

## BAB 2

### PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

#### 2.1 Perancangan Struktur

Gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta berlokasi di Jalan Batikan, Umbulharjo, Yogyakarta. Gedung tersebut merupakan gedung besar seluas 3486,335 m<sup>2</sup> dimana terdiri dari 3 lantai dengan tinggi tiap lantai 4,5 m.

#### 2.2 Pembuatan Layout Struktur

Layout dan denah awal gedung merupakan hasil gambar yang diberikan prodi. Pembuatan layout struktur dilakukan dengan mempertimbangkan segala bentuk dan fungsi bangunan yang ada. Layout stuktur dari bangunan Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Layout Struktur

#### 2.3 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. Perhitungan nilai N-rerata berdasarkan 2 jenis data tanah dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2.

**Tabel 2.1 Perhitungan N rerata BH-1**

NO	KEDALAMAN	T (m)	N (SPT)	N''= T/N
1	0 - 2	2	7	0.2857
2	2 - 4	2	21	0.0952
3	4 - 6	2	32	0.0625
4	6 - 8	2	34	0.0588
5	8 - 10	2	34	0.0588
6	10 - 12	2	37	0.0541
7	12 - 14	2	39	0.0513
8	14 - 16	2	47	0.0426
9	16 - 18	2	44	0.0455
10	18 - 20	2	48	0.0417
11	20 - 22	2	50	0.0400
12	22 - 24	2	50	0.0400
13	24 - 26	2	51	0.0392
14	26 - 28	2	51	0.0392
15	28 - 30	2	53	0.0377
16	30 - 32	2	53	0.0377
17	32 - 34	2	54	0.0370
18	34 - 36	2	55	0.0364
19	36 - 38	2	60	0.0333
20	38 - 40	2	60	0.0333
21	40-42	2	60	0.0333
22	42-44	2	60	0.0333
23	44-45	1	60	0.0167
Jumlah		45		1.2534
			N rerata	35.9020
Berdasarkan N rerata		=	35.9020	
Maka tanah masuk pada kelas situs			<b>SD (tanah sedang)</b>	

**Tabel 2.2 Perhitungan N rerata BH-2**

NO	KEDALAMAN	T (m)	N (SPT)	N''= T/N
1	0 - 2	2	23	0.0870
2	2 - 4	2	34	0.0588
3	4 - 6	2	36	0.0556
4	6 - 8	2	36	0.0556
5	8 - 10	2	38	0.0526
6	10 - 12	2	40	0.0500
7	12 - 14	2	42	0.0476
8	14 - 16	2	44	0.0455
9	16 - 18	2	45	0.0444
10	18 - 20	2	50	0.0400
11	20 - 22	2	52	0.0385
12	22 - 24	2	52	0.0385
13	24 - 26	2	54	0.0370
14	26 - 28	2	55	0.0364
15	28 - 30	2	55	0.0364
16	30 - 32	2	57	0.0351
17	32 - 34	2	58	0.0345

Lanjutan Tabel 2.2

NO	KEDALAMAN	T (m)	N (SPT)		N <sup>m</sup> = T/N
18	34 - 36	2	60		0.0333
19	36 - 38	2	60		0.0333
20	38 - 40	2	60		0.0333
21	40-42	2	60		0.0333
22	42-44	2	60		0.0333
23	44-45	1	60		0.0167
Jumlah		45			0.9766
			N rerata		46.0767
Berdasarkan N rerata		=	46.0767		
Maka tanah masuk pada kelas situs			<b>SD (tanah sedang)</b>		

Berdasarkan perhitungan nilai N-rerata pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2 didapatkan hasil N-rerata BH-1 sebesar 35,9 dan N-rerata BH-2 sebesar 46,07. Hasil tersebut akan menjadi acuan untuk penentuan kelas situs pada Sub Bab 2.4.2.

## 2.4 Penentuan Sistem Struktur

Penentuan sistem struktur gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta mengacu pada SNI 1726:2019 [1]

### 2.4.1 Menentukan Kategori Resiko

Mengacu pada SNI 1726:2019 tentang kategori risiko bangunan gedung dan non-gedung untuk beban gempa terdapat 4 kategori berdasarkan jenis-jenis pemanfaatan gedung yang akan dibangun. Dari 4 kategori tersebut Gedung Museum Seni Digital Kontemporer masuk pada kategori risiko IV atau 4 dengan jenis bangunan-bangunan monumental. Bangunan dengan kategori risiko IV memiliki nilai faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) sebesar 1,50. Kategori Resiko dapat dilihat pada Tabel 2.3 [1]

Tabel 2.3 Kategori Resiko

(Sumber SNI 1726 : 2019)

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

Lanjutan Tabel 2.3

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"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- 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</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Setelah menentukan kategori risiko, maka dapat ditentukan juga Faktor Keutamaan Gempa yang dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Faktor Keutamaan Gempa

(Sumber: SNI 1726:2019)

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

Dari hasil Tabel 2.4 tentang kategori risiko didapatkan hasil bahwa Gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta termasuk pada kategori risiko IV sehingga faktor keutamaan gempa berdasarkan klasifikasi pada Tabel 2.5 sebesar 1,5.

#### 2.4.2 Menentukan kelas situs (*Classification Site*)

Mengacu pada SNI 1726:2019 tentang klasifikasi situs, maka dapat dilihat bahwa terdapat 6 jenis kelas situs yang ditentukan berdasarkan hasil penyelidikan tanah [1]. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah Gedung Museum Seni Kontemporer DI Yogyakarta dengan melakukan perhitungan nilai N-rerata pada 2 data tanah didapatkan N-rerata yaitu BH-1 sebesar 35,9 dan BH-2 sebesar 46,07. Hasil perhitungan tersebut menjadi dasar untuk menentukan klasifikasi kelas situs pada Tabel 2.5 dan diklasifikasikan menjadi kelas situs SD (Tanah Sedang) karena kedua nilai N-rerata berada diantara nilai 15 sampai 50.

**Tabel 2.5 Klasifikasi Situs**

(Sumber: SNI 1726:2019)

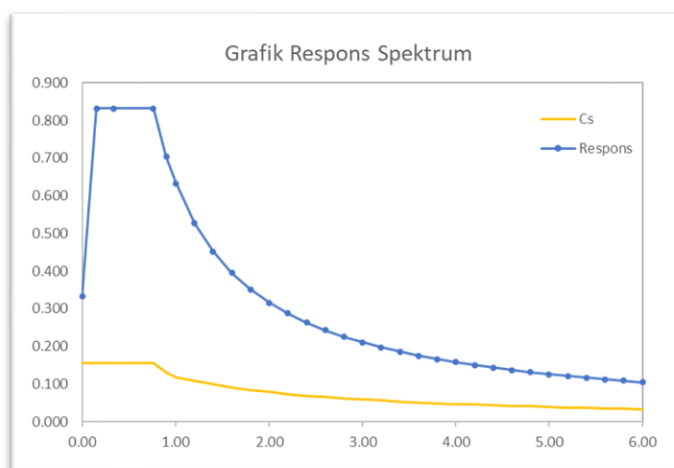
Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
<b>SD (tanah sedang)</b>	<b>175 sampai 350</b>	<b>15 sampai 50</b>	<b>50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

### 2.4.3 Parameter Perhitungan Dalam Menentukan Respons Spektrum

Dalam mendapatkan parameter yang dibutuhkan, beberapa parameter awal didapatkan melalui web Desain Spektra Indonesia dan dilanjutkan dengan perhitungan berdasarkan SNI 1726:2019 [1]. Parameter yang didapatkan dalam bentuk nilai sebagai berikut:

1.  $S_s = 1,2451$  g
2.  $S_1 = 0,5389$  g
3.  $F_a = 1,00196$
4.  $F_x = 1,7611$
5.  $S_{MS} = 1,248$  g
6.  $S_{M1} = 0,949$  g
7.  $S_{DS} = 0,832$  g
8.  $S_{D1} = 0,633$  g
9.  $T_0 = 0,152$  detik
10.  $T_s = 0,761$  detik
11.  $T_L = 6$  detik

Setelah menginput data-data yang telah diperoleh, grafik respon spektra dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Grafik Respons Spektrum

#### 2.4.4 Menentukan Periode Fundamental Gedung

Mengacu pada SNI 1726:2019 untuk menentukan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) harus menggunakan rumus  $T_a = C_t H_n^x$  [1]. Pada Tabel 2.6 dapat dilihat tentang nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  terdapat 4 jenis tipe struktur. Gedung Museum Seni Kontemporer merupakan gedung dengan tipe struktur yang menggunakan rangka beton pemikul momen, dengan nilai  $C_t = 0,0466$  dan  $x = 0,9$ . Maka nilai periode fundamental dapat dihitung dan didapatkan hasil sebagai berikut:

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$h_n = 4,6 + 4,5 = 9$$

$$T_a = C_t x H_n^x = 0,0466 x 9^{0,9} = 0,337$$

Tabel 2.6 Tipe Parameter Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

(Sumber: SNI 1726:2019)

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

#### 2.4.5 Menentukan Kategori Desain Seismik

Mengacu pada SNI 1726:2019 struktur harus ditetapkan dalam kategori risiko yang telah ditentukan [1]. Pada Tabel 2.7 diperlihatkan penentuan dari kategori risiko desain seismic dengan membandingkan nilai  $S_{DS}$  yang telah dihitung. Gedung Museum Seni Kontemporer memiliki nilai  $S_{DS}$  sebesar 0,832, maka dapat dilihat bahwa nilai  $S_{DS}$  tersebut melebihi 0,5 atau  $0,5 \leq S_{DS}$  sehingga termasuk kategori risiko IV.

**Tabel 2.7 Kategori Resiko**

(Sumber: SNI 1726:2019)

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

### 2.4.6 Menentukan Koefisien Modifikasi Respons

Mengacu pada SNI 1726:2019 penentuan faktor R,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  didasarkan pada jenis sistem pemikul gaya seismik gedung [1]. Sistem rangka pemikul momen dari gedung Museum Seni Kontemporer adalah Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus, maka didapatkan nilai faktor R = 8,  $C_d$  = 3 dan  $\Omega_0$  = 5,5. Faktor R,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem pemikul gaya seismic sebagai penentuan koefisien modifikasi respons dapat dilihat pada Tabel 2.8.

**Tabel 2.8 Faktor R,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

(Sumber: SNI 1726:2019)

C. Sistem rangka pemikul momen	R	$C_d$	$\Omega_0$	$\Omega_0$	$\Omega_0$	$\Omega_0$	$\Omega_0$	$\Omega_0$
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>a</sup>	TI <sup>a</sup>	TI <sup>a</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>b</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>b</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>m</sup>	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canali dingin pemikul momen khusus dengan pembautan <sup>n</sup>	3½	3 <sup>o</sup>	3½	10	10	10	10	10

## 2.5 Perencanaan Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan struktur pada Gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta yang masing-masing terdiri dari 3 lantai dan memiliki atap dak pada gedung. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur menggunakan beberapa data yang ada pada *preliminary design*, interpretasi data tanah dan penentuan kelas situs yang telah ada pada halaman sebelumnya.

### 2.5.1 Berat seismik efektif bangunan

Berat seismik efektif bangunan adalah berat total bangunan yang digunakan untuk menghitung gaya seismik yang bekerja pada bangunan saat terjadi gempa bumi. Berikut perhitungan berat seismik efektif bangunan.

- Berat Satuan lantai
- Berat Satuan pelat = 3,12
- Pasir 4 cm = 0,68
- Spesi 2 cm = 0,4

Penutup lantai	= 0,24
Partisi	= 1
Plafon, MEP, dll	= 0,35
DL Satuan Lantai	= 5,79 kN/m <sup>2</sup>

- Berat Satuan Lantai Atap

Berat sendiri pelat	= 3,12
Waterproofing	= 1,2
Plafon, MEP, dll	= 0,35
DL Lantai Atap	= 4,07 kN/m <sup>2</sup>

- Dinding = 2,5 kN/m<sup>2</sup>

- Plasteran = 0,21 kN/m<sup>2</sup>

- Balok Induk (350x600) = 3,948 kN/m<sup>2</sup>

- Balok Induk (400x700) = 5,472 kN/m<sup>2</sup>

- Balok Anak (300x500) = 2,664 kN/m<sup>2</sup>

- Kolom (600x600) = 8,64 kN/m<sup>2</sup>

Lantai 1 (Elevasi 4,5 m)

Dinding = 2,5 x 4,5 x 547,2 = 6165 kN/m<sup>2</sup>

Plasteran = 0,21 x 4,5 x 547,2 = 517,104 kN/m<sup>2</sup>

Balok induk = [(Bentang balok 350x600) x 3,948] + [(Bentang balok 400x700) x 5,472]

= 5161,08 kN/m<sup>2</sup>

Balok anak = (Bentang balok anak 350x500) x 2,664 = 3820,176 kN/m<sup>2</sup>

Kolom = (161 x (4,5 + (4,5/2)) x 8,64) = 9389,52 kN/m<sup>2</sup>

Total W1 = 25043,88 kN

Lantai 2 (Elevasi 4,5 m)

Plat lantai = 3486,34 x 5,79 = 20185,88 kN

Balok induk = [(Bentang balok 350x600) x 3,948] + [(Bentang balok 400x700) x 5,472]

= 5113,704 kN

Balok anak = (Bentang balok anak 300x500) x 2,664 = 2957,04 kN

Dinding = 2,5 x 4,5 x 474,9 = 6165 kN/m<sup>2</sup>

Plasteran = 0,21 x 4,5 x 474,9 = 517,104 kN/m<sup>2</sup>

Kolom 600x600 = 150 x (2,5 + (4,5/2)) x 8,64 = 6165 kN



$$\text{Total } W2 = 41003,23 \text{ kN}$$

Lantai 3 (Atap)

$$\text{Plat lantai} = 3250,75 \times 5,79 = 18821,84 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok induk} &= [(\text{Bentang balok } 350 \times 600) \times 3,948] + [(\text{Bentang balok } 400 \times 700) \\ &\quad \times 5,472] \\ &= 4287,528 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Balok anak} = (\text{Bentang balok anak } 300 \times 500) \times 2,664 = 2957,04 \text{ kN}$$

$$\text{Dinding} = 2,5 \times 4,5 \times 394,2 = 2217,375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plasteran} = 0,21 \times 4,5 \times 394,2 = 206,955 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kolom } 600 \times 600 = 122 \times (2,5 + (4,5/2)) \times 8,64 = 4743,36 \text{ kN}$$

$$\text{Kuda-kuda, sagrod, gording} = 103,9531 \text{ kN}$$

$$\text{Atap} = 205,48 \text{ kN}$$

$$\text{Total } W3 = 33543,5337 \text{ kN}$$

Berat Mati Total

$$W \text{ total} = 99590,6442 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V &= w \times cs \\ &= 99590,6442 \times 0,15594 \end{aligned}$$

$$= 12149,10149 \text{ kN}$$

$$k = 0,75 + (0,5 \times 0,337)$$

$$= 0,91833$$

Berikut Tabel 2.9 tentang statik ekivalen keseluruhan dari hasil perhitungan diatas.

**Tabel 2.9 Statistik Ekivalen Keseluruhan**

lantai	w	h	w.h <sup>k</sup>	Cvx	Fx	Vx
LT3 + Atap	33543.53	6.82	195569.942	0.427	6625.428	6625.428
LT2	41003.23	4.5	163187.139	0.356	5528.378	12153.806
LT1	25043.88	4.5	99671.149	0.217	3376.613	15530.419
	99590.64		458428.23	1.000	15530.419	

## 2.6 Ketidakberaturan

Berdasarkan SNI 1726:2019, struktur gedung dapat diklasifikasikan sebagai bangunan beraturan dan tidak beraturan [1]. Kriteria ini harus berdasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Pawirodikromo (2012) menjelaskan bahwa bangunan tidak beraturan adalah bangunan yang

umumnya mempunyai lebih dari 1 massa/gatra/blok dengan denah tidak sederhana walaupun masih simetri baik simetri 2 arah maupun 1 arah.

Struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut harus di dasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal stuktur.

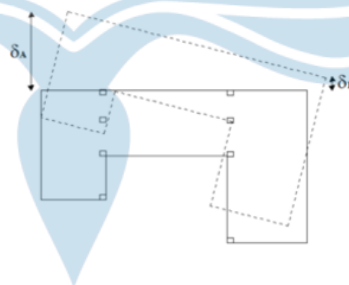
Ketidakteraturan diklasifikasikan menjadi 2 :

1. Ketidakteraturan Horizontal
2. Ketidakteraturan Vertikal

### 2.6.1 Ketidakteraturan Horizontal

Ketidakteraturan horizontal adalah kondisi struktur bangunan yang menyebabkan ketidakseimbangan momen inersia antara arah horizontal dan vertikal. Ketidakteraturan horizontal dapat menyebabkan bangunan menjadi lebih rentan terhadap gaya lateral, seperti gempa bumi dan angin.

- Tipe 1A (simpangan antar torsi arah x)  
Ketidakteraturan tipe 1a merupakan ketidakberaturan torsi yang didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan  $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakteraturan horizontal tipe 1a dan 1b dapat dilihat pada Gambar 2.3.



**Gambar 2.3 Ketidakteraturan Horizontal Tipe 1a dan 1b**  
(Sumber : SNI 1726:2019)

Berikut analisis untuk ketidakberaturan horizontal tipe 1a.

- Story : 4
- SDC : D
- X sides (point etabs) : 17 dan 125

Perhitungan Ketidakteraturan Horizontal Tipe 1A dapat dilihat pada Tabel 2.10.

**Tabel 2.10 Perhitungan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1A**

Story	displacement (mm)		$\Delta 1, Lx$ mm	$\Delta 2, Lx$ mm	$\Delta X$ Avg mm	$\Delta X$ Max mm	$1,2\Delta X$ Avg mm	Check $\Delta X$ Avg > 1,2 $\Delta$ avg
	point 1	point 2						
base	0	0						
1	9,287	9,287	9,287	9,287	9,287	9,287	11,1444	N
2	24,166	24,166	14,879	14,879	14,879	14,879	17,8548	N
3	37,051	37,051	12,885	12,885	12,885	12,885	15,462	N

Keterangan :

F : Terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1A

N : Tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1A

Berdasarkan Tabel 2.11, maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1A.

- Tipe 1b (simpangan antar torsi arah y)

Ketidakberaturan tipe 1b merupakan ketidakberaturan torsi berlebihan yang didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan  $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Berikut analisis dari ketidakberaturan tipe horizontal tipe 1b.

- Story : 4
- SDC : D
- x sides (point etabs) : 17 dan 25

Perhitungan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1B dapat dilihat pada Tabel 2.11.

**Tabel 2.11 Perhitungan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1B**

Story	displacement (mm)		$\Delta 1, Lx$ mm	$\Delta 2, Lx$ mm	$\Delta X$ Avg mm	$\Delta X$ Max mm	$1,4\Delta X$ Avg mm	Check $\Delta X$ Avg > 1,2 $\Delta$ avg
	point 1	point 2						
base	0	0						
1	9,287	9,287	9,287	9,287	9,287	9,287	13,0018	N
2	24,166	24,166	14,879	14,879	14,879	14,879	20,8306	N
3	37,051	37,051	12,885	12,885	12,885	12,885	18,039	N

Keterangan:

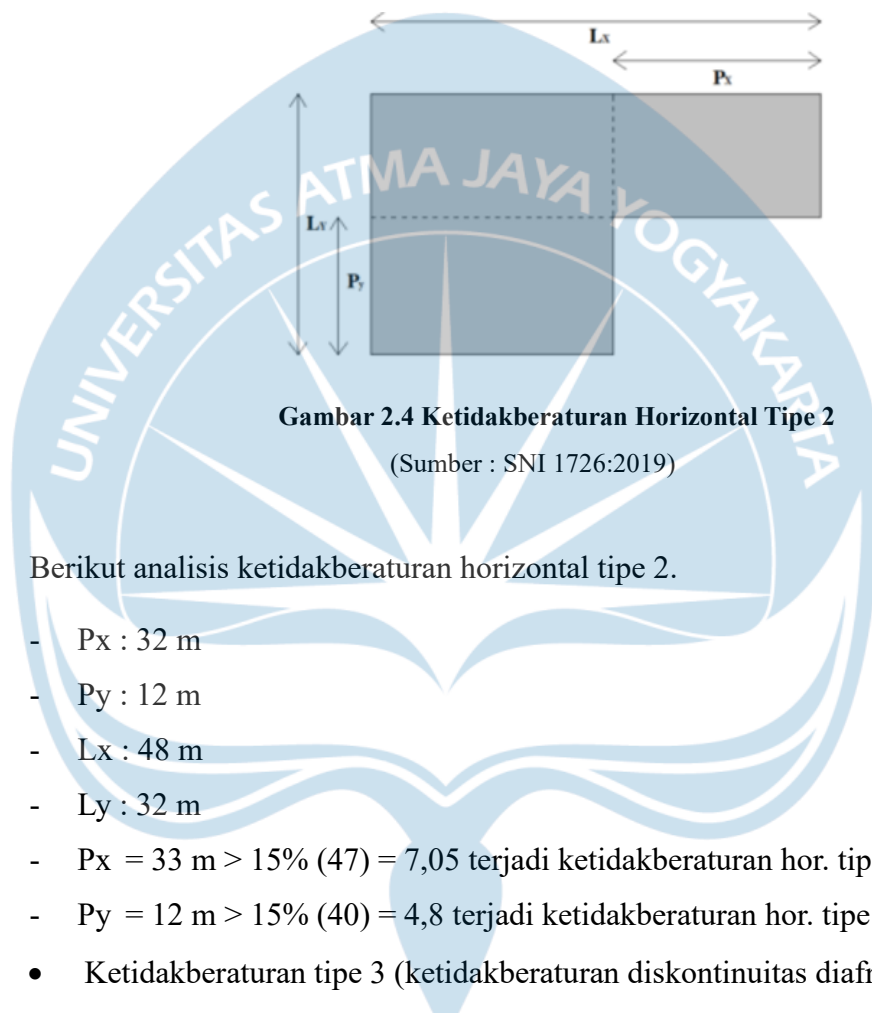
F : Terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1B

N : Tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1B

Berdasarkan Tabel 2.12, maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1B.

- Ketidakberaturan tipe 2 (ketidakberaturan struktur dalam)

Ketidakberaturan horizontal tipe 2 merupakan ketidakberaturan sudut dalam yang didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Ketidakberaturan tipe 2 dapat dilihat pada Gambar 2.4.



**Gambar 2.4 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2**

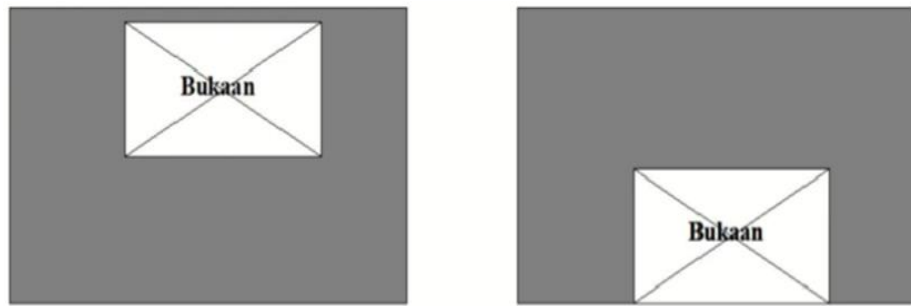
(Sumber : SNI 1726:2019)

Berikut analisis ketidakberaturan horizontal tipe 2.

- $P_x : 32 \text{ m}$
- $P_y : 12 \text{ m}$
- $L_x : 48 \text{ m}$
- $L_y : 32 \text{ m}$
- $P_x = 33 \text{ m} > 15\% (47) = 7,05$  terjadi ketidakberaturan hor. tipe 2
- $P_y = 12 \text{ m} > 15\% (40) = 4,8$  terjadi ketidakberaturan hor. tipe

- Ketidakberaturan tipe 3 (ketidakberaturan diskontinuitas diafragma)

Ketidakberaturan horizontal tipe 3 merupakan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma yang didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya. Ketidakberaturan tipe 3 dapat dilihat pada Gambar 2.5.



**Gambar 2.5 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3**

(Sumber : SNI 1726:2019)

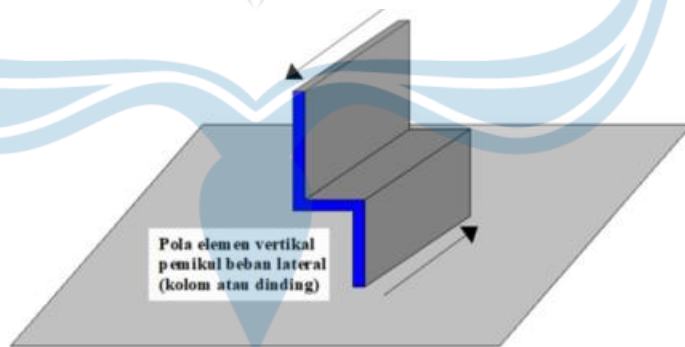
Berikut analisis ketidakberaturan horizontal tipe 3.

- Luas Lantai =  $\frac{1}{2} \times 29 \times (41,6 + 33,9) = 1094,75 \text{ m}$
- Luas Void =  $13 \times 25 = 325 \text{ m}$
- Luas Void =  $325 < 50\% (1094,75) = 547,37 \text{ m}$

Tidak terjadi ketidakberaturan struktur hor. tipe 3.

- Ketidakberaturan Horizontal tipe 4

Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal gaya lateral. Ketidakberaturan horizontal dapat dilihat pada Gambar 2.6.



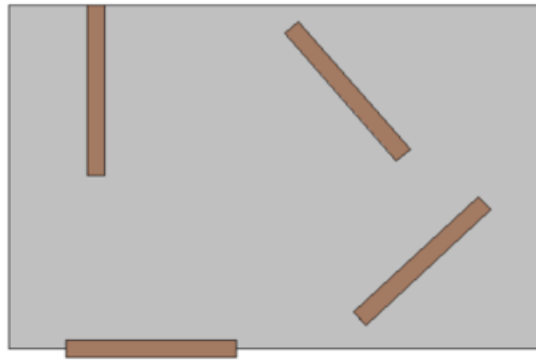
**Gambar 2.6 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4**

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tidak terjadi ketidakberaturan horizontal tipe 4

- Ketidakberaturan tipe 5 (ketidakberaturan sistem nonparalel)

Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Ketidakberaturan tipe 5 dapat dilihat pada Gambar 2.7.



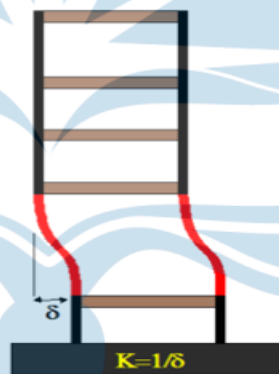
**Gambar 2.7 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5**

(Sumber : SNI 1726:2019)

Terdapat elemen vertikal penahan gaya lateral yang tidak sejajar sumbu orthogonal gedung. Sehingga, terjadi ketidakberaturan struktur tipe 5.

### 2.6.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal adalah suatu kondisi pada struktur bangunan yang mengalami ketidakberaturan pada dimensi vertikal, seperti perbedaan tinggi lantai, perbedaan kekakuan, atau perbedaan massa pada beberapa tingkat tertentu. Ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b dapat dilihat pada Gambar 2.8.



**Gambar 2.8 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b**

(Sumber : SNI 1726:2019)

- Tipe 1a (simpangan antar torsi arah x)

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Berikut analisis ketidakberaturan vertikal tipe 1a.

- Story : 4
- SDC : D
- y sides : 19 dan 28

Perhitungan ketidakberaturan vertikal tipe 1A dapat dilihat pada Tabel 2.12

**Tabel 2.12 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1A**

Story	displacement (mm)		$\Delta 1, Lx$ mm	$\Delta 2, Lx$ mm	$\Delta X$ Avg mm	$\Delta X$ Max mm	1,2 $\Delta X$ Avg mm	Check $\Delta X$ Avg > 1,2 $\Delta_{avg}$
	point 1	point 2						
base	0	0						
1	8,274	8,274	8,274	8,274	8,274	8,274	9,9288	N
2	21,485	21,485	13,211	13,211	13,211	13,211	15,8532	N
3	33,076	33,076	11,591	11,591	11,591	11,591	13,9092	N

Keterangan :

F : Terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1A

N : Tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1A

Berdasarkan Tabel 2.13, maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1A.

- Tipe 1B (simpangan antar torsi arah y)  
Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Berikut analisis ketidakberaturan vertikal tipe 1b.
  - Story : 4
  - SDC : D
  - y sides : 19 dan 28

Perhitungan ketidakberaturan vertikal tipe 1B dapat dilihat pada Tabel 2.13.

**Tabel 2.13 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1B**

Story	displacement (mm)		$\Delta 1, Lx$ mm	$\Delta 2, Lx$ mm	$\Delta X$ Avg mm	$\Delta X$ Max mm	1,4 $\Delta X$ Avg mm	Check $\Delta X$ Avg > 1,2 $\Delta_{avg}$
	point 1	point 2						
base	0	0						
1	8,274	8,274	8,274	8,274	8,274	8,274	11,5836	N
2	21,485	21,485	13,211	13,211	13,211	13,211	18,4954	N
3	33,076	33,076	11,591	11,591	11,591	11,591	16,2274	N

Keterangan :

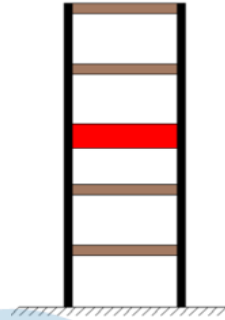
F : Terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1B

N : Tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1B

Berdasarkan tabel, maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur tipe 1B.

- Tipe 2  
Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap

yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Ketidakberaturan vertikal tipe 2 dapat dilihat pada Gambar 2.9.



**Gambar 2.9 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2**

(Sumber : SNI 1726:2019)

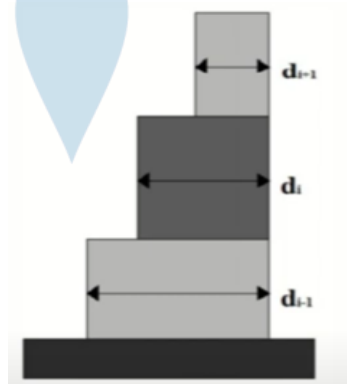
Berikut analisis ketidakberaturan vertikal tipe 2.

- $W_1 = 12203,8 \text{ kN}$  ;  $1,5 W_1 = 18305,7 \text{ kN}$
- $W_2 = 37861,1 \text{ kN}$  ;  $1,5 W_2 = 56791,65 \text{ kN}$
- $W_3 = 30717,89 \text{ kN}$  ;  $1,5 W_3 = 46076,84 \text{ kN}$

Pada lantai 2,  $W_2 > 1,5 W_1$  ;  $37861,1 > 18035,7$  , maka terjadi ketidakberaturan vertikal tipe 2

- Tipe 3

Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya. Gambar ketidakberaturan vertikal tipe 3 dapat dilihat pada Gambar 2.10.



**Gambar 2.10 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3**

(Sumber : SNI 1726:2019)

Berikut analisis ketidakberaturan vertikal tipe 3.

- Lebar Pemikul Gaya Lantai 1 : 48 m
- Lebar Pemikul Gaya Lantai 2 : 48 m
- Lebar Pemikul Gaya Lantai 3 : 36 m
- Lantai 1 – 2 :  $48/48 = 1$  ;  $1 < 1,3$

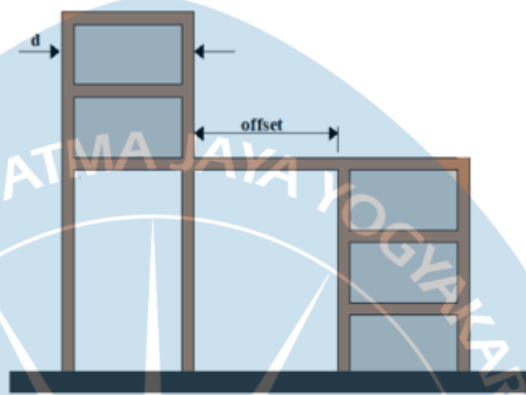


- Lantai 2 – 3 :  $48/36 = 1,3$

Dari hasil analisis tidak terjadi ketidakberaturan vertikal tipe 3.

- Tipe 4

Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya. Ketidakberaturan vertikal tipe 4 dapat dilihat pada Gambar 2.11.



**Gambar 2.11 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4**

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tidak terjadi pergeseran arah bidang pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen, maka tidak terjadi ketidakberaturan vertikal tipe 4.

Dari hasil analisis, dapat diambil kesimpulan struktur tidak boleh dianalisis menggunakan statik ekuivalen melainkan menggunakan dinamik ekuivalen.

## 2.7 Pemodelan Struktur Gedung

Pembuatan pemodelan struktur Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta menggunakan software ETABS 2020 dengan data data sebagai berikut.

Data-data :

Mutu beton  $F'c = 25$  MPa

$F_y$  tulangan : 420 MPa ;  $F_u$  : 560 MPa

$F_y$  sengkang : 280 MPa ;  $F_u$  : 430 MPa

Dimensi :

Balok induk 350 x 600 mm

Balok induk 400 x 700 mm

Balok anak 300 x 500 mm

Kolom 600 x 600 mm

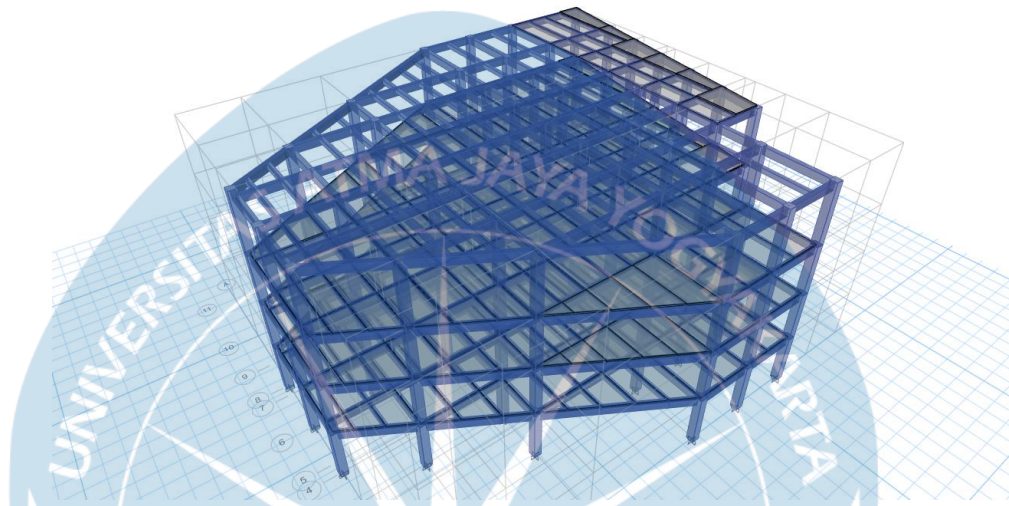
Plat lantai 130 mm

### 2.7.1 Running Model Struktur

Dalam pemodelan menggunakan software ETABS 2020, terdapat beberapa acuan video pembelajaran yang digunakan sebagai acuan [2].

#### A. Gedung Kiri

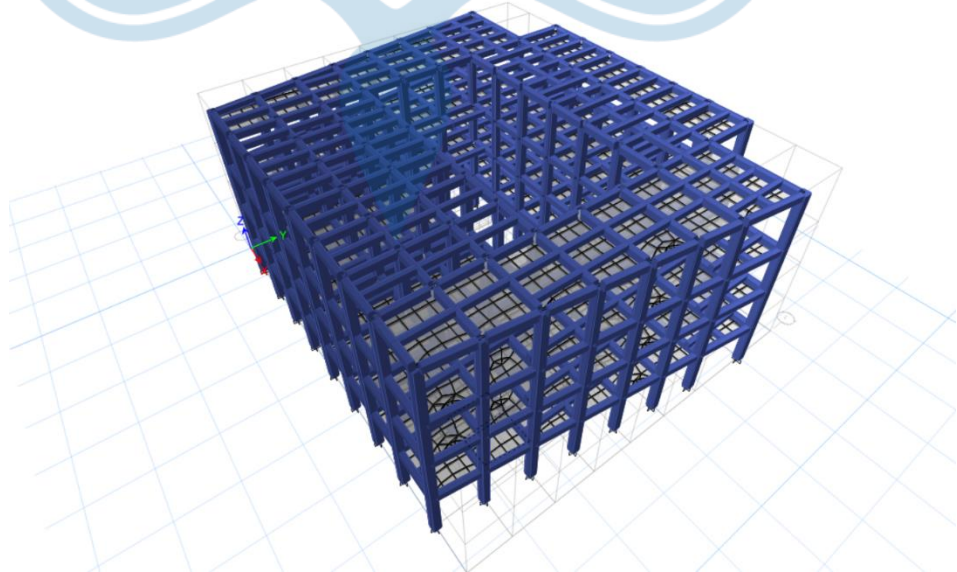
Dapat dilihat pada Gambar 2.3 sebagai gambaran bentuk pemodelan gedung bagian kiri.



Gambar 2.12 Pemodelan Gedung Kiri

#### B. Gedung Tengah

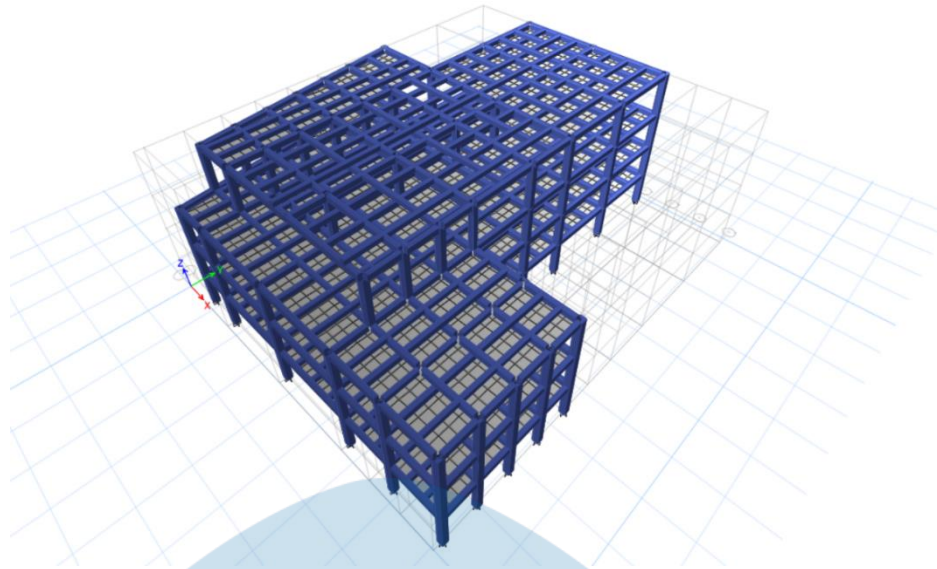
Dapat dilihat pada Gambar 2.4 sebagai gambaran bentuk pemodelan gedung bagian tengah.



Gambar 2.13 Pemodelan Gedung Tengah

#### C. Gedung Kanan

Dapat dilihat pada Gambar 2.5 sebagai gambaran bentuk pemodelan gedung bagian kanan.



**Gambar 2.14 Pemodelan Gedung Kanan**

## **2.8 Interpretasi Output Pemodelan**

Pengambilan gaya dalam struktur dilakukan dengan melakukan *running* pada software etabs dan didapatkan hasil sebagai berikut:

### **A. Gedung Kiri**

Diketahui :

Gedung : Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta

Tebal plat lantai : 130 mm

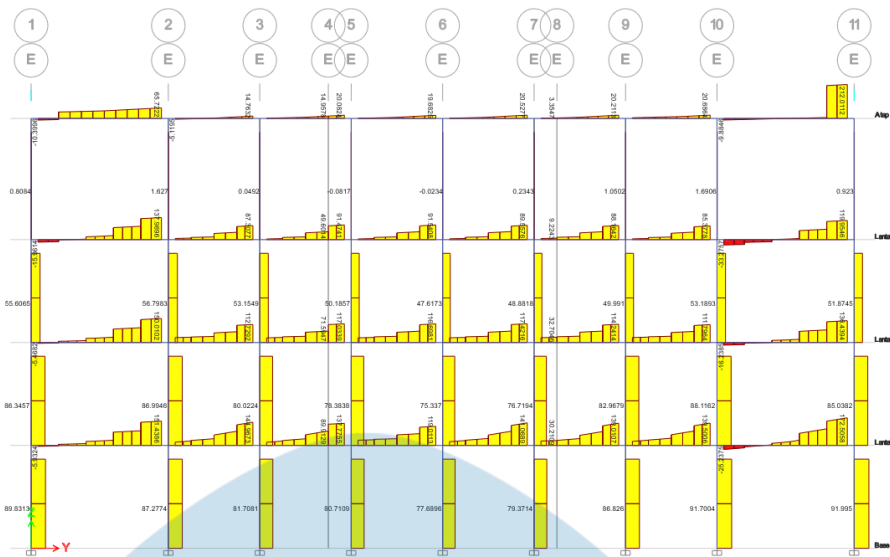
Balok induk : 350 x 600 (mm)

Balok anak : 300 x 500 (mm)

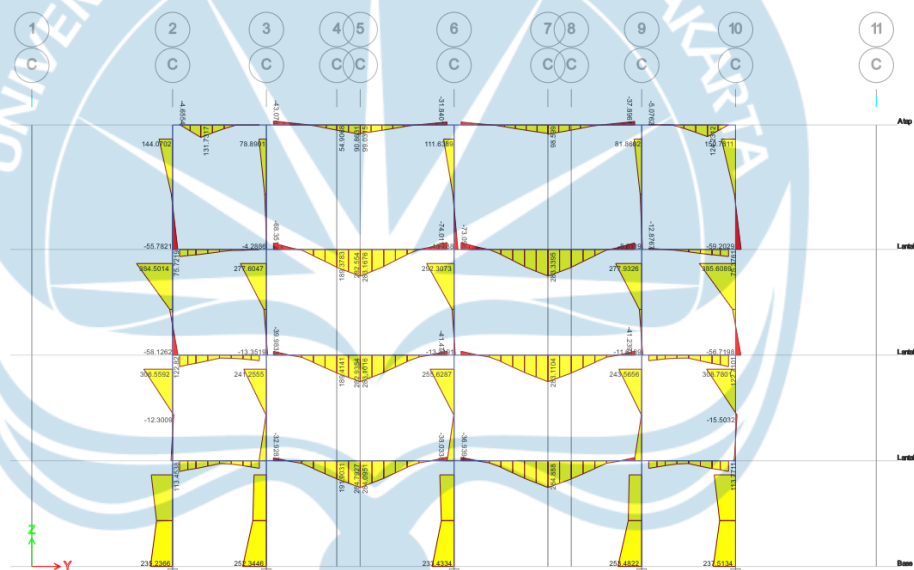
Kolom : 600 x 600 (mm)

Tinggi tingkat : 4500 mm

- Untuk mendapatkan gaya yang akan digunakan dalam perancangan, maka perlu untuk mengambil gaya terbesar dari setiap balok dan kolom. Berikut adalah diagram BMD dan SFD dari gedung kiri Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta yang dapat dilihat pada Gambar 2.6 dan Gambar 2.7.



Gambar 2.15 SFD Gedung Kiri



Gambar 2.16 BMD Gedung Kiri

B. Gedung Tengah

Diketahui :

Gedung : Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta

Tebal plat lantai : 130 mm

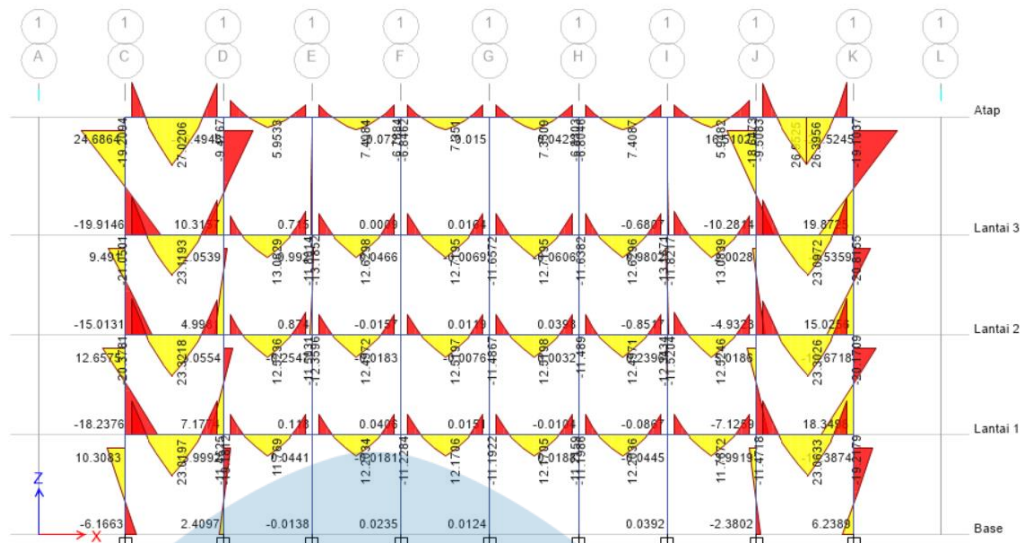
Balok induk : 350 x 600 (mm)

Balok anak : 300 x 500 (mm)

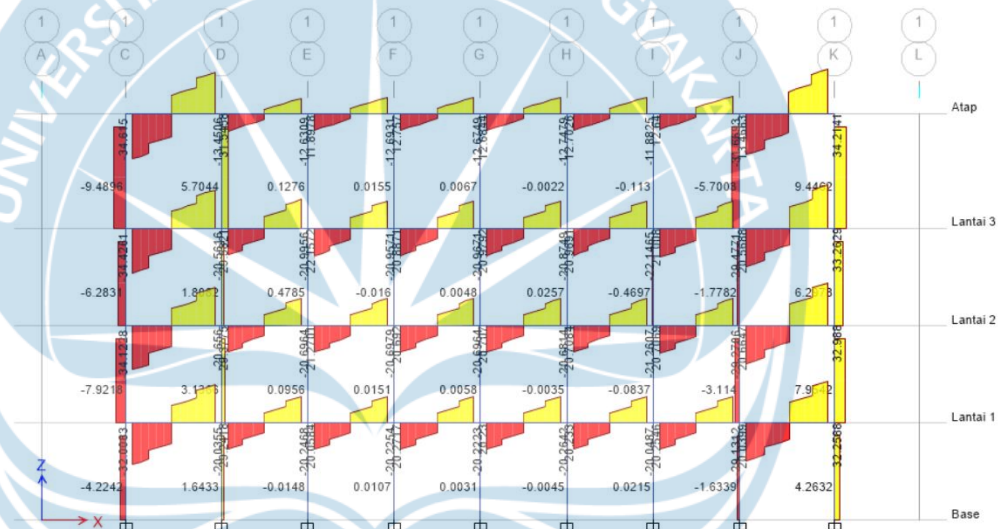
Kolom : 600 x 600 (mm)

Tinggi tingkat : 4500 mm

- Untuk mendapatkan gaya yang akan digunakan dalam perancangan, maka perlu untuk mengambil gaya terbesar dari setiap balok dan kolom. Berikut adalah diagram BMD dan SFD dari gedung tengah Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta yang dapat dilihat pada Gambar 2.8 dan Gambar 2.9.



Gambar 2.17 BMD Gedung Tengah



Gambar 2.18 SFD Gedung Tengah

C. Gedung Kanan

Diketahui :

Gedung : Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta

Tebal plat lantai : 130 mm

Balok induk : 350 x 600 (mm)

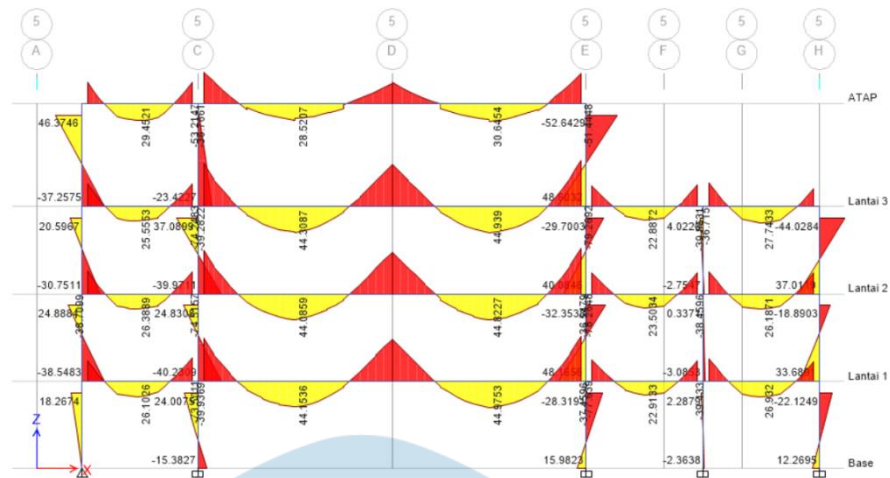
Balok induk : 400 x 700 (mm)

Balok anak : 300 x 500 (mm)

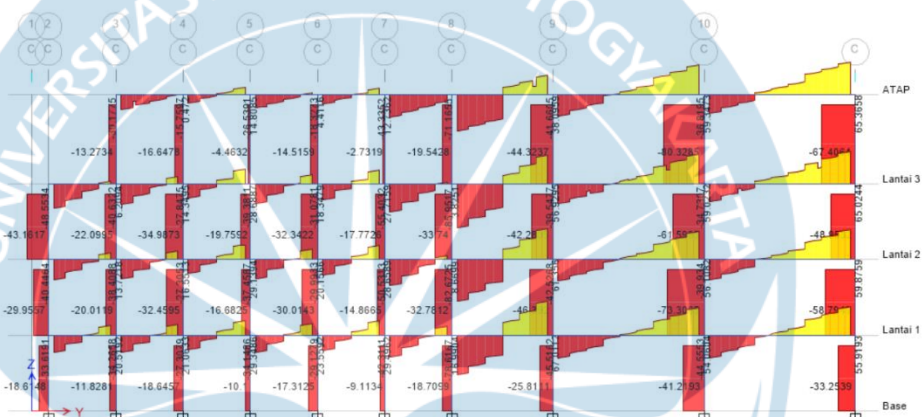
Kolom : 600 x 600 (mm)

Tinggi tingkat : 4500 mm

- Untuk mendapatkan gaya yang akan digunakan dalam perancangan, maka perlu untuk mengambil gaya terbesar dari setiap balok dan kolom. Berikut adalah diagram BMD dan SFD dari bangunan kanan Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta yang dapat dilihat pada Gambar 2.19 dan Gambar 2.20.



Gambar 2.19 BMD Gedung Kanan



Gambar 2.20 SFD Gedung Kanan

## 2.9 Perhitungan Struktur Atap

Perhitungan struktur atap melibatkan menghitung ukuran dan kemampuan struktur atap yang dirancang untuk membangun bangunan gedung. Dalam proses ini, beberapa faktor penting perlu diperhatikan, seperti beban mati, beban hidup, beban angin dan lainnya.

Berikut data-data umum yang digunakan dalam perhitungan struktur atap

Diketahui:

Jarak antar gording = 1,2 m

Kemiringan atap = 45°

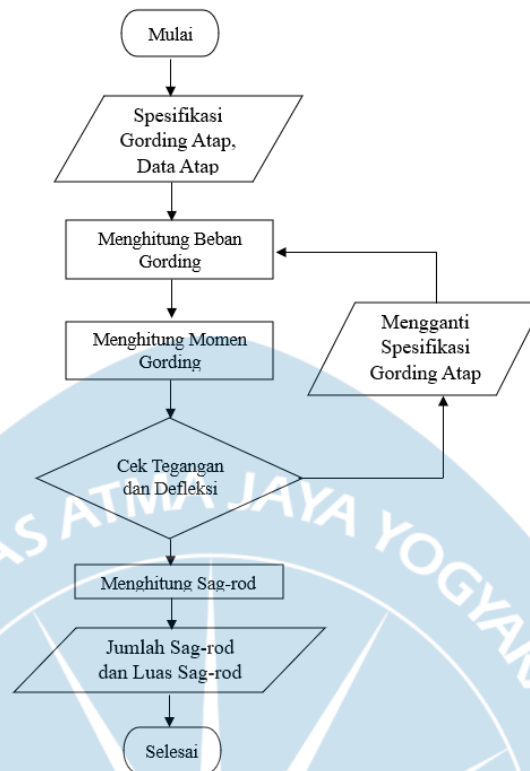
Jarak antar kuda-kuda = 6 m

Massa atap = 5 kg (Atap metal)

Massa plafond = 20 kg

Fy baja = 240 Mpa

Dibawah ini ditunjukkan flowchart untuk perhitungan gording.



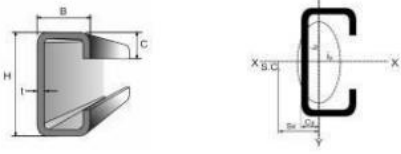
Gambar 2.21 Flowchart Perhitungan Gording

### 2.9.1 Perhitungan Gording

Perencanaan atap diawali dengan merencanakan gording yang digunakan pada bangunan Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta. Atap yang digunakan pada perencanaan ini adalah atap limasan dengan profil kanal C seperti pada Tabel 2.14[3] dibawah ini.

Tabel 2.14 Profil Kanal C

(Sumber: Katalog Gunung Garuda Steel)



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 <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>				
H x B x C	t	A	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
mm	mm	cm <sup>2</sup>		cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
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	95	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	9.57	7.51	332	54	44.2	12.2	5.89	2.37	2.11	5.09	3265	2608
	2.0	7.54	5.92	497	56	46.7	10.6	7.87	2.73	2.20	5.49	1005	4871
	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	

Dalam perencanaan Gedung ini, digunakan profil kanal C 150x65x20 dengan tebal 2,5 yang terdapat pada Tabel 2.14.

1. Menghitung 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 5,96 kg/m sesuai gambar ... Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Berat atap} &= \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} \\ &= \frac{1,2}{\cos 45^\circ} \times 0,05 = 0,0849 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Perhitungan berat plafond dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Berat plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\ &= 1,2 \times 0,2 = 0,24 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Dead load} &= \text{berat sendiri} + \text{berat atap} + \text{berat plafond} \\ &= 0,3845 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk beban hidup diambil sebesar:

$$\text{Live load} = 1 \text{ kN}$$

2. Menghitung Momen Gording



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

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

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,3845 \times \sin 45 \times \left(\frac{6}{3}\right)^2 \\ &= 0,3058 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,3845 \times \sin 45 \times L^2 \\ &= 0,5303 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,3845 \times \cos 45 \times L^2 \\ &= 1,2233 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,3845 \times \cos 45 \times \left(\frac{6}{3}\right)^2 \\ &= 1,0607 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 3. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} M_{2,u} &= 1,4 \times 0,3058 \\ &= 0,4282 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,u} &= (1,2 \times 0,3058) + (1,6 \times 0,5303) \\ &= 1,2155 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**Dipilih  $M_{2,u} = 1,2155 \text{ kNm}$**

$$\begin{aligned} M_{3,u} &= 1,4 \times 1,2233 \\ &= 1,7126 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,u} &= (1,2 \times 1,2233) + (1,6 \times 1,0607) \\ &= 3,1650 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**Dipilih  $M_{3,u} = 3,1650 \text{ kNm}$**

### 4. Perhitungan Tegangan

Dipilih profil C 150 x 65 x 20 dengan tebal 2,5 mm

$$I_x = 2670000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 440000 \text{ mm}^4$$

$$Z_x = 35600 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = 10000 \text{ mm}^3$$

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

$$f_b = \frac{3,1650}{0,9 \times 35699} + \frac{1,2155}{0,9 \times 10000} = 233,8424 \text{ MPa}$$

$$f_b = 233,8424 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad (\text{Aman})$$

#### 5. Defleksi Gording

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,3845 \times \cos 45 \times 6000^4}{200000 \times 2670000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 45 \times L^3}{200000 \times 2670000} \end{aligned}$$

$$= 8,597 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,3845 \times \sin 45 \times \left(\frac{6000}{3}\right)^4}{200000 \times 440000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 45 \times \left(\frac{6000}{3}\right)^3}{200000 \times 440000} \end{aligned}$$

$$= 0,689 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{8,597^2 + 0,690^2} \leq \left(\frac{1}{240}\right) \times 6000 \\ &= 8,624 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \quad (\text{Maka Gording Aman}) \end{aligned}$$

#### 2.9.2 Perhitungan 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.

Jumlah gording yang digunakan adalah 22.

##### 1. Perhitungan gaya sagrod

$$\begin{aligned} Ft.D &= n \left(\frac{L}{3}\right) + q + \sin \alpha \\ &= 22 \left(\frac{6}{3}\right) + 0,3925 + \sin 45 \\ &= 12,2103 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft.L &= \left(\frac{n}{2}\right) + p + \sin \alpha \\ &= \left(\frac{6}{2}\right) + 1 + \sin 45 \\ &= 7,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

##### 2. Kombinasi beban

$$\begin{aligned} Ft.u &= 1,4 \times Ft_0 = 1,4 \times 12,2103 = 17,0944 \text{ kN} \\ Ft.u &= (1,2 \times Ft_0) + (1,6 \times FtL) = (1,2 \times 12,2103) + (1,6 \times 7,78) \\ &= 27,0974 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Dipilih Ft.u = 27,0974 kN**

Luas batang sagrod yang dibutuhkan:

$$A_{sr} = \frac{Ft \times 10^3}{\phi F_y}$$

$$= \frac{27,0974 \times 10^3}{0,9 \times 240}$$

$$= 125,4509 \text{ kN}$$

$$D_{\text{use}} = 19$$

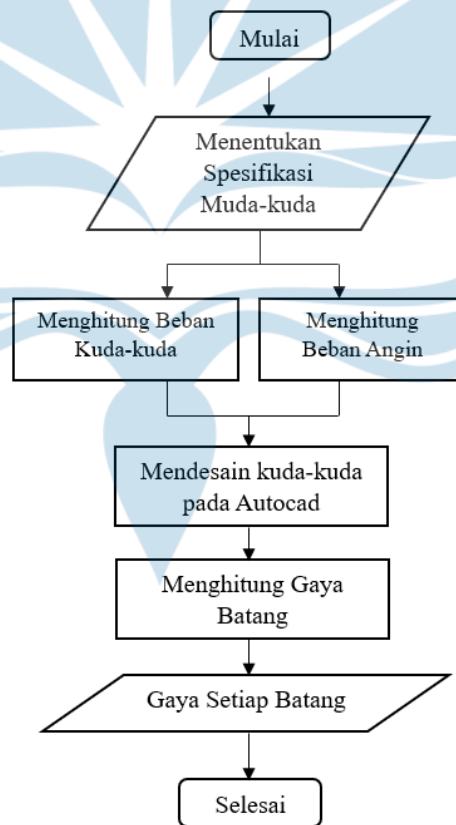
$$A_{S_{\text{use}}} = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$$

$$= 283,529 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_r} < A_{S_{\text{use}}} \quad (\text{Aman})$$

### 2.9.3 Perhitungan 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. Adapun Profil Kuda-Kuda yang digunakan yaitu 2L 90 x 90 x 10 mm. Untuk pembebanan Kuda-Kuda dapat dilihat pada Gambar 2.21 dibawah ini. Dibawah ini ditunjukkan flowchat perhitungan beban Kuda-Kuda.



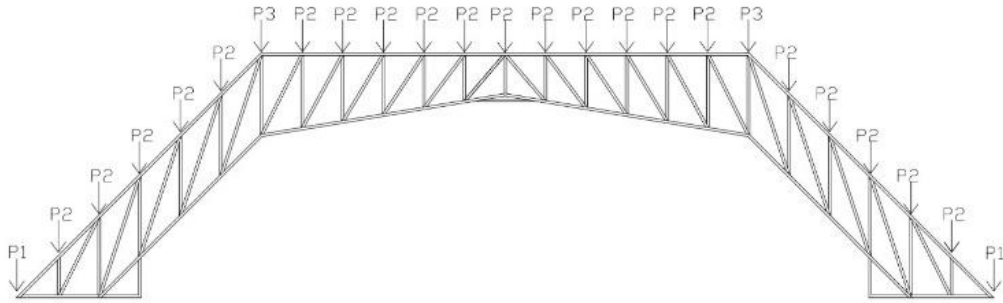
Gambar 2.22 Flowchart Perhitungan Beban Kuda-kuda

Diketahui:

$$a = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{Asumsi berat kuda-kuda} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$



**Gambar 2.23 Pembebanan Kuda-Kuda**

**Beban P1**

- Berat sendiri kuda-kuda =  $a/2 \times \text{berat kuda-kuda}$   
 $= 1,2 \times 0,5$   
 $= 0,3 \text{ kN}$
- Berat gording =  $L \times \text{berat gording per m}$   
 $= 6 \times 0,0596$   
 $= 0,3576 \text{ kN}$
- Berat atap =  $\frac{a+b}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$   
 $= \frac{1,2+2,7}{\cos 45} \times 6 \times 0,0849$   
 $= 2,376 \text{ kN}$
- Berat plafond =  $(\frac{a}{2} + b) \times L \times \text{berat plafond}$   
 $= (\frac{1,2}{2} + 2,7) \times 6 \times 0,24$   
 $= 4,752 \text{ kN}$

**Berat P1 total= 7,7856 kN**

**Beban P2**

- Berat sendiri kuda-kuda =  $a \times \text{berat kuda-kuda}$   
 $= 1,2 \times 0,5$   
 $= 0,6 \text{ kN}$
- Berat gording =  $L \times \text{berat gording per m}$   
 $= 6 \times 0,0596$   
 $= 0,3576 \text{ kN}$
- Berat atap =  $\frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$   
 $= \frac{1,2}{\cos 45} \times 6 \times 0,0849$

$$= 0,864 \text{ kN}$$

- Berat plafond =  $a \times L \times \text{berat plafond}$   
 $= 1,2 \times 6 \times 0,24$   
 $= 1,728 \text{ kN}$

**Berat P2 total= 3,9072 kN**

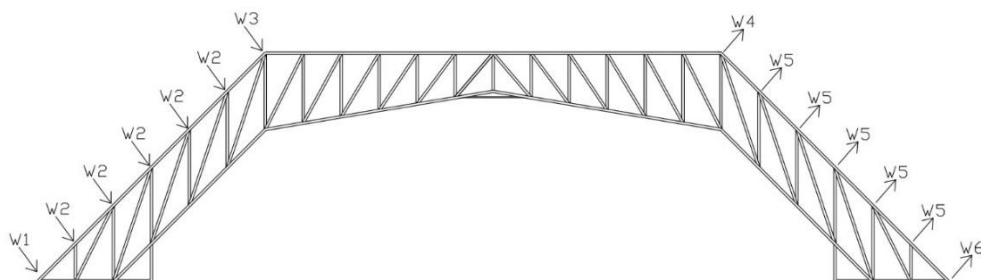
Beban P3

- Berat sendiri kuda-kuda =  $a \times \text{berat kuda-kuda}$   
 $= 1,2 \times 0,5$   
 $= 0,6 \text{ kN}$
- Berat gording =  $2 \times L \times \text{berat gording per m'}$   
 $= 2 \times 6 \times 0,0596$   
 $= 0,3576 \text{ kN}$
- Berat atap =  $\frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$   
 $= \frac{1,2}{\cos 45} \times 6 \times 0,0849$   
 $= 0,864 \text{ kN}$
- Berat plafond =  $a \times L \times \text{berat plafond}$   
 $= 1,2 \times 6 \times 0,24$   
 $= 1,728 \text{ kN}$

**Berat P3 total= 3,9072 kN**

#### 2.9.4 Perhitungan Beban Angin

Perhitungan beban angin pada atap adalah salah satu faktor penting yang harus diperhatikan dalam perencanaan struktur bangunan. Beban angin dapat menimbulkan gaya tekan dan gaya hisap pada atap, yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur atap jika tidak diperhitungkan dengan benar. Berikut merupakan pembebanan angin pada atap yang dapat dilihat pada Gambar 2.22.



**Gambar 2.24 Pembebanan Beban Angin Pada Atap**

Perhitungan Beban Angin:

$$\Phi = 45^\circ$$

$$C_{ti} = 0,4$$

$$Q_w = 0,25$$

$$C_{si} = -0,6$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_1 &= \frac{2b}{\cos \theta} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{2 \times 2,7}{\cos 45} \times 0,4 \times 6 \times 0,25 \\ &= 4,58205 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_2 &= \frac{a}{\cos \theta} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1,2}{\cos 45} \times 0,4 \times 6 \times 0,25 \\ &= 1,01823 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_3 &= \frac{\frac{a}{2}}{\cos \theta} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{\frac{1,2}{2}}{\cos 45} \times 0,4 \times 6 \times 0,25 \\ &= 0,50912 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_4 &= \frac{\frac{a}{2}}{\cos \theta} \times C_{is} \times L \times Q_w = \frac{\frac{1,2}{2}}{\cos 45} \times -0,6 \times 6 \times 0,25 \\ &= -0,7638 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_5 &= \frac{a}{\cos \theta} \times C_{is} \times L \times Q_w = \frac{1,2}{\cos 45} \times -0,6 \times 6 \times 0,25 \\ &= -1,52735 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_6 &= \frac{2b}{\cos \theta} \times C_{is} \times L \times Q_w = \frac{2 \times 2,7}{\cos 45} \times -0,6 \times 6 \times 0,25 \\ &= -6,87308 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 2.9.5 Sambungan Las Rangka Atap

Sambungan las adalah salah satu metode sambungan yang umum digunakan dalam konstruksi rangka atap. Berikut perhitungan untuk sambungan las rangka atap[4].

Diketahui:

$$P_u = 78,8502 \text{ kN}$$

Menggunakan jenis profil baja BJ37 dengan  $F_y = 240 \text{ Mpa}$  dan  $F_u = 370 \text{ Mpa}$

$$L \text{ (memanjang)} = 100 \text{ mm}$$

$$L \text{ (melintang)} = 70 \text{ mm}$$

Elektroda yang digunakan E70xx

$$E70 = 485 \text{ Mpa}$$

$$\Theta = 41^\circ$$

Perhitungan memanjang:

$$F_{nw} = 0,6 F_{cxx}$$

$$F_{nw} = 0,6 \times 485 = 291 \text{ Mpa}$$

- Kuat geser bahan las

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= 0,75 \times (0,707 \times w \times F_{nw}) \\ &= 0,75 \times (0,707 \times 4 \times 291) \\ &= 617,211 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

- Kuat geser bahan baja

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= 1 \times 0,6 \times F_y \times t \\ &= 1 \times 0,6 \times 240 \times 6 \\ &= 864 \text{ N/mm (leleh geser)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= 0,75 \times 0,6 \times F_u \times t \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 370 \times 6 \\ &= 999 \text{ N/mm (fraktur geser)}\end{aligned}$$

- Kuat geser rencana las

$$\Phi R_n = 617 \text{ N/mm (dipilih nilai terkecil)}$$

Perhitungan melintang:

$$\begin{aligned}F_{nw} &= 0,6 \times F_{cxx} \times (1 + 0,5 \sin \Theta) \\ &= 0,6 \times 485 \times (1 + 0,5 \sin 41^\circ) = 267,92 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Kuat geser bahan las

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= 0,75 \times (0,707 \times w \times f_{nw}) \\ &= 0,75 \times (0,707 \times 4 \times 267,92) \\ &= 568,259 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

- Kuat geser bahan baja untuk perhitungan melintang sama dengan perhitungan memanjang.

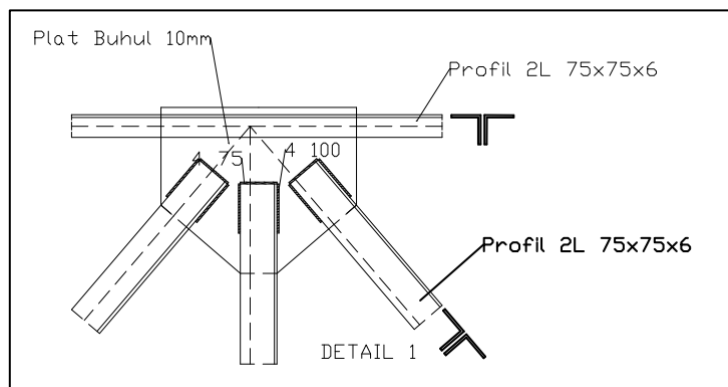
Kekuatan total sambungan las:

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= (617,211 \times 100 \times 2) + (568,259 \times 70) \\ &= 163,2203 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\Phi R_n > P_u$$

$$163,2203 \text{ kN} > 78,8502 \text{ kN (AMAN)}$$

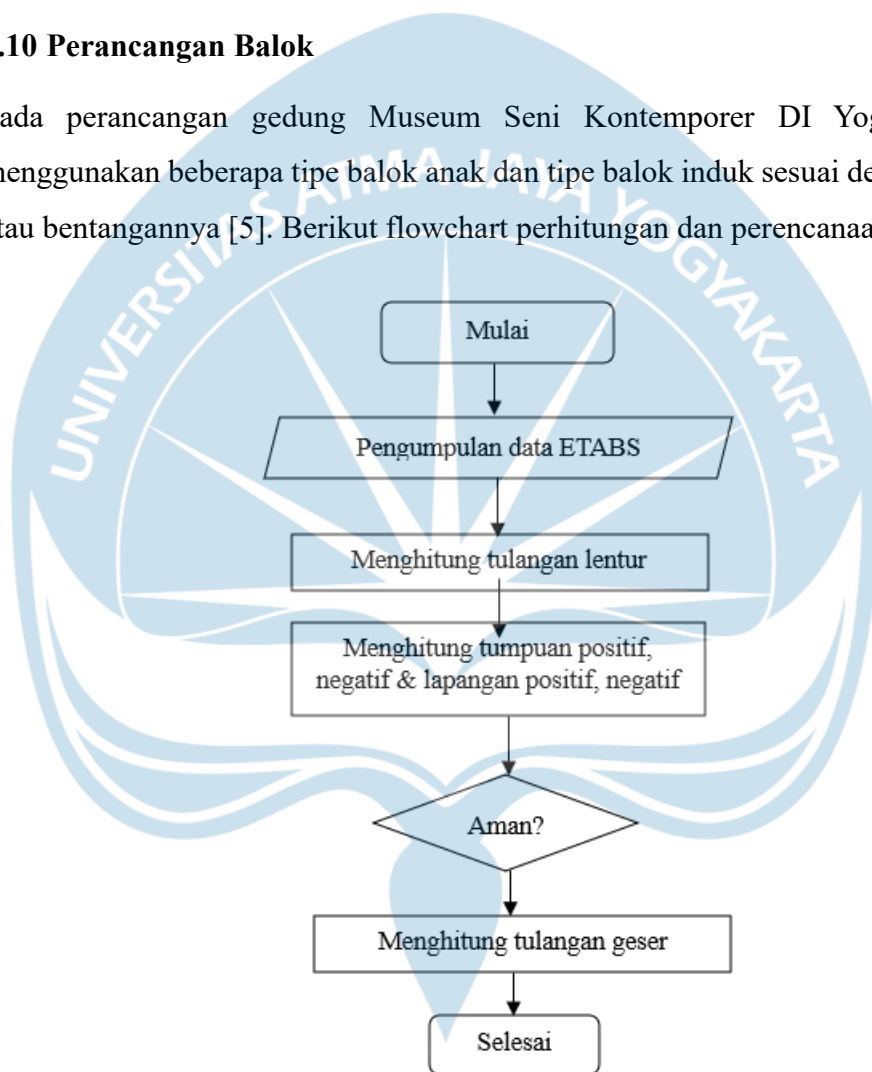
Di bawah ini merupakan bentuk sambungan las yang diperoleh dari perhitungan di atas dapat dilihat pada Gambar 2.23.



Gambar 2.25 Sambungan Las

## 2.10 Perancangan Balok

Pada perancangan gedung Museum Seni Kontemporer DI Yogyakarta ini menggunakan beberapa tipe balok anak dan tipe balok induk sesuai dengan ukuran atau bentangnya [5]. Berikut flowchart perhitungan dan perencanaan balok.



Gambar 2.26 Flowchart Perhitungan dan Perencanaan Balok

### 2.10.1 Perancangan Balok Anak

Balok anak adalah istilah dalam bahasa Indonesia yang merujuk pada elemen struktural dalam konstruksi bangunan. Balok anak biasanya digunakan untuk mendukung balok utama dalam sebuah struktur. Perencanaan balok anak melibatkan penentuan dimensi, perhitungan beban yang akan ditopang, perhitungan gaya dalam, dan perhitungan tulangan yang diperlukan. Proses perancangan juga mencakup perhitungan tulangan utama dan tulangan geser yang diperlukan untuk balok anak. Berikut data-data desain balok yang digunakan pada gedung ini:



Diketahui:

Ukuran = 300 x 500 mm

Bentang = 3000 mm

$f'_c$  = 25 MPa

$F_y$  tulangan utama = 420 MPa

$F_y$  Sengkang = 280 MPa

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan = 19 mm

Diameter Sengkang = 10 mm

$d$  =  $500 - 40 - 10 - (19/2)$   
= 440,5 mm

$\beta_1$  = 0,85

Mu tumpuan = 123,2782 kNm

Mu lapangan = 89,4844 kNm

$V_u$  tumpuan = 192,7431 kN

$V_u$  lapangan = 174,1174 kN

Perhitungan struktur balok anak dijabarkan sebagai berikut :

1. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan :

$$\alpha = 440,5 - \sqrt{440,5^2 - \frac{2 \times 123,2782 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} = 51,8260 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{51,8260}{0,85} = 60,9718 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 440,5 = 165,1875 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{123,2782 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(440,5 - \frac{123,2782}{2}\right)} = 860,8247 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{860,8247}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} = 3,0377 \approx 4 \text{ buah}$$

**(Digunakan 4D19)**

$$A_{s_{\min}} = 1,4 / (420 \times 300 \times 440,5) = 440,5000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_s = 860,8247 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times (440,5/420) = 2407,0179 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_s \text{ perlu} = 860,8247 \text{ mm}^2$$

2. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan :

$$\alpha = 440,5 - \sqrt{440,5^2 - \frac{2 \times 89,4844 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} = 36,9564 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{36,9564}{0,85} = 43,4781 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 440,5 = 165,1875 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{89,4844 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(440,5 - \frac{43,4781}{2}\right)} = 565,3135 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{565,3135}{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2} = 1,9949 \approx 2 \text{ buah}$$

**(Digunakan 2D19)**

$$A_{s_{\min}} = 1,4 / (420 \times 300 \times 440,5) = 440,5000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_s = 565,3135 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times (440,5/420) = 2407,0179 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_s \text{ perlu} = 565,3135 \text{ mm}^2$$

3. Perhitungan tulangan geser tumpuan:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 440,5 \\ &= 84245,625 \text{ N} \quad 192,7431 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 84245,625/1000 \\ &= 84,245625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_s &= 192,7431 - 84,245625 \\ &= 108,4975 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= 108,4975/0,75 \\ &= 144,6633 \text{ kN} \\ &= 144663,3 \text{ N} \end{aligned}$$

4. Perhitungan batasan dimensi penampang:

$$144,6633 \times 1000 = 144663,3 \leq 0,6 \times \sqrt{25} \times 300 \times 400,5 = 436095 \text{ (OK)}$$

5. Perhitungan spasi sengkang:

$$\begin{aligned} s &= 2 \times 78,54 \times 280 \times 440,5 / 144663,3 \\ &= 133,9265 \text{ mm} \end{aligned}$$

6. Pengecekan spasi sengkang di daerah tumpuan:

$$= 0,33 \times \sqrt{25} \times 300 \times 440,5$$

$$= 218047,5 \text{ N}$$

$$= 218,0475 \text{ kN}$$

$$144663,3 < 218,0475 \quad (\text{OK})$$

Syarat :  $s = 133,9265 \leq \frac{440,5}{2}$ , maka ditetapkan **sengkang 2D10-100**

7. Perhitungan tulangan geser lapangan:

$$\phi V_c = 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 440,5$$

$$= 84245,625 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 84245,625/1000$$

$$= 84,245625 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 174,1174 - 84,245625$$

$$= 89,8718 \text{ kN}$$

$$V_s = 89,8718/0,75$$

$$= 119,8290 \text{ kN}$$

$$= 119829,03 \text{ N}$$

8. Perhitungan batasan dimensi penampang:

$$119,8290 \times 1000 = 119829,03 \leq 0,33 \times \sqrt{25} \times 300 \times 400,5 = 218047,5 \quad (\text{OK})$$

9. Perhitungan spasi sengkang:

$$s = 2 \times 78,54 \times 280 \times 440,5 / 119829,03$$

$$= 161,6824 \text{ mm}$$

10. Pengecekan spasi sengkang di daerah lapangan:

$$= 0,33 \times \sqrt{25} \times 300 \times 440,5$$

$$= 218047,5 \text{ N}$$

$$= 218,0475 \text{ kN}$$

$$119,8290 < 218,0475 \quad (\text{OK})$$

Syarat :  $s = 161,6824 \leq \frac{440,5}{2}$ , maka ditetapkan **sengkang 2D10-130**

11. Rekapitulasi penulangan balok anak

Rekapitulasi penulangan balok anak dapat dilihat pada Tabel 2.15.

**Tabel 2.15 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak**

No.	Tipe Balok	Tumpuan	Lapangan
1.	BA-1 (300 mm x 500 mm)		
	Tulangan Atas	4D19	2D19
	Tulangan Bawah	2D19	2D19
	Sengkang	2D10-100	2D10-130

2.	BA-2 (300 mm x 500 mm)		
	Tulangan Atas	5D19	3D19
	Tulangan Bawah	3D19	3D19
	Sengkang	2D10-70	2D10-100
3.	BA-3 (300 mm x 500 mm)		
	Tulangan Atas	4D19	2D19
	Tulangan Bawah	2D19	2D19
	Sengkang	2D10-80	2D10-100
4.	BA-4 (400 mm x 500 mm)		
	Tulangan Atas	7D25	3D25
	Tulangan Bawah	3D25	3D25
	Sengkang	2D13-100	2D13-150

Contoh detail penampang pada Balok Anak tipe 1 dapat dilihat pada Gambar 2.24.

KETERANGAN	BA-1	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	300 X 500	
TUMPUAN ATAS	4D19	2D19
TUMPUAN BAWAH	2D19	2D19
SENGKANG	2D10-100	2D10-130

Gambar 2.27 Detail Penampang BA-1

### 2.10.2 Perancangan Balok Induk

Balok induk adalah komponen struktur bangunan yang berfungsi sebagai penumpu beban yang disalurkan melalui pelat lantai. Balok induk biasanya terbuat dari beton bertulang dan dipasang secara melintang di atas kolom. Syarat syarat dimensi penampang nya berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 yang mengatur komponen lentur yang dimana merupakan bagian SRPMK, dapat dilihat sebagai berikut [6] :

- Panjang bentang bersih ( $l_n$ ), harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ( $l_n \geq 4d$ )
- Lebar penampang ( $b_w$ ), tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang dan tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ( $b_w \geq 0,3h$  atau 250mm).
- 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.

Perhitungan perancangan balok induk dapat dilihat pada langkah perhitungan dibawah ini, jenis balok intuk tipe BI-1 dengan bentang 4 m yang berada pada

bangunan kiri menjadi contoh perhitungan dan akan ada rekapitulasi untuk semua data perhitungan balok induk.

### BI-1 (Bentang 4 m)

Diketahui:

Fc'	: 25 MPa
Fy Tul. Utama	: 420 MPa
Fy Sengkang	: 280 MPa
b Balok	: 350 mm
h Balok	: 600 mm
Vu tumpuan	: 583,2694 kN
Vu lapangan	: 354,8995 kN
Vg (ETABS)	: 51,1274 kN
Mu (+) tumpuan	: 360,0146 kN
Mu (-) tumpuan	: -418,9091 kN
Mu (+) lapangan	: 386,3547 kN
Mu (-) lapangan	: -48,5363 kN
Bentang balok	: 4000 mm
d	: 537,5 mm
Panjang bentang bersih (ln)	: 3400 mm
d tulangan	: 25 mm
d Sengkang	: 10 mm
selimut	: 40 mm
Ø	: 0,9
B	: 0,85

Syarat dimensi penampang

- $Ln \geq 4d$   
 $3400 \geq 4 \times 537,5$   
 $3400 \geq 2100$  (OK)
- $b_w \geq 0.3 h$   
 $350 \geq 0.3 \times 600$

$$350 \geq 180 \text{ (OK)}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan

Mu (+) tumpuan = 360,0146 kNm

1. menghitung momen nominal yang dibutuhkan

$$Mn \text{ Perlu} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{360,0146}{0,9} = 400,0162 \text{ kNm}$$

2. menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mn \text{ perlu}}{0,85 \times f'c \times b}}$$

$$= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 \times 400,0162}{0,85 \times 25 \times 350}} = 125,933 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{125,933}{0,85} = 148,1571 \text{ mm}$$

3. cek regangan tulangan

$$es = et = 0,003 \times \frac{d - c}{c}$$

$$es = et = 0,003 \times \frac{537,5 - 148,1571}{148,1571} = 0,008 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

4. menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{fy}$$

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 25 \times 125,933 \times 350}{420} = 2230,0735 \text{ mm}^2$$

5. menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$n = \frac{2230,0735}{\frac{1}{4} \pi 25^2} = 4,54 \text{ buah} = 5 \text{ buah}$$

**Digunakan tulangan 5D25**

$$As \text{ pakai} = n \frac{\pi (D_{tul})^2}{4} \geq As \text{ perlu}$$

$$= 5 \frac{\pi (25)^2}{4} \geq 2230,0735$$

$$= 2454,3693 \geq 2230,0735 \text{ (OK)}$$

$$As \text{ min 1} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{fy} b \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{25}}{420} 350 \times 537,5 = 559,8958 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min } 2 = \frac{1,4}{fy} b \times d$$

$$= \frac{1,4}{420} 350 \times 537,5 = 627,0833 \text{ mm}^2$$

$$2254,3693 \geq 627,0833 \text{ (OK)}$$

$$As \text{ max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 350 \times 537,5 = 4703,125 \text{ mm}^2$$

$$2254,3693 \leq 4703,125 \text{ (OK)}$$

6. cek spasi tulangan

$$S_1 = \frac{b - 2 \times sel. \text{ beton} - 2d_{senggang} - D}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 25}{5 - 1} = 56,25 \text{ mm}$$

7. kekuatan nominal, Mn

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{2454,3693 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} = 138,5996 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{138,5996}{0,85} = 163,0584 \text{ mm}$$

$$es = et = 0,003 \times \frac{537,5 - 163,0584}{163,0584} = 0,006 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

$$Mn = As \text{ pakai} \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2454,3693 \times 420 \times \left(537,5 - \frac{138,5996}{2}\right)$$

$$= 482637155,9 \text{ Nmm} = 482,6371 \text{ kNm}$$

$$482,6371 > 360,0146 \text{ (OK)}$$

Mu (+) lapangan = 386,3547 kNm

1. menghitung momen nominal yang dibutuhkan

$$Mn \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{386,3547}{0,9} = 429,283 \text{ kNm}$$

2. menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mn \text{ perlu}}{0,85 \times f'c \times b}}$$

$$= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 \times 429,283}{0,85 \times 25 \times 350}} = 136,6977 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{136,6977}{0,85} = 160,8209 \text{ mm}$$

3. cek regangan tulangan

$$e_s = e_t = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$e_s = e_t = 0,003 \times \frac{537,5-160,8209}{160,8209} = 0,087$$

> 0,005 (terkendali tarik)

4. menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 25 \times 136,6977 \times 350}{420} = 2420,6898 \text{ mm}^2$$

5. menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$n = \frac{2420,6898}{\frac{1}{4}\pi 25^2} = 4,9 \text{ buah} = 5 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan 5D25

$$A_s \text{ pakai} = n \frac{\pi(D_{tul})^2}{4} \geq A_s \text{ perlu}$$

$$= 6 \frac{\pi(25)^2}{4} \geq 2420,6898$$

$$= 2454,3692 \geq 2420,6898 \text{ (OK)}$$

$$A_s \text{ min 1} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{25}}{420} 350 \times 537,5 = 559,8958 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = \frac{1,4}{f_y} b \times d$$

$$= \frac{1,4}{420} 350 \times 537,5 = 627,0833 \text{ mm}^2$$

$$2454,3692 \geq 627,0833 \text{ (OK)}$$

$$A_s \text{ max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 350 \times 537,5 = 4703,125 \text{ mm}^2$$

$$2454,3692 \leq 4703,125 \text{ (OK)}$$

6. cek spasi tulangan

$$S_1 = \frac{b-2 \times \text{sel.beton}-2d_{sengkan}-D}{n-1}$$

$$= \frac{350-2 \times 40-2 \times 10-25}{5-1} = 56,25 \text{ mm}$$



7. kekuatan nominal, Mn

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{2454,3692 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} = 138,5996 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{138,5996}{0,85} = 163,0584 \text{ mm}$$

$$es = et = 0,003 \times \frac{537,5 - 163,0584}{163,0584} = 0,006 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

$$Mn = As \text{ pakai} \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2454,3692 \times 420 \times \left( 537,5 - \frac{138,5996}{2} \right) = 482637155,93 \text{ Nmm} = 482,637 \text{ kNm}$$

$$482,637 > 386,3547 \text{ (OK)}$$

Mu (-) tumpuan = -418,9091 kNm

1. menghitung momen nominal yang dibutuhkan

$$Mn \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{-418,9091}{0,9} = 465,4545 \text{ kNm}$$

2. menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mn \text{ perlu}}{0,85 \times f'c \times b}}$$

$$= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 \times 465,4545}{0,85 \times 25 \times 350}} = 150,4149 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{150,4149}{0,85} = 176,9587 \text{ mm}$$

3. cek regangan tulangan

$$es = et = 0,003 \times \frac{d-c}{c}$$

$$es = et = 0,003 \times \frac{537,5 - 176,9587}{176,9587} = 0,006 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

4. menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{fy}$$

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 25 \times 150,4149 \times 350}{420} = 2663,5975 \text{ mm}^2$$

5. menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$n = \frac{2663,5975}{\frac{1}{4}\pi 25^2} = 5,4 \text{ buah} = 6 \text{ buah}$$

**Digunakan tulangan 6D25**

$$As \text{ pakai} = n \frac{\pi(D_{tul})^2}{4} \geq As \text{ perlu}$$

$$= 6 \frac{\pi(25)^2}{4} \geq 2663,5975$$

$$= 2945,2431 \geq 2663,5975 \text{ (OK)}$$

$$As \text{ min 1} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} b \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{25}}{420} 350 \times 537,5 = 559,8958 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 2} = \frac{1,4}{f_y} b \times d$$

$$= \frac{1,4}{420} 350 \times 537,5 = 627,0833 \text{ mm}^2$$

$$2945,2431 \geq 627,0833 \text{ (OK)}$$

$$\text{As max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 350 \times 537,5 = 4703,125 \text{ mm}^2$$

$$2945,2431 \leq 4703,125 \text{ (OK)}$$

#### 6. cek spasi tulangan

$$S_1 = \frac{b - 2 \times \text{sel.beton} - 2d_{\text{senggang}} - D}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 25}{6 - 1} = 45 \text{ mm}$$

#### 7. kekuatan nominal, Mn

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2945,2431 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} = 166,3196 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{166,3196}{0,85} = 195,6701 \text{ mm}$$

$$e_s = e_t = 0,003 \times \frac{537,5 - 195,6701}{195,6701} = 0,005 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned} M_n &= As \text{ pakai} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2945,2431 \times 420 \times \left( 537,5 - \frac{166,3196}{2} \right) \\ &= 562019778 \text{ Nmm} \\ &= 562,019 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$562,019 > -418,9091 \text{ (OK)}$$

Mu (-) lapangan = -48,5363 kNm

#### 1. menghitung momen nominal yang dibutuhkan

$$M_n \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{-48,5363}{0,9} = 53,9292 \text{ kNm}$$

#### 2. menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_n \text{ perlu}}{0,85 \times f'_c \times b}}$$

$$= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 \times 53,9292}{0,85 \times 25 \times 350}} = 15,2041 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{15,2041}{0,85} = 17,8872 \text{ mm}$$

#### 3. cek regangan tulangan

$$e_s = e_t = 0,003 \times \frac{d - c}{c}$$

$$e_s = e_t = 0,003 \times \frac{537,5 - 17,8872}{17,8872} = 0,08 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

4. menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c \times a \times b}{f_y}$$

$$As \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 25 \times 15,2041 \times 350}{420} = 269,2403 \text{ mm}^2$$

5. menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$n = \frac{269,2403}{\frac{1}{4}\pi 25^2} = 0,5 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

**Digunakan tulangan 2D25**

$$As \text{ pakai} = n \frac{\pi(D_{tul})^2}{4} \geq As \text{ perlu}$$

$$= 2 \frac{\pi(25)^2}{4} \geq 269,2403$$

$$981,7477 \geq 269,2403(OK)$$

$$As \text{ min 1} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b \times d$$

$$= \frac{0,25\sqrt{25}}{420} 350 \times 537,5 = 559,8958 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min 2} = \frac{1,4}{f_y} b \times d$$

$$= \frac{1,4}{420} 350 \times 537,5 = 627,0833 \text{ mm}^2$$

$$981,7477 \geq 627,0833(OK)$$

$$As \text{ max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 350 \times 537,5$$

$$= 4703,125 \text{ mm}^2$$

$$= 981,7477 \leq 4703,125(OK)$$

6. cek spasi tulangan

$$S_1 = \frac{b-2 \times sel.beton-2d_{sengkan}-D}{n-1}$$

$$= \frac{350-2 \times 40-2 \times 10-25}{2-1} = 225 \text{ mm}$$

7. kekuatan nominal, Mn

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{981,7477 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} = 55,4398 \text{ mm}$$

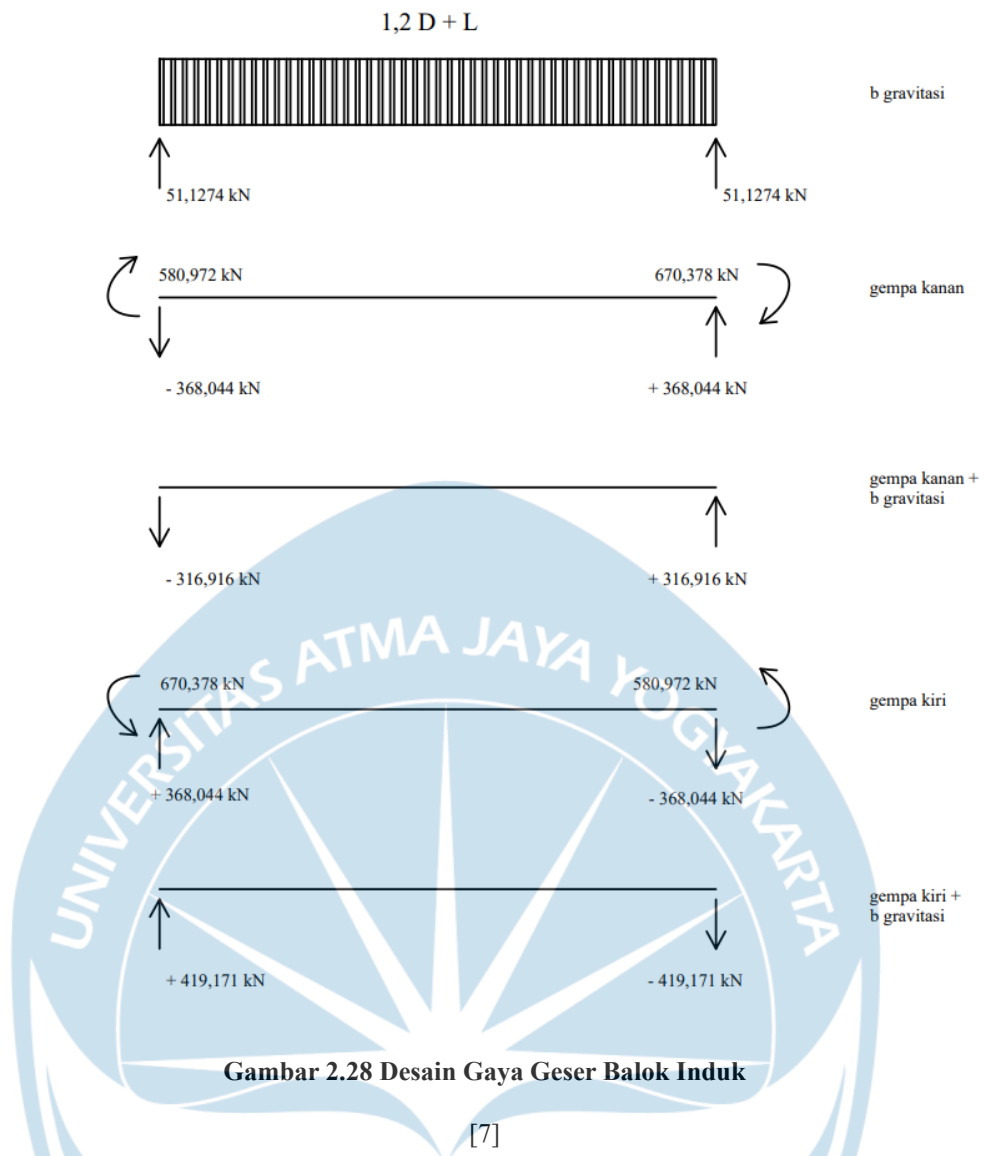
$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{55,4398}{0,85} = 65,2233 \text{ mm}$$

$$e_s = e_t = 0,003 \times \frac{537,5 - 65,2233}{65,2233} = 0,021 > 0,005 \text{ (terkendali tarik)}$$

$$M_n = As \text{ pakai} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 981,7477 \times 420 \times \left(537,5 - \frac{55,4398}{2}\right)$$

$$= 210199671,49 \text{ Nmm} = 210,019 \text{ kNm}$$

$$210,019 > -48,5363(OK)$$



Momen Probabilitas (Mpr)

- momen ujung tumpuan kiri negatif (Mpr1)

$$\begin{aligned} apr &= \frac{As \times 1,25 \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{2945,24 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} = 207,8995 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr 1 &= As \times 1,25 \times fy \times \left(\frac{apr}{2}\right) \\ &= 2945,24 \times 1,25 \times 420 \times \left(\frac{207,8995}{2}\right) \\ &= 67378205,4 \text{ Nmm} \\ &= 670,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- momen ujung tumpuan kanan positif (Mpr2)

$$\begin{aligned} apr &= \frac{As \times 1,25 \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{2454,37 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} = 173,2495 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Mpr 2 = As \times 1,25 \times fy \times \left(\frac{apr}{2}\right)$$

$$= 2454,37 \times 1,25 \times 420 \times \left(\frac{173,2495}{2}\right)$$

$$= 580972474,7 \text{ Nmm}$$

$$= 580,972 \text{ kNm}$$

- gaya geser akibat gravitasi

$$Vg = \frac{Wu \times ln}{2} = 51,127 \text{ kN}$$

$$Ve = \frac{Mpr1 + Mpr2}{ln} = \frac{670,37 + 580,97}{3400} = 368,04 \text{ kN}$$

$$Ve1 = \frac{Mpr1 + Mpr2}{ln} + Vg = \frac{670,37 + 580,97}{3400} + 51,127 = 419,17 \text{ kN}$$

$$Ve2 = \frac{Mpr1 + Mpr2}{ln} - Vg = \frac{670,37 + 580,97}{3400} - 51,127 = 316,91 \text{ kN}$$

- tulangan geser di daerah sendi plastis

$$0,5 Vu = 0,5 (386,04) = 184,02 > 38$$

- vc diasumsikan sama dengan nol apabila gaya geser gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser.

- Kebutuhan tulangan geser

$$Ve = 419,17 \text{ kN}$$

$$d = 537,5$$

$$Vs = \frac{Ve}{\phi} - Vc = \frac{419,17}{0,75} - 0 = 558,89 \text{ kN}$$

$$Vs \text{ max} = 0,66 \sqrt{f'c} b \times d = 0,66 \sqrt{25} \times 350 \times 537,5 = 620812,5 \text{ N}$$

$$Vs \text{ max} = 620,81 \text{ kN}$$

$$Vs \text{ max } 620,81 > 558,89 \text{ dipakai } 558,89 \text{ kN}$$

- Asumsi dipasang sengkang 2 kaki D10,  $Av = 157,079 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{Av \times fys \times d}{Vs} = \frac{157,079 \times 280 \times 537,5}{558,89} = 42,29 \text{ mm}$$

- Spasi sengkang tidak melebihi nilai terkecil dari :

$$s = \frac{d}{4} = \frac{537,5}{4} = 134,37 \text{ mm}$$

$$s = 6db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

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

**Sehingga digunakan 2D10-150**

- Kebutuhan tulangan geser lapangan

$$Ve \text{ lap} = \frac{(ln-2h)(Ve1-Ve2)}{ln} + Ve2$$

$$= \frac{(3400-2 \times 600)(419,17-316,91)}{3400} + 316,91 = 383,08 \text{ kN}$$

- Untuk daerah diluar sendi plastis, beton dianggap berkontribusi menahan geser ( $V_c$ ) maka terjadi

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f_c} b x d$$

$$= 0,17 x 1 \sqrt{25} x 350 x 537,5 = 159906,35 N = 159,9 kN$$

$$V_s = \frac{V_{e\ lap}}{\phi} - V_c = \frac{383,08}{0,75} - 159,9 = 350,86 kN$$

$$V_s\ max = 0,66 \sqrt{25} x 350 x 537,5 = 620812,5 N = 620,81 kN$$

$$V_s\ max\ 620,81 > 350,86\ dipakai\ 350,86\ kN$$

- Asumsi dipasang sengkang 2 kaki D10  $A_v = 157,07$

$$s = \frac{A_v x f_{ys} x d}{V_s} = \frac{157,079 x 280 x 537,5}{350,86} = 67,37\ mm$$

- Spasi sengkang pengekan di luar sendi plastis tidak boleh melebihi :

$$s = \frac{d}{2} = \frac{537,5}{2} = 268,75\ mm$$

Sehingga digunakan 2D10 – 70

Rekapitulasi perhitungan tulangan longitudinal dan tulangan transversal pada tiap jenis balok induk dapat dilihat pada Tabel 2.16 dan Tabel 2.7 dibawah :

Tabel 2.16 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Longitudinal Balok Induk

BALOK INDUK	TULANGAN LONGITUDINAL							
		Mu	a	c	Tulangan tunggal/ rangkap	As.perlu	As. Pakai	Penulangan
BI-1	Tumpuan (-)	465.45	150.41	176.96	Tunggal	2663.60	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	400.02	125.93	148.16	Tunggal	2230.07	2454.37	5D25
	Lapangan (-)	53.93	15.20	17.89	Tunggal	269.24	981.75	2D25
	Lapangan (+)	429.28	136.70	160.82	Tunggal	2420.69	2454.37	5D25
BI-2	Tumpuan (-)	267.42	80.33	94.51	Tunggal	1422.51	1963.50	4D25
	Tumpuan (+)	208.82	61.57	72.43	Tunggal	1090.25	1472.62	3D25
	Lapangan (-)	149.39	43.26	50.90	Tunggal	766.09	981.75	2D25
	Lapangan (+)	118.49	34.01	40.01	Tunggal	602.27	1472.62	3D25
BI-3	Tumpuan (-)	511.15	168.47	198.20	Tunggal	2983.35	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	405.78	128.03	150.62	Tunggal	2267.22	2454.37	5D25
	Lapangan (-)	227.63	67.51	79.42	Tunggal	1195.44	1472.62	3D25
	Lapangan (+)	358.95	111.29	130.93	Tunggal	1970.69	1963.50	4D25

BALOK INDUK	TULANGAN LONGITUDINAL							
		Mu	a	c	Tulangan tunggal/ rangkap	As.perlu	As. Pakai	Penulangan
BI-4	Tumpuan (-)	512.08	168.85	198.65	Tunggal	2990.03	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	212.89	62.85	73.94	Tunggal	1112.90	1472.62	3D25
	Lapangan (-)	171.00	49.84	58.63	Tunggal	882.53	1472.62	3D25
	Lapangan (+)	485.01	158.04	185.93	Tunggal	2798.58	2945.24	6D25
BI-5	Tumpuan (-)	488.04	159.23	187.33	Tunggal	2819.73	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	106.09	30.34	35.70	Tunggal	537.32	981.75	2D25
	Lapangan (-)	287.11	86.81	102.13	Tunggal	1537.26	1963.50	4D25
	Lapangan (+)	424.04	134.75	158.53	Tunggal	2386.15	2454.37	5D25
BI-6	Tumpuan (-)	257.77	77.19	90.81	Tunggal	1366.86	1963.50	4D25
	Tumpuan (+)	189.97	55.68	65.51	Tunggal	986.07	1472.62	3D25
	Lapangan (-)	54.05	15.24	17.93	Tunggal	269.85	981.75	2D25
	Lapangan (+)	128.28	36.92	43.44	Tunggal	653.84	981.75	2D25
BI-7	Tumpuan (-)	248.79	74.76	87.96	Tunggal	1323.96	1472.62	3D25
	Tumpuan (+)	152.32	44.42	52.26	Tunggal	786.60	981.75	2D25
	Lapangan (-)	71.89	20.49	24.10	Tunggal	362.76	981.75	2D25
	Lapangan (+)	115.34	33.27	39.15	Tunggal	589.22	981.75	2D25
BI-8	Tumpuan (-)	314.02	95.82	112.73	Tunggal	1696.78	2454.37	5D25
	Tumpuan (+)	112.26	32.16	37.84	Tunggal	569.59	981.75	2D25
	Lapangan (-)	68.89	19.50	22.94	Tunggal	345.31	981.75	2D25
	Lapangan (+)	150.98	43.74	51.46	Tunggal	774.61	1472.62	3D25
BI-9	Tumpuan (-)	437.17	139.65	164.29	Tunggal	2472.95	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	76.29	21.64	25.46	Tunggal	383.18	981.75	2D25
	Lapangan (-)	255.32	76.39	89.87	Tunggal	1352.79	1472.62	3D25
	Lapangan (+)	211.95	62.55	73.59	Tunggal	1107.65	1472.62	3D25
BI-10	Tumpuan (-)	517.27	170.96	201.13	Tunggal	3027.38	3436.12	7D25
	Tumpuan (+)	316.29	96.59	113.63	Tunggal	1710.44	1963.50	4D25
	Lapangan (-)	103.59	29.61	34.83	Tunggal	524.28	981.75	2D25

BALOK INDUK	TULANGAN LONGITUDINAL							
		Mu	a	c	Tulangan tunggal/ rangkap	As.perlu	As. Pakai	Penulangan
	Lapangan (+)	114.69	32.88	38.68	Tunggal	582.27	981.75	2D25
BI-11	Tumpuan (-)	467.58	151.24	177.93	Tunggal	2678.16	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	217.65	64.34	75.70	Tunggal	1139.43	1472.62	3D25
	Lapangan (-)	117.11	33.60	39.53	Tunggal	594.97	1472.62	3D25
	Lapangan (+)	491.34	160.54	188.87	Tunggal	2842.85	2945.24	6D25
BI-12	Tumpuan (-)	444.71	142.49	167.64	Tunggal	2523.26	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	114.78	32.91	38.72	Tunggal	582.78	981.75	2D25
	Lapangan (-)	73.98	20.97	24.67	Tunggal	371.35	981.75	2D25
	Lapangan (+)	247.73	73.94	86.99	Tunggal	1309.36	1472.62	3D25
BI-13	Tumpuan (-)	513.92	169.60	199.52	Tunggal	3003.26	3436.12	7D25
	Tumpuan (+)	108.95	31.19	36.69	Tunggal	552.26	1472.62	3D25
	Lapangan (-)	230.35	68.37	80.44	Tunggal	1210.74	1472.62	3D25
	Lapangan (+)	388.05	121.61	143.07	Tunggal	2153.54	2454.37	5D25
BI-14	Tumpuan (-)	602.18	138.53	162.98	Tunggal	2803.56	2945.24	6D25
	Tumpuan (+)	202.79	43.04	50.63	Tunggal	870.95	1472.62	3D25
	Lapangan (-)	242.22	51.77	60.90	Tunggal	1047.71	1472.62	3D25
	Lapangan (+)	264.28	56.71	66.72	Tunggal	1147.74	1472.62	3D25



Tabel 2.17 Rakapitulasi Pehitungan Tulangan Transversal Balok

BALOK INDUK	Tulangan Tranversal												
	Tumpuan									Lapangan			
		As pakai	apr	Mpr	VE	VG	Ve kiri	Ve kanan	Dipasang	Vc lap	Vc	reduksi Vc	Dipasang
BI-1	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	368.04	51.13	419.17	358.14	2D10 - 50	383.08	159.91	350.87	2D10-70
	tumpuan kanan (+)	2454.37	173.25	580.97									
BI-2	tumpuan kiri (-)	1963.50	138.60	482.64	195.00	68.03	263.03	358.14	2D10 - 70	225.92	159.91	141.33	2D10-160
	tumpuan kanan (+)	1472.62	103.95	375.37									
BI-3	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	231.73	116.97	348.71	358.14	2D10 - 50	296.72	159.91	235.72	2D10-100
	tumpuan kanan (+)	2454.37	173.25	580.97									
BI-4	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	163.40	149.04	312.43	358.14	2D10 - 60	256.55	159.91	182.16	2D10-130
	tumpuan kanan (+)	1472.62	103.95	375.37									

Lanjutan Tabel 2.17

BI-5	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	125.62	140.25	265.86	358.14	2D10 - 120	275.38	159.91	207.26	2D10-120
	tumpuan kanan (+)	981.75	69.30	259.18									
BI-6	tumpuan kiri (-)	1963.50	138.60	482.64	252.36	61.53	313.89	358.14	2D10 - 100	270.45	159.91	200.70	2D10-200
	tumpuan kanan (+)	1472.62	103.95	375.37									
BI-7	tumpuan kiri (-)	1472.62	103.95	373.05	143.34	76.54	219.88	358.14	2D10 - 80	178.13	159.01	78.49	2D10-200
	tumpuan kanan (+)	981.75	69.30	257.63									
BI-8	tumpuan kiri (-)	2454.37	173.25	580.97	155.58	111.98	267.56	358.14	2D10 - 70	217.79	159.91	130.48	2D10-180
	tumpuan kanan (+)	981.75	69.30	259.18									
BI-9	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	125.62	132.28	257.89	358.14	2D13-130	214.99	159.91	126.75	2D13-190
	tumpuan kanan (+)	981.75	69.30	259.18									
BI-10	tumpuan kiri (-)	3436.12	242.55	750.85	362.79	132.28	495.07	358.14	2D10 - 40	401.70	159.91	375.69	2D10-70
	tumpuan kanan (+)	1963.50	138.60	482.64									

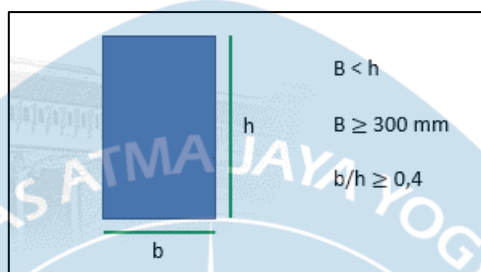
Lanjutan Tabel 2.17

BI-11	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	193.66	139.75	333.41	358.14	2D10 - 60	271.30	159.91	201.82	2D10-120
	tumpuan kanan (+)	1472.62	103.95	375.37									
BI-12	tumpuan kiri (-)	2945.24	207.90	670.38	125.62	188.84	314.46	358.14	2D10 - 100	253.21	159.91	177.71	2D10-130
	tumpuan kanan (+)	981.75	69.30	259.18									
BI-13	tumpuan kiri (-)	3436.12	242.55	750.85	119.81	289.30	409.12	358.14	2D10-70	335.25	159.91	287.09	2D10-90
	tumpuan kanan (+)	1472.62	103.95	375.37									
BI-14	tumpuan kiri (-)	2945.24	181.91	845.10	114.28	188.20	302.48	358.14	2D10-150	262.86	216.75	133.73	2D10-200
	tumpuan kanan (+)	1472.62	90.96	457.71									

## 2.11 Perancangan Kolom

Saat melakukan perancangan kolom maka terdapat banyak peraturan desain dan perancangan yang harus diikuti dan dipatuhi. Dimensi penampang terkecil kolom yang diukur pada garis lurus melalui pusat geometri tidak boleh kurang dari 300 mm. Selain itu rasio dimensi penampang terkecil kolom terhadap dimensi tegak lurus nya tidak dapat kurang dari rasio perbandingan 0,4 dapat dilihat pada Gambar 2.25. [6]

Gambar 2.29 Syarat Dimensi dan Penampang Kolom



Kuat lentur kolom harus memenuhi  $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$ ,  $\sum M_{nc}$  adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom – kolom yang merangka pada joint sedangkan  $\sum M_{nb}$  adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka pada joint. Kedua nilai tersebut akan digunakan dalam pengecekan syarat kuat lentur minimum kolom dengan menggunakan persamaan  $(M_{nc a} + M_{nc b}) \geq 1,2(M_{nb ki} + M_{nb ka})$ . Persamaan tersebut digunakan dalam pengecekan *Strong Column – Weak Beam*. Dalam perhitungannya harus dihitung nilai dari momen nominal kolom dan dibandingkan dengan nilai momen nominal balok yang merangka pada joint.

Perhitungan kolom memiliki beberapa syarat tulangan lentur yang menjadi syarat perancangan, berikut syarat tulangan lentur:

1. Nilai dari luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) tidak dapat kurang dari  $0,01A_g$  dan tidak dapat lebih besar dari  $0,06A_g$ .
2. Pada kolom yang memiliki sengkang bundar, jumlah tulangan longitudinal minimum harus berjumlah 6.
3. Pada sambungan mekanis dan sambungan las harus memenuhi SNI 2847-2019 pasal 18.2.7 dan pasal 18.2.8. Sambungan lewatan yang dapat dilakukan dalam daerah tengah tinggi kolom dan didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan berada pada lingkup tulangan transversal.

Pada daerah sendi plastis kolom atau daerah lo yang berada disekitar muka hubungan balok-kolom pada kedua ujung kolom harus tersedia tulangan transversal yang mencukupi. Panjang lo daerah sendi plastis kolom dipilih nilai terbesar dari:

2. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang memiliki potensi leleh lentur
3. Hasil dari  $1/6$  bentang bersih kolom
4. 450 mm

Perhitungan kolom memiliki beberapa syarat tulangan transversal yang harus sesuai dengan beberapa syarat sebagai berikut:

1. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral tumpuk, sengkang pengekang bundar atau sengkang pengekang persegi, dengan atau tanpa ikat silang
2. Setiap tekukan ujung sengkang persegi atau bundar harus mengait batang tulangan longitudinal terluar
3. Ikat silang harus sama atau lebih kecil dari diameter sengkang pengekang sesuai dengan yang diizinkan pada SNI 2847-2019 pasal 25.7.2.2.
4. Saat menggunakan sengkang pengekang persegi atau ikat silang maka tulangan transversal akan berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 25.7.2.2 dan pasal 25.7.2.3. [6]
5. Tulangan sebisa mungkin diatur agar spasi  $h_x$  antara tulangan longitudinal pada penampang kolom tidak boleh melebihi 350 mm.
6. Saat nilai  $P_u > 0,3A_g f'_c$  atau  $f'_c > 70$  Mpa, setiap batang pada inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekang atau kait gempapada dan nilai  $h_x$  tidak boleh melebihi dari 200 mm.
7. Terdapat syarat jarak antar tulangan transversal pada daerah disepanjang  $l_o$  dan harus diambil tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:
  - a.  $1/4$  dimensi terkecil dari komponen struktur
  - b. 6 kali lebih besar dari diameter tulangan yang memanjang
  - c.  $100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm}$
8. Terdapat syarat jarak antar tulangan transversal pada daerah diluar  $l_o$  dan diberikan sengkang menggunakan spasi  $s$  tidak boleh melebihi:
  - a. 6 db
  - b. 150 mm

Persyaratan kuat geser kolom dirancang berdasarkan beberapa syarat agar gaya geser yang terjadi akibat gempa yaitu:

1. Gaya geser desain ( $V_e$ ) harus ditentukan dengan mempertimbangkan gaya maksimum yang dapat terjadi pada permukaan sambungan balok ke kolom di bagian manapun dari struktur.

2. Gaya pada sambungan balok ke kolom ditentukan dengan menggunakan gaya momen maksimum yang mungkin pada setiap ujung penampang, yang sama dengan luas beban aksial terfaktor  $P_u$  yang bekerja pada penampang.
3. Kuat geser yang dihitung ( $v_e$ ) tidak boleh kurang dari kuat geser terfaktor yang ditentukan dari analisis struktur.
4. Tulangan transversal dengan panjang 10 harus dirancang untuk menahan geser dengan asumsi  $V_c = 0$  jika:
  - Gaya geser yang ditimbulkan oleh gempa paling sedikit  $50^\circ$  dari gaya geser maksimum yang diperlukan sebesar  $10^\circ$
  - Faktor gaya kompresi aksial  $P_u$  termasuk aksi seismik lebih kecil dari  $A_g f_c / 20$

Perhitungan kuat geser kolom direncanakan dan dihitung menggunakan persamaan  $V_e = \frac{M_{prc\ a} + M_{prc\ b}}{l_c}$ .

### 2.11.1 Kolom Lantai 1 (Gedung Tengah)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$$P_u \text{ Max} = 98,5064 \text{ kN}$$

$$M_x = -7,216 \text{ kNm}$$

$$M_y = 4,0057 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Min} = -4877,897 \text{ kN}$$

$$M_x = -132,2086 \text{ kNm}$$

$$M_y = 308,479 \text{ kNm}$$

$$V_u = 143,1487 \text{ kN}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 25 mm dengan jumlah 20 yang diinput pada aplikasi *SpColumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 20D25 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:

**Tabel 2.18 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 1 Gedung Tengah**

	$P_u$ kN	$M_{ux}$ kNm	$M_{uy}$ kNm	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	$d_t$ Depth mm	$\epsilon_t$	$\phi$
	-96.51	-7.22	4.01	-689.78	382.9	95.59	283	729	0.00472	0.876
	4877.9	-132.21	308.48	-200.6	468.05	1.517	612	709	0.00047	0.65

**Tabel 2.19 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 1 Gedung Tengah**

$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi$	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm
89.78	382.9	0.876	787.4201	437.1005
200.6	468.05	0.65	308.6154	720.0769

Diambil momen terbesar dari PuMax dan PuMin dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc\ a} = 787,4201$$

$$M_{nc\ b} = 308,6154$$

Momen nominal balok:

$$M_{nb\ \text{kiri}\ (-)} = 505,8178$$

$$M_{nb\ \text{kanan}\ (+)} = 276,0544$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

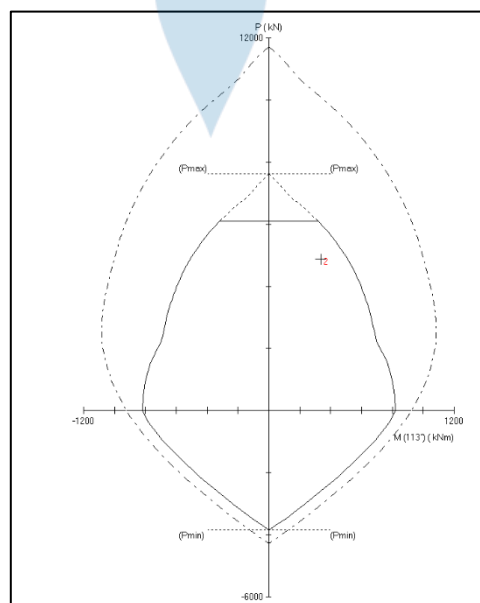
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

$$(787,4201 + 308,6154) \geq 1,2(505,8178 + 276,0544)$$

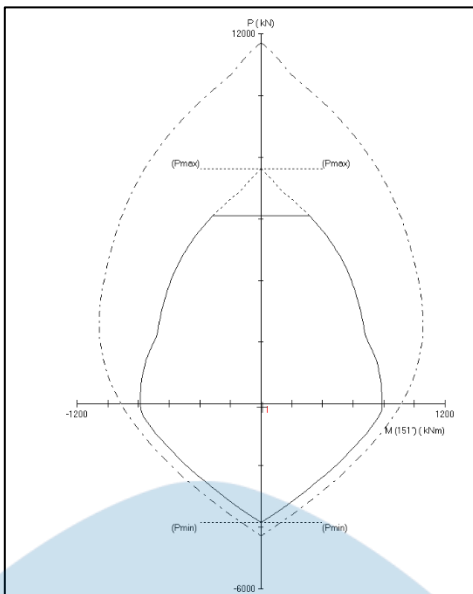
$$1096,035 \geq 938,2466\ \text{kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



**Gambar 2.30 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Tengah Akibat Pu Max**

(Sumber: SPColoumn)



**Gambar 2.31 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Tengah Akibat Pu Min**  
(Sumber: SPColoumn)

### Perancangan Tulangan Transversal

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 143,1487 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 670,3782 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 259,1777 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 670,3782 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 259,1777 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (670,3782 + 259,1777) \\ = 464,778 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{464,778 + 464,778}{4,5 - 0,6} = 238,3477 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 238,3477 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 143,1487 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 238,3477 \text{ kN}$ .

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 553,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0.85$$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{238,3477 \times 1000}{0,85} = 280409 \text{ N}$$



$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{280409}{280 \times 553,5} = 1,809324 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk tulangan transversal pengekanan menggunakan cara:

$$P_u = 96506,4 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{b_c}} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

$$\text{a) } \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} = 600/4 = 150 \text{ mm}$$

- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c)  $Hx = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- d)  $S0 = 100 + \left(\frac{350-156,33}{3}\right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

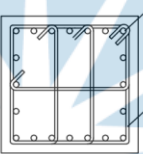
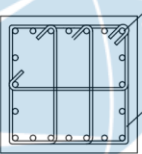
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5/1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K1-B dapat dilihat pada Gambar 2.29

KETERANGAN	K1-B	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	20D25	20D25
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

**Gambar 2.32 Detail Penampang Kolom K1-B**

### 2.11.2 Kolom Lantai 2 (Gedung Tengah)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$$P_u \text{ Max} = 57,6366 \text{ kN}$$

$$M_x = 18,4131 \text{ kNm}$$

$$M_y = -89,9097 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Min} = -4137,404 \text{ kN}$$

$$M_x = -12,743 \text{ kNm}$$

$$M_y = 106,046 \text{ kNm}$$

$$V_u = 153,4136 \text{ kN}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$Fy \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$Fy \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 22 mm dengan jumlah 20 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 20D22 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:

**Tabel 2.20 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Tengah**

No	P <sub>u</sub> kN	M <sub>ux</sub> kNm	M <sub>uy</sub> kNm	φM <sub>nx</sub> kNm	φM <sub>ny</sub> kNm	φM <sub>n</sub> /M <sub>u</sub>	NA Depth mm	d <sub>t</sub> Depth mm	ε <sub>t</sub>	φ
1	-57.64	18.41	-89.91	133.7	-652.87	7.261	187	627	0.00707	0.9
2	4137.4	-12.74	106.05	-63.54	528.79	4.986	511	612	0.00059	0.65

**Tabel 2.21 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Tengah**

φM <sub>nx</sub> kNm	φM <sub>ny</sub> kNm	φ	φM <sub>nx</sub> kNm	φM <sub>ny</sub> kNm
133.7	-652.87	0.9	148.5556	725.4111
53.54	528.79	0.65	97.75385	813.5231

Diambil momen terbesar dari PuMax dan PuMin dari hasil rekapitulasi kolom:

$$Mnc \text{ a} = 813,52308$$

$$Mnc \text{ b} = 97,753846$$

Momen nominal balok:

$$Mnb \text{ kiri (-)} = 434,373$$

$$Mnb \text{ kanan (+)} = 276,054$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

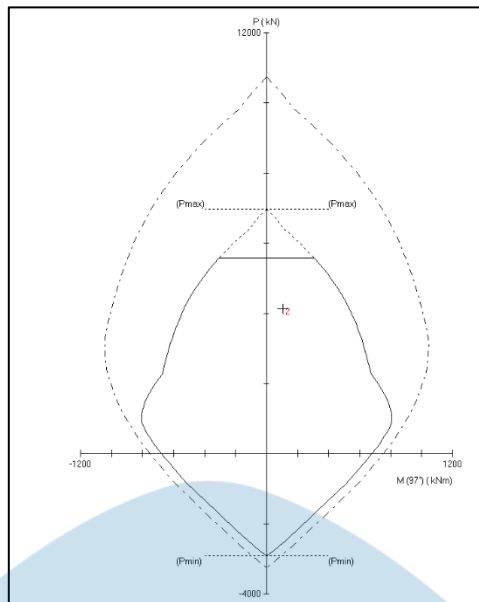
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

$$(Mnc \text{ a} + Mnc \text{ b}) \geq 1,2(Mnb \text{ ki} + Mnb \text{ ka})$$

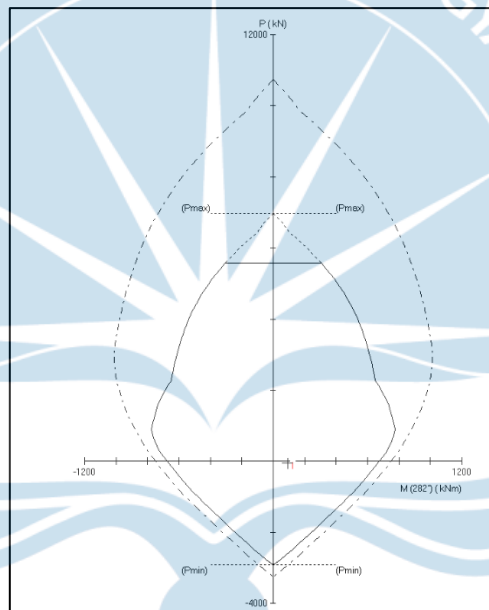
$$(813,52308 + 97,753846) \geq 1,2(434,373 + 276,0544)$$

$$911,277 \geq 852,5124 \text{ kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(Mnc \text{ a} + Mnc \text{ b}) \geq 1,2(Mnb \text{ ki} + Mnb \text{ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



**Gambar 2.33 Diagram Interaksi Kolom Lantai 2 Gedung Tengah Akibat Pu Max**  
(Sumber: SPColoumn)



**Gambar 2.34 Diagram Interaksi Kolom Lantai 2 Gedung Tengah Akibat Pu Min**  
(Sumber: SPColoumn)

### Perancangan Tulangan Transversal

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 153,4136 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 580,972 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 259,1777 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 670,3782 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 259,1777 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (580,972 + 259,1777)$$

$$= 355,2135 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{355,2135 + 355,2135}{4,5 - 0,6} = 182,16077 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 182,16077 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 153,4136 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 182,16077 \text{ kN}$ .

Diameter sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

D = 553,5 mm

$\Phi = 0.85$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{182,16077 \times 1000}{0,85} = 213306,79 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{213306,79}{280 \times 553,5} = 1,3828029 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(A)}$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 57636,6 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(C)}$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

- a)  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $600/4 = 150 \text{ mm}$
- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c)  $H_x = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- d)  $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 156,33}{3}\right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 182,16077 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5 / 1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 182,16077 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K2-B dapat dilihat pada Gambar 2.32

KETERANGAN	K2-B	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	20D22	20D22
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

**Gambar 2.35 Detail Penampang Kolom K2-B**

### 2.11.3 Kolom Lantai 3 (Gedung Tengah)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$P_u$ Max	= 17,8839	kN
$M_x$	= 18,4982	kNm
$M_y$	= -98,2844	kNm
$P_u$ Min	= -3401,296	kN
$M_x$	= 1,5911	kNm
$M_y$	= 43,7273	kNm
$V_u$	= 132,2823	kN
$b$	= 600	mm
$h$	= 600	mm
$t$	= 4500	mm
$f'_c$	= 25	MPa
$F_y$ tulangan longitudinal	= 420	Mpa
$F_y$ sengkang	= 280	Mpa

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 19 mm dengan jumlah 20 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 20D19 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:

**Tabel 2.22 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 3 Gedung Tengah**

No	$P_u$ kN	$M_{ux}$ kNm	$M_{uy}$ kNm	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	$d_t$ Depth mm	$\epsilon_t$	$\phi$
1	-17.88	17.5	-98.28	90.24	-506.87	5.157	156	612	0.00901	0.9
2	3401.3	1.59	43.73	19.45	534.42	12.222	431	565	0.00093	0.65

**Tabel 2.23 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 3 Gedung Tengah**

$i_x$ n	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi$	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm
4	-506.87	0.9	100.2667	563.1889
5	534.42	0.65	29.92308	822.1846

Diambil momen terbesar dari  $P_u$ Max dan  $P_u$ Min dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc\ a} = 822,1846$$

$$M_{nc\ b} = 29,92308$$

Momen nominal balok:

Mnb kiri (-) = 357,7856

Mnb kanan (+) = 189,179

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

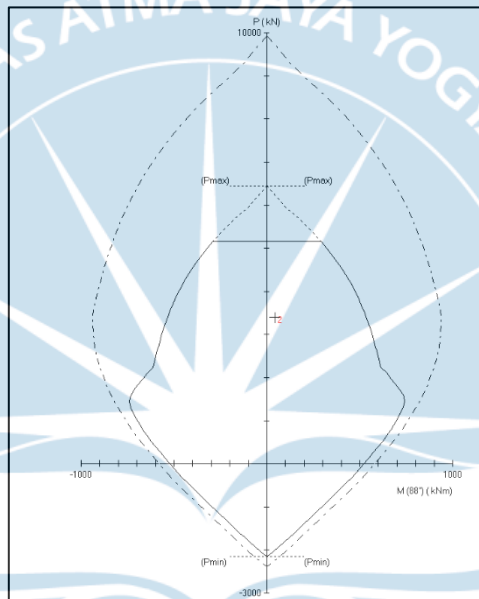
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

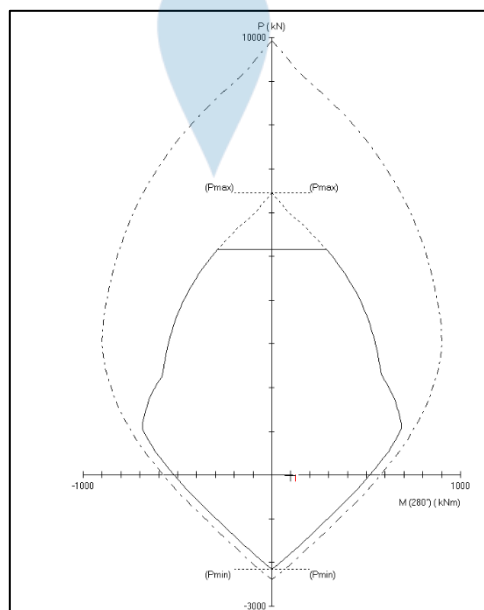
$$(822,1846 + 29,92308) \geq 1,2(357,7856 + 189,179)$$

$$852,1076 \geq 656,368 \text{ kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



Gambar 2.36 Diagram Interaksi Kolom Lantai 3 Gedung Tengah Akibat Pu Max



Gambar 2.37 Diagram Interaksi Kolom Lantai 3 Gedung Tengah Akibat Pu Min



### Perancangan Tulangan Transversal

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 132,2823 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 482,637 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 482,637 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (482,637 + 375,372)$$

$$= 429,00455 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{429,00455 + 429,00455}{4,5 - 0,6} = 220,00233 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 220,00233 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur =  $132,2823 \text{ kN}$ , maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 220,00233 \text{ kN}$ .

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 553,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0.85$$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{132,2823 \times 1000}{0,85} = 258826,2745 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{258826,2745}{280 \times 553,5} = 1,670062424 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 17883,9 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(C)}$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

$$\text{a) } \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} = 600/4 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{b) } 6 \text{ kali diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{c) } H_x = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$$

$$\text{d) } S_0 = 100 + \left( \frac{350 - 156,33}{3} \right) = 164,56 \text{ mm}$$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 220,00233 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5/1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 220,00233 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K3-B dapat dilihat pada Gambar 2.35

KETERANGAN	K3-B	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	20D19	20D19
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

Gambar 2.38 Detail Penampang Kolom K3-B

#### 2.11.4 Kolom Lantai 1 (Gedung Depan)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi ETABS:

$$P_u \text{ Max} = 29,9763 \text{ kN}$$

$$M_x = -40,8833 \text{ kNm}$$

$$M_y = 23,3336 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Min} = -8013,594 \text{ kN}$$

$$M_x = -401,3427 \text{ kNm}$$

$$M_y = -17,7052 \text{ kNm}$$

$$V_u = 26,8594 \text{ kN}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 32 mm dengan jumlah 20 yang diinput pada aplikasi *SpColumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 20D32 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada gambar dan Tabel berikut:

Tabel 2.24 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 1 Gedung Depan

No	P <sub>u</sub> kN	M <sub>ux</sub> kNm	M <sub>uy</sub> kNm	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕM <sub>n</sub> /M <sub>u</sub>	NA Depth mm	d <sub>t</sub> Depth mm	ε <sub>t</sub>	ϕ
1	-29.98	-40.88	23.33	-1004.71	573.42	24.575	336	732	0.00355	0.775
2	8013.59	-401.34	-17.71	-413.73	-18.25	1.031	669	552	-0.00053	0.65

Tabel 2.25 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 1 Gedung Depan

ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕ	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm
1004.71	573.42	0.775	1296.4	739.8968
413.73	-18.25	0.65	636.5077	28.07692

Diambil momen terbesar dari PuMax dan PuMin dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc\ a} = 1296,4$$

$$M_{nc\ b} = 28,076923$$

Momen nominal balok:

$$M_{nb\ \text{kiri}} (-) = 693,17686$$

$$M_{nb\ \text{kanan}} (+) = 369,93636$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

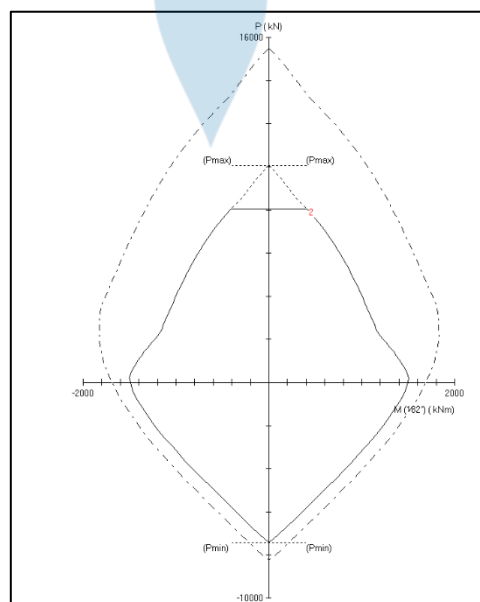
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

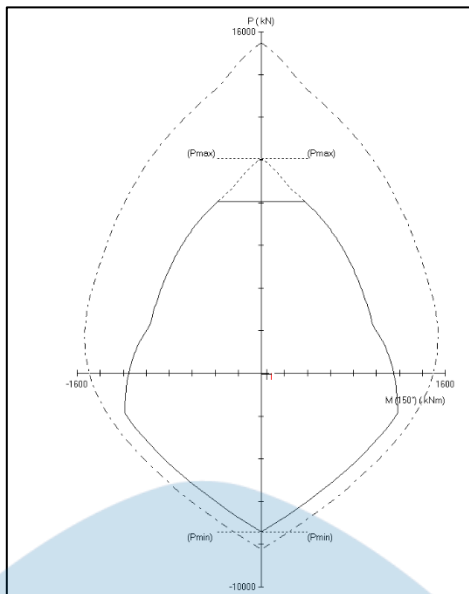
$$(1296,4 + 28,076923) \geq 1,2(693,17686 + 369,93636)$$

$$1324,477 \geq 1275,73586\ \text{kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



Gambar 2.39 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Depan Akibat Pu Max



**Gambar 2.40 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Depan Akibat Pu Min**

### **Perancangan Tulangan Transversal**

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 26,8594 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 670,3782 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 259,1777 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 670,3782 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 259,1777 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (670,3782 + 259,1777)$$

$$= 464,778 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{464,778 + 464,778}{4,5 - 0,6} = 238,3477 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 238,3477 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 26,8594 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 238,3477 \text{ kN}$ .

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 553,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0.85$$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{238,3477 \times 1000}{0,85} = 280409 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{280409}{280 \times 553,5} = 1,809324 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk tulangan transversal pengekanan menggunakan cara:

$$P_u = 96506,4 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

$$\text{a) } \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} = 600/4 = 150 \text{ mm}$$

- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c)  $Hx = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- d)  $S_0 = 100 + \left(\frac{350-156,33}{3}\right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

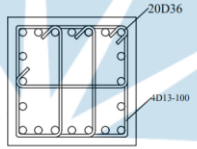
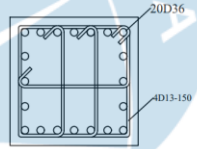
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5/1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K1-A dapat dilihat pada Gambar 2.38

KETERANGAN	K1-A	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	20D36	20D36
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

**Gambar 2.41 Detail Penampang Kolom K1-A**

### 2.11.5 Kolom Lantai 2 (Gedung Depan)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi ETABS:

$$P_u \text{ Max} = -72,9176 \text{ kN}$$

$$M_x = -45,2312 \text{ kNm}$$

$$M_y = 17,8205 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Min} = -5226,969 \text{ kN}$$

$$M_x = 15,1094 \text{ kNm}$$

$$M_y = -455,779 \text{ kNm}$$

$$V_u = 48,567 \text{ kN}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 25 mm dengan jumlah 20 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 20D25 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada gambar dan tabel berikut:

**Tabel 2.26 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Depan**

No	P <sub>u</sub> kN	M <sub>ux</sub> kNm	M <sub>uy</sub> kNm	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕM <sub>n</sub> /M <sub>u</sub>	NA Depth mm	d <sub>t</sub> Depth mm	ε <sub>t</sub>	ϕ
1	72.92	-45.23	17.82	-770.17	303.44	17.027	268	698	0.00482	0.884
2	5226.97	15.11	-455.78	16.2	-488.59	1.072	550	556	0.00003	0.65

**Tabel 2.27 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Depan**

ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕ	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm
-770.17	303.44	0.884	871.233	343.2579
16.2	-488.59	0.65	24.92308	751.6769

Diambil momen terbesar dari PuMax dan PuMin dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc} a = 871,23303$$

$$M_{nc} b = 24,92307$$

Momen nominal balok:

$$M_{nb} \text{ kiri (-)} = 405,817$$

$$M_{nb} \text{ kanan (+)} = 276,054$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

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

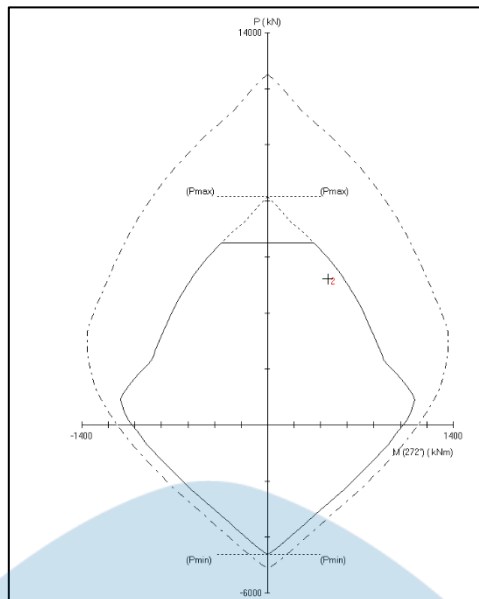
$$(M_{nc} a + M_{nc} b) \geq 1,2(M_{nb} \text{ ki} + M_{nb} \text{ ka})$$

$$(871,23303 + 24,92307) \geq 1,2(405,817 + 276,054)$$

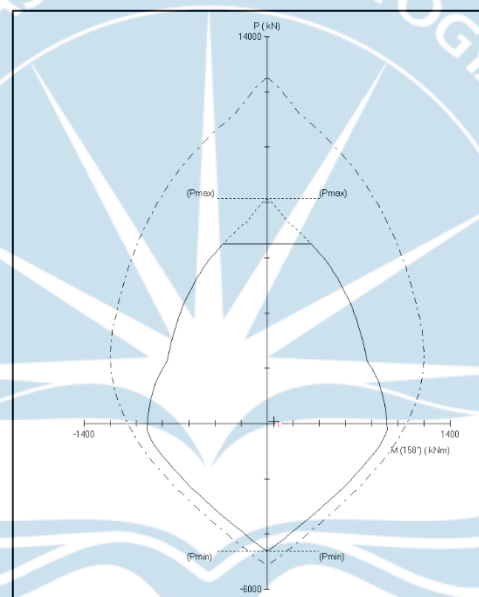
$$896,156 \geq 818,2452 \text{ kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc} a + M_{nc} b) \geq 1,2(M_{nb} \text{ ki} + M_{nb} \text{ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.





**Gambar 2.42 Diagram Interaksi Kolom Lantai 2 Gedung Depan Akibat Pu Max**



**Gambar 2.43 Diagram Interaksi Kolom Lantai 2 Gedung Depan Akibat Pu Min**

### **Perancangan Tulangan Transversal**

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 48,567 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 700,854 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 700,854 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (700,854 + 375,372)$$

$$= 538,113 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{538,113 + 538,113}{4,5 - 0,6} = 275,95538 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 275,95538 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 48,567 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 275,95538 \text{ kN}$ .

Diameter sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

D = 553,5 mm

$\Phi = 0.85$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{275,95538 \times 1000}{0,85} = 324653,39 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{324653,39}{280 \times 553,5} = 2,0948083 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 72917,6 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang  $l_o$ :

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

- a)  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $600/4 = 150 \text{ mm}$
- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c)  $H_x = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- d)  $S_0 = 100 + \left(\frac{350-156,33}{3}\right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 275,95538 \text{ kN}$$

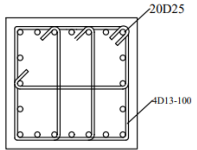
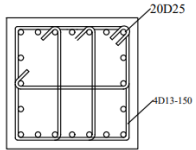
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5 / 1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 275,95538 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K2-A dapat dilihat pada Gambar 2.41

KETERANGAN	K2-A	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	20D25	20D25
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

**Gambar 2.44 Detail Penampang Kolom K2-A**

### 2.11.6 Kolom Lantai 3 (Gedung Depan)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ Max} &= -69,5549 \text{ kN} \\
 M_x &= -47,5339 \text{ kNm} \\
 M_y &= 29,4281 \text{ kNm} \\
 P_u \text{ Min} &= -3127,802 \text{ kN} \\
 M_x &= 115,5201 \text{ kNm} \\
 M_y &= -111,304 \text{ kNm} \\
 V_u &= 44,0725 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 19 mm dengan jumlah 20 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 20D19 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:

**Tabel 2.28 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 3 Gedung Depan**

No	$P_u$ kN	$M_{ux}$ kNm	$M_{uy}$ kNm	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	$d_t$ Depth mm	$\epsilon_t$	$\phi$
1	69.55	-47.53	29.43	-451.68	279.63	9.502	252	735	0.00575	0.9
2	3127.8	115.52	-111.3	359.54	-346.42	3.112	526	762	0.00135	0.65

**Tabel 2.29 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 3 Gedung Depan**

$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi$	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm
-451.68	279.63	0.9	501.8667	310.7
359.54	-346.42	0.65	553.1385	532.9538

Diambil momen terbesar dari  $P_u$ Max dan  $P_u$ Min dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc a} = 558,3087717$$

$$M_{nc b} = 208,96266$$

Momen nominal balok:

$$M_{nb \text{ kiri } (-)} = 358,578$$

$$M_{nb \text{ kanan } (+)} = 189,179$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

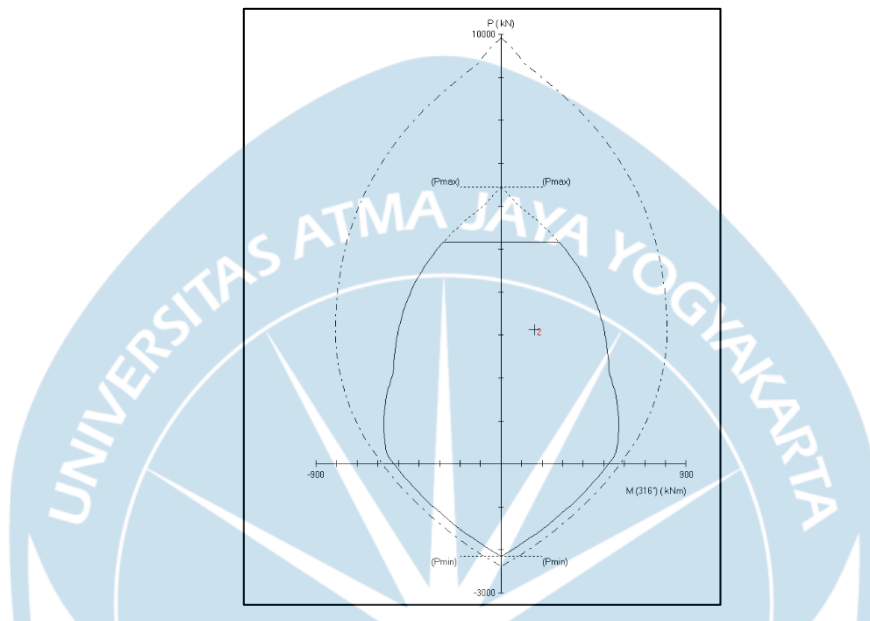
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

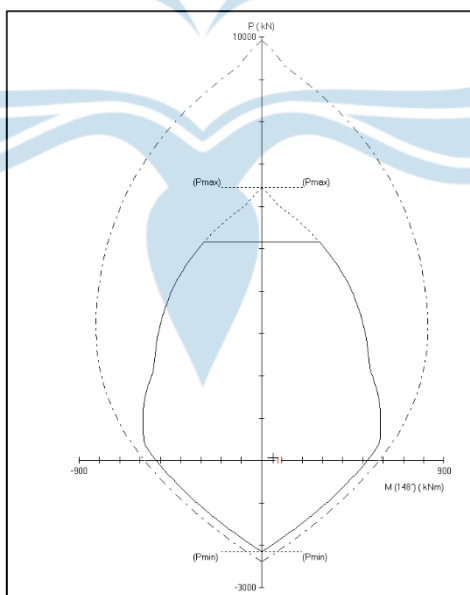
$$(558,3087717 + 208,96266) \geq 1,2(358,578 + 189,179)$$

$$767,27144 \geq 656,3568 \text{ kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



Gambar 2.45 Diagram Interaksi Kolom Lantai 3 Gedung Depan Akibat Pu Max



Gambar 2.46 Diagram Interaksi Kolom Lantai 3 Gedung Depan Akibat Pu Min

### Perancangan Tulangan Transversal

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 48,567 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki} (-) = 700,854 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 700,854 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{prk} &= 0,5 \times (700,854 + 375,372) \\ &= 538,113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{538,113 + 538,113}{4,5 - 0,6} = 275,95538 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 275,95538 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 48,567 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 275,95538 \text{ kN}$ .

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 553,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,85$$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{275,95538 \times 1000}{0,85} = 324653,39 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{324653,39}{280 \times 553,5} = 2,0948083 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(A)}$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 72917,6 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

- $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $600/4 = 150 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $H_x = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 156,33}{3}\right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 275,95538 \text{ kN}$$

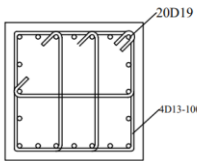
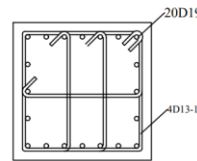
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5/1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 275,95538 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K3-A dapat dilihat pada Gambar 2.44

KETERANGAN	K3-A	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	20D19	20D19
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

Gambar 2.47 Detail Penampang Kolom K3-A

### 2.11.7 Kolom Lantai 1 (Gedung Belakang)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$$P_u \text{ Max} = 462,425 \text{ kN}$$

$$M_x = 11,2469 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1,392 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Min} = -8023,67 \text{ kN}$$

$$M_x = 334,3902 \text{ kNm}$$

$$M_y = -174,423 \text{ kNm}$$

$$V_u = 98,6851 \text{ kN}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 32 mm dengan jumlah 24 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 24D32 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:



Tabel 2.30 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 1 Gedung Belakang

No	P <sub>u</sub> kN	M <sub>ux</sub> kNm	M <sub>uy</sub> kNm	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕM <sub>n</sub> /M <sub>u</sub>	NA Depth mm	d <sub>t</sub> Depth mm	ε <sub>t</sub>	ϕ
1	-462.42	11.25	1.39	1392.63	172.36	123.824	226	600	0.00501	0.9
2	8023.67	334.39	-174.42	344.45	-179.67	1.03	792	713	-0.0003	0.65

Tabel 2.31 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 1 Gedung Belakang

ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕ	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm
1392.63	172.36	0.9	1547.367	191.5111
344.45	-179.67	0.65	529.9231	276.4154

Diambil momen terbesar dari PuMax dan PuMin dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc\ a} = 1547,367$$

$$M_{nc\ b} = 191,51111$$

Momen nominal balok:

$$M_{nb\ \text{kiri}\ (-)} = 535,1823$$

$$M_{nb\ \text{kanan}\ (+)} = 437,14921$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

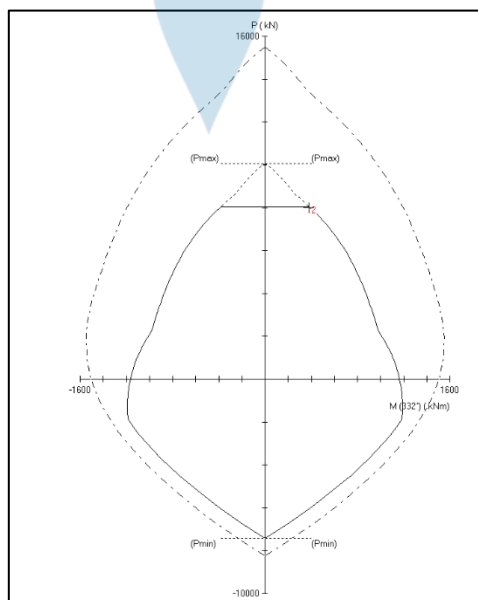
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

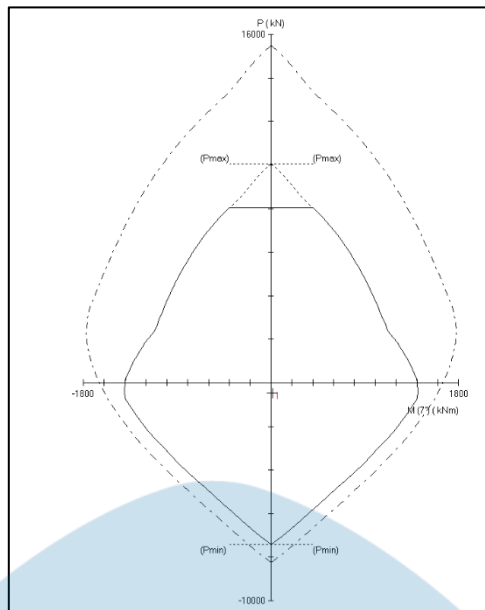
$$(1547,367 + 191,51111) \geq 1,2(535,1823 + 437,14921)$$

$$1739,878 \geq 1166,8013\ \text{kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



Gambar 2.48 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Belakang Akibat Pu Max



Gambar 2.49 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Belakang Akibat Pu Min

### Perancangan Tulangan Transversal

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 98,6851 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 723,779 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 312,951 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 723,779 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 312,951 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (723,779 + 312,951)$$

$$= 518,36562 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{518,36562 + 518,36562}{4,5 - 0,6} = 272,82401 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 272,82401 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 98,6851 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 272,82401 \text{ kN}$ .

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 553,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0.85$$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{272,82401 \times 1000}{0,85} = 320969,43 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{258826,2745}{280 \times 553,5} = 2,0710377 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 462425 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{S_b c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

- a)  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $600/4 = 150$  mm
- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150$  mm
- c)  $Hx = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33$  mm
- d)  $S_0 = 100 + \left(\frac{350-156,33}{3}\right) = 164,56$  mm

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

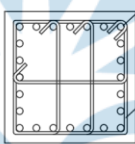
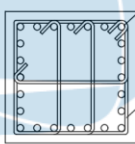
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5/1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K1-C dapat dilihat pada Gambar 2.47

KETERANGAN	K1-C	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	24D32	24D32
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

**Gambar 2.50 Detail Penampang Kolom K1-C**

### 2.11.8 Kolom Lantai 2 (Gedung Belakang)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$$P_u \text{ Max} = 474,0815 \text{ kN}$$

$$M_x = -14,3248 \text{ kNm}$$

$$M_y = -1,7778 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Min} = -7928,269 \text{ kN}$$

$$M_x = -18,716 \text{ kNm}$$

$$M_y = -118,516 \text{ kNm}$$

$$V_u = 153,4136 \text{ kN}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$t = 4500 \text{ mm}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$Fy \text{ tulangan longitudinal} = 420 \text{ Mpa}$$

$$Fy \text{ sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 32 mm dengan jumlah 24 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 24D32 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:

**Tabel 2.32 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Belakang**

No	P <sub>u</sub> kN	M <sub>ux</sub> kNm	M <sub>uy</sub> kNm	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕM <sub>n</sub> /M <sub>u</sub>	NA Depth mm	d <sub>t</sub> Depth mm	ε <sub>t</sub>	ϕ
1	-474.08	-14.32	-1.78	-1392.45	-172.81	97.206	226	600	0.00502	0.9
2	7928.27	-18.72	-118.52	-66.25	-419.5	3.54	692	598	-0.00041	0.65

**Tabel 2.33 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Belakang**

ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm	ϕ	ϕM <sub>nx</sub> kNm	ϕM <sub>ny</sub> kNm
32.45	-172.81	0.9	1547.167	192.0111
56.25	-419.5	0.65	101.9231	645.3846

Diambil momen terbesar dari PuMax dan PuMin dari hasil rekapitulasi kolom:

$$Mnc \text{ a} = 1547,1667$$

$$Mnc \text{ b} = 101,92308$$

Momen nominal balok:

$$Mnb \text{ kiri (-)} = 505,817$$

$$Mnb \text{ kanan (+)} = 276,054$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

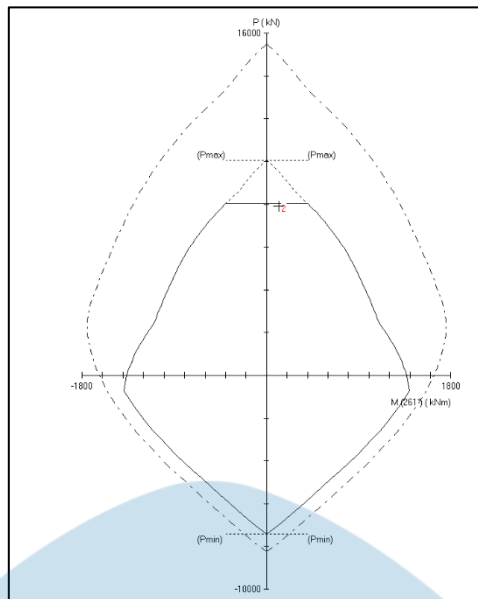
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

$$(Mnc \text{ a} + Mnc \text{ b}) \geq 1,2(Mnb \text{ ki} + Mnb \text{ ka})$$

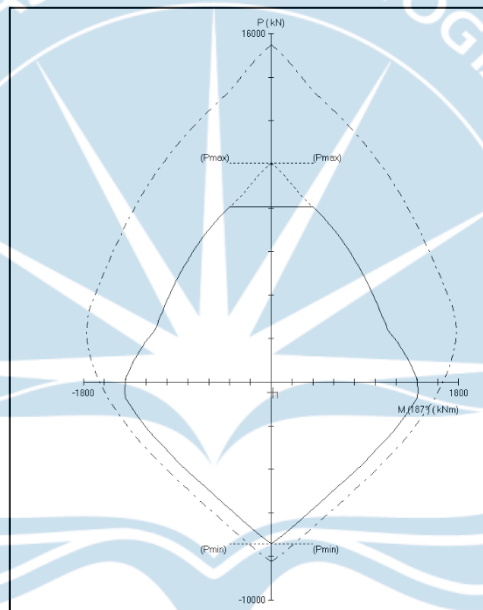
$$(1547,1667 + 101,92308) \geq 1,2(505,817 + 276,054)$$

$$1649,09 \geq 938,2452 \text{ kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(Mnc \text{ a} + Mnc \text{ b}) \geq 1,2(Mnb \text{ ki} + Mnb \text{ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



**Gambar 2.51 Diagram Interaksi Kolom Lantai 2 Gedung Belakang Akibat Pu Max**



**Gambar 2.52 Diagram Interaksi Kolom Lantai 1 Gedung Belakang Akibat Pu Min**

### **Perancangan Tulangan Transversal**

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok ( $M_{pr}$  balok kanan dan  $M_{pr}$  balok kiri):

$$V_u = 153,4136 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 670,378 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 259,177 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 670,378 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 259,177 \text{ kNm}$$

$$M_{prk} = 0,5 \times (670,378 + 259,177)$$

$$= 464,7775 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{464,7775 + 464,7775}{4,5 - 0,6} = 238,34744 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 238,34744 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 153,4136 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 238,34744 \text{ kN}$ .

Diameter sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

D = 553,5 mm

$\Phi = 0.85$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{238,34744 \times 1000}{0,85} = 280408,75 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{280408,75}{280 \times 553,5} = 1,8093222 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(A)}$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 474081,5 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(C)}$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

- a)  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $600/4 = 150 \text{ mm}$
- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c)  $H_x = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- d)  $S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 156,33}{3}\right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5 / 1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

Berikut detail penampang kolom K2-C dapat dilihat pada Gambar 2.50

KETERANGAN	K2-C	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	24D32	24D32
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

**Gambar 2.53 Detail Penampang Kolom K2-C**



### 2.11.9 Kolom Lantai 3 (Gedung Belakang)

Diketahui kolom dengan dimensi 600x600 mm dan berikut data yang didapatkan melalui hasil run aplikasi etabs:

$P_u$ Max	= 478,115	kN
$M_x$	= 96,7593	kNm
$M_y$	= 7,4703	kNm
$P_u$ Min	= -6529,375	kN
$M_x$	= -13,1791	kNm
$M_y$	= -55,6903	kNm
$V_u$	= 132,2823	kN
$b$	= 600	mm
$h$	= 600	mm
$t$	= 4500	mm
$f'_c$	= 25	MPa
$F_y$ tulangan longitudinal	= 420	Mpa
$F_y$ sengkang	= 280	Mpa

Kolom direncanakan dengan menggunakan diameter tulangan longitudinal ukuran 29 mm dengan jumlah 24 yang diinput pada aplikasi *SpColoumn*. Diameter sengkang yang digunakan ukuran 13 mm sehingga direncanakan tulangan 24D29 pada kolom tersebut. Output dan syarat yang dihitung dari beban yang ada dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut:

Tabel 2.34 Output Hasil SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Belakang

No	$P_u$ kN	$M_{ux}$ kNm	$M_{uy}$ kNm	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	$d_t$ Depth mm	$\epsilon_t$	$\phi$
1	-478.11	96.76	7.47	990.26	76.45	10.234	172	571	0.00716	0.9
2	6529.38	-13.18	-55.69	-87.2	-368.48	6.617	683	629	-0.00024	0.65

Tabel 2.35 Rekapitulasi SpColoumn Kolom Lantai 2 Gedung Belakang

$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi$	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm
90.26	76.45	0.9	1100.289	84.94444
-87.2	-368.48	0.65	134.1538	566.8923

Diambil momen terbesar dari  $P_u$ Max dan  $P_u$ Min dari hasil rekapitulasi kolom:

$$M_{nc} a = 1100,2888$$

$$M_{nc} b = 84,9444$$

Momen nominal balok:

$$M_{nb} \text{ kiri } (-) = 560,378$$

$$M_{nb} \text{ kanan } (+) = 375,372$$

Dilakukan pengecekan *Strong Column – Weak Beam*:

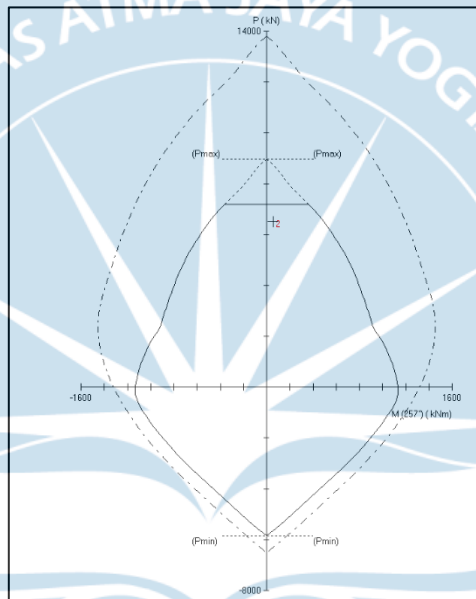
$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

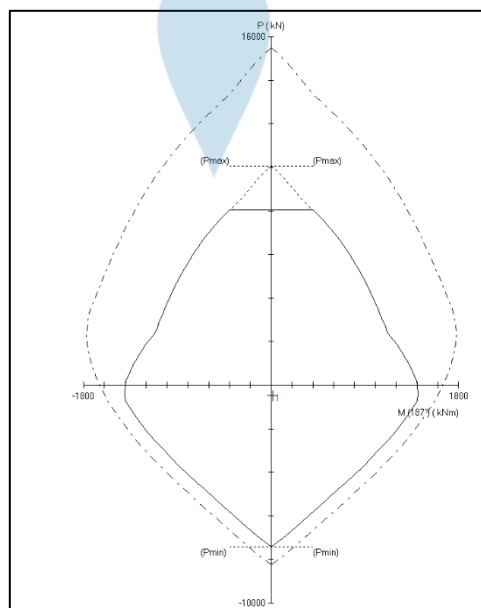
$$(1100,2888 + 84,9444) \geq 1,2(560,378 + 375,372)$$

$$1185,2333 \geq 1122,9 \text{ kNm}$$

Dikarenakan nilai dari  $(M_{nc} a + M_{nc} b) \geq 1,2(M_{nb} \text{ ki} + M_{nb} \text{ ka})$ , maka kolom telah memenuhi syarat SCWB.



Gambar 2.54 Diagram Interaksi Kolom Lantai 3 Gedung Belakang Akibat Pu Max



Gambar 2.55 Diagram Interaksi Kolom Lantai 3 Gedung Belakang Akibat Pu Min

### Perancangan Tulangan Transversal

Dari analisis struktur didapatkan data  $V_u$  dan Momen Probabilitas balok (Mpr balok kanan dan Mpr balok kiri:

$$V_u = 132,2823 \text{ kN}$$

$$M_{prb, ki (-)} = 560,378 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 560,378 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 375,372 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{prk} &= 0,5 \times (560,378 + 375,372) \\ &= 467,875 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{467,875 + 467,875}{4,5 - 0,6} = 239,9358 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 239,9358 \text{ kN} > V_u$  yang didapatkan dari analisis struktur = 132,2823 kN, maka digunakan nilai  $V_u = V_e = 239,9358 \text{ kN}$ .

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 553,5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0.85$$

Kuat geser pada beton diabaikan  $V_c = 0$ , hal tersebut dikarenakan nilai  $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{239,9358 \times 1000}{0,85} = 282277,5264 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{282277,5264}{280 \times 553,5} = 1,821380348 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\mathbf{A})$$

Untuk tulangan transversal pengekangan menggunakan cara:

$$P_u = 478115 \text{ N}$$

$$0,3 f'_c A_g = 2700000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan berikut:

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,008876$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008876 \times 520 = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,008036$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,008036 \times 520 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(C)}$$

Dari persamaan yang didapatkan antara (A), (B), dan (C) yang menentukan adalah (B)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,615385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung tulangan transversal di daerah sepanjang lo:

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

$$A_{sh} = 4,615385 \times 100 = 461,53846 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73229 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 461,53846 / 132,73229 = 3,47721$$

Digunakan  $n = 4$  buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

- $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $600/4 = 150 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $H_x = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (25/3)) = 156,33 \text{ mm}$
- $S_0 = 100 + \left( \frac{350 - 156,33}{3} \right) = 164,56 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daerah lo:

$$V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

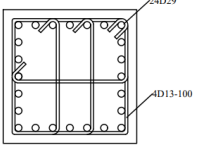
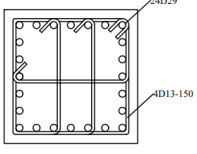
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 600 \times 553,5 / 1000 = 282,285 \text{ kN}$$

$$V_c = 282,285 \text{ kN} > V_e = 238,34767 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka digunakan tulangan transversal **4D13-150**.

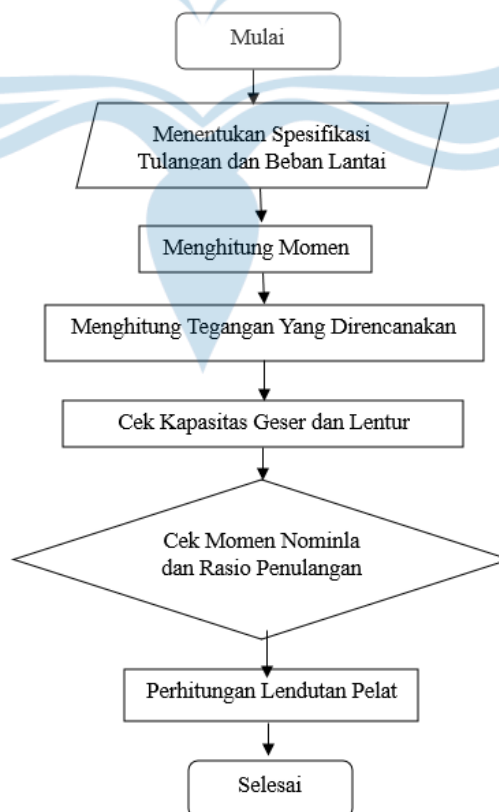
Berikut detail penampang kolom K3-C dapat dilihat pada Gambar 2.53

KETERANGAN	K3-C	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
UKURAN BALOK	600 X 600	
TULANGAN	24D29	24D29
SENGKANG	4D13-100	4D13-150

Gambar 2.56 Detail Penampang Kolom K3-C

### 2.12 Perancangan Pelat Lantai dan Dak Atap

Perancangan pelat lantai pada Gedung Museum Seni Kontemporer terdiri dari penulangan pelat 1 arah dan penulangan pelat 2 arah. Penentuan jenis pelat dapat diketahui dari perhitungan pelat bertumpu pada keempat sisi dan rasio  $L_y/L_x \geq 2$ . Jika lebih besar dari 2 maka merupakan tipe pelat 1 arah dan jika kurang dari 2 maka merupakan tipe pelat 2 arah. Perancangan pelat dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8 yang membahas tentang pelat 1 arah dan 2 arah [6][8]. Berikut data dan contoh perhitungan yang ada pada gedung Museum Seni Kontemporer. Dibawah ini ditunjukkan flowchart perhitungan pelat.

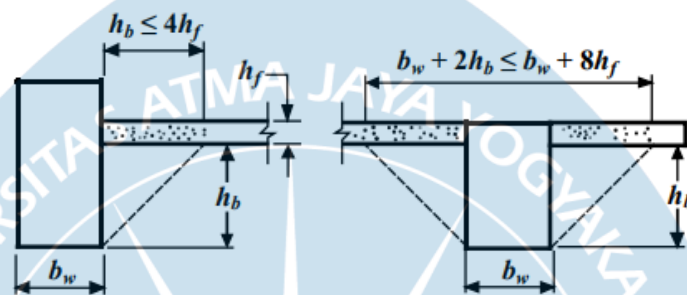


Gambar 2.57 Flowchart Perhitungan Pelat

### 2.12.1 Data Pelat Lantai dan Dak Atap

Data pelat Bangunan Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta memiliki beberapa jenis pelat berdasarkan syarat penentuannya. Berikut daftar perhitungan dari data pelat:

Penamaan dan perhitungan preliminary pelat didasarkan pada perhitungan inersia balok dan pelat yang saling berkaitan, hal tersebut digambarkan pada Gambar 2.35. Perhitungan preliminary digunakan untuk mengetahui jenis pelat lantai atau dak yang ada pada bangunan, sebagai contoh tipe pelat A akan digunakan sebagai contoh perhitungan sebagai berikut:



Gambar 2.58 Bagian Pelat dan Balok (Sumber: SNI 2847:2019)

$$\begin{aligned}F_y &= 420 \text{ Mpa} \\b_w &= 350 \text{ mm} \\h_t &= 600 \text{ mm} \\h_f &= 150 \text{ mm} \\h_w &= h_t - h_f \\&= 600 - 150 \\&= 450 \text{ mm} \\b_{e1} &= 350 + (2 \times 450) \\&= 1250 \text{ mm} \\b_{e2} &= 350 + (8 \times 150) \\&= 1550 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kemudian ditentukan nilai  $b_e$  yang terkecil antara nilai  $b_{e1}$  dan  $b_{e2}$ , maka nilai  $b_{e \text{ use}} = 1250 \text{ mm}$ .

$$\begin{aligned}y_1 &= h_w / 2 \\&= 450 / 2 \\&= 225 \text{ mm} \\y_2 &= (h_f / 2) + h_w\end{aligned}$$

$$= (150 / 2) + 450$$

$$= 525 \text{ mm}$$

$$A1 = bw \times hw$$

$$= 350 \times 450$$

$$= 157500 \text{ mm}^2$$

$$A2 = hf \times be \text{ use}$$

$$= 150 \times 1250$$

$$= 187500 \text{ mm}^2$$

$$Y = ((A1 \times y1) + (A2 \times y2)) / (A1 + A2)$$

$$= ((157500 \times 225) + (187500 \times 525)) / (157500 + 187500)$$

$$= 388,043 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{1}{12} \times 350 \times 450^3 + 157500(388,043 - 225)^2 +$$

$$\frac{1}{12} \times 1250 \times 150^3 + 187500(525 - 388,043)^2$$

$$= 10713179348 \text{ mm}^4$$

- Pelat Lantai Tipe A

$$Lx = 5000 \text{ mm}$$

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

$$Ly/Lx = 1,2 \rightarrow Ly/Lx < 2, \text{ Maka termasuk pelat 2 arah}$$

Jika nilai  $Ly/Lx$  yang didapatkan lebih besar dari 2, maka pelat tersebut akan dimasukkan dalam jenis pelat 1 arah.

$$Ln x = Lx - bw$$

$$= 5000 - 350$$

$$= 4650 \text{ mm}$$

$$Ln y = Ly - bw$$

$$= 6000 - 350$$

$$= 5650 \text{ mm}$$

$$Ln = 5650 \text{ mm (Dipilih } Ln \text{ terbesar)}$$

$$I \text{ pelat x} = \frac{1}{12} \times Lx \times hf^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 5000 \times 150^3$$

$$= 1406250000 \text{ mm}^4$$

$$I \text{ pelat y} = \frac{1}{12} \times Ly \times hf^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 6000 \times 150^3$$

$$= 1687500000 \text{ mm}^4$$

$$\alpha 1 = I \text{ balok} / I \text{ pelat } x$$

$$= 10713179348 / 1406250000$$

$$= 7,61826087$$

$$\alpha 2 = I \text{ balok} / I \text{ pelat } y$$

$$= 10713179348 / 1687500000$$

$$= 6,348550725$$

$$\alpha_{fm} = (\alpha 1 + \alpha 2) / 2$$

$$= (7,61826087 + 6,348550725) / 2$$

$$= 6.983405797 \dots \alpha_{fm} > 2$$

$$\beta = L_n x / L_n y$$

$$= 4650 / 5650$$

$$= 1,215$$

$$h \text{ min} = 132,42 \text{ mm}$$

Nilai  $h \text{ min}$  (132,42 mm) harus lebih kecil dari  $h_f$  (150 mm), jika hal tersebut terpenuhi maka digunakan nilai  $h_f$  sebagai  $h \text{ use}$ .

$$h \text{ use} = 150 \text{ mm}$$

Berikut rekapitulasi perhitungan preliminary pelat lantai dan dak atap dimuat pada Tabel 2.36.

**Tabel 2.36 Rekapitulasi Data Pelat Lantai dan Dak Atap**

Tipe Pelat/Dak	Lx	Ly	Ly/Lx	Jenis Pelat	ln	afm	$\beta$	h min	h use
	mm	mm						mm	mm
A	5000	6000	1.20	Pelat 2 Arah	5650	6.983	1.215	132.42	150
B	4000	5000	1.25	Pelat 2 Arah	4650	8.571	1.274	107.76	150
C	4000	10100	2.53	Pelat 1 Arah	9750	6.647	2.671	178.63	180
D	8000	10100	1.26	Pelat 2 Arah	9750	4.266	1.275	225.93	230
E	6800	8000	1.18	Pelat 2 Arah	7650	5.182	1.186	180.29	190
E2	6000	8300	1.38	Pelat 2 Arah	7950	5.469	1.407	179.70	180
E3	4000	7400	1.85	Pelat 2 Arah	7050	7.335	1.932	145.27	150
E4	4000	6900	1.73	Pelat 2 Arah	6550	7.522	1.795	138.16	150
E5	4000	5700	1.43	Pelat 2 Arah	5350	8.103	1.466	119.63	150
E6	4000	4600	1.15	Pelat 2 Arah	4250	8.902	1.164	100.58	150
F	6000	10000	1.67	Pelat 2 Arah	9650	5.079	1.708	206.63	210
M1	6000	8300	1.38	Pelat 2 Arah	7950	5.469	1.407	179.70	180
M2	4000	7400	1.85	Pelat 2 Arah	7050	7.335	1.932	145.27	150
M3	4000	6900	1.73	Pelat 2 Arah	6550	7.522	1.795	138.16	150
M4	4000	5700	1.43	Pelat 2 Arah	5350	8.103	1.466	119.63	150
M5	4000	4600	1.15	Pelat 2 Arah	4650	7.949	0.914	115.66	150
T	4000	5000	1.25	Pelat 2 Arah	4650	8.571	1.274	107.76	150
DA1	8000	10000	1.25	Pelat 2 Arah	9650	4.285	1.261	224.17	230
DA2	4000	4000	1.00	Pelat 2 Arah	3650	9.523	1.000	89.22	150



### 2.12.2 Pelat 1 Arah

Sistem pelat 1 arah ditumpu pada kedua sisinya, pelat akan mengalami lendutan dalam arah tegak lurus sisi tumpuan. Beban yang akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah yaitu arah tumpuan.

#### Perhitungan Pelat Satu Arah

Pada perhitungan pelat satu arah, tipe pelat C digunakan sebagai salah satu contoh perhitungan pelat satu arah. Berikut data serta perhitungan penulangan pelat satu arah dan ukuran pelat ditunjukkan pada Gambar 2.45.



Gambar 2.59 Pelat Lantai Tipe C

#### 1. Menentukan Tebal Pelat Minimum

Tebal pelat minimum ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019, dimana ukuran tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.36 dibawah ini.

Tabel 2.37 Ketebalan Minimum Pelat (Sumber SNI: 2847:2019)

Kondisi tumpuan	$h^{(1)}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

<sup>(1)</sup>Angka ini berlaku untuk beton berat normal dan  $f_c = 420$  MPa. Untuk kasus lain, ketebalan minimum harus dimodifikasi sesuai 7.3.1.1.1 hingga 7.3.1.1.3.

Berikut data pelat lantai Tipe C:

$$L_y = 10100 \text{ mm}$$

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

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$D \text{ tulangan utama} = 10 \text{ mm}$$

Kondisi tumpuan adalah tumpuan sederhana sehingga nilai  $l_n/20$

$$L_n/20 = 4000/20$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Diambil tebal pelat 200 mm sesuai dengan h use pada data pelat. Setelah mengetahui tebal pelat minimum maka dilanjutkan dengan menentukan nilai  $d_s$  dengan menggunakan tulangan ukuran 10 mm.

$$\begin{aligned} d_s &= \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - (\text{diameter beton}/2) \\ &= 200 - 20 - (10/2) \\ &= 175 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 2. Menghitung Pembebanan Pelat

$$\text{Beban mati} = 5,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup} = 2,67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_D = (0,12 \times 24) + 5,79 = 8,67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_L = 2,67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,2 \times 8,67 + 1,6 \times 2,67 = 14,676 \text{ kN/m}^2$$

## 3. Menghitung Momen Pelat

Pada perhitungan momen pelat terdapat momen tumpuan dan momen lapangan yang dihitung seperti perhitungan dibawah.

$$\begin{aligned} M_{uA} &= 1/16 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/16 \times 14,676 \times 4^2 \\ &= 14676000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uA} &= M_{uA} / 0.9 \\ &= 16306666,67 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uB} &= 1/9 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/9 \times 14,676 \times 4^2 \\ &= 26090666,67 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uB} &= M_{uB} / 0.9 \\ &= 28998629,63 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uC} &= 1/16 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/16 \times 14,676 \times 4^2 \\ &= 14676000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uC} &= M_{uC} / 0.9 \\ &= 16306666,67 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

## 4. Menghitung Kebutuhan Tulangan

Pada perhitungan kebutuhan tulangan, pelat akan diasumsikan lebarnya sebesar 1000mm atau 1 m.

$$\begin{aligned} m &= f_y / (0.85 \times f'_c) \\ &= 420 / (0.85 \times 23) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 19,764 \\
R_n &= M_n / (b \times d^2) \\
&= 16306666,67 / (1000 \times 10^2) \\
&= 0.5325 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{19,764} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,764 \times 0.5325}{420}} \right)
\end{aligned}$$

Setelah semua perhitungan dilakukan maka hasil yang didapatkan dapat direkap menjadi satu seperti pada Tabel 2.38

**Tabel 2.38 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Pelat Lantai Tipe C**

	A	B	C
Mn (Nmm)	-16306666.667	-28989629.630	-16306666.667
m (mm)	19.76471	19.76471	19.76471
Rn (mm)	0.53246	-0.94660	0.53246
p	0.00128	-0.00221	0.00128
As (mm <sup>2</sup> )	224.711	-386.003	224.711
Asmin (mm <sup>2</sup> )	400	400	400
As pasang (mm <sup>2</sup> )	400	400	400
As D10 (mm <sup>2</sup> )	78.54	78.54	78.54
Jarak (mm)	188.50	196.35	302.08
Tul dipasang	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 300

### 2.12.3 Pelat 2 Arah

Sistem pelat 2 arah adalah sistem pelat yang memiliki momen lentur yang bekerja pada 2 arah, yaitu arah bentang (Ix) dan arah lebar (Iy). Sistem pelat 2 arah umumnya digunakan untuk pelat lantai yang memiliki bentang yang besar. Pada sistem pelat 2 arah, tulangan pokok dipasang pada 2 arah yang saling tegak lurus. Tulangan pokok di arah bentang berfungsi untuk menahan momen lentur yang bekerja pada arah tersebut. Tulangan pokok di arah lebar berfungsi untuk menahan momen lentur yang bekerja pada arah tersebut.

Menurut SNI 2847:2019 dalam melakukan analisis dan desain pelat 2 arah terdapat 2 metode yaitu:

1) Metode Desain Langsung (*Direct Design Method, DDM*)

Metode Desain Langsung terdapat dalam SNI 2847:2019 pasal 8.10, perumusan metode dan syarat-syaratnya juga disertakan. Metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban merata pada struktur. Metode DDM menggunakan banyak koefisien dalam menentukan besarnya momen rencana pada tiap lokasi kritis dan lajur pelat.

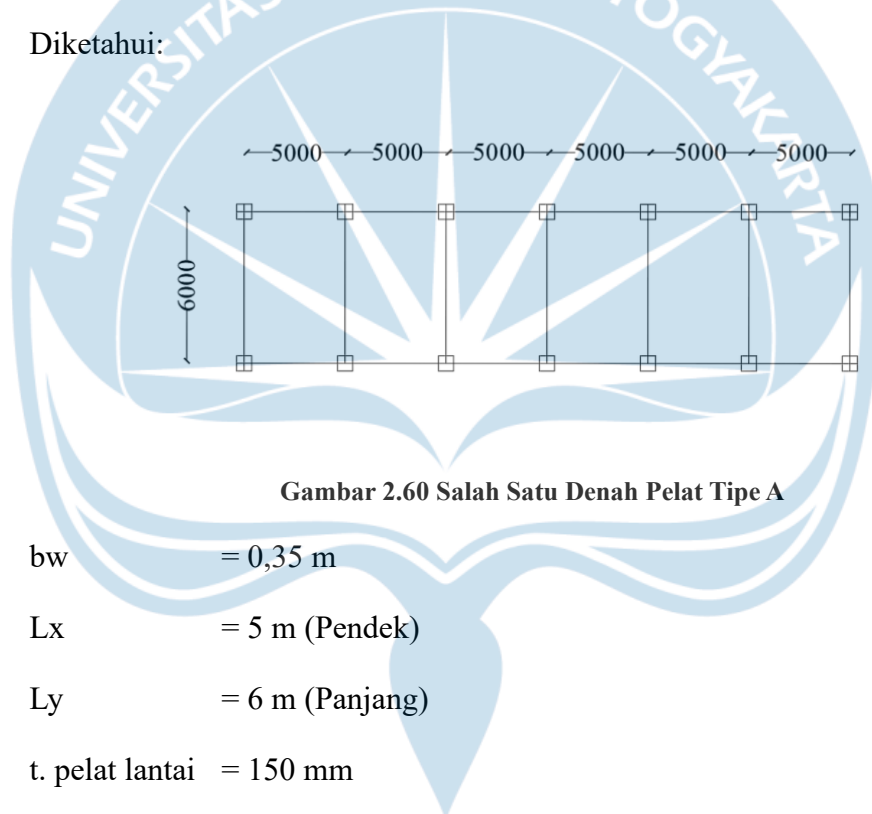
2) Metode Rangka Ekuivalen (*Equivalent Frame Method, EFM*)

Metode Rangka Ekuivalen terdapat dalam SNI 2847:2019 pasal 8.11, perumusan metode dan syarat-syaratnya juga disertakan. Metode ini membagi struktur bangunan 3 dimensi menjadi beberapa rangka ekuivalen dua dimensi. Dalam melakukan analisis EFM, struktur rangka akan dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Pada perhitungan pelat 2 arah akan difokuskan untuk menggunakan Metode Desain Langsung atau DDM. Perhitungan penulangan pelat 2 arah, data yang digunakan merupakan data yang telah di hitung pada perhitungan *preliminary design* pelat. Perhitungan pelat tipe A akan menjadi contoh perhitungan dan disertakan rekapitulasi perhitungan semua tipe pelat yang ada.

### Pelat Tipe A

Diketahui:



Gambar 2.60 Salah Satu Denah Pelat Tipe A

$$b_w = 0,35 \text{ m}$$

$$L_x = 5 \text{ m (Pendek)}$$

$$L_y = 6 \text{ m (Panjang)}$$

$$t. \text{ pelat lantai} = 150 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

Kondisi terkekang penuh

#### - Menghitung Pembebanan Pelat Lantai

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

$$\text{Berat partisi} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafon} = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat pasir} = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

Berat keramik = 0,24 kN/m<sup>2</sup>

$$\text{Total Beban Mati (DL)} = 5,79 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup (LL) = 2,76 kN/m<sup>2</sup>

- **Menghitung Beban Terfaktor**

$$\begin{aligned} q_u 1 &= 1,4 \times \text{DL} \\ &= 1,4 \times 5,79 \\ &= 8,106 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u 2 &= (1,2 \times \text{DL}) + (1,6 \times \text{LL}) \\ &= (1,2 \times 5,79) + (1,6 \times 2,76) \\ &= 11,364 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Nilai  $Q_u$  yang digunakan merupakan nilai  $Q_u$  yang terbesar dari antara perhitungan  $q_u 1$  dan  $q_u 2$ .

$$Q_u = 11,364 \text{ kN/m}^2$$

- **Menghitung Momen Statik Total Terfaktor dalam arah Panjang dan Arah Pendek**

Dalam arah Panjang:

$$\begin{aligned} \text{Mol} &= \frac{q_u \times l_2 \times l_n^2}{8} \\ &= \frac{11,364 \times 5 \times (6-0,35)^2}{8} \\ &= 226,729 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dalam arah Pendek:

$$\begin{aligned} \text{Mos} &= \frac{q_u \times l_1 \times l_n^2}{8} \\ &= \frac{11,364 \times 6 \times (5-0,35)^2}{8} \\ &= 184,288 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**Arah Memanjang**

$$L_2/L_1 = 1,2$$

$$\alpha_{fm} = 6,98$$

$$\alpha_{fm} \times L_2/L_1 = 8,38$$

Setelah mengetahui nilai  $\alpha_{fm} \times L_2/L_1 \geq 1$ , selanjutnya akan ditentukan nilai koefisien dari bagian momen  $M_{ol}$  di lajur kolom dengan menggunakan Tabel 2.39 dan Tabel 2.40 sebagai acuan perhitungan dibawah ini.

**Tabel 2.39 Bagian Momen Negatif Memanjang**

(Sumber: SNI 2847:2019)

$a_2 l_2 / l_1$	$l_2 / l_1$		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan

**Tabel 2.40 Bagian Momen Positif Memanjang**

(Sumber: SNI 2847:2019)

$a_2 l_2 / l_1$	$l_2 / l_1$		
	0,5	1,0	2,0
0	0,60	0,60	0,60
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan.

Untuk mendapatkan nilai koefisiennya, harus dilakukan interpolasi agar detail sesuai dengan data perhitungan yang ada.

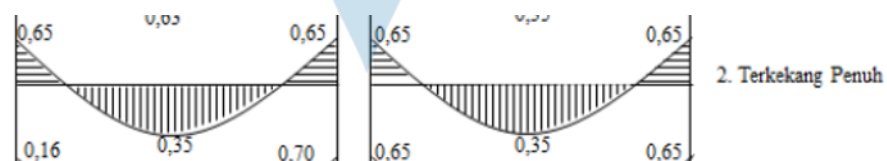
$$L_2 / l_1 = 1,2$$

Koefisien positif & negatif:

$$\text{Lajur kolom} = 0,69$$

$$\text{Lajur tengah} = 0,31$$

Pelat tipe A berada pada kondisi momen pelat terkekang penuh seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.46. Dari kondisi tersebut akan digunakan untuk menghitung momen pelat arah memanjang dan memendek.

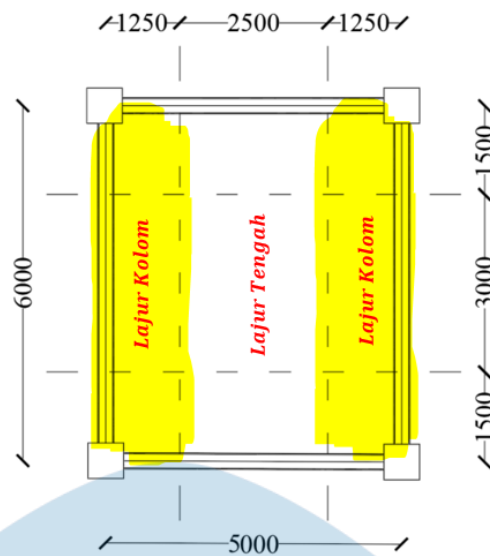


**Gambar 2.61 Kondisi Momen Pelat Arah Memanjang**

(Sumber: SNI 2847:2019)

Selanjutnya akan dilakukan perhitungan momen pelat sesuai dengan langkah-langkah yang digambarkan pada beberapa gambar dibawah ini:

Pada Gambar 2.47 digambarkan pembagian lajur yang ada pada pelat sesuai dengan ukurannya. Pembagian tiap lajur akan ditinjau pada titik negatif dan positif dengan gambaran sebagai berikut.

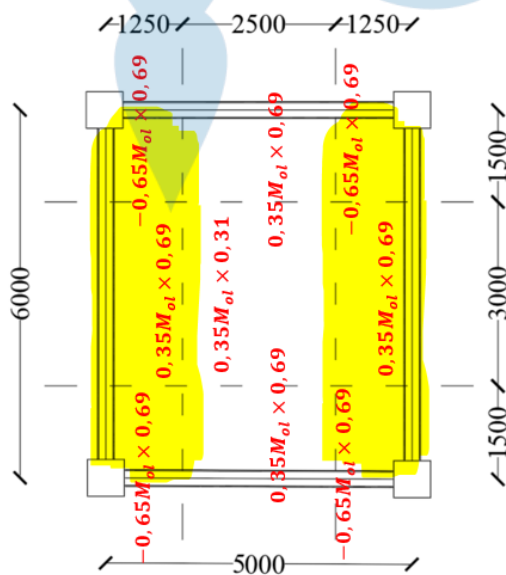


Gambar 2.62 Pembagian Lajur Pelat Arah Memanjang

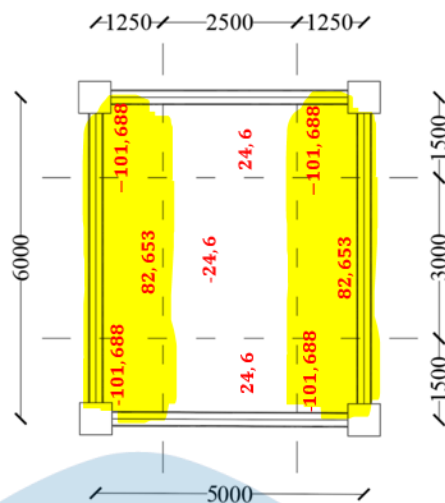
Pada Gambar 2.48 diperlihatkan hitungan tiap titik momen pada lajur yang ada dibagian pelat. Perhitungan momen merupakan hasil dari pengalihan antar Koefisien terkekang penuh x  $M_{ol}$  x Koef Positif/Negatif pada lajur. Berikut salah satu contoh perhitungan pada satu titik

$$\begin{aligned}
 \text{Lajur Kolom (M+)} &= -0,65 \times M_{ol} \times \text{Koef Positif} \\
 &= -0,65 \times 226,729 \times 0,69 \\
 &= 101,688 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tiap titik momen pada lajur akan ditempatkan sesuai pada Gambar 2.49 hingga tiap titik momen telah dihitung.



Gambar 2.63 Perhitungan Momen Pelat Arah Memanjang



**Gambar 2.64 Hasil Perhitungan Momen Pelat Arah Memanjang**

Selanjutnya akan dilakukan rekap perhitungan momen pelat. Perhitungan ini akan dikalikan dengan koefisien distribusi sesuai dengan Tabel 2.41. Rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 2.42.

**Tabel 2.41 Koefisien Distribusi Memanjang**

(Sumber: SNI 2847:2019)

$a_f l_2 / l_1$	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan.

**Tabel 2.42 Rekap Perhitungan Momen Pelat Arah Memanjang**

	Negatif	Positif
M balok	70.255	86.434
M pelat (lk)	12.398	15.253
M balok + pelat	82.653	101.688
M lajur tengah	24.600	24.600

### Arah Memendek

Dalam perhitungan Arah Memendek konsepnya sepenuhnya sama dengan Arah Memanjang yang telah dihitung.

$$L_2/L_1 = 1,2$$

$$\alpha_{fm} = 6,98$$

$$\alpha_{fm} \times L_2/L_1 = 8,38$$

Setelah mengetahui nilai  $\alpha_{fm} \times L_2/L_1 \geq 1$ , selanjutnya akan ditentukan nilai koefisien dari bagian momen  $M_{ol}$  di lajur kolom dengan menggunakan Tabel 2.43 dan Tabel 2.44 sebagai acuan perhitungan dibawah ini.



**Tabel 2.43 Bagian Momen Negatif Memanjang**  
(Sumber: SNI 2847:2019)

$a_1 l_2 / l_1$	$l_2 / l_1$		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan

**Tabel 2.44 Bagian Momen Positif Memanjang**  
(Sumber: SNI 2847:2019)

$a_1 l_2 / l_1$	$l_2 / l_1$		
	0,5	1,0	2,0
0	0,60	0,60	0,60
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan.

Untuk mendapatkan nilai koefisiennya, harus dilakukan interpolasi agar detail sesuai dengan data perhitungan yang ada.

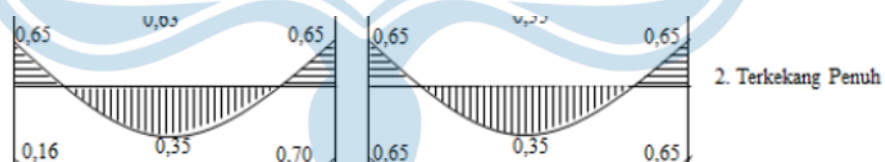
$$L_2 / l_1 = 1,2$$

Koefisien positif & negatif:

$$\text{Lajur kolom} = 0,69$$

$$\text{Lajur tengah} = 0,31$$

Pelat tipe A berada pada kondisi momen pelat terkekang penuh seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.50. Dari kondisi tersebut akan digunakan untuk menghitung momen pelat arah memanjang dan memendek.

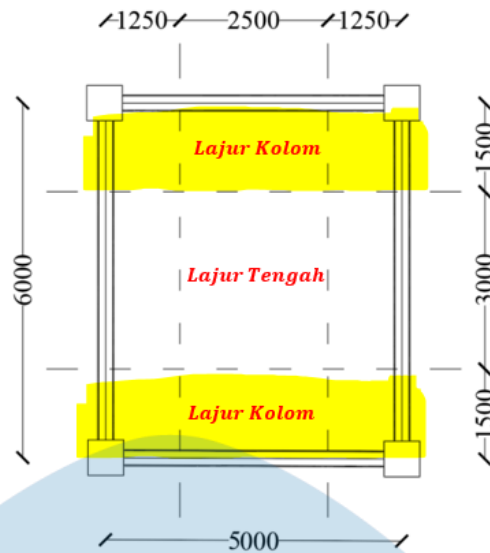


**Gambar 2.65 Kondisi Momen Pelat Arah Memendek**

(Sumber: SNI 2847:2019)

Selanjutnya akan dilakukan perhitungan momen pelat sesuai dengan langkah-langkah yang digambarkan pada beberapa gambar dibawah ini:

Pada Gambar 2.51 digambarkan pembagian lajur yang ada pada pelat sesuai dengan ukurannya. Pembagian tiap lajur akan ditinjau pada titik negatif dan positif dengan gambaran sebagai berikut.

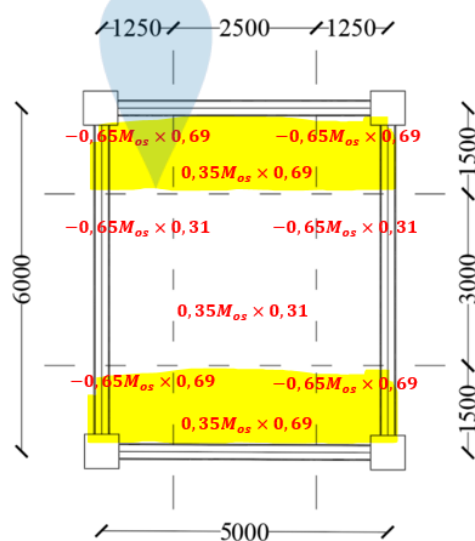


**Gambar 2.66 Pembagian Lajur Pada Pelat Arah Memendek**

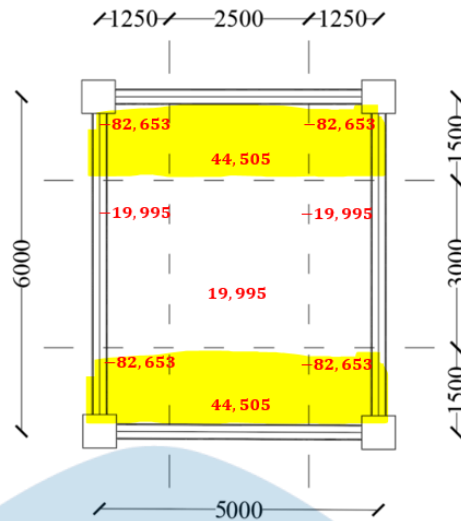
Pada Gambar 2.52 diperlihatkan hitungan tiap titik momen pada lajur yang ada dibagian pelat. Perhitungan momen merupakan hasil dari pengalihan antar Koefisien terkekang penuh x  $M_{os}$  x Koef Positif/Negatif pada lajur. Berikut salah satu contoh perhitungan pada satu titik

$$\begin{aligned}
 \text{Lajur Kolom (M+)} &= -0,65 \times M_{os} \times \text{Koef Positif} \\
 &= -0,65 \times 184,288 \times 0,69 \\
 &= 82,653 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tiap titik momen pada lajur akan ditempatkan sesuai pada Gambar 2.49 hingga tiap titik momen telah dihitung



**Gambar 2.67 Perhitungan Momen Pelat Arah Memendek**



Gambar 2.68 Hasil Perhitungan Momen Pelat Arah Memendek

Selanjutnya akan dilakukan rekap perhitungan momen pelat. Perhitungan ini akan dikalikan dengan koefisien distribusi sesuai dengan Tabel 2.45. Rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 2.46.

Tabel 2.45 Koefisien Distribusi Memendek

(Sumber: SNI 2847:2019)

$a_n l_2 / l_1$	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan.

Tabel 2.46 Rekap Perhitungan Momen Pelat Arah Memendek

	Negatif	Positif
M balok	37.829	70.255
M pelat (lk)	6.676	12.398
M balok + pelat	44.505	82.653
M lajur tengah	19.995	19.995

### - Menghitung Tulangan Pelat

Perhitungan tulangan pelat dilakukan pada arah memanjang dan memendek. Pada perhitungan dibawah akan dihitung tulangan pelat arah memanjang -It- sebagai salah satu contoh perhitungan tulangan pelat dan nanti akan disertakan rekap dari keseluruhan perhitungan pelat 2 arah.

Diasumsikan lebar pelat = 1000 mm

Tinggi pelat = 150 mm

Diameter tulangan = 10 mm

Selimut beton = 20 mm

ds = 115 mm

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$M_u (\text{lt-}) = 24,60 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_u}{1,7 \times \phi \times f'c \times b \times ds^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 24,60}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 150^2}} \right]$$

$$= 0,0051868$$

$$A_s = b \text{ pelat} \times ds \times \rho$$

$$= 1000 \times 115 \times 0,0051868$$

$$= 596,49 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = 0,0018 \times 420 / (1000 \times 150 \times 420) = 270 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = 0,0014 \times 1000 \times 150 = 210 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min use}} = 270 \text{ mm}^2 \text{ (Dipilih dari nilai } A_{s \text{ min}} \text{ terbesar)}$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{270}$$

$$= 131,67 \text{ mm}$$

$$S_{\text{ use}} = 140 \text{ mm}$$

Dilakukan pengecekan  $S_{\text{ use}} < 3h = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$

$S_{\text{ use}} (140 \text{ mm}) < 3h (450 \text{ mm})$ , maka **Aman**.

Berikut ditampilkan rekapitulasi perhitungan penulangan pelat Tipe A yang dapat dilihat pada Tabel 2.47.

**Tabel 2.47 Rekapitulasi Perhitungan Penulangan Pelat Tipe A**

Rekap	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom	
	M -	M +	M -	M +	M -	M +	M -	M +
Mu	24.600	45.686	8.213	12.398	19.995	44.506	12.398	12.398
$\rho$	0.0051868	0.0101588	0.0016705	0.0025440	0.0035070	0.0081998	0.0021446	0.0021446
As	596.49	1168.26	192.11	292.56	403.30	942.98	246.63	246.63
As min	270	270	270	270	270	270	270	270
S	140	70	410	270	200	90	320	320
Digunakan	D10-140	D10-70	D10-410	D10-270	D10-200	D10-90	D-320	D-320

Berikut rekapitulasi penulangan semua Tipe Pelat yang ada pada Gedung Museum Seni Kontemporer DI Yogyakarta yang dapat dilihat pada Tabel 2.48

Tabel 2.48 Rekapitulasi Perhitungan Penulangan Pelat Tipe 2 Arah

Tipe Pelat	Rekap	Arah Memanjang				Arah Memendek			
		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom	
		M -	M +	M -	M +	M -	M +	M -	M +
A	Mu	24.60015685	45.68601	8.213278175	12.39801	19.99530957	44.50569	12.39801338	12.39801
	$\rho$	0.005186834	0.010159	0.001670547	0.002544	0.003506992	0.0082	0.002144586	0.002145
	As	596.4858761	1168.263	192.1128754	292.5639	403.3041082	942.9786	246.6273832	246.6274
	As min	270	270	270	270	270	270	270	270
	S	140	70	410	270	200	90	320	320
	Digunakan	D10-140	D10-70	D10-410	D10-270	D10-200	D10-90	D-320	D-320
B	Mu	10.75016644	19.96459	6.919310988	6.919311	8.279517422	8.279517	6.919310988	6.919311
	$\rho$	0.00410261	0.007932	0.002600397	0.0026	0.00248816	0.002488	0.002070632	0.002071
	As	348.7218383	674.2191	221.0337277	221.0337	211.4936027	211.4936	176.0036983	176.0037
	As min	216	216	216	216	216	216	216	216
	S	230	120	360	360	380	380	450	450
	Digunakan	D10-230	D10-120	D10-360	D10-360	D10-380	D10-380	D10-450	D10-450
D	Mu	124.3576121	230.9499	29.58230595	54.93857	96.65345877	96.65346	29.58230595	29.58231
	$\rho$	0.010066998	0.021334	0.002204532	0.004177	0.00660564	0.006606	0.001926456	0.001926
	As	1917.763036	4064.039	419.9633133	795.7926	1258.374405	1258.374	366.9899393	366.9899
	As min	414	414	414	414	414	414	414	414
	S	70	40	320	170	110	110	370	370
	Digunakan	D13-70	D13-40	D13-320	D13-170	D13-110	D13-110	D13-370	D13-370

Lanjutan Tabel 2.48

E1	Mu	59.90967122	111.2608	20.69139173	32.13754	50.10425044	93.05075	17.30482996	17.30483
	$\rho$	0.007094297	0.014261	0.002332174	0.003672	0.005128658	0.010038	0.001710454	0.00171
	As	1099.616102	2210.514	361.4870122	569.1702	794.9419494	1555.826	265.1203794	265.1204
	As min	342	342	342	342	342	342	342	342
	S	80	40	220	140	100	60	300	300
	Digunakan	D10-80	D10-40	D10-220	D10-140	D10-100	D10-60	D10-300	D10-300
E2	Mu	68.79686581	127.7656	17.96090277	23.30574	48.06823036	89.26957	12.54924627	12.54925
	$\rho$	0.008865761	0.01835	0.002157819	0.002819	0.005238566	0.010267	0.001313899	0.001314
	As	1329.864079	2752.505	323.6728796	422.8139	785.7848299	1540.017	197.0847967	197.0848
	As min	333	333	333	333	333	333	333	333
	S	60	30	250	190	100	60	400	400
	Digunakan	D10-60	D10-30	D10-250	D10-190	D10-100	D10-60	D10-400	D10-400
E3	Mu	72.10659771	133.9123	10.60181164	9.76348	35.75643627	35.75644	9.763479522	9.76348
	$\rho$	0.007573571	0.015337	0.001040905	0.000958	0.003189295	0.003189	0.000850555	0.000851
	As	1249.639135	2530.619	171.7492637	158.0372	526.2336347	526.2336	140.3416417	140.3416
	As min	360	360	360	360	360	360	360	360
	S	70	40	460	500	150	150	560	560
	Digunakan	D10-70	D10-40	D10-460	D10-500	D10-150	D10-150	D10-560	D10-560

Lanjutan Tabel 2.48

E4	Mu	53.40756325	99.18547	9.124982063	9.077569	28.6084937	28.60849	9.077569028	9.077569
	$\rho$	0.01214	0.027097	0.001859514	0.00185	0.005100897	0.005101	0.001561024	0.001561
	As	1396.099962	3116.144	213.844152	212.7119	586.603098	586.6031	179.5177815	179.5178
	As min	270	270	270	270	270	270	270	270
	S	60	30	370	370	140	140	440	440
	Digunakan	D10-60	D10-30	D10-370	D10-370	D10-140	D10-140	D10-440	D10-440
E5	Mu	31.04058605	57.6468	7.677919793	9.457621	20.58841631	20.58842	9.457621134	9.457621
	$\rho$	0.006645763	0.013272	0.001559923	0.001929	0.003615015	0.003615	0.001627465	0.001627
	As	764.262694	1526.325	179.3911563	221.7939	415.7267636	415.7268	187.1584951	187.1585
	As min	270	270	270	270	270	270	270	270
	S	110	60	440	360	190	190	420	420
	Digunakan	D10-110	D10-60	D10-440	D10-360	D10-190	D10-190	D10-420	D10-420
E6	Mu	16.42650713	16.42651	9.275869028	9.275869	13.93320207	13.9332	9.275869028	9.275869
	$\rho$	0.003400178	0.0034	0.001890859	0.001891	0.002416782	0.002417	0.00159568	0.001596
	As	391.0204346	391.0204	217.4488094	217.4488	277.9299134	277.9299	183.5031883	183.5032
	As min	270	270	270	270	270	270	270	270
	S	210	210	370	370	290	290	430	430
	Digunakan	D10-210	D10-210	D10-370	D10-370	D10-290	D10-290	D10-430	D10-430

Lanjutan Tabel 2.48

F	Mu	125.032862	232.2039	22.91343174	24.31232	71.43568129	71.43568	24.31232368	24.31232
	$\rho$	0.013065436	0.030063	0.002130046	0.002263	0.005963935	0.005964	0.001947614	0.001948
	As	2227.656902	5125.718	363.1728594	385.8634	1016.850872	1016.851	332.0681894	332.0682
	As min	378	378	378	378	378	378	378	378
	S	60	30	370	350	140	140	400	400
	Digunakan	D13-60	D13-30	D13-370	D13-350	D13-140	D13-140	D13-400	D13-400
M1	Mu	27.09739276	27.09739	9.179558784	9.179559	18.93289327	18.93289	9.179558784	9.179559
	$\rho$	0.003532917	0.003533	0.001168526	0.001169	0.002129606	0.00213	0.001021107	0.001021
	As	512.2730159	512.273	169.4362482	169.4362	308.7928916	308.7929	148.0605352	148.0605
	As min	324	324	324	324	324	324	324	324
	S	160	160	470	470	260	260	530	530
	Digunakan	D10-160	D10-160	D10-470	D10-470	D10-260	D10-260	D10-530	D10-530
M2	Mu	61.49441813	61.49442	8.326554173	8.326554	30.49403678	30.49404	8.326554173	8.326554
	$\rho$	0.007837407	0.007837	0.000988679	0.000989	0.003256022	0.003256	0.00086791	0.000868
	As	1175.6111	1175.611	148.3017855	148.3018	488.4032493	488.4032	130.1864581	130.1865
	As min	333	333	333	333	333	333	333	333
	S	70	70	530	530	170	170	530	530
	Digunakan	D10-70	D10-70	D10-530	D10-530	D10-170	D10-170	D10-530	D10-530



Lanjutan Tabel 2.48

M3	Mu	49.13945094	49.13945	8.352127129	8.352127	26.3222208	26.32222	8.352127129	8.352127
	$\rho$	0.006151695	0.006152	0.000991745	0.000992	0.002797475	0.002797	0.000870599	0.000871
	As	922.7541774	922.7542	148.7618109	148.7618	419.6212308	419.6212	130.5897938	130.5898
	As min	333	333	333	333	333	333	333	333
	S	90	90	530	530	190	190	530	530
	Digunakan	D10-90	D10-90	D10-530	D10-530	D10-190	D10-190	D10-530	D10-530
M4	Mu	26.47223469	26.47223	8.065710032	8.06571	17.55834724	17.55835	8.065710032	8.06571
	$\rho$	0.003214675	0.003215	0.000957408	0.000957	0.001848237	0.001848	0.000840491	0.00084
	As	482.2012841	482.2013	143.6111499	143.6111	277.235487	277.2355	126.073679	126.0737
	As min	333	333	333	333	333	333	333	333
	S	170	170	550	550	290	290	530	530
	Digunakan	D10-170	D10-170	D10-550	D10-550	D10-290	D10-290	D10-530	D10-530
M5	Mu	15.66560625	15.66561	8.846196621	8.846197	13.28779489	13.28779	8.846196621	8.846197
	$\rho$	0.001545871	0.001546	0.00086703	0.000867	0.001161174	0.001161	0.000770027	0.00077
	As	255.0687848	255.0688	143.0599409	143.0599	191.5937618	191.5938	127.0545191	127.0545
	As min	360	360	360	360	360	360	360	360
	S	310	310	550	550	410	410	530	530
	Digunakan	D10-310	D10-310	D10-550	D10-550	D10-410	D10-410	D10-530	D10-530

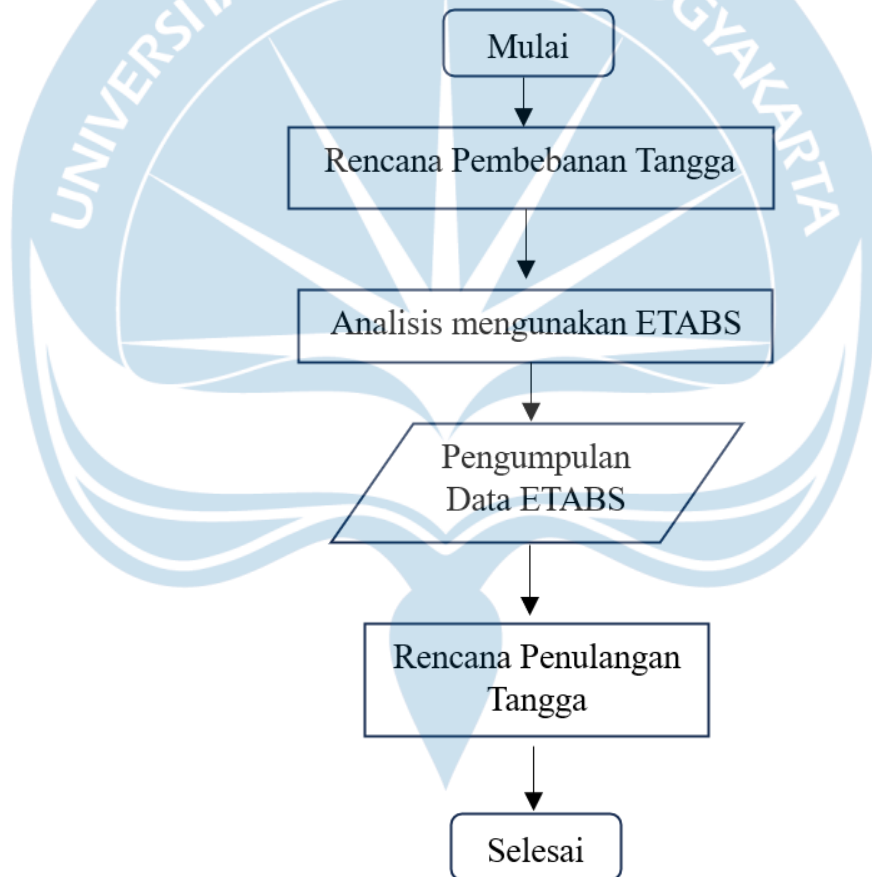
Lanjutan Tabel 2.48

T	Mu	14.3789625	14.37896	9.254974219	9.254974	11.07432813	11.07433	9.254974219	9.254974
	$\rho$	0.002963106	0.002963	0.001886517	0.001887	0.001911112	0.001911	0.001592027	0.001592
	As	340.7571943	340.7572	216.9494985	216.9495	219.7779184	219.7779	183.0831144	183.0831
	As min	270	270	270	270	270	270	270	270
	S	240	240	370	370	360	360	430	430
	Digunakan	D10-240	D10-240	D10-370	D10-370	D10-360	D10-360	D10-430	D10-430
DA1	Mu	110.9498947	110.9499	56.30175204	56.30175	99.05170901	99.05171	56.30175204	56.30175
	$\rho$	0.00886465	0.008865	0.004285833	0.004286	0.006782205	0.006782	0.0037345	0.003734
	As	1688.715731	1688.716	816.4511045	816.4511	1292.010143	1292.01	711.4222205	711.4222
	As min	414	414	414	414	414	414	414	414
	S	80	80	170	170	110	110	190	190
	Digunakan	D13-80	D13-80	D13-170	D13-170	D13-110	D13-110	D13-190	D13-190
DA2	Mu	12.35661875	12.35662	10.32660281	10.3266	12.35661875	12.35662	10.32660281	10.3266
	$\rho$	0.004747202	0.004747	0.003934138	0.003934	0.00376196	0.003762	0.003123454	0.003123
	As	403.5121482	403.5121	334.4016962	334.4017	319.7666111	319.7666	265.49359	265.4936
	As min	216	216	216	216	216	216	216	216
	S	200	200	240	240	250	250	300	300
	Digunakan	D10-200	D10-200	D10-240	D10-240	D10-250	D10-250	D10-300	D10-300

## 2.13 Perancangan Tangga

### 2.13.1 Data Perencanaan 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 150 mm sampai 200 mm, hal ini membuat jumlah anak tangga antar lantai adalah tinggi lantai dibagi dengan O ( $n_{tg} = \frac{h_{lt}}{o}$ ). Sedapat mungkin besarnya O merupakan bilangan bulat. Besarnya Antrade (A) ditentukan 280 mm atau 300 mm 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 ( $h_{tg}$ ) [5]. Berikut merupakan perencanaan tangga. Dibawah ini ditunjukkan flowchart perhitungan tangga.



Gambar 2.69 Flowchart Perhitungan Tangga

Diketahui:

Lebar lantai (L1)	= 3000 mm
Lebar bordes	= 1500 mm
Optrede (O)	= 150 mm
Antrade (A)	= 300 mm
Tebal plat tangga	= 150 mm

Tinggi antar lantai = 4500 mm

Jumlah anak tangga (n) = 4500/150 = 30 buah

Ltg =  $(\frac{1}{2} \times \frac{4500}{150} \times 1) \times 300 = 4200$  mm

$\alpha = \text{arc tan} (\frac{O}{A}) = \text{arc tan} (\frac{150}{300}) = 26,57^\circ$

Beban atg = berat sendiri tangga + berat anak tangga

Luas persegi = luas segitiga

$tt \times \sqrt{300^2 + 150^2} = 0,5 \times 300 \times 150$

$tt = \frac{0,5 \times 300 \times 150}{\sqrt{300^2 + 150^2}}$

= 67,082 mm

$t' = t + tt$

= 150 + 67,082

= 217,082 mm

$h = \frac{t'}{\cos \alpha}$

berat sendiri tangga + berat anak tangga

=  $\frac{(\frac{217,082}{1000}) \times 24}{\cos 26,57^\circ}$

= 5,825 kN/m<sup>2</sup>

Berat ubin + spesi = 1,05

Berat railing = 1

Beban atg = 7,875 kN/m<sup>2</sup>

### 2.13.2 Pembebanan Tangga

Pembebanan pada tangga meliputi beban mati dan beban hidup. Beban mati terdiri dari berat struktur tangga itu sendiri, sedangkan beban hidup adalah beban yang berasal dari penggunaan tangga, misalnya orang-orang yang naik turun tangga. Perhitungan pembebanan pada tangga meliputi perhitungan beban mati dan beban hidup serta perhitungan beton berdasarkan peraturan yang berlaku.

Beban qbd = Berat sendiri tangga = 0,15 x 24 = 3,6 kN/m<sup>2</sup>

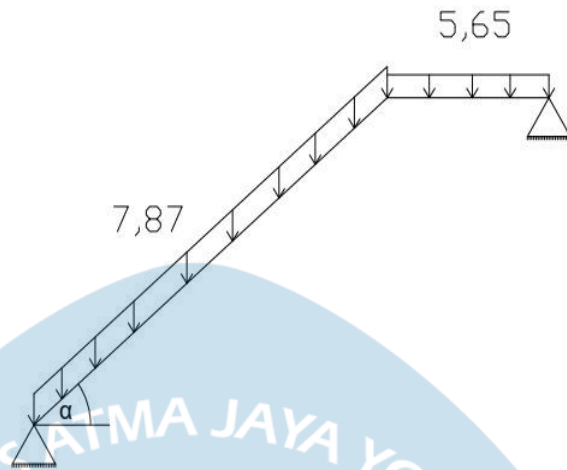
Berat sendiri ubin dan spesi = 0,05 x 21 = 1,05 kN/m<sup>2</sup>

Berat railing = 1,0 = 1 kN/m<sup>2</sup>

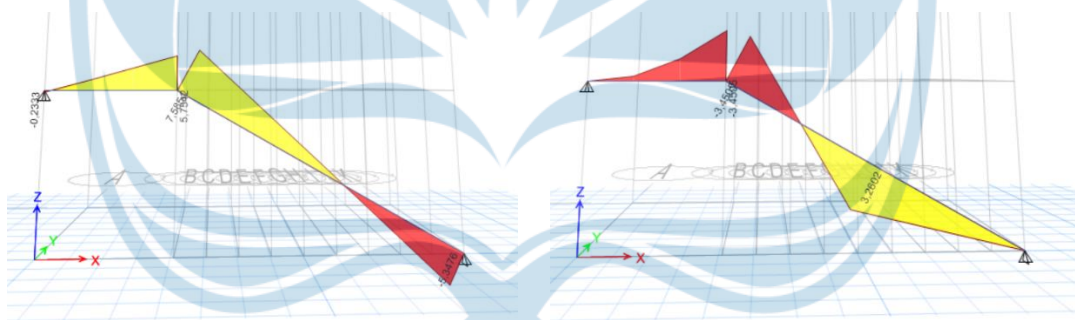
**Total Beban qbd = 5,65 kN/m<sup>2</sup>**

Beban hidup = 4,79 kN/m<sup>2</sup>

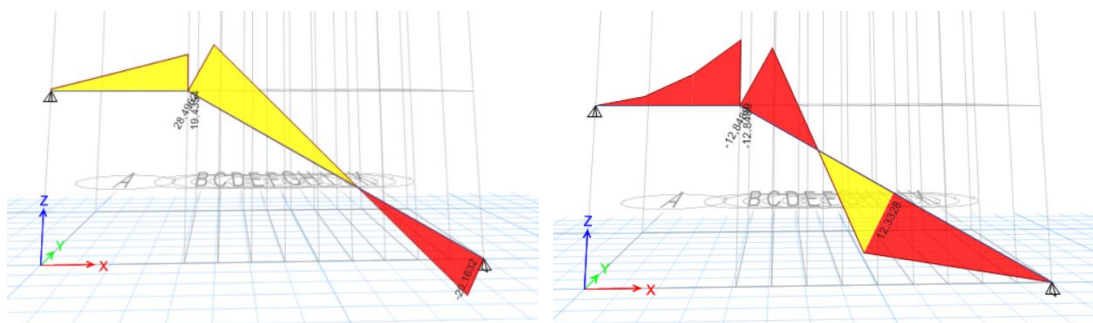
Dibawah ini merupakan pembebanan tangga serta SFD, BMD, dan Reaksi Tumpuan Tangga yang dapat dilihat pada Gambar 2.37 – Gambar 2.40.



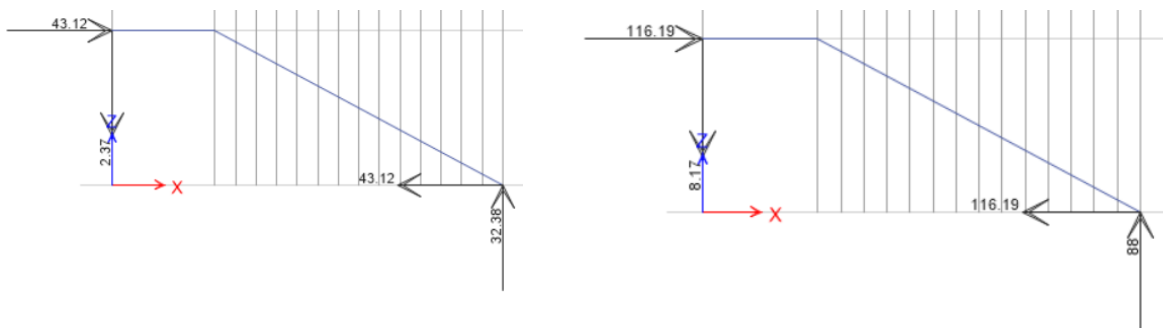
Gambar 2.70 Pembebanan Tangga



Gambar 2.71 BMD dan SFD LL



Gambar 2.72 BMD dan SFD DL



Gambar 2.73 Reaksi Tumpuan Tangga

### 2.13.3 Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

$M_{ux} = 24,68 \text{ kN}$

Direncanakan:

Tulangan pokok = D13 ;  $A_s = 133 \text{ mm}^2$

Tulangan susut = P8 ;  $A_s = 50,286 \text{ mm}^2$

$F_y$  tulangan pokok = 380 MPa

$F_y$  tulangan susut = 280 MPa

$F'_c = 25 \text{ Mpa}$

$\beta = 1000 \text{ mm}$

Selimut beton = 20 mm

htg = 150 mm

$\beta_1 = 0,85$

$d_s = 150 - 20 - (13/2) = 123,5 \text{ mm}$

$P = \frac{0,85 \times 25}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 24,68}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] = 0,00495$

$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$

$A_{s \text{ perlu}} = Pbd = 0,00495 \times 1000 \times 123,5$

$= 611,3835 \text{ mm}^2$

$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{611,3835} = 217,102 \text{ mm}$  (**Digunakan D13-200**)

Cek gaya geser:

$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 123,5 = 104,98 \text{ kN}$

$\phi V_c = 0,75 \times 104,98 = 78,731 \text{ kN} > 33,05 \text{ kN}$  (**Aman**)

Tulangan susut:

$A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$

$S = \frac{50,086 \times 1000}{300} = 167,62 \text{ mm}$  (**Digunakan Tulangan Susut P8-150**)

#### 2.13.4 Rencana Penulangan Tangga Lapangan

$$M_{ux} = 20,86 \text{ kN}$$

Direncanakan:

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D13} ; A_s = 133 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \text{P8} ; A_s = 50,286 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 380 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

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

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d_s = 150 - 20 - (13/2) = 123,5 \text{ mm}$$

$$P = \frac{0,85 \times 25}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 20,86}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] = 0,00415$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = Pbd = 0,00415 \times 1000 \times 123,5$$

$$= 512,9273 \text{ mm}^2$$

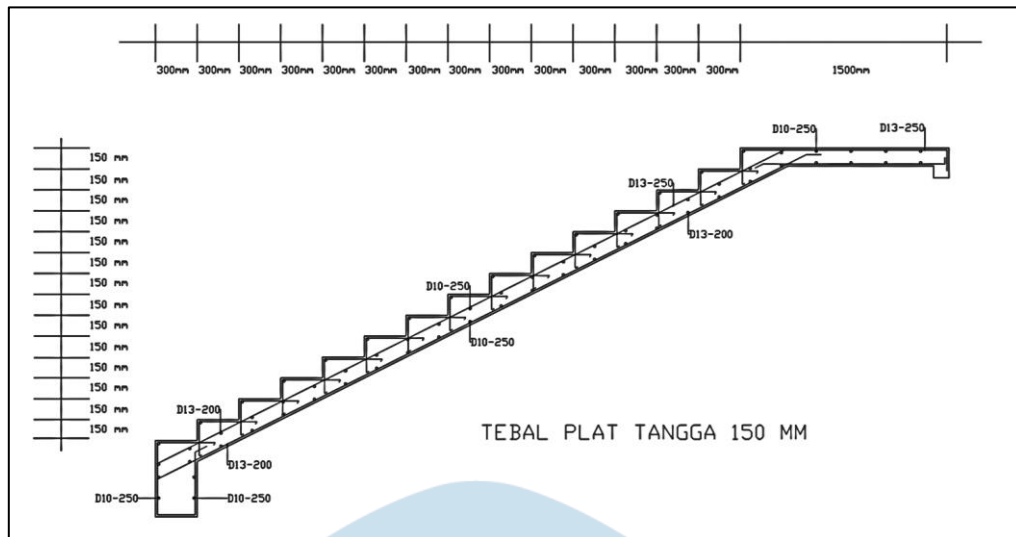
$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{512,9273} = 217,102 \text{ mm (Digunakan D13-250)}$$

Cek gaya geser:

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 123,5 = 104,98 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 104,98 = 78,731 \text{ kN} > 33,05 \text{ kN (Aman)}$$

Berikut bentuk penulangan tangga yang dapat dilihat pada Gambar 2.41.



Gambar 2.74 Detail Penulangan Tangga

## 2.14 Perancangan Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok-kolom (HBK) adalah daerah pertemuan antara elemen struktur balok dan kolom pada struktur bangunan. Pertemuan antara kolom dan balok atau yang biasa disebut joint, merupakan daerah yang harus diperhatikan detail nya karena memengaruhi kekangan pada joint tersebut [5]. Bila hubungan balok-kolom rusak maka bangunan akan hancur. Dalam perancangan hubungan balok dan kolom dibutuhkan data kolom dan data balok dari perhitungan sebelumnya. Berikut perhitungan hubungan balok kolom.

Diketahui :

$$\text{Tinggi Kolom} = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Ukuran Kolom} = 600 \times 600 \text{ (mm)}$$

$$\text{Ukuran Balok} = 350 \times 600 \text{ (mm)}$$

$$\text{Lu} = 4500 - 600$$

$$= 3900 \text{ mm}$$

$$= 3,9 \text{ m}$$

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

- Hubungan balok kolom 4 sisi

$$\text{Tulangan atas balok} = 4D22$$

$$A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mpr Tul. Atas balok (-)} = 387,432 \text{ kNm}$$

$$\text{Tulangan bawah balok} = 3D22$$

$$A_s = 1140,40 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mpr Tul. Bawah balok (+)} = 296,218 \text{ kNm}$$



$$X = 600 - (350/2)$$

$$= 125 \text{ mm}$$

$$b + h = 350 + 600$$

$$= 950 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2 \times 125$$

$$= 600 \text{ mm} \quad (b + h > b + 2x) \text{ OK}$$

$$A_g = 600 \times 600$$

$$= 360000 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Lebar balok menutupi } \frac{1}{2} \text{ lebar kolom} = A_{sh/s}$$

$$= 3,7278 \times 0,5$$

$$= 1,8639$$

$$\text{Jarak tulangan transversal} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 150 \times 1,8639$$

$$= 279,585$$

**(Dipasang 3D13-150)**

Perhitungan Kuat Geser :

$$4D22 \text{ (Mpr -)} = 387,432 \text{ kNm}$$

$$3D22 \text{ (Mpr +)} = 296,218 \text{ kNm}$$

$$M_c = \frac{M_{pr (-)} + M_{pr (+)}}{2}$$

$$= \frac{387,432 + 296,218}{2}$$

$$= 341,825 \text{ kNm}$$

Gaya Geser dari kolom sebelah atas :

$$V_{\text{goyangan}} = \frac{M_c + M_c}{l_u}$$

$$= \frac{341,825 + 341,825}{3,9}$$

$$= 175,2949 \text{ Kn}$$

$$T_1 = 1,25 \times 1520,53 \times 420$$

$$= 798,2783 \text{ kN}$$

Gaya Tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint :

$$C1 = T1 = 798,2783 \text{ kN}$$

Gaya Tekan yang bekerja pada beton disisi kanan joint :

$$C2 = T2 = 1,25 \times 1140,40 \times 420/1000 = 598,71 \text{ kN}$$

$$V_j = T1 + C2 - V_{\text{goyangan}} = 798,2783 + 598,71 - 175,2949 = 1221,693 \text{ kN}$$

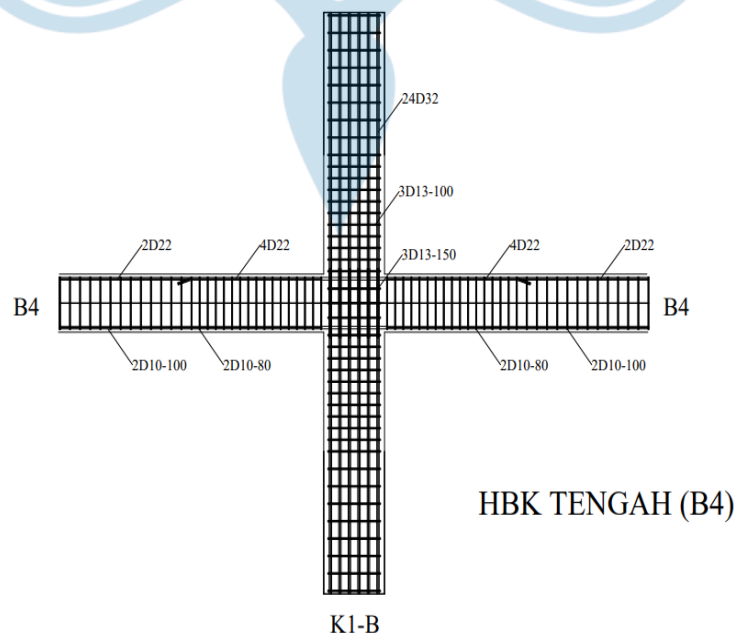
Kuat geser dari joint yang di kekang keempat sisi :

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'c} \times A_j = 1,7 \sqrt{25} \times 360000 = 3060000 \text{ N} = 3060 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 3060 = 2601 \text{ Kn}$$

**( $\phi V_n > V_j$ ) OK**

Detail hubungan balok kolom 4 sisi dapat dilihat pada Gambar 2.70



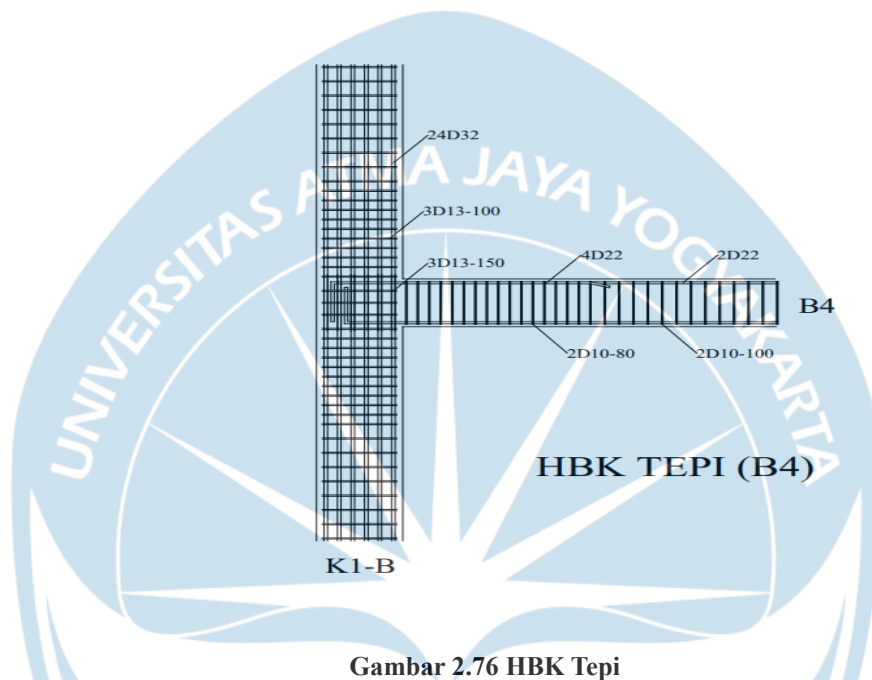
Gambar 2.75 Detail HBK 4 Sisi

- Hubungan balok kolom tepi

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{1,2 \times \sqrt{f'c'} \times A_g}{1000} \\
 &= \frac{1,2 \times \sqrt{25} \times (600 \times 600)}{1000} \\
 &= 2160 \text{ kN} \\
 \phi V_n &= 0,85 \times 2160 \\
 &= 1836 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek  $\phi V_n > V_j$  **(OK)**

Detail hubungan balok kolom tepi dapat dilihat pada Gambar 2.71



### 2.15 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta memiliki kelas situs SD, museum ini masuk dalam kategori risiko IV dan termasuk dalam KDS D.
2. Output dari hasil pemodelan yang dihasilkan memiliki simpangan antar lantai yang aman.
3. Dalam perencanaan struktur atap, gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta memiliki atap limasan yang menggunakan profil C 150 x 60 x 20 dengan ketebalan 2,5 mm untuk gording, 2L 90 x 90 x 10 untuk desain elemen kuda-kuda, dan menggunakan sambungan las pada atap nya.
4. Gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta ini memiliki kolom struktur dengan ukuran 600 x 600 mm. Selain itu, bangunan ini memiliki 12 tipe balok induk dengan ukuran 350 x 600 mm dan 400 x 700 mm. Adapun balok anak pada gedung museum ini memiliki 4 tipe dengan ukuran dua ukuran yaitu 300 x 500 mm dan 400 x 500 mm.

5. Perencanaan tangga pada gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta memiliki tulangan pokok tumpuan D13-200, tulangan pokok lapangan D13-250, dan tulangan susut P8-150.
6. Pada perencanaan pelat, Gedung Museum Seni Digital Kontemporer DI Yogyakarta memiliki dua tipe pelat, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah.

