8}{\cos 45} \times 0,4$$

$$= 1,8972 \text{ kN/m}$$

Dengan mengikuti rumus 2.16 maka hasil perhitungan berat *plafond* yaitu:

$$\text{Berat } \textit{plafond} = 1,8 \times 0,2$$

$$= 0,72 \text{ kN/m}$$

Hasil perhitungan *Dead Load* (D) rencana gording yaitu:

$$= 0,0707 \text{ kN/m} + 1,8972 \text{ kN/m} + 0,72 \text{ kN/m}$$

$$= 2,68792 \text{ kN/m}$$

Sedangkan untuk beban hidup diambil sebesar 1,0 kN

2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording meliputi beban gording arah sumbu 2 dan arah sumbu 3. Hasil perhitungan beban gording arah sumbu 2 pada atap joglo gedung 2 menggunakan rumus 2.18, 2.19, 2.20, dan 2.21 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{2,D} &= \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \sin 35 \left(\frac{3}{2}\right)^2\right) + \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \sin 45 \left(\frac{3}{2}\right)^2\right) \\ &= 0,9682 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times 1 \sin 35 \left(\frac{3}{2}\right) + \frac{1}{4} \times 1 \sin 45 \left(\frac{3}{2}\right) \\ &= 0,4803 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2,U} &= 1,4 \times 0,9682 \\ &= 1,3554 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2,U} &= (1,2 \times 0,9682) + (1,6 \times 0,4803) \\ &= 1,9302 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Maka, dipilih $M_{2,U}$ yang paling besar yaitu 1,9302 kNm. Sedangkan hasil perhitungan beban gording arah sumbu 3 pada atap joglo gedung 2 menggunakan rumus 2.22, 2.23, 2.24, dan 2.25 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{3,D} &= \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \cos 35 \times 3^2\right) + \left(\frac{1}{8} \times 2,6879 \cos 45 \times 3^2\right) \\ &= 4,6152 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times 1 \cos 35 \times 3 + \frac{1}{4} \times 1 \sin 45 \times 3 \\ &= 1,1447 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,U} &= 1,4 \times 4,6152 \\ &= 4,4870 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,U} &= (1,2 \times 4,6152) + (1,6 \times 1,1447) \\ &= 7,3698 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Maka, dipilih $M_{3,U}$ yang paling besar yaitu 7,3698 kNm.

3. Cek tegangan pada profil C 150×65×20 *thickness* 3,0

Berdasarkan data yang diketahui sesuai pada Gambar 2.27 dan mengikuti rumus 2.26 maka hasil dari perhitungan tersebut yaitu:

$$fb = \frac{7,3698}{0,9 \times 41.800} + \frac{1,9302}{0,9 \times 11.600} = 180,6930 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa, maka tegangan profil C}$$

yang digunakan pada atap joglo gedung dua aman.

4. Cek Defleksi Gording

Memeriksa defleksi gording menggunakan rumus 2.27, 2.28, dan 2.29 sehingga didapatkan hasil seperti berikut:

$$\delta^2 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \cos 35 \times 3000^4}{200.000 \times 3.140.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 35 \times 3000^3}{200.000 \times 3.140.000} \right) + \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \cos 45 \times 3000^4}{200.000 \times 3.140.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 45 \times 3000^3}{200.000 \times 3.140.000} \right)$$

$$= 6,8911 \text{ mm}$$

$$\delta^3 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \sin 35}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{3000}{3} \right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 35}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{3000}{3} \right)^3 \right)$$

$$+ \left(\frac{5}{384} \times \frac{2,6879 \times \sin 45}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{3000}{3} \right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 45}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{3000}{3} \right)^3 \right)$$

$$= 2,2255 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{6,8911^2 + 2,2255^2} \leq \frac{1}{240} \times 3000$$

$$= 7,2416 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$$

Karena defleksi gording $7,2416 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$ maka defleksi gording pada atap joglo gedung dua aman.

2.7.2. Perencanaan Sagrod

Langkah selanjutnya setelah merencanakan gording, maka perlu untuk merencanakan sagrod yang bertujuan untuk menopang beban lateral. Selain itu untuk menyesuaikan gording lurus yang sejajar dengan gording lain.

2.7.2.1. Atap Gedung Satu

1. Rencana Sagrod

Diketahui gording dibawah nok berjumlah 6 buah. Oleh karena itu, perhitungan gaya sagrod menggunakan rumus:

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \dots \dots \dots (2.30)$$

$$F_{t,L} = \left(\frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \right) \dots \dots \dots (2.31)$$

Hasil perhitungan rumus diatas yaitu:

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

$$= \left(6\left(\frac{2,5}{3} \times 2,6879 \times \sin 35\right)\right) + \left(6\left(\frac{2,5}{3} \times 2,6879 \times \sin 45\right)\right)$$

$$= 25,8175 \text{ kN}$$

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

$$= \left(\frac{6}{2} \times 1 \times \sin 35\right) + \left(\frac{6}{2} \times 1 \times \sin 45\right)$$

$$= 3,842 \text{ kN}$$

2. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan rumus:

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D} \dots \dots \dots (2.32)$$

$$= 1,4 \times 25,8175$$

$$= 36,1445 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \dots \dots \dots (2.33)$$

$$= (1,2 \times 25,8175) + (1,6 \times 3,842)$$

$$= 37,1283 \text{ kN}$$

Dipilih $F_{t,U}$ yang terbesar yaitu 37,1283 kN.

3. Luas Batang Sagrod

Dalam merencanakan sagrod diperlukan untuk menghitung luas batang sagrod yang dibutuhkan menggunakan rumus:

$$A_{sr} = \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi F_y} \dots \dots \dots (2.34)$$

$$= \frac{37,1283 \times 10^3}{0,9 \times 240}$$

$$= 171,8904 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter} = \frac{171,8904}{22/7} = 54,69238 \text{ kN}$$

2.7.2.2. Atap Gedung Dua

1. Rencana Sagrod

Diketahui gording pada atap joglo gedung 2 dibawah nok berjumlah 4 buah. Oleh karena itu, perhitungan gaya sagrod menggunakan rumus seperti 2.30 dan 2.31.

Hasil perhitungan gaya sagrod atap gedung 2 yaitu:

$$F_{t,D} = \left(4\left(\frac{3}{3} \times 2,6879 \times \sin 35\right)\right) + \left(4\left(\frac{3}{3} \times 2,6879 \times \sin 45\right)\right)$$

$$= 20,6540 \text{ kN}$$

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

$$= \left(\frac{4}{5} \times 1 \times \sin 35\right) + \left(\frac{4}{5} \times 1 \times \sin 45\right)$$

$$= 2,5613 \text{ kN}$$

2. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan rumus seperti 2.32 dan 2.33.

$$F_{t,U} = 1,4 \times 20,6540$$

$$= 28,9156 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = (1,2 \times 20,6540) + (1,6 \times 2,5613)$$

$$= 28,8830 \text{ kN}$$

Dipilih $F_{t,U}$ yang terbesar yaitu 28,8830 kN.

3. Luas Batang Sagrod

Dalam merencanakan sagrod diperlukan untuk menghitung luas batang sagrod yang dibutuhkan menggunakan rumus seperti 2.34.

$$A_{sr} = \frac{28,8830 \times 10^3}{0,9 \times 240}$$

$$= 133,7177 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter} = \frac{133,7177}{\frac{22}{7}} = 42,5465 \text{ mm}$$

2.7.3. Perencanaan Beban Kuda-Kuda

Terdapat beban kuda-kuda yang akan direncanakan antara lain beban mati, beban hidup, dan beban angin. Berikut ini merupakan perhitungan dari perencanaan beban kuda-kuda.

2.7.3.1. Atap Gedung Satu

1. Beban P1

$$\text{Berat sendiri} = \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda} \dots\dots\dots(2.35)$$

$$= \frac{1,8}{2} \times 0,25$$

$$= 0,225 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per-meter} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$= 2,5 \times 0,0707$$

$$= 0,1767 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \dots\dots\dots(2.37)$$

$$= \frac{1,8 + 0,8}{\cos 35} \times 2,5 \times 1,8972$$

$$= 9,8431 \text{ kN}$$

$$\text{Berat } \textit{plafond} = \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat } \textit{plafond} \dots \dots \dots (2.38)$$

$$= \left(\frac{1,8}{2} + 0,8\right) \times 2,5 \times 0,4$$

$$= 3,06 \text{ kN}$$

Total beban P1 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P1 diatas dengan hasil 13,3049 kN.

2. Beban P2

$$\text{Berat sendiri} = a \times \text{berat kuda-kuda} \dots \dots \dots (2.39)$$

$$= 1,8 \times 0,25$$

$$= 0,45 \text{ kN}$$

Berat gording menggunakan rumus 2.36 dengan hasil 0,1767 kN.

$$\text{Berat atap} = \frac{a}{\text{cos}\alpha} \times L \times \text{berat atap} \dots \dots \dots (2.40)$$

$$= \frac{1,8}{\text{cos}35} \times 2,5 \times 1,8972$$

$$= 10,4221 \text{ kN}$$

$$\text{Berat } \textit{plafond} = a \times L \times \text{berat } \textit{plafond} \dots \dots \dots (2.41)$$

$$= 1,8 \times 2,5 \times 0,4$$

$$= 3,24 \text{ kN}$$

Total beban P2 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P2 diatas dengan hasil 14,2889 kN..

3. Beban P3

Berat sendiri menggunakan rumus 2.35 dengan hasil 0,45 kN. Berat gording menggunakan rumus 2.36 dengan hasil 0,1767 kN. Berat atap menggunakan rumus 2.40 dengan hasil 12,07365 kN. Berat *plafond* menggunakan rumus 2.41 dengan hasil 3,24 kN. Total beban P3 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P3 diatas dengan hasil 15,9404 kN.

4. Beban P4

Berat sendiri menggunakan rumus 2.39 dengan hasil 0,45 kN.

$$\text{Berat gording} = 2 \times L \times \text{berat gording per-meter} \dots \dots \dots (2.42)$$

$$= 2 \times 2,5 \times 0,0707$$

$$= 0,3535 \text{ kN}$$

Berat atap menggunakan rumus 2.40 dengan hasil 12,07365 kN. Berat *plafond* menggunakan rumus 2.41 dengan hasil 3,24 kN. Total beban P3 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P3 diatas dengan hasil 16,11715 kN.

2.7.3.2. Atap Gedung Dua

1. Beban P1

Berat sendiri menggunakan rumus 2.35 dengan hasil 0,225 kN. Berat gording menggunakan rumus 2.36 dengan hasil 0,2121 kN. Berat atap menggunakan rumus 2.37 dengan hasil 6,25331 kN. Berat *plafond* menggunakan rumus 2.38 dengan hasil 1,944 kN. Total beban P1 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P1 diatas dengan hasil 18,63441 kN.

2. Beban P2

Berat sendiri menggunakan rumus 2.39 dengan hasil 0,45 kN. Berat gording menggunakan rumus 2.36 dengan hasil 0,2121 kN. Berat atap menggunakan rumus 2.40 dengan hasil 14,4833 kN. Berat *plafond* menggunakan rumus 2.41 dengan hasil 3,888 kN. Total beban P2 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P2 diatas dengan hasil 19,0384 kN.

3. Beban P3

Berat sendiri menggunakan rumus 2.35 dengan hasil 0,45 kN. Berat gording menggunakan rumus 2.36 dengan hasil 0,4242 kN. Berat atap menggunakan rumus 2.40 dengan hasil 14,4883 kN. Berat *plafond* menggunakan rumus 2.41 dengan hasil 3,888 kN. Total beban P3 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P3 diatas dengan hasil 19,2505 kN.

2.7.4. Beban Angin

Untuk menghitung beban angin maka harus menentukan arah angin yang diambil dari seperti pada Gambar 2.28

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi			
		Sudut, θ (derajat)								Sudut, θ (derajat)			
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20	
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,4	0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,4	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3 ^b	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	0,0 ^a	0,4	0,4	0,01 θ	-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang				C _p							

Gambar 2.28. Beban Angin

2.7.4.1. Atap Gedung 1

$$1. \text{Beban } W1 = \frac{\frac{a}{b}+b}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \dots \dots \dots (2.43)$$

$$= \left(\frac{1,8}{2} + 0,8 \right) \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25 + \left(\frac{1,8}{2} + 0,8 \right) \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25$$

$$= 0,5188 \text{ kN}$$

$$2. \text{Beban } W2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \dots \dots \dots (2.44)$$

$$= \frac{1,8}{\cos 35} \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25$$

$$= 1,1857 \text{ kN}$$

$$3. \text{Beban } W3 = \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \dots \dots \dots (2.45)$$

$$= \frac{1}{2} \frac{1,8}{\cos 45} \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25$$

$$= 0,3182 \text{ kN}$$

$$4. \text{Beban } W4 = \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \dots \dots \dots (2.46)$$

$$= \frac{1}{2} \frac{1,8}{\cos 45} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25$$

$$= -0,4883 \text{ kN}$$

$$5. \text{Beban } W5 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \dots \dots \dots (2.47)$$

$$= \left(\frac{1,8}{\cos 35} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \right) + \left(\frac{1,8}{\cos 45} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \right)$$

$$= -1,7786 \text{ kN}$$

$$6. \text{Beban } W6 = \frac{\left(\frac{a}{b}\right)+b}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \dots \dots \dots (2.48)$$

$$= \frac{\left(\frac{1,8}{2}\right)+0,8}{\cos 35} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25$$

$$= -0,7782 \text{ kN}$$

2.7.4.2. Atap Gedung Dua

Beban W1 menggunakan rumus 2.43 dengan hasil 0,3296 kN. Beban W2 menggunakan rumus 2.44 dengan hasil 1,4229 kN. Beban W3 menggunakan rumus 2.45 dengan hasil 0,3818 kN. Beban W4 menggunakan rumus 2.46 dengan hasil -0,5728 kN. Beban W5 menggunakan rumus 2.47 dengan hasil -2,1343 kN. Beban W6 menggunakan rumus 2.48 dengan hasil -0,4944 kN.

2.7.5. Perencanaan Desain Elemen Kuda-Kuda

Dalam merencanakan desain elemen kuda-kuda maka perlu untuk melakukan pengerjaan pemodelan pada *software* SAP untuk memperoleh beberapa data yang dibutuhkan dalam perhitungan. Pembuatan desain elemen kuda-kuda atap joglo gedung 1 dan gedung 2 pada *software* SAP menggunakan profil 2L 60×60×6 untuk eksterior dan profil 2L 50×50×6 untuk bagian interior. Beberapa data yang diperlukan dalam perhitungan didapatkan pada tabel profil dimana bias dilihat pada Gambar 2.29. Perhitungan perencanaan desain elemen kuda-kuda meliputi batang tekan dan batang tarik.

Standard Sectional Dimension of Equal Angle Steel and Its Sectional Area, Unit Weight and Sectional Characteristic

Sectional Dimension										Sectional Properties										Note
A	B	t	K	r1	r2	Center of grav. (c)	Sec. of Area	Unit Weight	Geometrical Moment of Inertia (cm ⁴)			Radius of Gyration of Area (cm)			Modulus of Section (cm ³)					
mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm ²	kg/m	Ix=Iy	Iv	Iu	ix=iy	iv	Iu	Sx=Sy	Sv	Su			
L 25 x 25	3.0	7.0	4.0	2.0	0.72	1.43	1.12	0.80	0.33	1.26	0.75	0.48	0.94	0.45	0.33	0.71				
L 30 x 30	3.0	7.0	4.0	2.0	0.84	1.73	1.36	1.42	0.59	2.26	0.91	0.58	1.14	0.66	0.50	1.07				
L 40 x 40	3.0	7.5	4.5	2.0	1.09	2.34	1.84	3.53	1.46	5.60	1.23	0.79	1.55	1.21	0.95	1.98				
	4.0	10.0	6.0	3.0	1.12	3.08	2.42	4.48	1.87	7.12	1.21	0.78	1.52	1.55	1.18	2.52				
	5.0	9.5	4.5	3.0	1.17	3.76	2.95	5.42	2.25	8.59	1.20	0.77	1.51	1.92	1.36	3.04				
L 45 x 45	4.0	10.5	6.5	3.0	1.24	3.49	2.74	6.50	2.70	10.30	1.36	0.88	1.72	1.99	1.54	3.24				
	5.0	11.5	6.5	3.0	1.28	4.30	3.38	7.91	3.29	12.50	1.36	0.87	1.70	2.46	1.82	3.93				
L 50 x 50	4.0	10.5	6.5	3.0	1.37	3.89	3.05	9.06	3.76	14.40	1.53	0.98	1.92	2.30	1.94	4.07				
	5.0	11.5	6.5	3.0	1.41	4.80	3.77	11.10	4.58	17.50	1.52	0.98	1.91	3.09	2.30	4.95				
	6.0	12.5	6.5	4.5	1.44	5.64	4.43	12.60	5.23	20.00	1.49	0.96	1.88	3.54	2.57	5.66				
L 60 x 60	4.0	10.5	6.5	3.0	1.61	4.69	3.68	16.00	6.62	25.40	1.85	1.19	2.33	3.64	2.91	5.99				
	5.0	11.5	6.5	3.0	1.66	5.80	4.55	19.60	8.09	31.20	1.84	1.18	2.32	4.52	3.45	7.35				
	6.0	14.0	8.0	4.0	1.69	6.91	5.42	22.50	8.28	36.24	1.82	1.09	2.29	5.29	3.46	8.54				
L 65 x 65	5.0	13.5	8.5	3.0	1.77	6.37	5.00	25.30	10.50	40.10	1.99	1.28	2.51	5.35	4.19	8.72				
	6.0	14.5	8.5	4.0	1.81	7.53	5.91	29.40	12.20	46.60	1.98	1.27	2.49	6.27	4.77	10.14				
	8.0	16.5	8.5	6.0	1.88	9.76	7.66	36.80	15.30	58.30	1.94	1.25	2.44	7.97	5.75	12.68				
L 70 x 70	6.0	14.5	8.5	4.0	1.93	8.13	6.38	37.10	15.30	58.90	2.14	1.37	2.69	7.52	5.61	11.90				
	7.0	16.0	9.0	4.5	1.97	9.40	7.38	42.40	17.64	67.01	2.12	1.37	2.67	8.43	6.33	13.54				
L 75 x 75	6.0	14.5	8.5	4.0	2.06	8.73	6.85	46.10	19.00	73.20	2.30	1.48	2.90	8.47	6.52	13.80				
	8.0	18.0	10.0	5.0	2.13	11.50	9.03	58.90	24.51	93.41	2.26	1.46	2.85	10.97	8.14	17.61				
	8.0	17.5	8.5	6.0	2.17	12.69	9.96	64.40	26.70	102.00	2.25	1.45	2.84	12.08	8.70	19.23				
	12.0	20.5	8.5	6.0	2.29	15.56	13.00	81.90	34.50	129.00	2.22	1.44	2.79	15.72	10.65	24.32				
L 80 x 80	6.0	14.5	8.5	4.0	2.18	9.33	7.32	56.40	23.20	89.60	2.46	1.58	3.10	9.59	7.53	15.84				
	8.0	18.0	10.0	5.0	2.26	12.30	9.66	72.30	29.55	115.17	2.42	1.55	3.06	12.60	9.25	20.36				
L 90 x 90	6.0	16.0	10.0	5.0	2.42	10.55	8.28	80.70	33.40	128.00	2.77	1.78	3.48	12.26	9.76	20.11				
	7.0	17.0	10.0	5.0	2.46	12.22	9.59	93.00	38.30	148.00	2.76	1.77	3.48	14.22	11.01	23.26				
	9.0	20.0	10.0	5.5	2.54	15.50	12.17	116.00	48.01	184.49	2.74	1.76	3.45	17.96	13.37	28.99				
	10.0	20.0	10.0	7.0	2.57	17.00	13.35	125.00	51.70	199.00	2.71	1.74	3.42	19.44	14.22	31.27				
	13.0	23.0	10.0	7.0	2.69	21.71	17.04	156.00	65.30	248.00	2.68	1.73	3.38	24.72	17.17	38.97				
L 100 x 100	7.0	17.0	10.0	5.0	2.71	13.62	10.69	129.00	53.20	205.00	3.08	1.98	3.88	17.70	13.88	28.99				
	8.0	18.0	10.0	7.0	2.75	15.47	12.14	146.00	58.52	234.09	3.07	1.95	3.89	20.14	15.13	33.11				
	10.0	20.0	10.0	7.0	2.82	19.00	14.92	175.00	72.00	278.00	3.03	1.95	3.83	24.37	18.05	39.32				
	13.0	23.0	10.0	7.0	2.94	24.31	19.08	220.00	91.10	348.00	3.01	1.94	3.78	31.16	21.91	49.21				
L 120 x 120	8.0	20.0	12.0	5.0	3.24	18.76	14.73	258.00	106.00	410.00	3.71	2.38	4.67	29.45	23.13	48.32				
	11.0	24.0	13.0	6.5	3.36	25.40	19.94	341.00	140.27	542.15	3.66	2.35	4.62	39.47	29.52	63.89				
	12.0	25.0	13.0	6.5	3.40	27.50	21.59	388.00	151.87	581.90	3.66	2.35	4.60	42.79	31.58	68.58				
L 130 x 130	9.0	21.0	12.0	6.0	3.53	22.74	17.85	366.00	150.00	583.00	4.01	2.57	5.06	38.65	30.05	63.42				
	12.0	24.0	12.0	8.5	3.64	29.76	23.36	467.00	192.00	743.00	3.96	2.54	5.00	49.89	37.30	80.83				
	15.0	27.0	12.0	8.5	3.76	36.75	28.85	568.00	234.00	902.00	3.93	2.52	4.95	61.47	44.01	98.12				
L 150 x 150	12.0	26.0	14.0	7.0	4.14	34.77	27.29	740.00	304.00	1180.00	4.61	2.96	5.83	68.14	51.92	111.25				
	15.0	29.0	14.0	10.0	4.24	42.74	33.55	888.00	365.00	1410.00	4.56	2.92	5.74	82.53	60.87	132.94				
	19.0	33.0	14.0	10.0	4.40	53.38	41.90	1090.00	451.00	1730.00	4.52	2.91	5.69	102.83	72.48	163.11				
L 175 x 175	12.0	27.0	15.0	11.0	4.73	40.52	31.81	1170.00	480.00	1860.00	5.37	3.44	6.78	91.62	71.76	150.31				
	15.0	30.0	15.0	11.0	4.85	50.21	39.41	1440.00	589.00	2290.00	5.36	3.43	6.75	113.83	85.87	185.06				
L 200 x 200	15.0	32.0	17.0	12.0	5.46	57.75	45.33	2180.00	891.00	3470.00	6.14	3.93	7.75	149.93	115.39	245.37				
	20.0	37.0	17.0	12.0	5.67	76.00	59.66	2820.00	1160.00	4590.00	6.09	3.91	7.69	196.79	144.66	317.49				
	25.0	42.0	17.0	12.0	5.86	93.75	73.59	3420.00	1410.00	5420.00	6.04	3.88	7.60	241.87	170.14	383.25				
L 250 x 250	25.0	49.0	24.0	12.0	7.10	119.40	93.73	6950.00	2860.00	1100	7.63	4.89	9.60	388.27	284.83	622.25				
	35.0	59.0	24.0	18.0	7.45	162.60	127.64	9110.00	3790.00	1440	7.49	4.83	9.41	519.09	359.72	814.59				

Gambar 2.29. Profile L

4.7.5.1. Atap Gedung Satu

1. Batang Tekan Eksterior

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

Perhitungan pemeriksaan tekuk lentur dapat menggunakan rumus:

$$\lambda = \frac{b}{t} \dots \dots \dots (2.49)$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \dots \dots (2.50)$$

Jika $\lambda < \lambda_r$ maka penampang non langsing. Namun jika sebaliknya maka dikategorikan penampang langsing.

Hasil perhitungan rumus 2.49 dan 2.50 sebagai berikut:

Diketahui:

Batang tekan = 65,704 kN

Batang tarik = 54,315 kN

$$\lambda = \frac{60}{6}$$

$$= 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

$$= 12,29$$

Maka dapat disimpulkan bahwa termasuk dalam penampang non langsing.

b. Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap sumbu X-X)

Perhitungan pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan rumus:

$$\frac{KL}{r_x} \dots\dots\dots(2.51)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots\dots\dots(2.52)$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(2.53)$$

Hasil perhitungan dari rumus 2.51, 2.52, 2.53 yaitu

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{2 \times 1220,7}{18,2} = 134,1428$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200.000}{134,1428^2} = 109,6970 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{200.000}{240}} = 135,97$$

Dapat dilihat bahwa $\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cr} diambil dari persamaan:

$$F_{cr} = 0,877 F_e \dots\dots\dots(2.54)$$

$$= 0,877 \times 109,6970$$

$$= 96,2042 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai a/r menggunakan rumus:

$$\frac{a}{r} \dots\dots\dots(2.55)$$

$\frac{a}{r} = \frac{1220,7}{18,2} = 67,0714$, karena $a/r < 40$ maka menggunakan persamaan:

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_1 a}{r_1}\right)^2} \dots\dots\dots(2.56) \\ &= \sqrt{(134,1429)^2 + (0,5 \times 67,0714)^2} \\ &= 138,271 \end{aligned}$$

Dapat dilihat hasil $\left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cry} dapat menggunakan persamaan 2.54 sedangkan untuk mengetahui nilai F_e maka menggunakan rumus 2.52 dengan hasil 103,2442 Mpa. Dengan demikian F_{cry} didapatkan hasil 90,5452 Mpa. Nilai F_{crz} dapat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} F_{crz} &= \left(\frac{GJ}{A \times r_0}\right) \dots\dots\dots(2.57) \\ F_{crz} &= \left(\frac{77.200 \times 2583}{2460 \times 1169,9256}\right) \\ &= 123,3319 \text{ MPa} \end{aligned}$$

F_{cr} untuk komponen struktur siku ganda menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \dots\dots\dots(2.58) \\ &= \left(\frac{90,5452 + 123,3319}{2 \times 0,8349}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 90,5452 \times 0,8234}{(90,5452 + 123,3319)^2}}\right] \\ &= 73,0328 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d. Kekuatan Tekan Desain

Diketahui F_{cr} pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar 96,2042 Mpa dan F_{cr} pada pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi 73,0328 Mpa maka dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu 73,0328 MPa. Dengan demikian nilai kekuatan tekan desain dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g \dots\dots\dots(2.59)$$

$$= 0,9 \times 73,0328 \times 1382$$

$$= 90,84 \text{ kN}$$

Dari hasil tersebut menunjukkan bahwa $\phi_c P_n >$ Gaya tekan maksimum (65,70 kN) maka kekuatan tekan desain aman.

2. Batang Tekan Interior

Perhitungan batang tekan interior umumnya sama dengan perhitungan batang tekan eksterior. Namun karena perhitungan ini dilakukan pada bagian interior maka akan terdapat perbedaan beberapa data yang nantinya akan mempengaruhi hasil.

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

Diketahui nilai batang tekan sebesar 98,623 kN dan batang tarik sebesar 82,605 kN. Oleh karena itu, perhitungan pemeriksaan tekuk lentur dapat menggunakan rumus 2.49 dengan hasil 8,3 dan rumus 2.50 dengan 12,99. Dapat diketahui $\lambda < \lambda_r$ maka disimpulkan penampang termasuk dalam kategori penampang non langsing.

b. Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap sumbu X-X)

Perhitungan ini mengikuti rumus 2.51 dengan hasil 75,1678, rumus 2.52 dengan hasil 349,3544 Mpa, dan rumus 2.53 dengan hasil 135,97 . Dapat dilihat bahwa $\frac{KL}{r_x}$

$$> 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan 2.54 dengan hasil } 306,3838 \text{ MPa.}$$

c. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai a/r menggunakan rumus 2.55 dengan hasil 37,5839 dimana $a/r < 40$ sehingga menggunakan persamaan 2.56 dengan hasil 77,4812. Diketahui hasil

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka } F_{cry} \text{ dapat menggunakan persamaan 2.54 sedangkan untuk}$$

mengetahui nilai F_e dapat menggunakan rumus 2.52 dengan hasil 328,8042 Mpa. Dengan demikian F_{cry} didapatkan hasil 288,3612 Mpa. Nilai F_{crz} dapat menggunakan rumus 2.57 dengan hasil 188,1342 MPa.

F_{cr} untuk komponen struktur siku ganda menggunakan rumus 2.58 dengan hasil 158,3473 MPa.

d. Kekuatan Tekan Desain

Diketahui F_{cr} pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar 306,3838 Mpa dan F_{cr} pada pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi 158,3473 Mpa maka dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu 158,3473 MPa. Dengan demikian nilai kekuatan tekan desain dapat dihitung menggunakan rumus 2.59 dengan hasil 160,7542 kN. Dari hasil tersebut menunjukkan bahwa $\phi_c P_n >$ Gaya tekan maksimum (98,62 kN) maka kekuatan tekan desain aman.

3. Batang Tarik Eksterior

a. Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} \dots\dots\dots(2.60)$$

$$= \frac{1038,5}{14,9}$$

$$= 109,8901 < 300 \text{ maka aman.}$$

b. Kondisi Leleh Tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui persamaan:

$$P_n = F_y A_g \dots\dots\dots(2.61)$$

$$= 240 \times 1382$$

$$= 331680 \text{ N}$$

Pemeriksaan leleh tarik menggunakan rumus:

$$\phi P_n = \phi F_y A_g \dots\dots\dots(2.62)$$

$$= 0,9 \times 240 \times 1382$$

$$= 298512 \text{ N} = 298,512 \text{ kN}$$

Diketahui bahwa $\phi P_n > P_u$ (54,315 kN) maka aman.

4. Batang Tarik Interior

Pada umumnya perhitungan batang tarik interior sama dengan batang tarik eksterior hanya berbeda data sehingga mempengaruhi hasil akhir.

a. Kelangsingan Batang Tarik

Perhitungan ini menggunakan rumus 2.60 dengan hasil 49,6980 dimana lebih kecil dari 300 maka aman.

b. Kondisi Leleh Tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui rumus 2.61 dengan hasil 270720 N. Pemeriksaan leleh tarik (ϕP_n) menggunakan rumus 2.62 dengan hasil 243,648 kN. Diketahui bahwa $\phi P_n > P_u$ (82,605 kN) maka aman.

4.7.5.2. Atap Gedung Dua

Perhitungan perencanaan desain elemen kuda-kuda menggunakan rumus yang sama seperti pada atap gedung satu tetapi beberapa data akan berbeda sehingga hasil akhir antara kedua atap juga berbeda.

1. Batang Tekan Eksterior

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

Perhitungan pemeriksaan tekuk lentur dapat menggunakan rumus 2.49 dan 2.50. Jika $\lambda < \lambda_r$ maka penampang non langsing. Namun jika sebaliknya maka dikategorikan penampang langsing.

Hasil perhitungan rumus 2.49 dan 2.50 sebagai berikut:

Diketahui:

$$\text{Batang tekan} = 17,784 \text{ kN}$$

$$\text{Batang tarik} = 23,159 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{60}{6}$$

$$= 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

$$= 12,29$$

Maka dapat disimpulkan bahwa termasuk dalam penampang non langsing.

b. Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap sumbu X-X)

Perhitungan pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan rumus 2.51 dengan hasil 139,8681, rumus 2.52 dengan hasil 133,2189 MPa, dan rumus 2.53 dengan hasil 135,97. Dapat dilihat bahwa $\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cr} diambil dari persamaan 2.54 dengan hasil 88,4895 MPa.

c. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai a/r menggunakan rumus 2.55

$\frac{a}{r} = \frac{1272,8}{18,2} = 69,9341$, karena $a/r > 40$ maka menggunakan persamaan 2.56 dengan

hasil 144,1727. Dapat dilihat hasil $(\frac{KL}{r})_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cry} dapat menggunakan persamaan 2.54 sedangkan untuk mengetahui nilai F_e maka menggunakan rumus 2.52 dengan hasil 94,9649 Mpa. Dengan demikian F_{cry} didapatkan hasil 83,2842 Mpa. Nilai F_{crz} dapat menggunakan rumus 2.57 dengan hasil 123,3319 MPa. F_{cr} untuk komponen struktur siku ganda menggunakan rumus 2.58 dengan hasil 68,888 MPa.

d. Kekuatan Tekan Desain

Diketahui F_{cr} pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar 88,4895 Mpa dan F_{cr} pada pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi 68,888 Mpa maka dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu 68,888 MPa. Dengan demikian nilai kekuatan tekan desain dapat dihitung menggunakan rumus 2.59 dengan hasil 85,68 kN. Dari hasil tersebut menunjukkan bahwa $\phi_c P_n > \text{Gaya tekan maksimum (17,784 kN)}$ maka kekuatan tekan desain aman.

2. Batang Tekan Interior

Perhitungan yang dilakukan pada batang tekan interior, tersebut sama dengan perhitungan batang tekan eksterior. Nilai perhitungan yang telah dilakukan tersebut berbeda karena perhitungan ini dilakukan pada bagian interior yang memiliki beberapa perbedaan data yang dapat mempengaruhi hasil.

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

Pemeriksaan tekuk lentur diketahui memiliki nilai batang tekan sebesar 65,259 kN dan batang tarik sebesar 2,7105 kN. Oleh karena itu perhitungan yang dilakukan untuk pemeriksaan tekuk lentur dapat menggunakan rumus 2.49 dengan hasil 8,3 dan rumus 2.50 dengan 12,99. Dapat diketahui $\lambda < \lambda_r$ maka dapat disimpulkan, penampang termasuk dalam kategori penampang non langsing.

b. Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap sumbu X-X)

Perhitungan ini menggunakan rumus 2.51 dengan hasil 103,9195, rumus 2.52 dengan hasil 182,7831 Mpa, dan rumus 2.53 dengan hasil 135,97. Dapat dilihat bahwa $\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cr} diambil dari persamaan 2.54 dengan hasil 160,3007 MPa.

c. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai a/r menggunakan rumus 2.55 dengan hasil 51,9597 dimana $a/r < 40$ sehingga menggunakan persamaan 2.56 dengan hasil 107,1177. Diketahui hasil $(\frac{KL}{r})_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cry} dapat menggunakan persamaan 2.54 sedangkan untuk mengetahui nilai F_e dapat menggunakan rumus 2.52 dengan hasil 172,0311 Mpa. Dengan demikian F_{cry} didapatkan hasil 150,8713 Mpa. Nilai F_{crz} dapat menggunakan rumus 2.57 dengan hasil 188,1342 MPa.

F_{cr} untuk komponen struktur siku ganda menggunakan rumus 2.58 dengan hasil 119,1177 MPa.

d. Kekuatan Tekan Desain

Diketahui F_{cr} pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar 160,3007 Mpa dan F_{cr} pada pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi 119,1177 Mpa maka dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu 119,1177 MPa. Dengan demikian nilai kekuatan tekan desain dapat dihitung menggunakan rumus 2.59 dengan hasil 120,9283 kN. Dari hasil tersebut menunjukkan bahwa $\phi_c P_n > \text{Gaya tekan maksimum (65,259 kN)}$ maka kekuatan tekan desain aman.

3. Batang Tarik Eksterior

a. Kelangsingan Batang Tarik

Kelangsungan batang tarik menggunakan rumus 2.60 dengan hasil 49,4505 dimana lebih kecil dari 300 maka aman.

b. Kondisi Leleh Tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui persamaan 2.61 dengan hasil 590400 N. Memeriksa leleh tarik (ϕP_n) menggunakan rumus 2.62 dengan hasil 298,512 kN. Diketahui bahwa $\phi P_n > P_u$ (23,159 kN) maka aman.

4. Batang Tarik Interior

a. Kelangsingan Batang Tarik

Perhitungan ini menggunakan rumus 2.60 dengan hasil 103,9195 dimana lebih kecil dari 300 maka aman.

b. Kondisi Leleh Tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui rumus 2.61 dengan hasil 447840 N. Pemeriksaan leleh tarik (ϕP_n) menggunakan rumus 2.62 dengan hasil 403,056 kN. Diketahui bahwa $\phi P_n > P_u$ (2,710 kN) maka aman.

2.7.6. Perencanaan Sambungan Kuda-Kuda

konstruksi baja, pada setiap bagian elemen dari strukturnya dihubungkan satu sama lain dengan menggunakan alat pengikat (*fastener*) atau penyambung. Pada struktur rangka, baik atap maupun jembatan baja, struktur portal, tempat berkumpulnya batang-batang yang disebut titik buhul. Pelat penyambung ini dinamakan pelat buhul, dimana batang-batang tadi diikat dengan menggunakan alat pengikat pada pelat buhul tersebut. Terdapat beberapa jenis alat pengikat yang sering digunakan adalah paku keling (*rivet*), baut (*bolt*), dan las (*welded*). Dalam perencanaan sambungan kuda-kuda pada kedua atap joglo perpustakaan umum menggunakan sambungan baut.

2.7.6.1. Atap Gedung Satu

Diketahui baut A325-X dengan diameter baut yang digunakan M-20, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 (F_y 240 Mpa; f_u 370 MPa) . Kekuatan batang tarik atap joglo gedung satu pada bagian profil eksterior sebesar 54,315 kN dan pada bagian profil interior sebesar 82,605 kN. Perencanaan sambungan baut untuk kuda-kuda sebagai berikut:

1. Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 6×250 mm sehingga penampang bruto sebesar 1500 mm^2 . Leleh tarik dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times F_y \times A_g \dots\dots\dots(2.63) \\ &= 0,9 \times 240 \times 1500 \\ &= 324000 \text{ N} \\ &= 324 \text{ kN} > 54,315 \text{ kN (profil eksterior)} \\ &= 324 \text{ kN} > 82,605 \text{ kN (profil interior)}\end{aligned}$$

Diketahui leleh tarik yang terjadi pada penampang bruto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap maka dapat disimpulkan aman.

2. Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada Penampang Netto

Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}A_n &= (250 - 2 \times (22 + 2)) \times 6 = 1212 \text{ mm}^2 \\ \text{Max } A_n &= 0,85 A_g \dots\dots\dots(2.64) \\ &= 0,85 \times 1500 \\ &= 1275 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e = A_n &= 1212 \text{ mm}^2 \\ \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \dots\dots\dots(2.65) \\ &= 0,75 \times 370 \times 1212 \\ &= 336330 \text{ N} \\ &= 336,33 \text{ kN} > 54,315 \text{ kN (profil eksterior)} \\ &= 336,33 \text{ kN} > 82,605 \text{ kN (profil interior)}\end{aligned}$$

Diketahui keruntuhan tarik penampang netto lebih besar dari batang tarik atap maka dapat disimpulkan aman.

3. Kekuatan Tumpu Baut

Perhitungan kekuatan tumpu baut dapat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4dtF_u \dots\dots\dots(2.66) \\
 &= 2,4 \times 20 \times 6 \times 370 \\
 &= 106560 \text{ N} \\
 &= 106,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = \phi \times R_n \dots\dots\dots(2.67)$$

Dengan $\phi = 0,75$

$$\begin{aligned}
 &= 0,75 \times 106,56 \\
 &= 79,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Kekuatan Geser Baut

Perhitungan kekuatan geser baut dengan menggunakan rumus:

$$R_n = F_n v A_b \dots\dots\dots(2.68)$$

Dengan:

F_n = tegangan geser

A_b = luas penampang baut

Nilai A_b atau luas penampang baut didapatkan dari dimensi lubang nominal seperti Gambar 2.30

Diameter Baut	Dimensi Lubang			
	Standar (Diameter)	Ukuran-lebih (Diameter)	Slot-Pendek (Lebar x Panjang)	Slot-Panjang (Lebar x Panjang)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 ^[a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2,5d$

^[a] Izin yang diberikan memungkinkan penggunaan baut 1 in. jika diinginkan.

Gambar 2.30. Dimensi Lubang Nominal

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n v A_b \\
 &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 20^2) \times 2 \\
 &= 287141,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Nilai F_n didapatkan dari jenis-jenis baut yang digunakan dan dapat dilihat dari Gambar 2.31

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, $F_t^{(a)}$ ksi (MPa)	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, $F_v^{(b)}$ ksi (MPa)
Baut A307	45 (310)	27 (188)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

^(a)Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat Lampiran 3
^(b)Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm), F_u harus direduksi sampai 83,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.
^(c)Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.
^(d)Ulir diizinkan pada bidang geser.

Gambar 2.31. Kekuatan Nominal Pengencang

Perhitungan ϕR_n menggunakan rumus 2.67 dengan hasil 215,3561 kN. Dengan demikian dipilih nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu 79,92 kN.

5. Perhitungan Jumlah Baut

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah baut} &= \frac{\text{pelat}}{R_n} \dots \dots \dots (2.69) \\
 &= \frac{250}{79,92} \\
 &= 3,1281 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka dibulatkan menjadi 3 buah baut.

2.7.6.2. Atap Gedung Dua

Diketahui baut A325-X menggunakan baut berdiameter M-20, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 (F_y 240 Mpa; f_u 370 MPa). Kekuatan batang tarik atap joglo gedung satu pada bagian profil eksterior sebesar 23,159 kN dan pada bagian profil interior sebesar 2,17 kN. Perencanaan sambungan baut untuk kuda-kuda sebagai berikut:

1. Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 6×250 mm sehingga penampang bruto sebesar 1500 mm^2 . Leleh tarik dihitung menggunakan rumus 2.63 dengan hasil 324 kN

dimana lebih besar dari kekuatan batang tarik atap bagian eksterior dan interior sehingga aman.

2. Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada Penampang Netto

Diketahui A_n/A_e sebesar 1212 mm². Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus 2.64 dengan hasil 1275 mm² dan 2.65 dengan hasil 336,33 kN. Diketahui keruntuhan tarik penampang netto lebih besar dari batang tarik atap bagian eksterior dan interior maka dapat disimpulkan aman.

3. Kekuatan Tumpu Baut

Perhitungan kekuatan tumpu baut menggunakan rumus 2.66 dengan hasil 106,56 kN dan rumus 2.67 dengan hasil 79,92 kN

4. Kekuatan Geser Baut

Perhitungan kekuatan geser baut menggunakan rumus 2.68 dengan hasil 287141,5 kN. Perhitungan ϕR_n menggunakan rumus 2.67 dengan hasil 215,3561 kN. Dengan demikian dipilih nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu 79,92 kN.

5. Perhitungan Jumlah Baut

Jumlah baut dihitung menggunakan rumus 2.69 dengan hasil 3,1281 buah dibulatkan menjadi 3 buah baut.

2.8. Perancangan Balok

2.8.1. Balok Anak

Berdasarkan Tabel 21.2.2 SNI 2847:2019 merencanakan balok beton bertulang perlu menentukan faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami lentur dan aksial dapat dilihat pada Gambar 2.32

Tabel 21.2.2 – Faktor reduksi kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial

Regangan tarik netto (ϵ_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0,005$	Transisi ^[1]	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	d)
$\epsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

[1] Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan

Gambar 2 32. Penentuan Faktor Reduksi Kekuatan

Gaya dan regangan balok menggunakan rumus seperti berikut:

$$C_c = 0,85 \times F_c \times a \times b \dots\dots\dots(2.70)$$

$$T_s = A_s F_y \dots\dots\dots(2.71)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 F_c') \dots\dots\dots(2.72)$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + (d - d') \dots\dots\dots(2.73)$$

Perhitungan tulangan tunggal menggunakan persamaan:

$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right)$ dengan memasukkan rumus 2.70 sehingga untuk meninjau tulangan tunggal diperoleh seperti berikut:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0,85 f_c' b}} \dots\dots\dots(2.74)$$

Agar faktor reduksi ϕ menjadi 0,9 atau terkendali tarik maka nilai a harus dibatasi. Berdasarkan SNI 2847:2019 regangan baja tarik terluar (ϵ_s) minimum sebesar 0,005. Sehingga didapatkan persamaan untuk nilai C_{max} sebagai berikut:

$$\epsilon_{c \max} = 0,003$$

$$\epsilon_{c \min} = 0,005$$

$$C_{\max} = \frac{\epsilon_{c \max}}{\epsilon_{c \max} + \epsilon_{c \min}} d \dots\dots\dots(2.75)$$

$$= \frac{0,003}{0,003 + 0,005} d$$

$$C_{\max} = \frac{3}{8} d = 0,375d \dots\dots\dots(2.76)$$

Nilai a harus dibatasi agar terjadi terkendali tarik dimana terdapat persamaan:

$$a_{\max} = \beta_1 C_{\max} \dots\dots\dots(2.77)$$

Asumsi desain untuk kekuatan lentur dan aksial (β_1) mengacu pada SNI 2847:2019

Jika $a \leq a_{max}$ maka untuk mendapatkan luas tulangan menggunakan rumus:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \dots \dots \dots (2.78)$$

Jika $a \leq a_{max}$ maka diperlukan tulangan desak dengan rumus:

$$C_c = 0,85 f_c' a_{max} b \dots \dots \dots (2.79)$$

Perhitungan jumlah tulangan yang diperlukan menggunakan rumus:

$$n = \frac{A_s}{d} \dots \dots \dots (2.80)$$

Cek terhadap as min dan as max menggunakan rumus:

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b d \dots \dots \dots (2.81)$$

Jika $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$ maka gunakan $A_s \text{ min}$ tetapi jika sebaliknya maka gunakan $A_s \text{ perlu}$.

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36 \beta_1 f_c b d}{f_y} \dots \dots \dots (2.82)$$

Jika $A_s \text{ min} < A_s \text{ max}$ maka gunakan $A_s \text{ min}$ tetapi jika sebaliknya maka gunakan $A_s \text{ max}$.

Cek A_s aktual menggunakan rumus:

$$A_s \text{ aktual} = \frac{1}{4} \times d^2 \times \pi \times 2 \dots \dots \dots (2.83)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 dalam perencanaan tulangan geser terdapat beberapa perhitungan dari gaya geser yang terjadi pada balok dimana sebagian dipikul oleh beton dan sisanya dipikul oleh tulangan geser antara lain:

a. Kuat geser beton tanpa gaya aksial

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \dots \dots \dots (2.84)$$

b. Kuat geser beton dengan gaya aksial tekan

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \dots \dots \dots (2.85)$$

c. Kuat geser beton dengan gaya aksial tarik signifikan

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{3,5 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \dots \dots \dots (2.86)$$

Perhitungan kuat geser sengkang dapat menggunakan rumus:

$$V_s = \frac{A_v F_y t d}{s} \dots \dots \dots (2.87)$$

Dasar perancangan tulangan geser dibedakan menjadi 3 kondisi, antara lain:

- a. Jika $0,5 \phi V_c \geq V_u$ maka secara teoritis tidak membutuhkan tulangan geser tetapi tetap dipasang tulangan sengkang dengan jarak bebas.
- b. Jika $0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ maka dipasang tulangan geser minimum dengan spasi mengikuti ketentuan spasi maksimum sengkang.
- c. Jika $V_u > \phi V_c$ maka dihitung kebutuhan tulangan geser.

Ketentuan tulangan geser minimum sudah diatur pada SNI 2847:2019 dengan memperhitungkan $A_{v,min}$ menggunakan rumus sebagai berikut:

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} \dots \dots \dots (2.88)$$

Dengan memeriksa batasan dimensi menggunakan rumus:

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \dots \dots \dots (2.89)$$

Menghitung kebutuhan spasi sengkang menggunakan rumus:

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} \dots \dots \dots (2.90)$$

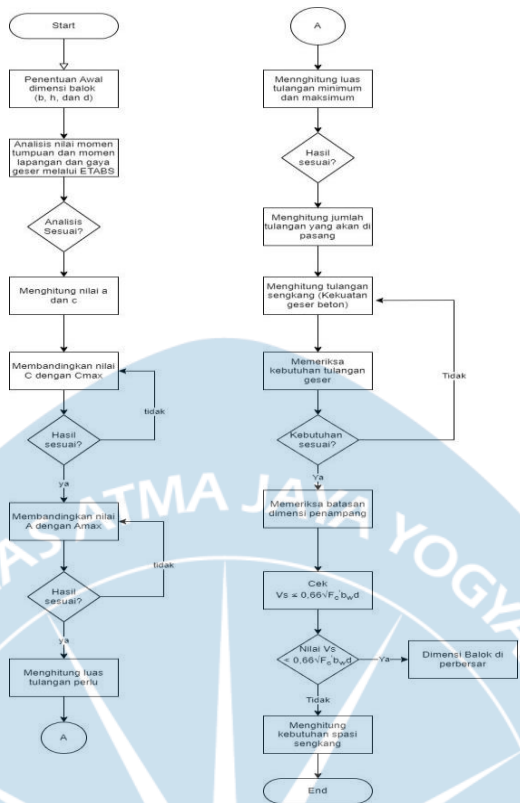
Spasi maksimum sengkang dihitung menggunakan rumus seperti gambar 2.31

$$V_s \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow s \leq \frac{d}{2} \text{ atau } 600 \text{ mm}$$

$$V_s > 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow s \leq \frac{d}{4} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

Gambar 2.33 Spasi Maksimum

Dalam perancangan balok anak memiliki beberapa tahap. Berikut ini merupakan tahap-tahap perancangan balok anak.



Gambar 2.34. Perancangan Balok Anak

Pada penulangan balok anak direncanakan menggunakan tulangan ulir dengan spesifikasi seperti pada Gambar 2.35

Tabel 3 - Ukuran baja tulangan beton sirip/ulir

No	Pena- maan	Dia- meter nominal (d)	Luas penam- pang nominal (A)	Tinggi sirip (H)		Jarak sirip melintang (P) Maks	Lebar sirip membujur (T) Maks	Berat nominal per meter
				min	maks			
		mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	kg/m
1	S 6	6	28	0,3	0,6	4,2	4,7	0,222
2	S 8	8	50	0,4	0,8	5,6	6,3	0,395
3	S 10	10	79	0,5	1,0	7,0	7,9	0,617
4	S 13	13	133	0,7	1,3	9,1	10,2	1,042
5	S 16	16	201	0,8	1,6	11,2	12,6	1,578
6	S 19	19	284	1,0	1,9	13,3	14,9	2,226
7	S 22	22	380	1,1	2,2	15,4	17,3	2,984
8	S 25	25	491	1,3	2,5	17,5	19,7	3,853
9	S 29	29	661	1,5	2,9	20,3	22,8	5,185
10	S 32	32	804	1,6	3,2	22,4	25,1	6,313
11	S 36	36	1018	1,8	3,6	25,2	28,3	7,990
12	S 40	40	1257	2,0	4,0	28,0	31,4	9,865
13	S 50	50	1964	2,5	5,0	35,0	39,3	15,413
14	S 54	54	2290	2,7	5,4	37,8	42,3	17,978
15	S 57	57	2552	2,9	5,7	39,9	44,6	20,031

Gambar 2.35. Ukuran Baja Tulangan Beton Sirip/Ulir

Berikut merupakan perhitungan perencanaan balok anak yang terdapat pada gedung perpustakaan umum di Yogyakarta:

1. Balok Anak 1

Diketahui dimensi balok anak 1 memiliki ukuran 350×350 mm dengan f_c 25 MPa dan f_y 420 MPa. Balok anak 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan ulir sebesar 16 mm dan diameter sengkang sebesar 8 mm. Diperoleh nilai V_u dan M_u dari etabs yaitu:

$$V_u \text{ Tumpuan} = -17,9192 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 10,0115 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ Tumpuan} = -18,0678 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ Lapangan} = 18,8694 \text{ kNm}$$

a. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan dengan M_u sebesar 18,0678 kNm

Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan menggunakan rumus 2.74, 2.76, dan 2.77 dengan hasil sebagai berikut:

$$a = 294 - \sqrt{294^2 - \frac{2 \times 18,0678 \times 10^6}{\emptyset \times 0,85 \times 25 \times 350}}$$

$$= 9,3289 \text{ mm}$$

$$C = \frac{18,0678}{0,85}$$

$$= 10,9753 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 294$$

$$= 110,25 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka digunakan \emptyset sebesar 0,9. Setelah itu mencari luas tulangan menggunakan rumus 2.78 dengan hasil sebagai berikut:

$$A_s = \frac{18,0678}{0,9 \times 420 \left(294 - \frac{9,3290}{2} \right)}$$

$$= 165,201 \text{ mm}^2$$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus 2.80 dimana hasil A_s dibagi dengan d sebesar 201 mm sehingga didapatkan jumlah 2 buah. Dengan demikian dapat digunakan tulangan ulir 2D16. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap $A_{s \min}$, $A_{s \max}$, dan A_s aktual dengan menggunakan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 sebagai berikut:

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{420} 350 \times 294$$

$$= 343 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_{s \min}$ maka gunakan $A_{s \min}$ sebesar 343 mm^2

$$A_{s \max} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 350 \times 294}{420}$$

$$= 1874,25 \text{ mm}^2$$

$A_{s \min} < A_{s \max}$ maka digunakan $A_{s \min}$ sebesar 343 mm^2

$$A_s \text{ aktual} = \frac{1}{4} \times 16^2 \times \pi \times 2$$

$$= 402,1239 \text{ mm}^2$$

b. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan dengan M_u sebesar 18,8694 kN)

Perhitungan tulangan longitudinal lapangan menggunakan rumus dan langkah yang sama dengan perhitungan longitudinal tumpuan. Hasil pada perhitungan tulangan longitudinal lapangan sebagai berikut:

$$a = 9,75 \text{ mm}$$

$$C = 11,4705$$

$$C_{\max} = 110,25 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka digunakan ϕ sebesar 0,9. Setelah itu didapatkan luas tulangan (A_s) sebesar $172,6556 \text{ mm}^2$ dengan jumlah tulangan sebanyak 2 buah sehingga dapat digunakan tulangan ulir 2D16. Berdasarkan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 tulangan longitudinal lapangan memiliki A_s min sebesar 343 mm^2 , A_s max sebesar $1874,25 \text{ mm}^2$, dan A_s aktual sebesar $402,1239 \text{ mm}^2$.

c. Tulangan Geser Tumpuan dengan V_u sebesar 17,9192 kN

Perhitungan tulangan geser tumpuan dapat mengikuti rumus sesuai dengan kondisi yang terjadi. Dalam hal ini kondisi yang terjadi pada balok anak 1 yaitu $0,5 \phi V_c \geq V_u$ sehingga tidak dibutuhkan tulangan geser. Penjabaran perhitungan pada kondisi tersebut sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{25} \times 350 \times 294 \\ &= 65,59875 \text{ kN} \\ 0,5 \phi V_c &= 0,5 \times 65,59875 \\ &= 32,7994 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Tulangan Geser Lapangan dengan V_u sebesar 10,0115 kN

Perhitungan tulangan geser lapangan memiliki rumus dan langkah yang sama seperti tulangan geser tumpuan. Pada tulangan geser lapangan memiliki kondisi $0,5 \phi V_c \geq V_u$ dengan ϕV_c sebesar 65,59875 dan $0,5 \phi V_c$ sebesar 32,7994 sehingga tidak dibutuhkan tulangan geser.

2. Balok anak 2

Diketahui dimensi balok anak 2 memiliki ukuran $350 \times 450 \text{ mm}$ dengan f_c 25 MPa dan f_y 420 MPa. Balok anak 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan ulir sebesar 16 mm dan diameter sengkang sebesar 8 mm. Diperoleh nilai V_u dan M_u dari etabs yaitu:

$$V_u \text{ Tumpuan} = -101,5555 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 54,1107 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ Tumpuan} = -50,5172 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ Lapangan} = 35,8846 \text{ kNm}$$

Pada umumnya perhitungan perencanaan balok anak 2 memiliki langkah yang sama seperti balok anak 1 maka dari itu penulis memberikan rekap dari perhitungan yang telah dilakukan, seperti pada tabel dibawah ini.

TULANGAN LONGITUDINAL BALOK ANAK 1

Tabel 2.5. Tulangan Longitudinal Balok Anak 1

	Tulangan Longitudinal Tumpuan	Tulangan Longitudinal Lapangan
α (mm)	32,6745	31,0394
C (mm)	38,4406	36,5169
C max (mm)	110,25	110,25
As (mm ²)	578,611	549,6556
n (buah)	3	3
Digunakan	Tulangan ulir 3D16	Tulangan ulir 3D16
As Aktual (mm ²)	603,1857	603,1857
As min (mm ²)	343	343
As max (mm ²)	1874,25	1874,25

TULANGAN GESER BALOK ANAK 1

Tabel 2.6. Tulangan Geser Balok Anak 1

Vu (kN)	-21,3563
ϕV_c (kN)	65,59875
0,5 ϕV_c	32,799375

TULANGAN LONGITUDINAL BALOK ANAK 2

Tabel 2.7. Tulangan Longitudinal Balok Anak 2

	Tulangan Longitudinal Tumpuan	Tulangan Longitudinal Lapangan
α (mm)	15,9416	12,0184
C (mm)	18,7548	14,1393
C max (mm)	110,25	110,25
As (mm ²)	282,299	212,8255
n (buah)	2	2
Digunakan	Tulangan ulir 2D16	Tulangan ulir 2D16
As Aktual (mm ²)	402,12385	402,12385
As min (mm ²)	343	343
As max (mm ²)	1874,25	1874,25

TULANGAN GESER BALOK ANAK 2

Tabel 2.8. Tulangan Geser Balok Anak 2

	Tulangan Geser Tumpuan	Tulangan Geser Lapangan
ϕV_c (kN)	65,599	65,599
ϕV_s (kN)	35,473	- 35,229
Vs (kN)	47,297	- 46,972
$0,66\sqrt{f_c'}b_wd$	339570	339570
S (mm)	174,9880	-176,200
$0,33\sqrt{f_c'}b_wd$	169785	169785
Digunakan sengkang	Tulangan ulir 2D8-150	Tulangan ulir 2D8-125

2.8.2. Balok Induk

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus atau SRPMK merupakan suatu sistem struktur yang dirancang dan diberi *detailing* untuk menahan beban gempa. SNI

2847:2019 pasal 18.6 hingga 18.9 mengatur penggunaan SRPMK pada daerah Kategori Desain Seismik D, E, dan F.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 mengatur sebuah komponen lentur dari bagian SRPMK harus memenuhi kriteria yang merupakan syarat dimensi penampang. Berikut ini adalah syarat dimensi penampang sebagai berikut:

- a. Panjang bentang bersih (l_n), harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ($l_n \geq 4d$)
- b. Lebar penampang (b_w), tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang dan tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ($b_w \geq 0,3h$ atau 250mm).
- c. Lebar penampang (b_w), tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom arah sejajar komponen lentur.

Jumlah tulangan lentur tarik disebelah atas atau disebelah bawah penampang, luas perlu (A_s) tidak boleh kurang dari perhitungan persamaan berikut.

$$\frac{0,25\sqrt{f_c}}{f_y} b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.91)$$

$$\frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.92)$$

Kedua rumus tersebut harus menghasilkan nilai $\leq A_s \leq 0,025b_w d$ merupakan salah satu syarat tulangan lentur. Kuat lentur positif dari sebuah komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal tersebut dapat dilihat pada rumus berikut ini:

$$\phi M_n^+ \geq \frac{1}{2} \phi M_n^- \text{ (Tumpuan Kiri)} \dots\dots\dots(2.93)$$

$$\phi M_n^+ \geq \frac{1}{2} \phi M_n^- \text{ (Tumpuan Kanan)} \dots\dots\dots(2.94)$$

Kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat lentur terbesar yang telah dihitung pada kedua muka kolom tersebut.

Sambungan lewatan pada tulangan lentur diizinkan jika ada tulangan sengkang tertutup yang mengikat pada sambungan tersebut. Spasi sengkang yang mengikat tidak lebih dari $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada daerah hubungan kolom, daerah muka kolom, tempat yang kemungkinan akan terjadi luluh lentur karena perpindahan *inelastic* struktur rangka.

Tulangan transversal memiliki syarat yaitu:

- a. Sengkang transversal harus dipasang pada daerah dua kali tinggi balok dari muka.tumpuan, dua kali tinggi balok pada kedua sisi diukur dari lokasi terjadinya luluh lentur.
- b. Jarak sengkang transversal dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.
- c. Pada daerah yang tidak perlu sengkang transversal, kedua ujung Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$.

Pada kekuatan geser balok terdapat syarat dimana daerah yang memerlukan tulangan tertutup harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$ jika gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum dan gaya aksial terfaktor (P_u) lebih kecil dari $a_g f'_c / 20$. Tulangan *transversal* pada balok SRPMK didesain untuk memikul gaya geser rencana (V_e) akibat kuat lentur maksimum (M_{pr}) dengan tanda berlawanan yang bekerja pada muka-muka tumpuan. Komponen struktur secara bersamaan menahan beban gravitasi yang berfokus di sepanjang bentangnya dengan menggunakan rumus seperti berikut.

$$M_{pr} = A_s (1,25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.95)$$

$$a = \frac{A_s (1,25f_y)}{0,85f'_c b} \dots\dots\dots(2.96)$$

Besar gaya geser rencana dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2} \dots\dots\dots(2.97)$$

Kekuatan geser balok dapat dihitung dengan persamaan seperti dibawah ini.gempa dari kiri dapat dihitung dengan dengan rumus Gaya geser rencana(V_e) :

$$V_{e1} = V_{G1} - V_{E1} \dots\dots\dots(2.98)$$

$$V_{e2} = V_{G2} + V_{E2} \dots\dots\dots(2.99)$$

Gempa dari kanan dapat dihitung menggunakan persamaan Gaya geser rencana (V_e) juga dapat menggunakan rumus 2.98 dan 2.99

Pada penulangan balok induk direncanakan penggunaan tulangan ulir yang dapat dilihat pada gambar 2.35. Berikut merupakan perhitungan penulangan balok induk yang terdapat pada perpustakaan umum di Yogyakarta :

1. Balok Induk 1

Diketahui dimensi balok induk 1 memiliki ukuran 450×450 mm dengan f_c 25 MPa dan f_y 420 MPa. Balok induk 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan ulir sebesar 22 mm dan diameter sengkang sebesar 8 mm. Diperoleh nilai V_u , M_u , dan V_g dari ETABS yaitu:

$$V_u = -97,5222 \text{ kN}$$

$$V_g = 55,6194 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = -126,9150 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ Lapangan} = 80,4501 \text{ kNm}$$

Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan dengan M_u sebesar -126,915 kNm

Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan menggunakan rumus 2.74, 2.76, dan 2.77 dengan hasil sebagai berikut:

$$a = 391 - \sqrt{391^2 - \frac{2 \times 126,915 \times 10^6}{\phi \times 0,85 \times 25 \times 450}}$$
$$= 39,7347 \text{ mm}$$

$$C = \frac{39,7347}{0,85}$$
$$= 46,7467 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 391$$
$$= 146,625 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka digunakan ϕ sebesar 0,9. Setelah itu mencari luas tulangan menggunakan rumus 2.78 dengan hasil sebagai berikut:

$$A_s = \frac{126,915}{0,9 \times 420 \left(391 - \frac{39,7347}{2} \right)}$$
$$= 904,674 \text{ mm}^2$$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus 2.80 dimana hasil A_s dibagi dengan luas tulangan ulir diameter 22 sebesar 380 mm sehingga didapatkan jumlah 3 buah. Dengan demikian dapat digunakan 3D22. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap $A_{s \text{ min}}$, $A_{s \text{ max}}$, dan A_s aktual dengan menggunakan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 sebagai berikut:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{420} \times 450 \times 391$$
$$= 586,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b d \\
 &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 450 \times 391 \\
 &= 523,66071 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As perlu < As min maka gunakan As perlu sebesar 904,674 mm²

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ max} &= 0,025 b d \\
 &= 0,025 \times 450 \times 391 \\
 &= 4399 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As perlu < As max, maka digunakan As perlu = 904,674 mm²

b. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan dengan Mu sebesar 80,4501 kN

Perhitungan tulangan longitudinal lapangan menggunakan rumus dan langkah yang sama dengan perhitungan longitudinal tumpuan. Hasil pada perhitungan tulangan longitudinal lapangan sebagai berikut:

$$a = 27,5529 \text{ mm}$$

$$C = 32,4152$$

$$C \text{ max} = 146,625 \text{ mm}$$

Karena $C < C \text{ max}$ maka digunakan \emptyset sebesar 0,9. Setelah itu didapatkan luas tulangan (A_s) sebesar 627,3216 mm² dengan jumlah tulangan sebanyak 2 buah sehingga dapat digunakan tulangan ulir 2D22. Berdasarkan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 tulangan longitudinal lapangan memiliki as min sebesar 586,5 mm², as max sebesar 4399 mm², dan as aktual sebesar 760,2654 mm².

c. Mpr (-) ujung kiri-kanan:

Diketahui tulangan atas digunakan 3D22 maka untuk menentukan luas tulangan dengan cara mengkalikan luas tulangan diameter 22 dengan jumlah tulangan yaitu menghasilkan 1140 mm². Setelah itu menghitung dengan menggunakan rumus 2.96 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1140(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} \\
 &= 62,5882 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung Mpr menggunakan rumus 2.95 dengan hasil sebagai berikut:

$$M_{pr} = 1140(1,25 \times 420) \left(391 - \frac{62,5882}{2} \right)$$

$$= 215,2840 \text{ kNm.}$$

d. Mpr (+) tengah memiliki rumus dan langkah yang sama seperti Mpr (-) ujung kiri kanan dengan hasil sebagai berikut:

$$\text{Luas tulangan } 2D22 = 760 \text{ mm}^2.$$

$$a = 41,7255 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 147,6848 \text{ kNm.}$$

Setelah itu memeriksa gaya geser gempa akibat sendi plastis menggunakan rumus 2.97 dengan hasil sebagai berikut:

$$V_E = \frac{215,2840 + 147,6848}{6}$$
$$= 60,4948 \text{ kN } (V_{E1} = V_{E2})$$

Diketahui gaya geser akibat beban gravitasi yang diperoleh dari etabs sebesar 55,6194 kN sehingga gaya geser desain dapat menggunakan rumus 2.98 dan 2.99 seperti berikut:

$$V_e = 60,4989 + 55,6194$$
$$= 253,039 \text{ kN } (V_{e1} = V_{e2})$$

c. Tulangan Geser Tumpuan

Diketahui gaya geser akibat gempa sebesar 60,4948 kN dan 50% dari gaya desain sebesar 58,05709 kN sehingga gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum maka digunakan $V_c = 0$. Perhitungan tulangan geser tumpuan dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$V_u = 116,1142 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{116,1142}{0,75} - 0$$
$$= 155 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang kaki 2 diameter 8

$$S = \frac{2 \times 50,27 \times 420 \times 391}{155}$$
$$= 71,097 \text{ mm}$$

Sehingga disimpulkan dipasang Sengkang 2D8-50

d. Tulangan Geser Lapangan

$$V_u = 97,5330 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 450 \times 391 = 146,625 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{97,5330}{0,75} - 146,625 = -16,581 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 kaki diameter 8 (tulangan ulir)

$$S = \frac{2 \times 50,27 \times 420 \times 391}{-16,581}$$

$$= -633,839 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

$$= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{25} \times 450 \times 391$$

$$= 112,168125 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 112,168125$$

$$= 56,08406 \text{ kN}$$

Dikarenakan $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka dipasang tulangan geser minimum atau dipasang sengkang dengan spasi mengikuti ketentuan spasi maksimum.

$$S_{\max} = 391/2$$

$$= 195,5 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang lapangan 2D8-150

Perhitungan perancangan balok induk 2 dan balok induk 3 memiliki langkah dan rumus yang sama, maka dari itu penulis memberikan rekapitulasi perhitungan.

Data yang diperlukan:

	Balok Induk 1	Balok Induk 2	Balok Induk 3
Dimensi (mm)	450 x 450	350 x 450	450 x 450
F'_c (MPa)	25	25	25
F_y Tulangan utama (MPa)	420	420	420
F_y sengkang (MPa)	280	280	280
V_u (kN)	97,5330	49,3237	-66,0662
V_G (kN)	55,6194	43,8799	42,9172
M_u Tumpuan (kNm)	-126,9150	-61,6533	-70,8666
M_u Lapangan (kNm)	89,4501	61,4651	60,4008
Selimut Beton (mm)	40	40	40
d (mm)	391	291	391
Diameter Tulangan (mm)	22	22	22
Diameter Sengkang (mm)	8	8	8
θ longitudinal	0,9	0,9	0,9
θ geser	0,75	0,75	0,75
β	0,85	0,85	0,85

Gambar 2.36. Data Balok Induk

Tulangan Longitudinal Balok Induk:

	BI 1		BI 2		BI 3	
	Tulangan Longitudinal Tumpuan	Tulangan Longitudinal Lapangan	Tulangan Longitudinal Tumpuan	Tulangan Longitudinal Lapangan	Tulangan Longitudinal Tumpuan	Tulangan Longitudinal Lapangan
α (mm)	39,7347	27,5529	33,5901	33,4809	21,6596	18,3816
C (mm)	46,7467	32,4125	39,5178	39,3893	25,4818	21,6254
C max (mm)	146,625	146,625	109,125	109,125	146,625	146,625
As (mm ²)	904,674	627,3216	594,825	592,8913	493,142	418,5087
n (buah)	3	2	2	2	2	2
Digunakan	3D22	2D22	2D22	2D22	2D22	2D22
As Aktual (mm ²)	1140,3981	760,2654	760,2654	760,2654	760,2654	760,2654
As min (mm ²)	586,5	586,5	339,5	339,5	586,5	586,5
As min (mm ²)	523,6607	523,6607	303,125	303,125	523,6607	523,6607
As max (mm ²)	4399	4399	2546	2546	4399	4399

Gambar 2.37. Tulangan Longitudinal Balok Induk

Mpr (-) ujung kiri-kanan:

	BI 1	BI 2	BI 3
Tulangan atas	3D22	2D22	2D22
Tulangan atas (mm ²)	1140	760	760
α (mm)	62,588235	53,6470	41,7254
Mpr (kNm)	215,2839	105,4064	147,6847

Gambar 2.38. MPR Balok

Mpr (+) tengah :

	BI 1	BI 2	BI 3
Tulangan bawah	2D22	2D22	2D22
Tulangan bawah	760	760	760
α	41,7254	53,6470	41,7254
Mpr	147,6848	105,4064	147,6847

Gambar 2.39. MPR Balok

Gaya Geser:

	Gaya Geser akibat sendi plastis VE1=VE2	Gaya Geser akibat beban gravitasi VG1=VG2	Gaya geser desain V_e
BI 1	60,4947	55,6194	116,1142
BI 2	70,2709	43,8799	114,1508
BI 3	49,22825	42,9172	92,1455

Gambar 2.40. Gaya Geser



Tulangan Geser tumpuan

		BI 1	BI 2	BI 3
Gaya geser akibat gempa > 50% Gaya desain	Gaya geser gempa	60,4947	70,27094	49,22825
	50% gaya desain	58,0570	57,0754	46,0727
V_u (kN)		116,1142	114,1508	92,1455
V_c		0	0	0
V_s (kN)		155	152	123
S (mm)		71,097	53,824	89,590
Digunakan sengkang kaki 2 kaki diameter 8				
Dipasang sengkang 2D8-50				

Gambar 2.41. Tulangan Geser Tumpuan

Tulangan Geser Lapangan

	BI 1	BI 2	BI 3
V_u (kN)	97,5330	49,3237	-66,0662
V_c (kN)	146,625	85	146,625
V_s (kN)	-16,581	-19	-234,713
S (mm)	-663,839	-428,675	
Maka digunakan syarat $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ atau dipasang sengkang dengan spasi mengikuti ketentuan spasi maksimum sengkang			
ϕV_c (kN)	112,5330	64,92937	112,168125
$0,5 \phi V_c$	56,0840	32,4646	56,0840
S max (mm)	195,5	145,5	195,5
Tidak boleh melebihi d/2			
Dipasang sengkang	2D8-150	2D8-100	2D8-150

Gambar 2.42. Tulangan Geser Lapangan

2.9. Perancangan Kolom

Perancangan sebuah kolom dilakukan dengan memperhatikan syarat-syarat yang berlaku. Syarat dimensi penampang digunakan dengan memperhatikan dimensi penampang terkecil diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri dan tidak kurang dari 300 mm. Rasio dimensi penampang yang terkecil terhadap dimensi tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

Pada perancangan kolom harus memperhatikan kekuatan lentur kolom yang harus memenuhi $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$ dimana $\sum M_{nc}$ merupakan jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. $\sum M_{nb}$ yang merupakan jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Perhitungan tersebut harus mendapatkan hasil dimana *strong column – weak beam* perhitungan ini dilakukan dengan menggunakan persamaan

$$(M_{nc a} + M_{nc b}) \geq 1,2(M_{nb ki} + M_{nb ka}) \dots \dots \dots (2.100)$$

Untuk menghitung tulangan harus memperhatikan beberapa syarat. Luas tulangan *longitudinal* Ast tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak melebihi $0,006A_g$. Pada sambungan lewatan hanya diizinkan dalam daerah tengah tinggi kolom yang ada, hal tersebut juga harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan *transversal*.

Pada syarat tulangan *transversal* daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang l_0 dari muka hubungan balok-kolom, dikedua ujungnya) harus disediakan tulangan *transversal* yang mencakupi.

Tulangan *transversal* harus sesuai dengan poin-poin seperti:

- a. Tulangan *transversal* harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang atau yang biasa disebut dengan *overlap*, dimana Sengkang pengekang bunda atau pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang.
- b. Setiap tekukan ujung Sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c. 25.7.2.2 merupakan batasan yang diizinkan untuk Sengkang pengekang dimana ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih dari diameter Sengkang. Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujung sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d. Penggunaan Sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang tulangan *transversal* harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal harus sesuai.
- e. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan-tulangan longitudinal disepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350mm.
- f. Nilai h_x tidak boleh melebihi 200 mm hal ini dikarenakan ketika $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70$ Mpa pada kolom dengan Sengkang pengekang di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekang ataupun kait gempa.

Syarat tulangan *transversal* harus memiliki jarak pada daerah sepanjang l_0 tidak melebihi nilai terkecil dari

1. $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur
2. 6 kali diameter tulangan memanjang
3. $100 \text{ mm} \leq S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm}$

Jarak tulangan *transversal* pada daerah luar l_0 diberikan Senggang dengan spasi s yang tidak melebihi $6d_b$ dan 150 mm.

Syarat kuat geser kolom SRPMK harus memiliki gaya geser rencana (V_e) yang ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap komponen struktur. Gaya pada hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menggunakan kuat momen maksimum yang dapat terjadi (*probable moment*) pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor P_u yang bekerja pada batang tersebut. Gaya geser rencana (V_e) tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor yang didapat dari hasil analisis struktur. Kemudian tulangan *transversal* sepanjang l_0 harus didesain sedemikian rupa untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ hal ini dapat terjadi jika gaya geser akibat gempa setidaknya 50% dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang l_0 dan gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$. Kekuatan geser rencana kolom SRPMK dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_e = \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c} \dots\dots\dots(2.100)$$

Pada penulangan kolom direncanakan menggunakan tulangan ulir, spesifikasi tersebut dapat dilihat pada gambar 2.35. Berikut merupakan perhitungan penulangan kolom yang terdapat pada perpustakaan umum di Yogyakarta:

2.9.1 Lantai 1 Balok Induk 1

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = 33,0146$$

$$M_x = -29,5705 \text{ kNm}$$

$$M_y = -65,928 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -1324,7543 \text{ kN}$$

$$M_x = 0,0684 \text{ kNm}$$

$$M_y = 202,0457 \text{ kNm}$$

$$V_u = 17,3036 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'_c = 25 \text{ MPa}$; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Sengkang = 280 MPa . Kolom memiliki diameter tulangan utama menggunakan tulangan ulir ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 16 (diatur dalam *SpColoumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan ulir 16D22

Output ϕM_n kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari software SPColumn dapat dilihat pada Gambar 2.43

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_n / M_u$	NA Depth mm	dt Depth mm	ct	ϕ
1	-33.01	65.93	29.57	372.28	166.98	5.647000	219	577	0.004930	0.894
2	1324.75	-202.05	-0.07	-460.55	-0.16	2.279000	228	440	0.002780	0.7080

	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm
$P_u \text{ max}$	372.28	166.98	0.894	416.4205817	186.7785235
$P_u \text{ min}$	-460.55	-0.16	0.7080	-650.4943503	-0.2259887006

Gambar 2 43. Output SP Coloumn Lantai Satu

$$M_{nc \ a} = 416,4205 \text{ kNm}$$

$$M_{nc \ b} = 650,4943 \text{ kNm}$$

MPR BI 1

$$M_{prb, \ ki \ (-)} = 215,283 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, \ ka \ (+)} = 147,6848 \text{ kNm}$$

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

$$(416,4205 + 650,4943) \geq 1,2(215,283 + 147,6848)$$

$$1066,9149 \text{ kNm} \geq 435,56136 \text{ kNm}$$

Karena $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekangan inti beton seperti berikut:

a. Dari analisis struktur $V_u = 17,3036 \text{ kNm}$

b. Berdasarkan M_{pr} balok kiri dan kanan kolom :

$$M_{prb, ki (-)} = 215,283 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 147,6848 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 215,283 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 147,6848 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5 \times (215,283 + 147,6848)$$

$$M_{prk} = 181,4839 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara sebagai berikut:

$$V_e = \frac{181,4839 + 181,4839}{(5-0,6)} = 82,4926 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 82,4926 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = $17,3036 \text{ kN}$

Maka digunakan $V_u = V_e = 82,4926 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimit beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{82,4926 \times 1000}{0,75} = 109990,2424 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{109990,2424}{280 \times 453,5} = 0,8862 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Perhitungan untuk tulangan pengekangan dengan cara:

$$\text{Untuk } P_u = 33014,6 \text{ N} < 0,3 f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimit beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots(B)$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots(C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang l_0 dengan cara:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- c. $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124 \text{ mm}$
- d. $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333 \text{ mm}$

Dengan demikian, jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 dengan cara:

$$V_e = 82,49268 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{30} b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 82,49268 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.2. Lantai 1 Balok Induk 2

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = 33,0146$$

$M_x = -29,5705 \text{ kNm}$

$M_y = -65,928 \text{ kNm}$

$P_u \text{ min} = -1324,7543 \text{ kN}$

$M_x = 0,0684 \text{ kNm}$

$M_y = 202,0457 \text{ kNm}$

$V_u = 20,6438 \text{ kN}$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'_c = 25 \text{ MPa}$; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Senggang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 16 (diatur dalam *SpColumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 16D22.

Output ϕM_n kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.44.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	dt Depth mm	et	ϕ
1	-33.01	65.93	29.57	372.28	166.98	5.647000	219	577	0.004930	0.894
2	1324.75	-202.05	-0.07	-460.55	-0.16	2.279000	228	440	0.002780	0.7080

	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm
Pu max	372.28	166.98	0.894	416.4205817	186.7785235
Pu min	-460.55	-0.16	0.7080	-650.4943503	-0.2259887006

Gambar 2.44. Output SP Coloumm Lantai Satu Bi 2

$M_{nc} a = 416,4205 \text{ kNm}$

$M_{nc} b = 650,4943 \text{ kNm}$

MPR BI 2

$M_{prb, ki} (-) = 105,4046 \text{ kNm}$

$M_{prb, ka} (+) = 105,4046 \text{ kNm}$

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

$(416,4205 + 650,4943) \geq 1,2(105,4046 + 105,4046)$

$1066,9149 \text{ kNm} \geq 252,9732 \text{ kNm}$

Karena $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Perhitungan tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton dengan cara:

a. Dari analisis struktur $V_u = 20,6438 \text{ kNm}$

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

$$M_{prb, ki (-)} = 105,4046 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 105,4046 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 105,4046 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 105,4046 \text{ kNm}$$

$$M_{prk \text{ dari balok}} = 0,5 \times (105,4046 + 105,4046)$$

$$M_{prk} = 105,4046 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara:

$$V_e = \frac{105,4046 + 105,4046}{(5-0,6)} = 47,9115 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 47,9115 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = 20,6438 kN

Maka digunakan $V_u = V_e = 47,9115 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{47,9115 \times 1000}{0,75} = 63882,12121 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{109990,2424}{280 \times 453,5} = 0,50308 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Untuk Tulangan Pengekangan menggunakan cara sebagai berikut:

Untuk $P_u = 33014,6 \text{ N} < 0,3 f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots (C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang l_0

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- c. $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124 \text{ mm}$
- d. $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333 \text{ mm}$

Dengan demikian jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal diluar daerah l_0

$$V_e = 47,9115 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{30} b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 47,9115 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.3. Lantai 2 Balok Induk 1

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = 79,5046$$

$$M_x = -0,2908 \text{ kNm}$$

$$M_y = -1,499 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -1021,7049 \text{ kN}$$

$$M_x = -15,9211 \text{ kNm}$$

$$M_y = 68,36 \text{ kNm}$$

$$V_u = 21,2558 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'c = 25$ MPa ; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Sengkang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 12 (diatur dalam *SpColumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 12D22.

Output ϕM_n kolom akibat P_u max dan P_u min dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.45.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities											
No	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	dt Depth mm	ϵ_t	ϕ	
1	79.5	1.5	-0.29	344.34	-66.8	229.711000	156	507	0.006760	0.9	
2	1021.7	68.36	15.92	371.33	86.48	5.432000	262	540	0.003190	0.7440	
				ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ		ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm		
Pu max				344.34	-66.8	0.9		382.6	-74.22222222		
Pu min				371.33	86.48	0.7440		499.0994624	116.2365591		

Gambar 2 45. Output SP Coloumn Lantai 2 Bi 2

$M_{nc} a = 382,6$ kNm

$M_{nc} b = 499,0994$ kNm

MPR BI 1

$M_{prb, ki (-)} = 215,283$ kNm

$M_{prb, ka (+)} = 147,6848$ kNm

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

$(382,6 + 499,0994) \geq 1,2(215,283 + 147,6848)$

$881,6994$ kNm $\geq 435,56136$ kNm

Karena $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Menghitung tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengeangan inti beton dengan cara:

a. Dari analisis struktur $V_u = 21,2558$ kNm

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

$M_{prb, ki (-)} = 215,283$ kNm

$M_{prb, ki (+)} = 147,6848$ kNm

$M_{prb, ka (-)} = 215,283$ kNm

$M_{prb, ka (+)} = 147,6848$ kNm

M_{prk} dari balok = $0,5x(215,283 + 147,6848)$

$$M_{prk} = 181,4839 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara:

$$V_e = \frac{181,4839 + 181,4839}{(5-0,6)} = 82,4926 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 82,4926 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = 21,2558 kN

Maka digunakan $V_u = V_e = 82,4926 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{82,4926 \times 1000}{0,75} = 109990,2424 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{109990,2424}{280 \times 453,5} = 0,8862 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots(\text{A})$$

Perhitungan untuk Tulangan Pengekangan dengan cara:

Untuk $P_u = -79504,6 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots(\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots\dots\dots(\text{C})$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan Transversal di daerah sepanjang l_0 dengan cara:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124 \text{ mm}$
- $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 dengan cara:

$$V_e = 82,49268 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 82,49268 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.4. Lantai 2 Balok Induk 2

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = -95,2321$$

$$M_x = 1,2511 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1,1783 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -870,2624 \text{ kN}$$

$$M_x = 1,2511 \text{ kNm}$$

$$M_y = 10,4748 \text{ kNm}$$

$$V_u = 17,9496 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'_c = 25 \text{ MPa}$; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Sengkang = 280 MPa . Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 12 (diatur dalam *SpColumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 12D22.

Output $\emptyset M_n$ kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.46.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities											
No	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	ϕMnx kNm	ϕMny kNm	$\phi Mn/Mu$	NA Depth mm	dt Depth mm	et	ϕ	
1	95.23	-1.18	-1.25	-228.21	-242.31	193.681000	242	619	0.004660	0.871	
2	870.26	-10.47	-0.53	-437.94	-22.19	41.809000	183	464	0.004710	0.8750	

	ϕMnx kNm	ϕMny kNm	ϕ	ϕMnx kNm	ϕMny kNm
Pu max	-228.21	-242.31	0.871	-262.0091848	-278.1974742
Pu min	-437.94	-22.19	0.8750	-500.5028571	-25.36

Gambar 2.46. Output SP Coloumn Lantai 2 Bi 2

Mnc a= 278,1974 kNm

Mnc b= 25,36 kNm

MPR BI 2

Mprb, ki (-) = 105,4046 kNm

Mprb, ka (+) = 105,4046 kNm

(Mnc a + Mnc b) \geq 1,2(Mprb ki + Mprb ka)

(278,1974 + 25,36) \geq 1,2(105,4046 + 105,4046)

303,5574 kNm \geq 252,9732 kNm

Karena Mnc > 1,2 Mprb maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Perhitungan tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton dengan cara:

a. Dari analisis struktur Vu = 17,9496 kNm

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

Mprb, ki (-) = 105,4046 kNm

Mprb, ki (+) = 105,4046 kNm

Mprb, ka (-) = 105,4046 kNm

Mprb, ka (+) = 105,4046 kNm

Mprk dari balok = 0,5 x (105,4046 + 105,4046)

Mprk = 105,4046 kNm

Menghitung kuat geser perlu dengan cara:

$$V_e = \frac{105,4046 + 105,4046}{(5-0,6)} = 47,9115 \text{ kN}$$

Nilai Ve = 47,9115 kN > Vu dari analisis struktur = 17,9496 kN

Maka digunakan Vu = Ve = 47,9115 kN

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimit beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{47,9115 \times 1000}{0,75} = 63882,12121 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{109990,2424}{280 \times 453,5} = 0,50308 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Perhitungan untuk tulangan pengekanan

$$\text{Untuk } P_u = -95232,1 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

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

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimit beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang l_0 dengan cara:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125$ mm
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132$ mm
- c. $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124$ mm
- d. $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat.

Pehitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 dengan cara sebagai berikut:

$$V_e = 47,9115 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 47,9115 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.5. Lantai 2 Balok Induk 3

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = -225,1371$$

$$M_x = 11,6156 \text{ kNm}$$

$$M_y = 5,4004 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -507,5835 \text{ kN}$$

$$M_x = 0,1734 \text{ kNm}$$

$$M_y = 2,1238 \text{ kNm}$$

$$V_u = 13,5764 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'_c = 25$ MPa ; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Senggang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 8 (diatur dalam *SpColumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 8D22.

Output $\emptyset M_n$ kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.47.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	dt Depth mm	et	ϕ
1	225.14	-5.4	-11.62	-149.87	-322.35	27.752000	221	579	0.004870	0.889
2	507.58	-2.12	-0.17	-407.79	-33.29	192.009000	163	475	0.005880	0.9000
				ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ			ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm
Pu max				-149.87	-322.35	0.889			-168.5826772	-362.5984252
Pu min				-407.79	-33.29	0.9000			-453.1	-36.98888889

Gambar 2.47 Output SP Coloumn Lantai 2 Bi 3

Mnc a= 362,5984 kNm

Mnc b= 36,9888 kNm

MPR BI 3

Mprb, ki (-) = 147,6848 kNm

Mprb, ka (+) = 147,6848 kNm

(Mnc a + Mnc b) \geq 1,2(Mprb ki + Mprb ka)

(362,5984 + 36,9888) \geq 1,2(147,6848 + 147,6848)

399,587 kNm \geq 354,44352 kNm

Karena Mnc > 1,2 Mprb maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Perhitungan tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekangan inti beton dengan cara:

a. Dari analisis struktur Vu = 13,5764 kNm

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

Mprb, ki (-) = 147,6848 kNm

Mprb, ki (+) = 147,6848 kNm

Mprb, ka (-) = 147,6848 kNm

Mprb, ka (+) = 147,6848 kNm

Mprk dari balok = 0,5x(147,6848 + 147,6848)

Mprk = 147,6848 kNm

Menghitung kuat geser perlu sebagai berikut:

$$V_e = \frac{147,6848 + 147,6848}{(5-0,6)} = 67,12945455 \text{ kN}$$

Nilai Ve = 67,12945455 kN > Vu dari analisis struktur = 13,5764 kN

Maka digunakan Vu = Ve = 67,12945455 kN

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimit beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{12.277 \times 1000}{0,75} = 89505,93939 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{89505,93939}{280 \times 453,5} = 0,70488 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Perhitungan untuk tulangan pengekangan dengan cara:

$$\text{Untuk } P_u = -225137,1 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimit beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang l_0 sebagai berikut:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow \text{digunakan } n = 4$$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125$ mm
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132$ mm
- c. $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124$ mm
- d. $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 menggunakan cara sebagai berikut:

$$V_e = 67,12945455 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 67,12945455 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.6. Lantai 3 Balok Induk 1

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = -36,6896$$

$$M_x = 2,3526 \text{ kNm}$$

$$M_y = -26,1996 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -673,5107 \text{ kN}$$

$$M_x = -15,8807 \text{ kNm}$$

$$M_y = 15,1054 \text{ kNm}$$

$$V_u = 21,3383 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'_c = 25$ MPa ; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Sengkang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 8 (diatur dalam *SpColumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 8D22.

Output $\emptyset Mn$ kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.48.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities											
No	Pu	Mux	Muy	ϕMnx	ϕMny	$\phi Mu/Mu$	NA Depth	dt Depth	st	ϕ	
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm			
1	36.69	26.2	-2.35	244.65	-21.97	9.338000	100	468	0.011640	0.9	
2	673.51	-15.11	15.88	-202.34	212.73	11.395000	281	619	0.003620	0.7810	

	ϕMnx	ϕMny	ϕ	ϕMnx	ϕMny
	kNm	kNm		kNm	kNm
Pu max	244.65	-21.97	0.9	271.8333333	-24.41111111
Pu min	-202.34	212.73	0.7810	-259.078105	272.3815621

Gambar 2.48. Output SP Coloum Lantai 3 Bi 1

Mnc a= 271,8333 kNm

Mnc b= 259,078 kNm

MPR BI 1

Mprb, ki (-) = 215,283 kNm

Mprb, ka (+) = 147,6848 kNm

(Mnc a + Mnc b) \geq 1,2(Mprb ki + Mprb ka)

(271,8333 + 259,078) \geq 1,2(215,283 + 147,6848)

530,9114 kNm \geq 435,56136 kNm

Karena Mnc > 1,2 Mprb maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Perhitungan tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengeangan inti beton:

a. Dari analisis struktur Vu = 21,3383 kNm

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

Mprb, ki (-) = 215,283 kNm

Mprb, ki (+) = 147,6848 kNm

Mprb, ka (-) = 215,283 kNm

Mprb, ka (+) = 147,6848 kNm

Mprk dari balok = 0,5x(215,283 + 147,6848)

Mprk = 181,4839 kNm

Menghitung kuat geser perlu dengan cara:

$$V_e = \frac{181,4839 + 181,4839}{(5-0,6)} = 82,4926 \text{ kN}$$

Nilai Ve = 82,4926 kN > Vu dari analisis struktur = 21,2558 kN

Maka digunakan Vu = Ve = 82,4926 kN

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{82,4926 \times 1000}{0,75} = 109990,2424 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{109990,2424}{280 \times 453,5} = 0,8862 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Perhitungan untuk tulangan pengekangan dengan cara:

$$\text{Untuk } P_u = -36689,6 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

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

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom – selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang l_o dengan cara sebagai berikut:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow \text{digunakan } n = 4$$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125$ mm
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132$ mm
- c. $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124$ mm
- d. $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 dengan cara:

$$V_e = 82,49268 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 82,49268 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.7. Lantai 3 Balok Induk 2

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = -57,2716$$

$$M_x = -2,8986 \text{ kNm}$$

$$M_y = -3,0221 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -544,8201 \text{ kN}$$

$$M_x = -2,3689 \text{ kNm}$$

$$M_y = -23,1554 \text{ kNm}$$

$$V_u = 21,3383 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,6 m. $F'_c = 25$ MPa ; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Sengkang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 8 (diatur dalam *SpColumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 8D22.

Output \emptyset Mn kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.49.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	ϕMnx kNm	ϕMny kNm	$\phi Mu/Mu$	NA Depth mm	dt Depth mm	et	ϕ
1	57.27	-3.02	2.9	-185.94	178.34	61.526000	214	619	0.005670	0.9
2	544.82	23.16	2.37	326.84	33.44	14.115000	150	479	0.006720	0.9000

	ϕMnx kNm	ϕMny kNm	ϕ	ϕMnx kNm	ϕMny kNm
Pu max	-185.94	178.34	0.9	-206.6	198.1555556
Pu min	326.84	33.44	0.9000	363.1555556	37.15555556

Gambar 2.49. Output SP Coloumn Lantai 3 Bi 2

Mnc a= 206,6 kNm

Mnc b= 363,155 kNm

MPR BI 2

Mprb, ki (-) = 105,4046 kNm

Mprb, ka (+) = 105,4046 kNm

$(Mnc\ a + Mnc\ b) \geq 1,2(Mprb\ ki + Mprb\ ka)$

$(206,6 + 363,155) \geq 1,2(105,4046 + 105,4046)$

569,7555 kNm \geq 252,9732 kNm

Karena Mnc > 1,2 Mprb maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Perhitungan tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton:

a. Dari analisis struktur Vu = 21,3383 kNm

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

Mprb, ki (-) = 105,4046 kNm

Mprb, ki (+) = 105,4046 kNm

Mprb, ka (-) = 105,4046 kNm

Mprb, ka (+) = 105,4046 kNm

Mprk dari balok = 0,5x(105,4046 + 105,4046)

Mprk = 105,4046 kNm

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{105,4046 + 105,4046}{(5-0,6)} = 47,9115 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 47,9115 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = 21,3383 kN

Maka digunakan $V_u = V_e = 47,9115 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{47,9115 \times 1000}{0,75} = 63881,57576 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{63881,57576}{280 \times 453,5} = 0,50308 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Perhitungan untuk tulangan pengekangan

$$\text{Untuk } P_u = -57271,6 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

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

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang l_0 dengan cara:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124 \text{ mm}$
- $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 dengan cara:

$$V_e = 47,9115 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 47,9115 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.9.7. Lantai 3 Balok Induk 3

Diketahui kolom 500×500 dengan tinggi 5 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = -50,8206$$

$$M_x = 15,3527 \text{ kNm}$$

My= -23,666 kNm

Pu min = -316,413 kN

Mx= -2,0768 kNm

My= 15,5495 kNm

Vu= 12,277 kN

Memiliki tinggi balok 0,6 m. F'c= 25 MPa ; fy tulangan utama = 420 MPa ; fy Sengkang =280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 22 mm dengan jumlah tulangan 8 (diatur dalam *SpColoumn*). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 8D22.

Output ϕ Mn kolom akibat Pu max dan Pu min dari *software SPColumn* dapat dilihat pada Gambar 2.50.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	Pu	Mux	Muy	ϕ Mnx	ϕ Mny	ϕ Mn/Mu	NA Depth	dt Depth	xt	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	50,82	23,67	-15,35	212,12	-137,61	8,965000	196	597	0,006140	0,9
2	316,41	-15,55	2,08	-292,25	39,03	18,795000	141	492	0,007700	0,9000

	ϕ Mnx	ϕ Mny	ϕ	ϕ Mnx	ϕ Mny
	kNm	kNm		kNm	kNm
Pu max	212,12	-137,61	0,9	235,6888889	-152,9
Pu min	-292,25	39,03	0,9000	-324,7222222	43,36666667

Gambar 2.50. Output SP Coloumn Lantai 3 BI 3

Mnc a= 235,6889 kNm

Mnc b= 324,7222 kNm

MPR BI 1

Mprb, ki (-) = 147,6848 kNm

Mprb, ka (+) = 147,6848 kNm

$(Mnc a + Mnc b) \geq 1,2(Mprb ki + Mprb ka)$

$(24,4111 + 272,3815) \geq 1,2(147,6848 + 147,6848)$

$560,4111111 \text{ kNm} \geq 354,44352 \text{ kNm}$

Karena $Mnc > 1,2 Mprb$ maka kolom telah memenuhi syarat (*Strong Column Weak Beam*)

Perhitungan tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton:

a. Dari analisis struktur Vu =12,277 kNm

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

Mprb, ki (-) = 147,6848 kNm

$$M_{prb, ki (+)} = 147,6848 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 147,6848 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 147,6848 \text{ kNm}$$

$$M_{prk \text{ dari balok}} = 0,5 \times (147,6848 + 147,6848)$$

$$M_{prk} = 147,6848 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara:

$$V_e = \frac{1147,6848 + 147,6848}{(5-0,6)} = 67,12945455 \text{ kN}$$

$$\text{Nilai } V_e = 67,12945455 \text{ kN} > V_u \text{ dari analisis struktur} = 12,277 \text{ kN}$$

$$\text{Maka digunakan } V_u = V_e = 82,4926 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter Sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 500 - 40 - 13/2 = 453,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{12,277 \times 1000}{0,75} = 89505,93939 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{89505,93939}{280 \times 453,5} = 0,8862 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (A)$$

Perhitungan untuk tulangan pengekanan

$$\text{Untuk } P_u = -50820,6 \text{ N} < 0,3 f_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$$

$f_c' = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0111758$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0111758 \times 420 = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (B)$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,0070714$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0070714 \times 420 = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots \dots \dots (C)$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,69387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang l_0 menggunakan cara:

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,69387 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,5363 \rightarrow$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $H_x = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (22)) / 3 = 124 \text{ mm}$
- $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 124}{3} \right) = 175,333 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan tulangan transversal diluar daerah l_0 dengan cara:

$$V_e = 67,12945455 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 453,5 = 192,7375 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,7375 \text{ kN} > V_e = 67,12945455 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka gunakan 4D13-100

2.10. Perancangan Pelat Lantai

Pelat adalah salah satu bagian struktur horizontal dapat dipengaruhi oleh panjang bentang dan beban yang bekerja pada pelat tersebut. Pelat perlu diperkuat menggunakan tulangan baja karena strukturnya lebih banyak memikul momen lentur dan gaya geser sehingga perencanaan pelat lantai harus mempunyai ketinggian yang sama dan tidak miring. Selain itu, ketebalan pelat lantai dapat ditentukan dari beban, lendutan yang diijinkan, dan lebar bentang.

2.10.1. Penulangan Pelat Satu Arah

Sistem penulangan pelat satu arah hanya ditumpu pada kedua sisinya sehingga pelat mengalami lendutan dalam arah tegak lurus pada sisi tumpuan. Jika pelat bertumpu pada keempat sisi, hampir 95% beban akan didistribusikan dalam arah bentang yang pendek sehingga menjadi pelat satu arah. Terdapat beberapa syarat penggunaan koefisien momen yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 6.5.2, seperti berikut

- Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan Panjang bentang yang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek
- Beban yang bekerja adalah beban merata
- Beban hidup $< 3x$ beban mati

Jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat ($3h$) atau tidak lebih dari 450 hal ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 yang dapat dilihat pada gambar berikut.

Tabel 7.6.1.1 – $A_{s,min}$ untuk pelat satu arah nonprategang

Tipe tulangan	f_y , MPa	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	$0,0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014A_g$

Gambar 2.51. Pelat Satu Arah NonPrategang

Perhitungan Penulangan Pelat Satu Arah

a. Menentukan tebal pelat minimum

Berdasar kan SNI 2847:2019 tersebut mengatur tebal pelat minum yang digunakan adalah seperti tabel dibawah ini.

Tabel 2.9. Pelat Minimum

Kondisi tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Setelah mengetahui tebal pelat minimum maka menentukan nilai ds dengan menggunakan rumus:

$$ds = \text{tebal plat} - \text{selimut beton} - \left(\frac{\text{diameter tulangan}}{2}\right) \dots \dots \dots (2.101)$$

Perhitungan pembebanan pelat dilakukan dengan menggunakan persamaan seperti dibawah ini.

$$q_u = 1,2q_D + 1,6 q_L \dots \dots \dots (2.102)$$

Perpustakaan Umum di Yogyakarta memiliki 4 tipe pelat lantai satu arah. Penulangan pelat satu arah menggunakan tulangan ulir untuk tulangan utama dan tulangan polos untuk sengkang. Spesifikasi tulangan ulir dapat dilihat pada gambar 2.35 sedangkan spesifikasi untuk tulangan polos seperti pada gambar 2.52.

Tabel 2 - Ukuran baja tulangan beton polos

No	Penamaan	Diameter nominal (d)	Luas penampang nominal (A)	Berat nominal per meter*
		mm	mm ²	kg/m
1	P 6	6	28	0,222
2	P 8	8	50	0,395
3	P 10	10	79	0,617
4	P 12	12	113	0,888
5	P 14	14	154	1,208
6	P 16	16	201	1,578
7	P 19	19	284	2,226
8	P 22	22	380	2,984
9	P 25	25	491	3,853
10	P 28	28	616	4,834
11	P 32	32	804	6,313
12	P 36	36	1018	7,990
13	P 40	40	1257	9,865
14	P 50	50	1964	15,413

Gambar 2.52. Ukuran Baja Tulangan Beton Polos

Berikut merupakan hasil dari perhitungan pelat lantai dengan penulangan satu arah:

1. Pelat Lantai Tipe A

Diketahui data untuk melakukan perhitungan seperti pada gambar 2.53

Ukuran Pelat	6000	2000	mm
Ukuran Balok Anak	350	450	mm
Ukuran Balok Induk	450	450	mm
Ukuran Kolom	500	500	mm
Beban Hidup	4,8		kN/m ²
Beban mati	4,63		kN/m ²
fc	25		Mpa
Fy	420		Mpa
Tebal Pelat	120		mm
Diameter Tulangan	10		mm
Tebal Selimut Beton	20		mm

Gambar 2.53. Pelat Lantai Tipe A

Dalam merencanakan beban lantai menggunakan cara dibawah ini:

Berat Sendiri Pelat Lantai

Berat Satuan = 24

Tebal = 0,12

Q = Satuan x Tebal
= 2,88 kN/m²

Berat Finishing Lantai

Berat Satuan = 21

Tebal = 0,05

Q = Satuan x Tebal
= 1,05 kN/m²

Berat Plafon = 0,2 kN/m²

Berat Instalasi ME = 0,5 kN/m²

Total Beban Mati dengan menjumlahkan dari setiap beban diatas sehingga menghasilkan 4,63 kN/m²

Menentukan tebal pelat minimum menggunakan persamaan 2.101 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tebal Pelat} &= \frac{2000}{28} \\ &= 71,43 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan 120 mm

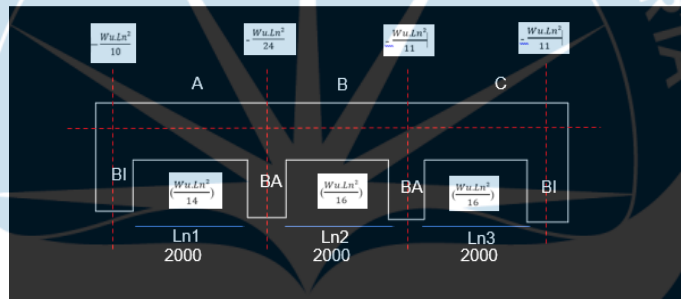
$$\begin{aligned}
 ds &= \text{tebal plat} - \text{selimut beton} - \left(\frac{\text{diameter tulangan}}{2} \right) \\
 &= 120 - 20 - \left(\frac{10}{2} \right) \\
 &= 95 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung pembebanan pelat menggunakan persamaan 2.102 seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 qd \text{ (beban mati)} &= 4,63 \text{ kN/m}^2 \\
 ql \text{ (beban hidup)} &= 4,8 \text{ kN/m}^2 \\
 qu &= (1,2 \times 4,63) + (1,6 \times 4,8) \\
 &= 13,236 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung momen pelat seperti dibawah ini:

Pada gambar 2.54 merupakan momen pada pelat lantai penulangan satu arah



Gambar 2.54. Momen Pelat

Clear spacing:

$$\begin{aligned}
 Ln1 &= L - \left(\frac{BI}{2} \right) - \left(\frac{BA}{2} \right) \\
 &= 2000 - \left(\frac{250}{2} \right) - \left(\frac{150}{2} \right) \\
 &= 1800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ln2 &= L - \left(\frac{BA}{2} \right) - \left(\frac{BA}{2} \right) \\
 &= L - \left(\frac{150}{2} \right) - \left(\frac{150}{2} \right) \\
 &= 1850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Ln3 = L - \left(\frac{BA}{2} \right) - \left(\frac{BI}{2} \right)$$

$$= 2000 - \left(\frac{150}{2}\right) - \left(\frac{250}{2}\right)$$

$$= 1800 \text{ mm}$$

Moment Ultimate

Titik A

$$\begin{aligned} (-) M1 &= \frac{Wu.Ln^2}{10} \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1800^2}{10}\right) \\ &= 4.288.464 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (+) M2 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1800^2}{24}\right) \\ &= 3.063.188,571 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-) M3 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1800^2}{24}\right) \\ &= 1.786.860 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pilih Mu terbesar = 4.288.464 Nmm

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 4.288.464}{1,7 \times 25 \times 95^2}} \right] \\ &= 0,001273097 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,001273097 \times 1000 \times 95 \\ &= 120,9441781 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,0014 \times 1000 \times 120 \\ &= 168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{168} \\ &= 299,1993 \text{ mm} < 3(120) \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Titik B

$$\begin{aligned}(-) M3 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1850^2}{24}\right) \\ &= 1.887.508 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(+) M4 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{16}\right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1850^2}{16}\right) \\ &= 2.831.263,125 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(-) M5 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{11}\right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1850^2}{11}\right) \\ &= 4.118.200,909 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Pilih Mu terbesar = 4.118.200,909 Nmm

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 4.118.200,909}{1,7 \times 25 \times 95^2}} \right] \\ &= 0,001221926\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As &= 0,001221926 \times 1000 \times 95 \\ &= 116,0829321 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As \text{ min} &= 0,0014 \times 1000 \times 120 \\ &= 168 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{As} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{168} \\ &= 299,1993 \text{ mm} < 3(120) \text{ (Aman)}\end{aligned}$$

Titik C

$$\begin{aligned}(-) M3 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{11}\right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1800^2}{11}\right)\end{aligned}$$

$$= 3.898.603,636 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} (+) M4 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{16} \right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1800^2}{16} \right) \\ &= 2.680.290 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-) M5 &= \left(\frac{Wu.Ln^2}{11} \right) \\ &= \left(\frac{13,236 \times 1800^2}{11} \right) \\ &= 3.898.603,636 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pilih Mu terbesar = 3.898.603,636 Nmm

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3.898.603,636}{1,7 \times 25 \times 95^2}} \right] \\ &= 0,001156006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,001156006 \times 1000 \times 95 \\ &= 109,8205568 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,0014 \times 1000 \times 120 \\ &= 168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{168} \\ &= 299,1993 \text{ mm} < 3(120) \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Tabel 2.10. Rekap Hasil Perhitungan

	A	B	C
Koefisien	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$
Mu (Nmm)	4.288.464	4.118.200,909	3.898.603,636
ρ	0,001273097	0,001221926	0,001156006
AS(mm²)	120,9441781	0,08776	0,13652
AS min(mm²)	168	168	168
AS Pasang(mm²)	168	168	168
S (mm)	299,1993	299,1993	299,1993
Pasang tulangan polos	P8-300	P8-300	P8-300

Tipe B memiliki langkah pengerjaan yang sama maka dari itu penulis hanya memberi rekapitulasi hasil akhir seperti dibawah ini:

2. Pelat Lantai Tipe B

Tabel 2.11. Data Pelat Lantai Tipe B

Ukuran Pelat	6000	3000	mm
Ukuran Balok Anak	350	350	mm
Ukuran Balok Induk	450	350	
Ukuran Kolom	500	500	mm
Beban Hidup		4,8	kN/m ²
Beban Mati		4,63	kN/m ²
Fc		25	Mpa
Fy		420	Mpa
Tebal Pelat		120	mm
Diameter Tulangan (ulir)		10	mm
Diameter sengkang (polos)		8	mm
Tebal Selimut Beton		20	mm

3. Pelat Lantai Tipe C

Tabel 2.12. Data Pelat Lantai Tipe C

Ukuran Pelat	6000	1000	mm
Ukuran Balok Anak	350	350	mm
Ukuran Balok Induk	450	450	mm
Ukuran Kolom	500	500	mm
Beban Hidup		4,8	kN/m ²
Beban Mati		4,63	kN/m ²
Fc		25	Mpa
Fy		420	Mpa
Tebal Pelat		120	mm
Diameter Tulangan		10	mm
Diameter sengkang		8	mm
Tebal Selimut Beton		20	mm

Tabel 2.13. Perhitungan

	A	B	C
Koefisien	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right),$ $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right),$ $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right),$ $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right),$ $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right),$ $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right),$ $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$
Mu (Nmm)	4.530.021	4.118.200,909	4.118.200,909
ρ	0,0013457	0,001221926	0,001221926
AS(mm²)	127,8496	116,08293	116,08293
AS min(mm²)	168	168	168
AS Pasang(mm²)	168	168	168
S (mm)	299,1993	299,1993	299,1993
Pasang tulangan polos	P8-300	P8-300	P8-300

4. Pelat Lantai Tipe F

Tabel 2.14. Data Pelat Lantai F

Ukuran Pelat	8200	3000	mm
Ukuran Balok Anak	350	350	mm
Ukuran Balok Induk	450	450	mm
Ukuran Kolom	500	500	mm
Beban Hidup		4,8	kN/m ²
Beban Mati		4,63	kN/m ²
Fc		25	Mpa
Fy		420	Mpa
Tebal Pelat		120	mm
Diameter Tulangan (ulir)		10	mm
Diameter Sengkang (polos)		8	mm
Tebal Selimut Beton		20	mm

Tabel 2.15. Data Perhitungan

	A	B	C
Koefisien	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$
Mu (Nmm)	4.288.464	4.118.200,909	3.898.603,636
ρ	0,001273097	0,001221926	0,001156006
AS(mm²)	120,9441781	116,08293	109,82055
AS min(mm²)	168	168	168
AS Pasang(mm²)	168	168	168
S (mm)	299,1993	299,1993	299,1993
Pasang tulangan polos	P8-300	P8-300	P8-300

5. Pelat Lantai Tipe G

Tabel 2.16. Pelat Lantai Tipe G

Ukuran Pelat	5000	2000	mm
Ukuran Balok Anak	450	350	mm
Ukuran Balok Induk	450	450	mm
Ukuran Kolom	500	500	mm
Beban Hidup		4,8	kN/m ²
Beban Mati		4,63	kN/m ²
Fc		25	Mpa
Fy		420	Mpa
Tebal Pelat		120	mm
Diameter Tulangan (ulir)		10	mm
Diameter Sengkang (polos)		8	mm
Tebal Selimut Beton		20	mm

Tabel 2.17. Data Perhitungan

	A	B	C
Koefisien	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$	$\left(\frac{Wu.Ln^2}{10}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{14}\right)$, $\left(\frac{Wu.Ln^2}{24}\right)$
Mu (Nmm)	4.288.464	4.118.200,909	3.898.603,636
ρ	0,001273097	0,001221926	0,001156006
AS(mm²)	120,9441781	116,08293	109,82055
AS min(mm²)	168	168	168
AS Pasang(mm²)	168	168	168
S (mm)	299,1993	299,1993	299,1993
Pasang tulangan polos	P8-300	P8-300	P8-300

2.10.2 Penulangan Pelat Dua Arah

Dalam penulangan pelat 2 arah beban yang diterima akan didistribusikan oleh pelat dalam dua arah yang keempat sisinya ditumpu, apabila pelat bertumpu di keempat sisi dan rasio $L_y/L_x < 2$ maka seluruh beban akan dilimpahkan kesemua sisinya.2 metode pendekatan dalam melakukan analisis dan desain sistem struktur 2 arah sesuai dengan SNI2847:2019 antara lain:

- a. Metode Desain Langsung (*Direct Design Method, DDM*) metode ini dirumuskan dalam SNI 2847:2019 pasal 8.10 dimana metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban merata. Penggunaan sejumlah koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi kritis.
- b. Metode Rangka Ekuivalen (*Equivalent Frame Method, EFM*) metode ini dirumuskan dalam SNI 2847:2019 pasal 8.11. Struktur bangunan 3 dimensi dibagi menjadi beberapa rangka ekuivalen dua dimensi, dimana struktur rangka tersebut kemudian dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Analisis dan desain pelat 2 arah tersebut difokuskan pada metode *direct design (DDM)* dimana pada analisis dan desain tersebut terdapat beberapa batasan penggunaannya yang diatur dalam pasal 8.10.2 hal tersebut antara lain:

- a. Paling sedikit terdapat 3 bentang menurun dalam setiap arah (8.10.2.1)
- b. Panjang bentang yang bersebelahan, diukur antar sumbu ke sumbu tumpuan masing-masing arah tidak berbeda dan lebih dari sepertiga bentang terpanjang (8.10.2.2)
- c. Pelat berbentuk persegi dengan perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek tersebut diukur berdasarkan sumbu ke sumbu tumpuan dan tidak melebihi dari 2 (8.10.2.3)
- d. Posisi kolom boleh menyimpang dengan jarak maksimum sejauh 10% dari Panjang bentang dan garis-garis yang menghubungkan sumbu-sumbu kolom yang berdekatan (8.10.2.4)
- e. Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi dan terbagi merata pada seluruh panel pelat (8.10.2.5)
- f. Beban hidup tidak boleh melebihi 2 kali beban mati (8.10.2.6)
- g. Untuk suatu panel pelat dengan balok diantara tumpuan pada semua sisinya (8.10.2.7)

Penulangan pada pelat dua arah direncanakan menggunakan tulangan ulir dan polos. Berikut merupakan hasil perhitungan pelat lantai dengan penulangan dua arah tipe D dan E:

1. Pelat Lantai Tipe D

Diketahui memiliki data seperti pada gambar 2.55

Ly	3000	Mlx	36
Lx	3000	Mtx	36
ht	120	Mly	36
ly/lx	1	Mty	36

Gambar 2.55. Data Pelat Tipe D

Perhitungan beban pelat lantai seperti dibawah ini:

Berat Sendiri Pelat Lantai

Berat Satuan = 24

Tebal = 0,12

Q = Satuan x Tebal
= 2,88 kN/m²

Berat Finishing Lantai

Berat Satuan = 21

Tebal = 0,05

Q = Satuan x Tebal
= 1,05 kN/m²

Berat Plafon = 0,2 kN/m²

Berat Instalasi ME = 0,5 kN/m²

Total beban mati dengan menjumlahkan setiap berat diatas sehingga menghasilkan 4,63 kN/m².

Perhitungan pembebanan pelat menggunakan rumus 2.102 dengan hasil sebagai berikut:

qd (beban mati) = 4,63 kN/m²

ql (beban hidup) = 4,8 kN/m²

qu = (1,2 x 4,63) + (1,6 x 4,8)
= 13,236 kN/m²

Momen Ultimate

(+) Mlx = 0,001 × Qu × (Lx/1000)² × Mlx
= 0,001 × 13,236 × (3000/1000)² × 36
= 4,28846 kN/m

(-) Mtx = -(0,001 × Qu × (Lx/1000)² × Mtx)

$$= -(0,001 \times 13,236 \times (3000/1000)^2 \times 36)$$

$$= - 4,2885 \text{ kN/m}$$

$$(+) Mly = (0,001 \times Qu \times (Lx/1000)^2 \times Mly)$$

$$= (0,001 \times 13,236 \times (3000/1000)^2 \times 36)$$

$$= 4,28846 \text{ kN/m}$$

$$(-) Mty = -(0,001 \times Qu \times (Lx/1000)^2 \times Mty)$$

$$= -(0,001 \times 13,236 \times (3000/1000)^2 \times 36)$$

$$= - 4,2885 \text{ kN/m}$$

Tulangan Lentur

Tulangan Arah X

$$dx = \text{tebal pelat} - \text{tebal selimut} - (\text{diameter tulangan lentur} \times 0,5)$$

$$= 120 - 20 - (10 \times 0,5)$$

$$= 95 \text{ mm}$$

$$Mnx = Mlx \times 1.000.000 / 0,9$$

$$= 4,28846 \times 1.000.000 / 0,9$$

$$= 4764960,000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = Mnx / (1000 \times dx^2)$$

$$= 4764960,000 / (1000 \times 95^2)$$

$$= 0,5279734$$

$$m = \left(\frac{Fy}{0,85 \times frc} \right)$$

$$= \left(\frac{420}{0,85 \times 25} \right)$$

$$= 19,76471$$

$$\rho = \left(\frac{1}{m} \right) \times (1 - (1 - (2 \times Rn / Fy))^{0,5})$$

$$= \left(\frac{1}{19,76471} \right) \times (1 - (1 - (2 \times 0,5279734 / 420))^{0,5})$$

$$= 0,001273$$

$$\rho \text{ min} = 0,0014$$

$$\rho \text{ yang digunakan} = 0,0014$$

$$\text{As Perlu} = \rho \text{ yang digunakan} \times dx$$

$$= 0,0014 \times 95$$

$$\begin{aligned}
 &= 133 \text{ mm} \\
 s &= 3 \times \text{tebal plat} \\
 &= 3 \times 120 \\
 &= 360 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 350 \text{ mm} \\
 \text{As terpasang} &= \left(\frac{1000}{s}\right) \times ((\pi \times d^2)/4) \\
 &= \left(\frac{1000}{350}\right) \times ((\pi \times 10^2)/4) \\
 &= 224,3994753 \text{ mm} \\
 \text{Dipasang tulangan ulir D10 – 350} \\
 \textbf{Tulangan Arah Y} \\
 dy &= \text{tebal pelat} - \text{tebal selimut} - d \text{ (} d \times 0,5 \text{)} \\
 &= 120 - 20 - 10 (10 \times 0,5) \\
 &= 85 \text{ mm} \\
 Mny &= Mly \times 1.000.000 / 0,9 \\
 &= 4,28846 \times 1.000.000 / 0,9 \\
 &= 4764960,000 \text{ Nmm} \\
 Rn &= Mny / (1000 \times dy^2) \\
 &= 4764960,000 / (1000 \times 85^2) \\
 &= 0,65951 \\
 m &= \left(\frac{Fy}{0,85 \times f'c}\right) \\
 &= \left(\frac{420}{0,85 \times 25}\right) \\
 &= 19,76471 \\
 \rho &= \left(\frac{1}{m}\right) \times (1 - (1 - (2 \times Rn / Fy))^{0,5}) \\
 &= \left(\frac{1}{19,76471}\right) \times (1 - (1 - (2 \times 0,65951 / 420))^{0,5}) \\
 &= 0,001595 \\
 \rho \text{ min} &= 0,0014 \\
 \rho \text{ yang digunakan} &= 0,0014 \\
 \text{As Perlu} &= \rho \text{ yang digunakan} \times dy \\
 &= 0,0014 \times 85
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 119 \text{ mm} \\
 s &= 3 \times \text{tebal plat} \\
 &= 3 \times 120 \\
 &= 360 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 350 \text{ mm} \\
 \text{As terpasang} &= \left(\frac{1000}{s}\right) \times ((\pi \times d^2)/4) \\
 &= \left(\frac{1000}{350}\right) \times ((\pi \times 10^2)/4) \\
 &= 224,3994753 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kesimpulan dipasang tulangan ulir D10 – 350

Tulangan Susut

Tulangan Arah X

$$\begin{aligned}
 Dx &= \text{tebal plat} - \text{tebal selimut} - (\text{diameter tulangan susut} \times 0,5) \\
 &= 120 - 20 - (8 \times 0,5) \\
 &= 96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mnx &= Mlx \times 1.000.000 / 0,9 \\
 &= 4,28846 \times 1.000.000 / 0,9 \\
 &= 4764960,000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= Mnx / (1000 \times dx^2) \\
 &= 4764960,000 / (1000 \times 96^2) \\
 &= 0,5170313
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \left(\frac{Fy}{0,85 \times f'c}\right) \\
 &= \left(\frac{420}{0,85 \times 25}\right) \\
 &= 19,76471
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \left(\frac{1}{m}\right) \times (1 - (1 - (2 \times Rn / Fy))^{0,5}) \\
 &= \left(\frac{1}{19,76471}\right) \times (1 - (1 - (2 \times 0,5170313 / 420))^{0,5}) \\
 &= 0,001246
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,0014$$

$$\rho \text{ yang digunakan} = 0,0014$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \rho \text{ yang digunakan} \times dx \\
 &= 0,0014 \times 96 \\
 &= 134,4 \text{ mm} \\
 s &= 5 \times \text{tebal plat} \\
 &= 5 \times 120 \\
 &= 600 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 350 \text{ mm} \\
 \text{As terpasang} &= \left(\frac{1000}{s}\right) \times ((\pi \times d^2)/4) \\
 &= \left(\frac{1000}{350}\right) \times ((\pi \times 8^2)/4) \\
 &= 143,6156642 \text{ mm} \\
 &\text{Dipasang tulangan ulir D8 – 350} \\
 &\text{Tulangan Arah Y} \\
 dy &= \text{tebal pelat} - \text{tebal selimut} - d (d \times 0,5) \\
 &= 120 - 20 - 8 (8 \times 0,5) \\
 &= 88 \text{ mm} \\
 Mny &= Mly \times 1.000.000 / 0,9 \\
 &= 4,28846 \times 1.000.000 / 0,9 \\
 &= 4764960,000 \text{ Nmm} \\
 Rn &= Mny / (1000 \times dy^2) \\
 &= 4764960,000 / (1000 \times 88^2) \\
 &= 0,61531 \\
 m &= \left(\frac{Fy}{0,85 \times f'c}\right) \\
 &= \left(\frac{420}{0,85 \times 25}\right) \\
 &= 19,76471 \\
 \rho &= \left(\frac{1}{m}\right) \times (1 - (1 - (2 \times Rn / Fy))^{0,5}) \\
 &= \left(\frac{1}{19,76471}\right) \times (1 - (1 - (2 \times 0,61531 / 420))^{0,5}) \\
 &= 0,001487
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ min} &= 0,0014 \\
 \rho \text{ yang digunakan} &= 0,0014 \\
 \text{As Perlu} &= \rho \text{ yang digunakan} \times d_y \\
 &= 0,0014 \times 88 \\
 &= 123,2 \text{ mm} \\
 s &= 5 \times \text{tebal plat} \\
 &= 5 \times 120 \\
 &= 600 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 350 \text{ mm} \\
 \text{As terpasang} &= \left(\frac{1000}{s}\right) \times ((\pi \times d^2)/4) \\
 &= \left(\frac{1000}{350}\right) \times ((\pi \times 8^2)/4) \\
 &= 143,6156642 \text{ mm} \\
 \text{Kesimpulan dipasang tulangan ulir D8 – 350}
 \end{aligned}$$



Tabel 2.18. Rekapitulasi

	Tulangan Lentur		Tulangan susut	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
D (mm)	95	85	96	88
Mn (Nmm)	4764960,000	4764960,000	4764960,000	4764960,000
Rn	0,5279734	0,65951	0,5170313	0,61531
M	19,76471	19,76471	19,76471	19,76471
P	0,001273	0,001595	0,001246	0,001487
ρ min	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014
ρ yg digunakan	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014
As perlu (mm)	133	119	134,4	123,2
s (mm)	360	360	600	600
s pakai	350	350	350	350
As terpasang (mm)	224,399475 3	224,39947 53	143,61566 42	143,615664 2
Dipasang tulangan ulir	D10-350	D10-350	D8 – 350	D8 – 350

1. Pelat Lantai Tipe E

Diketahui data pada pelat lantai tipe E seperti gambar 2.56.

Ly	3000	Mlx	56
Lx	2000	Mtx	56
ht	120	Mly	37
ly/lx	1,5	Mty	37

Gambar 2.56 Pelat Lantai Tipe E

Perhitungan beban pelat lantai sebagai berikut:

Berat Sendiri Pelat Lantai

Berat Satuan = 24

Tebal = 0,12

Q = Satuan x Tebal
= 2,88 kN/m²

Berat Finishing Lantai

Berat Satuan = 21

Tebal = 0,05

Q = Satuan x Tebal

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

Berat Plafon $= 0,2 \text{ kN/m}^2$

Berat Instalasi ME $= 0,5 \text{ kN/m}^2$

Total beban mati dengan cara menjumlahkan setiap beban diatas sehingga menghasilkan $4,63 \text{ kN/m}^2$

Perhitungan pembebanan pelat seperti rumus 2.102 dengan hasil sebagai berikut:

$$q_d \text{ (beban mati)} = 4,63 \text{ kN/m}^2$$

$$q_l \text{ (beban hidup)} = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = (1,2 \times 4,63) + (1,6 \times 4,8)$$

$$= 13,236 \text{ kN/m}^2$$

Momen Ultimate

$$(+)\ M_{lx} = 0,001 \times Q_u \times (L_x/1000)^2 \times M_{lx}$$

$$= 0,001 \times 13,236 \times (2000/1000)^2 \times 56$$

$$= 2,96486 \text{ kN/m}$$

$$(-)\ M_{tx} = -(0,001 \times Q_u \times (L_x/1000)^2 \times M_{tx})$$

$$= -(0,001 \times 13,236 \times (2000/1000)^2 \times 56)$$

$$= - 2,96486 \text{ kN/m}$$

$$(+)\ M_{ly} = (0,001 \times Q_u \times (L_x/1000)^2 \times M_{ly})$$

$$= (0,001 \times 13,236 \times (2000/1000)^2 \times 37)$$

$$= 1,95893 \text{ kN/m}$$

$$(-)\ M_{ty} = -(0,001 \times Q_u \times (L_x/1000)^2 \times M_{ty})$$

$$= -(0,001 \times 13,236 \times (2000/1000)^2 \times 37)$$

$$= - 1,95893 \text{ kN/m}$$

Perhitungan penulangan dua arah memiliki langkah dan rumus yang sama sehingga pada pelat lantai tipe E penulis hanya memberi rekapitulasi hasil.

Tabel 2.19. Rekapitulasi Perhitungan

	Tulangan Lentur		Tulangan susut	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
D (mm)	95	85	96	88
Mn (Nmm)	3294293,333	2176586,667	3294293,333	2176586,667
Rn	0,3650187	0,301258	0,3574537	0,281067
M	19,76471	19,76471	19,76471	19,76471
P	0,000877	0,000722	0,000858	0,000674
ρ min	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014
ρ yg digunakan	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014

Tabel 2.19. Lanjutan

As perlu (mm)	133	119	134,4	123,2
s (mm)	360	360	600	600
s pakai	350	350	350	350
As terpasang (mm)	224,3994753	224,3994753	143,6156642	143,6156642
Dipasang tulangan ulir	D10-350	D10-350	D8 – 350	D8 – 350

2.11. Perancangan Tangga

Pada perancangan tangga denah ruang tangga diharuskan memiliki lebar bordes minimum adalah selebar tangga jadi lebar bordes adalah setengah lebar dari L1. Dimana Tinggi Optrede (O) besarnya antara 150mm sampai 200mm, hal ini membuat jumlah anak tangga antar lantai adaah tinggi lantai dibagi dengan O ($n_{tg} = \frac{h_{lt}}{o}$). Sedapat mungkin besarnya O merupakan bilangan bulat. Besarnya antrede (A) ditentukan 280 mm atau 300mm sehingga lebar tangga Ltg adalah $(\frac{1}{2} \frac{h_{lt}}{o} - 1) A$, sudut kemiringan sebuah tangga dapat dihitung dengan $\alpha = \tan^{-1} (\frac{O}{A})$ dan tebal pelat tangga diperkirakan (h_{tg})

Perhitungan beban tangga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti berikut untuk beban qtg seperti.

$$\text{berat sendiri tangga} = \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton} \dots \dots \dots (2.103)$$

$$\text{berat anak tangga} = \frac{1}{2} O \times \text{berat volume beton} \dots \dots \dots (2.104)$$

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} \dots \dots \dots (2.105)$$

$$\text{berat railing (diperkirakan)} \dots \dots \dots (2.106)$$

untuk perhitungan beban qbd dengan menggunakan persamaan seperti dibawah ini.

$$\text{berat sendiri tangga} = h_{tg} \times \text{berat volume beton} \dots \dots \dots (2.107)$$

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} \dots \dots \dots (2.108)$$

$$\text{berat railing (diperkirakan)} \dots \dots \dots (2.109)$$

dengan memperhatikan persamaan-persamaan dibawah ini.

$$M_u = 1,4M_{DL} \dots \dots \dots (2.110)$$

$$M_u = 1,2M_{DL} + 1,6M_{LL} \dots \dots \dots (2.111)$$

$$V_u = 1,4V_{DL} \dots \dots \dots (2.112)$$

$$V_u = 1,2V_{DL} + 1,6V_{LL} \dots \dots \dots (2.113)$$

Pada perancangan tangga momen rencana (Mur) menghasilkan luas tulangan tegang (Atg) dalam mm². Gaya geser rencana (Vur) digunakan untuk memeriksa ketebalan tangga (htg) dengan $V_c \geq V_{ur}$ jika $V_c < V_{ur}$ maka tebal tangga perlu diperbesar. Pada perencanaan momen rencana pelat fondasi tangga digunakan persamaan seperti berikut.

$$M_u = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{umax} + \sigma_{umin})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b_{tg} \right)^2 \dots \dots \dots (2.114)$$

Dan perhitungan gaya geser rencana pelat fondasi tangga dilakukan perhitungan dengan menggunakan persamaan seperti.

$$V_u = \frac{(\sigma_{umax} + \sigma_{umin})}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b_{tg} \right)^2 \dots \dots \dots (2.115)$$

Pada perancangan tangga direncanakan menggunakan tulangan ulir dan polos. Spesifikasi tulangan ulir dapat dilihat pada gambar 2.35 dan spesifikasi tulangan polos dapat dilihat pada gambar 2.52.

2.11.1 Tangga Gedung Satu

RUANG TANGGA

Diketahui :

- L1 : 2,5 m
 - Lebar bordes : 2,5/2 = 1,25 m
 - Tinggi optrede (o) : 0,18
 - Tinggi lantai (Het) : 5,04
 - Jumlah anak tangga : 5,07 / 0,18 = 28 buah
 - Besar antrede (A) : 0,3 m
 - Lebar tangga (Ltg) : (0,5 × 28 – 1) × 0,3 = 3,9 m
 - Alpha : 0,5404 = 30,96°
 - Htg : 0,15
 - Berat volume beton : 24
 - Berat volume ubin : 21
- BEBAN**
- Beban qtg
 - Berat sendiri anak tangga : $\frac{htg}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$

$$: \frac{0,15}{\cos 30,96} \times 24 = 4,2 \text{ kN/m}^2$$

Berat anak tangga : $\frac{1}{2} \times 0 \times \text{berat volume beton}$
: $\frac{1}{2} \times 0,2 \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2$

Berat sendiri ubin & spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Beban qtg (Total) : $4,2 \text{ kN/m}^2 + 2,4 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2$
: $8,65 \text{ kN/m}^2$

Beban qbd

Berat sendiri tangga : $\text{htg} \times \text{berat volume beton}$
: $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

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

Berat railing : 1 kN/m^2

Berat qbd (Total) : $3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2$
: $5,65 \text{ kN/m}^2$

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

PEMBEBANAN

$$\text{MDL} = 36,58 \text{ kNm}$$

$$\text{MLL} = 9,87 \text{ kNm}$$

$$\text{VDL} = 34,42 \text{ kN}$$

$$\text{VLL} = 9,45 \text{ kN}$$

Kombinasi :

$$\text{MU1} = 1,4 \times 36,58 = 51,212 \text{ kNm}$$

$$\text{MU2} = 1,2 \times 36,58 + 1,6 \times 9,87 = 59,688 \text{ kNm}$$

$$\text{VU1} = 1,4 \times 34,42 = 48,188 \text{ kN}$$

$$\text{VU2} = 1,2 \times 34,42 + 1,6 \times 9,45 = 56,424 \text{ kN}$$

Dipilih :

$$\text{Mur} = 59,688 \text{ kNm}$$

$$\text{Vur} = 56,424 \text{ kN}$$

RENCANA PENULANGAN TANGGA TUMPUAN

$$M_{ux} = 0,5 \text{ kNm}$$

$$M_{ur} = 0,5 \times 59,688 \times 10^{-3} = 0,03 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

Tulangan pokok menggunakan tulangan ulir D16 ; $A_s = 201,0619 \text{ mm}^2$

Tulangan susut menggunakan tulangan polos P10 ; $A_s = 78,54 \text{ mm}^2$

f_y tulangan pokok = 560 Mpa

f_y tulangan susut = 390 Mpa

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

$B = 1 \text{ m}$; $h_{tg} = 150 \text{ mm}$

Selimit beton = 20 mm ; $\beta_1 = 0,85$

$$d_s = 150 - 20 - (16/2)/1000 = 0,122 \text{ mm}$$

Perhitungan

$$R_n = \frac{0,298}{0,9 \times 1 \times 0,122^2} = 2,2279 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{560} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,2279}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00421$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{560} \times \left(\frac{600}{600+560} \right)$$

$$= 0,0125$$

$$A_{s \min} = 0,0042 \times 1 \times 1000 \times 0,12200 \times 1000 = 513,884 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,0042 \times 1 \times 1000 \times 150 = 631,8250 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{631,8250} = 318,2241 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan ulir D16 – 300

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25 \pi d^2 b}{H_{tg}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150} = 1340,4129$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 631,8250$$

Cek Gaya Geser

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 1000 \times 0,12200 = 101,667 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 101,667$$

$$= 76,25 \text{ kN} > V_{ur} = 56,424 \text{ (AMAN)}$$

Tulangan Susut

$$p_{\min} = 0,002$$

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$A_{s \min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 p}{A_{s \min}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{300} = 261,7994 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan polos P10-200

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25\pi d^2 p}{h_{tg}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{150} = 523,5988$$

$$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \min} \text{ (OK)}$$

RENCANA PENULANGAN TANGGA LAPANGAN

$$M_{ux} = 0,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ur} = 0,8 \times 59,688 \times 10^{-3} = 0,04775 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok menggunakan tulangan ulir D16 ; } A_s = 201,0619 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut menggunakan tulangan polos P10 ; } A_s = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$f_y \text{ tulangan pokok} = 560 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ tulangan susut} = 390 \text{ Mpa}$$

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

$$B = 1 \text{ m; } h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm ; } \beta_1 = 0,85$$

$$d_s = 150 - 20 - (16/2)/1000 = 0,122 \text{ mm}$$

Perhitungan

$$R_n = \frac{0,4775}{0,9 \times 1 \times 0,122^2} = 3,5646 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\min} = 0,001$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{560} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,5646}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00701$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{560} \times \left(\frac{600}{600+560} \right)$$

$$= 0,0125$$

$$A_s \text{ min} = 0,00701 \times 1 \times 1000 \times 0,12200 \times 1000 = 855,6554 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,00791 \times 1 \times 1000 \times 150 = 1052,0353 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1052,0353} = 191,1171 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan ulir D16 – 150

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25\pi d^2 b}{Htg}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150} = 1340,4129$$

$$A_s \text{ perlu} = 631,8250$$

Cek Gaya Geser

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 1000 \times 0,12200 = 101,667 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 101,667$$

$$= 76,25 \text{ kN} > V_{ur} = 56,424 \text{ (AMAN)}$$

Tulangan Susut

$$p \text{ min} = 0,002$$

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

$$bw = 1 \text{ m}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 p}{A_s \text{ min}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{300} = 261,7994 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan polos P10-200

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25\pi d^2 p}{Htg} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{100} = 785,3982$$

$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ min (OK)}$$

2.11.2. Tangga Gedung Dua

Pada perhitungan perencanaan tangga gedung 2 ini menggunakan persamaan yang sama dengan perhitungan tangga gedung 1. Berikut ini adalah perhitungan yang dilakukan pada perencanaan tangga gedung 2

RUANG TANGGA

Diketahui :

L1	: 2,5 m
Lebar bordes	: $2,5/2 = 1,25$ m
Tinggi optrede (o)	: 0,18
Tinggi lantai (Het)	: 5,04
Jumlah anak tangga	: $5,07 / 0,18 = 28$ buah
Besar antrede (A)	: 0,3 m
Lebar tangga (Ltg)	: $(0,5 \times 28 - 1) \times 0,3 = 3,9$ m
Alpha	: $0,5404 = 30,96^\circ$
Htg	: 0,15
Berat volume beton	: 24
Berat volume ubin	: 21

BEBAN

Beban qtg

Berat sendiri anak tangga	: $\frac{htg}{\cos\alpha} \times \text{berat volume beton}$: $\frac{0,15}{\cos 30,96} \times 24 = 4,2$ kN/m ²
Berat anak tangga	: $\frac{1}{2} \times O \times \text{berat volume beton}$: $\frac{1}{2} \times 0,2 \times 24 = 2,4$ kN/ m ²
Berat sendiri ubin & spesi	: $0,05 \times \text{berat volume ubin}$: $0,05 \times 21 = 1,05$ kN/m ²
Berat railing	: 1 kN/m ²
Beban qtg (Total)	: $4,2$ kN/m ² + $2,4$ kN/ m ² + 1 kN/m ² : $8,65$ kN/m ²

Beban qbd

Berat sendiri tangga	: $htg \times \text{berat volume beton}$: $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$
Berat ubin & spesi	: $0,05 \times \text{berat volume ubin}$: $0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$
Berat railing	: 1 kN/m^2
Berat qbd (Total)	: $3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2$: $5,65 \text{ kN/m}^2$
Beban hidup	: $4,79 \text{ kN/m}^2$

PEMBEBANAN

$$MDL = 12,34 \text{ kNm}$$

$$MLL = 5,75 \text{ kNm}$$

$$VDL = 14,08 \text{ kN}$$

$$VLL = 7,01 \text{ kN}$$

Kombinasi :

$$MU1 = 1,4 \times 12,34 = 17,276 \text{ kNm}$$

$$MU2 = 1,2 \times 12,34 + 1,6 \times 5,75 = 24,008 \text{ kNm}$$

$$VU1 = 1,4 \times 14,08 = 19,712 \text{ kN}$$

$$VU2 = 1,2 \times 14,08 + 1,6 \times 7,01 = 28,112 \text{ kN}$$

Dipilih :

$$Mur = 24,008 \text{ kNm}$$

$$Vur = 28,112 \text{ kN}$$

RENCANA PENULANGAN TANGGA TUMPUAN

$$M_{ux} = 0,5 \text{ kNm}$$

$$M_{ur} = 0,5 \times 24,008 \times 10^{-3} = 0,03 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

Tulangan pokok menggunakan tulangan ulir D10 ; $A_s = 78,5398 \text{ mm}^2$

Tulangan susut menggunakan tulangan polos P8 ; $A_s = 50,265 \text{ mm}^2$

f_y tulangan pokok = 560 Mpa

f_y tulangan susut = 390 Mpa

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

$B = 1 \text{ m}$; h_{tg} = 150 mm

Selimit beton = 20 mm ; $\beta_1 = 0,85$

$$d_s = 150 - 20 - (10/2)/1000 = 0,125 \text{ mm}$$

Perhitungan

$$R_n = \frac{0,012004}{0,9 \times 1 \times 0,125^2} = 0,85362 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{560} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,85362}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00156 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{560} \times \left(\frac{600}{600+560} \right) \\ &= 0,0125 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,00156 \times 1 \times 1000 \times 0,125 \times 1000 = 523,5988 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,00156 \times 1 \times 1000 \times 150 = 233,4343 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{233,4343} = 336,4536 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan ulir D10 – 300

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{0,25\pi d^2 b}{Htg} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{150} = 523,5988 \end{aligned}$$

$$\text{As perlu} = 233,4343$$

1. Cek Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 1000 \times 0,125 = 104,1667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 104,1667 \\ &= 78,125 \text{ kN} > V_{ur} = 28,112 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

2. Tulangan Susut

$$p_{\min} = 0,002$$

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

$$bw = 1 \text{ m}$$

$$\text{As}_{\min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 p}{\text{As}_{\min}} = \frac{0,25\pi \times 8^2 \times 1000}{300} = 167,5516 \text{ mm}$$

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

Tulangan P8-150

$$\text{As pakai} = \frac{0,25\pi d^2 p}{Htg} = \frac{0,25\pi \times 8^2 \times 1000}{150} = 335,1032$$

$$\text{As pakai} > \text{As}_{\min} \text{ (OK)}$$

RENCANA PENULANGAN TANGGA LAPANGAN

$$M_{ux} = 0,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ur} = 0,8 \times 24,008 \times 10^{-3} = 0,01920 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

Tulangan pokok menggunakan tulangan ulir D13 ; $A_s = 132,7322 \text{ mm}^2$

Tulangan susut menggunakan tulangan polos P8 ; $A_s = 50,2654 \text{ mm}^2$

F_y tulangan pokok = 560 Mpa

F_y tulangan susut = 390 Mpa

$F'_c = 25 \text{ Mpa}$

$B = 1 \text{ m}$; htg = 150 mm

Selimut beton = 20 mm ; $\beta_1 = 0,85$

$d_s = 150 - 20 - (13/2)/1000 = 0,1235 \text{ mm}$

Perhitungan

$$R_n = \frac{0,01920}{0,9 \times 1 \times 0,1235^2} = 1,39917 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,018$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{560} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,39917}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00259 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{560} \times \left(\frac{600}{600+560} \right) \\ &= 0,0125 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,00259 \times 1 \times 1000 \times 0,1235 \times 1000 = 319,4543 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,00259 \times 1 \times 1000 \times 150 = 388,0012 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{388,0012} = 342,0925 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan ulir D13 – 300

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{Htg} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{90} = 1474,8032 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} = 388,0012 \text{ mm}^2$$

Cek Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 1000 \times 0,1235 = 102,9167 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 102,9167 \\ &= 77,1875 \text{ kN} > V_{ur} = 28,112 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$A_{s \min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi \times 8^2 \times 1000}{300} = 167,5516 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan polos P8-150

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25\pi d^2 p}{H_{tg}} = \frac{0,25\pi \times 8^2 \times 1000}{100} = 502,6548$$

$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ min (OK)}$$

2.12. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan maka dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Perpustakaan Umum di Yogyakarta memiliki kelas situs tanah sedang (SD), perpustakaan ini masuk dalam kategori IV dan termasuk dalam KDS D.
2. *Output* dari hasil pemodelan yang dihasilkan memiliki simpangan antar lantai yang aman.
3. Dalam perencanaan struktur atap, perpustakaan umum ini memiliki atap joglo yang menggunakan profil C 150×65×20 *thickness* 3,0 untuk gording,

2L 50×50×6 untuk desain elemen kuda-kuda, dan menggunakan sambungan baut pada kedua gedung.

4. Perpustakaan Umum ini memiliki kolom struktur dengan ukuran 500×500 mm. Selain itu, bangunan ini memiliki 3 tipe balok induk dengan ukuran 450×450 mm (BI 1 dan 3) dan ukuran 350×450 mm (BI 2). Adapun balok anak pada perpustakaan umum ini memiliki 2 tipe dengan ukuran 350×350 mm (BA 1) dan ukuran 350×450 mm (BA 2).
5. Pada perencanaan pelat arah, perpustakaan umum di Yogyakarta memiliki 2 tipe pelat lantai menggunakan penulangan dua arah dan 5 tipe pelat lantai menggunakan penulangan satu arah.
6. Perencanaan tangga pada gedung satu memiliki tulangan pokok tumpuan menggunakan tulangan ulir D16-300, tulangan pokok lapangan menggunakan tulangan ulir D16-150, dan tulangan susut menggunakan tulangan polos P10-200. Pada gedung dua, perencanaan tangga memiliki tulangan pokok tumpuan menggunakan tulangan ulir D10-300, tulangan pokok lapangan menggunakan tulangan ulir D13-100, dan tulangan susut menggunakan tulangan polos P8-150.