

BAB 2

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Preliminary Design

Gedung Nywaiji *Co-Working Space* di Yogyakarta yang berada di Jalan Parangtritis, Daerah Istimewa Yogyakarta yang memiliki 3 lantai dan basement dengan tinggi lantai basement 3,5 meter, lalu pada lantai 1 memiliki 5,5 meter dan lantai 2 sampai 3 memiliki tinggi yang sama yaitu 4 m. (masukkin databangunan kayak luas bangunan). Gedung *Co-working Space* ini memiliki 5 jenis kolom struktur dengan ukuran 600x600 mm (K1), lalu ada 550 x550 mm (K2), 500x500mm (K3) dan kolom ukuran 450 x450 mm (K4) juga ukuran 400 x400 mm (K5), yang terakhir ukuran 150 x 150 (K6) mm. Selain itu, bangunan ini memiliki 3 ukuran Balok Induk dengan ukuran 250 x 500 mm (B1) lalu ukuran 200x400 mm (B2). dan memiliki 1 ukuran Balok Anak 200 x 350(BA) mm.

2.1.1. Balok

Dalam Bangunan Gedung Nyawaiji *Co-Working Space* ini, digunakan balok dengan berbagai jenis balok yang digunakan. Yang pertama ada Balok Induk dengan ukuran 250 x 500 mm yang digunakan pada setiap lantai. Digunakannya ukuran balok ini karena ukuran yang digunakan lebih kecil dari ukuran kolom yang ada pada setiap lantainya. Lalu adapun ukuran balok anak yang berukuran 200 x 350 yang diletakan pada setiap lantainya mengikuti peletakan Balok Induk yang ada pada setiap lantainya. Dan juga ada balok lift dengan ukuran 200 x 400 yang diletakan pada lift di setiap lantainya. Kita menggunakan ukuran 200x 400 dikarenakan ukuram kolom liftnya memiliki ukuran lebih besar ketimbang baloknya.

2.1.2. Kolom

Dalam Bangunan Dalam Bangunan Gedung Nyawiiiji *Co-Working Space* ini, digunakan Kolom dengan berbagai jenis kolom yang digunakan. Yang pertama ada kolom dengan ukuran 600 x600 mm yang digunakan pada *basement*. Digunakannya ukuran kolom ini karena agar ukuran dikolom diatas tiap lantainya dapat diperkecil sehingga dapat menekan biaya juga. Lalu untuk di lantai 1 kita menggunakan 2 jenis ukuran kolom yaitu ukuran

kolom 550 x 550 dan 500 x 500. Lalu untuk dilantai 2 dan 3 kita menggunakan 2 jenis kolom yang sama, yaitu ukuran 450 x450 dan ukuran 400 x 400.

2.1.3. Pelat

Perancangan pelat untuk struktur bangunan ini menggunakan acuan dari SNI 2847 - 2019 dan SNI 8900 - 2020. Dalam menentukan dimensi pelat terdapat 2 opsi yaitu, pelat satu arah dan pelat dua arah.

1. Pelat Satu Arah

Suatu pelat termasuk dalam satu arah jika bentang panjang (L_b) dibagi bentang pendek (L_a) hasilnya lebih dari 2. Penentuan tebal minimum untuk pelat satu arah dapat dilihat pada SNI 8900 - 2020 pada pasal 6.5.1 dimana ketebalan minimum pelat solid satu arah non prategang adalah sebagai berikut:

Kondisi tumpuan	$h^{(1)}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Gambar 2.1 Ketebalan Minimum Pelat Solid Satu Arah

Data Perencanaan Pelat :

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

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

$$L_b = 6000 \text{ mm}$$

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

$$\text{Jenis Pelat : } L_b/L_a > 2 \rightarrow 6000/2500 = 2,4 > 2 \text{ (Pelat termasuk satu arah)}$$

$$h_{\min} \text{ pelat: } l/24 = 2500/24 = 10,42 \text{ cm,}$$

maka ditentukan tebal pelat menjadi 14 cm

2. Pelat Dua Arah

Suatu pelat termasuk dalam pelat dua arah jika bentang panjang (L_b) dibagi bentang pendek (L_a) hasilnya kurang dari 2. Penentuan tebal minimum pelat dua arah dapat dilihat pada SNI 8900-2020 pasal 6.5.3

dimana tebal minimal pelat solid dua arah harus memenuhi syarat sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{ln}{30 + 3\beta}$$

Dimana ln adalah bentang bersih arah memanjang dan β adalah rasio bentang bersih yang lebih panjang terhadap bentang bersih yang pendek dari panel slab.

Data Perencanaan Pelat :

$$L_b = 4850 \text{ mm}$$

$$L_a = 2700 \text{ mm}$$

Jenis Pelat : $L_b/L_a < 2 \rightarrow 4850/2700 = 1,8 < 2$ (Pelat termasuk dua arah)

$$h_{min} \text{ pelat : } \frac{4900}{30+3(1.8)} = 138,63 \text{ mm}$$

maka ditentukan tebal pelat menjadi 14 cm

2.1.4. Tangga

Perencanaan dimensi tangga harus memerhatikan beberapa hal sebagai berikut:

1. Lebar bordes minimum adalah $\frac{1}{2}$ dari lebar tangga (L_1)
2. Tinggi *Optrede* (O) nilainya diantara 150 mm – 200 mm dan *Antrede* (A) besarnya dipilih antara 280 mm atau 300 mm.
3. Penentuan jumlah anak tangga digunakan rumus $n = \frac{hlt}{O}$, dimana h_{lt} adalah tinggi lantai.
4. Mencari Lebar tangga (L_{tg}) digunakan rumus $L_{tg} = \left(\frac{1}{2}n - 1\right) A$
5. Sudut kemiringan tangga dapat ditentukan dengan rumus $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{O}{A}\right)$

2.2 Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

Interpretasi data tanah dilakukan dengan cara menerjemahkan data yang di dapatkan melalui survei. Data tanah yang ada dibuat menjadi lebih sederhana agar penentuan kelas situs dapat mudah untuk dilakukan. Pengujian daya dukung tanah dapat dilakukan melalui uji SPT (*Standard Penetration Test*) dan uji CPT (*Cone Penetrometer Test*). Data tanah yang didapatkan oleh penulis yaitu data dari uji SPT dimana diperoleh hasil *Bor Log* seperti yang ada pada Lampiran 18.

2.2.1. Menentukan Kelas Situs

Berdasarkan data tanah yang diperoleh didapatkan bahwa pada data *BOR LOG-1* memiliki kedalaman tanah hingga 40 meter. Pada kedalaman 1 meter sampai 7 meter terdapat material pasir sedang berwarna abu-abu. Kemudian pada kedalaman 8-12 meter, kedalaman 16-18 meter, dan kedalaman 23-32 meter terdapat material pasir kasar berwarna abu-abu. Pada kedalaman 13 sampai 15 meter terdapat material pasir berkerikil berwarna abu-abu. Pada kedalaman 19 – 22 meter terdapat material pasir berlanau berwarna abu-abu. Dan material terakhir yang didapat pada kedalaman 33 - 40 meter yaitu material pasir kasar padat berwarna abu-abu.

Pada data tanah yang diperoleh dari *BOR LOG-2* juga memiliki kedalaman tanah yang sama dengan BOR LOG-1 yaitu 40 meter. Pada kedalaman 1 sampai 5 meter terdapat material pasir sedang berwarna abu-abu. Kemudian pada kedalaman 6-11 meter, kedalaman 17-19 meter, dan kedalaman 22-30 meter terdapat material pasir kasar berwarna abu-abu. Pada kedalaman 12 sampai 16 meter terdapat material pasir berkerikil berwarna abu-abu. Pada kedalaman 20-21 meter terdapat material pasir berlanau berwarna abu-abu. Dan material terakhir yang didapat pada kedalaman 31- 40 meter yaitu material pasir kasar padat berwarna abu-abu.

Data SPT yang didapat ini digunakan untuk menentukan klasifikasi situs. Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan profil tanah. Profil tanah dapat dilihat sampai dengan kedalaman 30 meter dari permukaan tanah dengan menggunakan rumus :

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

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

Kedalaman	N(SPT)	T (m)	N = T/N
0 - 2	6	2	0.333
2 - 4	21	2	0.095

4 - 6	27	2	0.074
6 - 8	41	2	0.049
8 - 10	43	2	0.047
10 - 12	45	2	0.044
12 - 14	17	2	0.118
14 - 16	16	2	0.125
16 - 18	26	2	0.077
18 - 20	30	2	0.067
20 - 22	24	2	0.083
22 - 24	52	2	0.038
24 - 26	55	2	0.036
26 - 28	55	2	0.036
28 - 30	57	2	0.035
Rata-rata			23.843

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

Kedalaman	N(SPT)	T (m)	$N = T/N$
0 - 2	11	2	0.182
2 - 4	25	2	0.080
4 - 6	44	2	0.045
6 - 8	48	2	0.042
8 - 10	49	2	0.041
10 - 12	24	2	0.083
12 - 14	24	2	0.083
14 - 16	26	2	0.077
16 - 18	37	2	0.054
18 - 20	18	2	0.111
20 - 22	40	2	0.050
22 - 24	52	2	0.038
24 - 26	55	2	0.036
26 - 28	55	2	0.036
28 - 30	58	2	0.034
Rata-rata			30.176

Berdasarkan perhitungan pada Tabel 2.1a dan 2.1b didapatkan bahwa nilai N rata-rata terkecil yaitu 23.843, dimana angka tersebut berdasarkan SNI 1726:2019 yang ada pada Gambar 2.2 termasuk dalam kelas situs tanah sedang (SD).

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

Gambar 2.2 Klasifikasi Situs (SNI 1726:2019)

2.2.2. Menentukan Kategori Risiko

Untuk menentukan kategori risiko pada gedung Nywaiji *Co-Working Space* ini digunakan tabel pada SNI 1726:2019 seperti yang ada pada Gambar 2.4. Berdasarkan tabel ini disimpulkan bahwa gedung Nyawaiji *Co-Working Space* ini termasuk dalam kategori risiko II dengan jenis pemanfaatan sebagai gedung perkantoran.

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

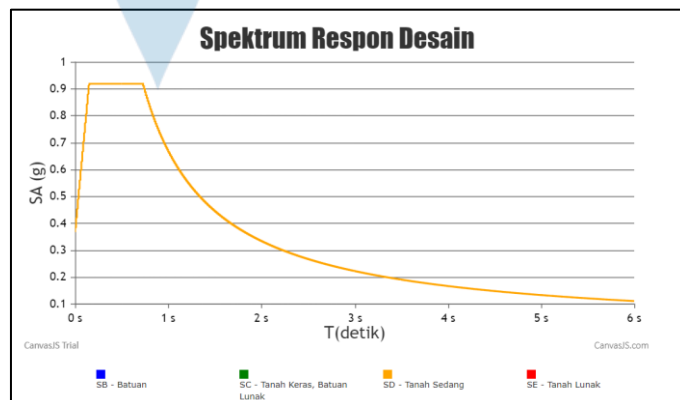
Gambar 2.3 Tabel 3 - SNI 1726:2019

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

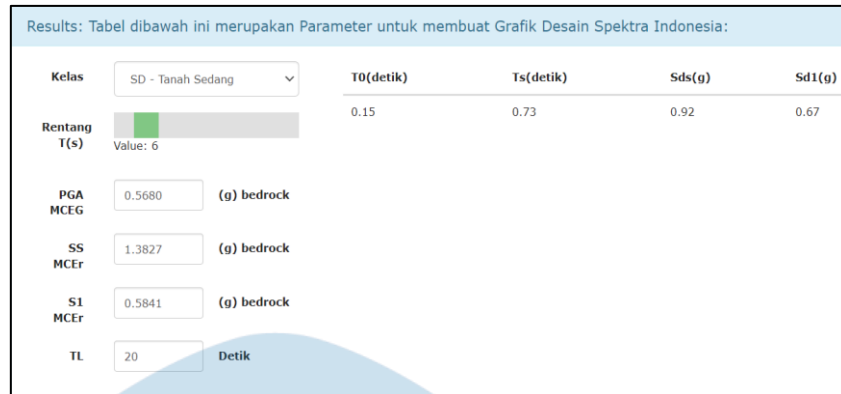
Gambar 2.3 Tabel 3 - SNI 1726:2019 (lanjutan)

2.2.3. Kategori Desain Seismik

Langkah pertama untuk menentukan kategori desain seismik dapat dilihat pada spektrum respon desain melalui *website* Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR dengan cara menginputkan titik koordinat lokasi perancangan bangunan yang telah ditentukan. Dalam Perancangan ini ditentukan bahwa Gedung Nyawiji *Co-Working Space* terletak di Kabupaten Bantul, D.I. Yogyakarta dengan titik koordinat -7.85413, 110.357. Setelah penginputan dilakukan maka grafik Spektrum Respon Desain akan muncul dan nilai Sds dan Sd1 akan didapatkan seperti yang ada pada Gambar 2.4 dan 2.5. Mengacu pada Tabel 8 dan 9 pada SNI 1726-2019, dapat ditentukan Kategori Desain Seismik pada Gedung Nyawiji *Co-Working Space* ini termasuk dalam kelas D.



Gambar 2.4 Spektrum Respon Desain



Gambar 2.5 Spektrum Respon Desain Sds dan Sd1

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

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

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

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

Gambar 2.6 Tabel 8 dan 9 (SNI 1726:2019)

2.3 Penentuan Sistem Struktur

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

- Sistem pemikul gaya seismik (*Seismic-force-resisting system*). Sistem ini adalah bagian struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa. Pembangunan gedung umum yang dilakukan dengan menggunakan ketentuan yang sesuai dengan kombinasi beban yang legal.
- Sistem rangka pemikul momen (*Moment frame*), merupakan rangka dimana terdapat komponen balok, pelat, kolom dan joint untuk menahan gaya lentur, gaya geser, dan gaya aksial.

- c) Sistem rangka pemikul momen biasa atau (*Ordinary Moment Frame*). Rangka balok atau rangka pelan kolom yang dicor ditempat yang memenuhi persyaratan. KDS D merupakan persyaratan desain seismik yang harus dimiliki oleh sebuah bangunan.
- d) Sistem rangka pemikul momen khusus atau (*Special Moment Frame*) merupakan salah satu sistem yang digunakan sebuah bangunan. Sistem rangka ini mengharuskan bangunan tersebut termasuk KDS C, D dan E.
- e) Sistem rangka pemikul momen menengah atau (*intermediate Moment Frame*) merupakan sistem yang digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang di cor ditempat.

Pada bangunan *Co-Working Space* Nyawiji, menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem rangka ini digunakan karena bangunan ini didesain untuk menahan gaya lentur dan geser. Selain itu desain ini digunakan untuk daerah yang memiliki KDS D, E, dan F, dimana gedung *Co-Working Space* ini masuk dalam kategori desain seismik (KDS) D. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan system batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang dapat dilihat pada Gambar 2.7

C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^a	TI ^a	TI ^a
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI'	TI'	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^{b)}	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan ^{c)}	3½	3 ^a	3½	10	10	10	10	10

Gambar 2.7 Tabel 12 SNI 1726 – 2019

Dari Gambar 2.7 maka didapatkan untuk sistem struktur beton bertulang pemikul momen khusus digunakan data sebagai berikut :

Koefisien Modifikasi Respon (R) : 8

Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) : 3

Faktor Pembesaran Defleksi : 5½

2.4 Perencanaan Pembebanan Struktur

Gedung *Co-Working Space* Nyawiji di Yogyakarta memiliki 3 lantai dan 1 *basement*. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur mengikuti data-data yang ada pada *preliminary design*, interpretasi data tanah, dan penentuan kelas situs.

Pembebanan Gedung :

1. Koefisien Respons Seismik (C_s)

Koefisien respons seismik dapat dihitung dengan rumus :

$$C_s = \frac{SD1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.1)$$

$$= \frac{1,11}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,13875$$

Nilai C_s tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$C_s \text{ max} = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.2)$$

Nilai T ditentukan dengan rumus :

$$T = Ct \times h_n^x \dots\dots\dots(2.3)$$

$C_t = 0,0466$ (Tabel 3.6 SNI 1726 – 2019)

$x = 0,9$ (Tabel 3.6 SNI 1726 – 2019)

$T = 0,0466 \times 23^{0,9} = 0,7833$ detik

$$C_s \text{ max} = \frac{0,55}{0,7833\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,087767$$

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

$$C_s \text{ min} = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01 \dots\dots\dots(2.4)$$

$$= 0,04884 > 0,01$$

Karena nilai C_s telah memenuhi batasan syarat maka nilai C_s yang digunakan adalah 0,13785

2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Sebelum menghitung perencanaan beban perlu mengetahui berat seismik efektif pada bangunan terlebih dahulu. Berat seismik efektif bangunan yang

hitung perlu mengetahui berat satuan atap, berat satuan lantai tipikal, berat satuan kolom dan balok.

a. Berat Satuan Lantai Atap

Diketahui tebal pelat atap sebesar 10 cm, *waterproofing* sebesar 1,2 kN/m², plafond dan MEP sebesar 0,25 kN/m² maka untuk menghitung berat sendiri pada pelat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pelat atap} &= t \times \text{berat volume beton} \dots \dots \dots (2.5) \\ &= 0.1 \times 24 \\ &= 24 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

b. Berat Satuan Lantai Tipikal

Diketahui tebal pelat lantai sebesar 14 cm, pasir 5 cm sebesar 0,85 kN/m², spesi 2 cm sebesar 0,46 kN/ m², ubin sebesar 0,46 kN/ m², plafond dan penggantung sebesar 0,18 kN/ m², MEP sebesar 0,25 kN/ m². Perhitungan berat sendiri pelat lantai dapat menggunakan rumus 2.5 dengan hasil 2,88 kN/m². Dari data-data yang telah diketahui maka hasil beban mati (*Dead Load*) merupakan penjumlahan dari semua data tersebut yang menghasilkan beban sebesar 5,45 kN/ m². Namun dalam penginputan ke dalam *software* harus dikurangi dengan berat sendiri pelat menjadi 1,98 kN/ m².

c. Berat Satuan Kolom dan Balok

Berikut merupakan gaya balok dan kolom yang terdapat pada gedung :

$$B1 \ 500 \times 250 = 2,28 \text{ kN/m}$$

$$B2 \ 400 \times 200 = 1,344 \text{ kN/m}$$

$$BA \ 200 \times 350 = 0,648 \text{ kN/m}$$

$$K1 \ 600 \times 600 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$K2 \ 550 \times 550 = 7,26 \text{ kN/m}$$

$$K3 \ 500 \times 500 = 6 \text{ kN/m}$$

$$K4 \ 450 \times 450 = 4,86 \text{ kN/m}$$

$$K5 \ 400 \times 400 = 3,84 \text{ kN/m}$$

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

$$\text{Pelat lantai} = \text{luas lantai} \times \text{berat satuan lantai} \dots \dots \dots (2.6)$$

$$\text{Balok} = (\text{balok} \times \text{panjang}) + (\text{balok} \times \text{lebar}) \times \text{berat satuan balok} \dots \dots \dots (2.7)$$

$$\text{Kolom} = \text{jumlah kolom} \times \text{tinggi lantai} \times \text{berat satuan kolom} \dots \dots \dots (2.8)$$

Sehingga hasil perhitungan dari rumus tersebut sebagai berikut:

Pelat Lantai	= (40×26) - (8 x 5,15) × 5,45
	= 4964,036 kN
Balok Induk	= (5×40+7×26) × 2,28
	= 939,36 kN
Balok Anak	= (5×40+7×26) × 0,648
	= 137,376 kN
Kolom (K2)	= 8 x 5,5 x 7,26
	= 319,44 kN
Kolom (K3)	= 37 x 5,5 x 6
	= 1221 kN

Berat seismik efektif (W1) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 7581,212 kN. Perhitungan untuk lantai 2 menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

Pelat Lantai	= 4131,064 kN
Balok Induk	= 652,08 kN
Balok Anak	= 93,96 kN
Kolom (K4)	= 155,52 kN
Kolom (K5)	= 568,32 kN

Berat seismik efektif (W2) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 5600,944 kN. Perhitungan untuk lantai 3 menggunakan rumus di persamaan 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

Pelat Lantai	= 4131,064 kN
Balok Induk	= 652,08 kN

Balok Anak	= 93,96 kN
Kolom (K4)	= 136,08 kN
Kolom (K5)	= 414,72 kN

Berat seismik efektif (W3) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 5427,904 kN. Perhitungan untuk atap menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

Pelat Atap	= 525,12 kN
Balok Induk 1	= 652,08 kN
Balok Induk 2	= 268,8 kN
Balok Anak	= 118,584 kN

Berat seismik efektif (W Atap) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 1564,584 kN. Perhitungan untuk basement menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

Kolom (K1)	= 1512 kN
Kolom Lift	= 105kN

Berat seismik efektif (W Basement) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 1617 kN. Berat mati total (W) merupakan jumlah dari W1, W2, W3, W Atap dan W Basement yaitu 21791,644 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \dots\dots\dots(2.9) \\
 &= 0,13875 \times 21791,644 \\
 &= 3023,590 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Dalam perencanaan gedung bertingkat analisis beban gempa menjadi salah satu hal yang penting harus dilakukan, hal ini dilakukan untuk mengantisipasi kerusakan bangunan gedung akibat gempa bumi yang terjadi. Perhitungan beban gempa metode statik ekuivalen dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

Gaya seismik lateral pada tiap lantai dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

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

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

dimana:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur

W = berat seismik efektif

H = tinggi bangunan

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan syarat:

1. untuk struktur yang mempunyai $T \leq 0,5$ detik $k = 1$
2. untuk struktur yang mempunyai $T \geq 2,5$ detik $k = 2$
3. untuk struktur yang mempunyai $0,5 < T < 2,5$ detik, k ditentukan dengan interpolasi linier antara point 1 dan 2 di atas.

Maka untuk $T = 0,7833$ detik nilai k didapatkan :

$$\frac{0,7833 - 0,5}{2,5 - 0,5} = \frac{k - 1}{2 - 1} \rightarrow k = 1,142$$

Dari rumus diatas maka didapat gaya lateral gempa tiapa lantai adalah sebagai berikut:

Tabel 2.2 Rekapitulasi Beban Gempa

Lantai	W (kN)	H (m)	W×H ^k	C _{vx}	F _x (kN)
Atap	1564.584	23	56168.40	0.129705	424.705
3	6093.688	17	154900.52	0.357699	1171.247
2	6093.04	13	114013.78	0.263283	862.091
1	8230.916	9	101202.94	0.2337	765.224
Basement	1617.00	3.5	6761.39	0.015614	51.125
Total	23599.23	65.5	433047.03	1	3274.393

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

$$\text{Pengaruh gempa horizontal (Eh)} = \rho \times Q \dots \dots \dots (2.10)$$

Dimana:

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

Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

Dari rumus 2.11 memperoleh hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} E_h &= \rho \times Q \\ &= 1,3 \times 3023,592 \\ &= 4093,157 \end{aligned}$$

Pengaruh gempa vertikal (E_v) = $0,2 \times S_d \times D$(2.11)

dimana :

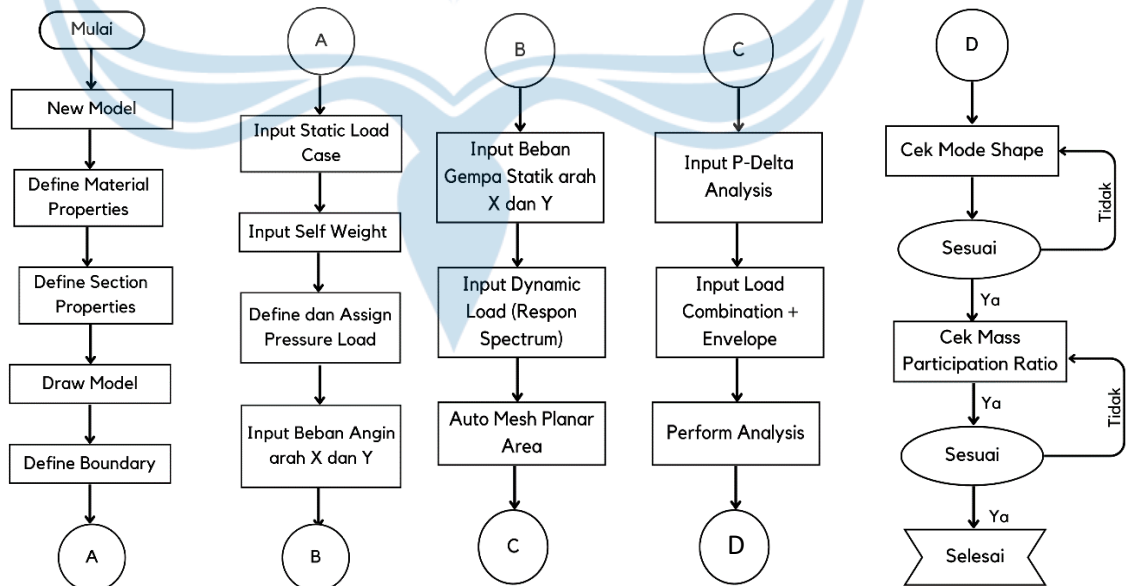
$D = \text{Dead Load}$

Dari rumus 2.02 memperoleh hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} E_v &= 0,2 \times 1,11 \times 5,45 \\ &= 1,21 \end{aligned}$$

2.5 Pemodelan Struktur

Pembuatan Pemodelan struktur Gedung *Co-Working Space* Nyawiji menggunakan *software* MIDAS dengan langkah-langkah seperti pada Gambar 2.8 berikut ini:



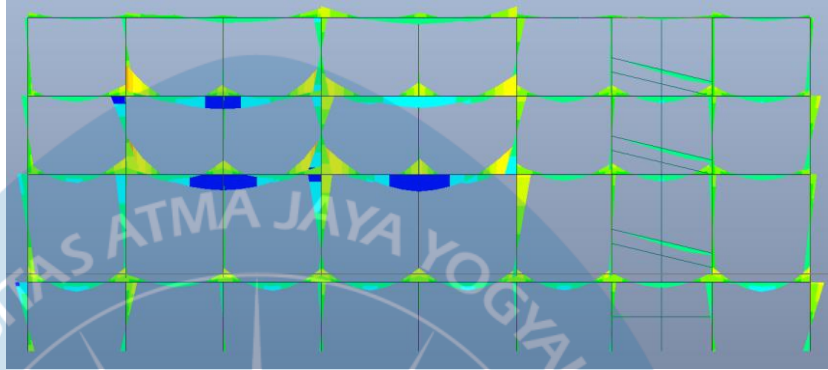
Gambar 2.8 Langkah Pemodelan Gedung dengan Midas

2.6 Interpretasi Output Pemodelan

Rekapitulasi dari pemodelan gedung *Co-Working Space* Nyawiji di Bantul ini adalah sebagai berikut:

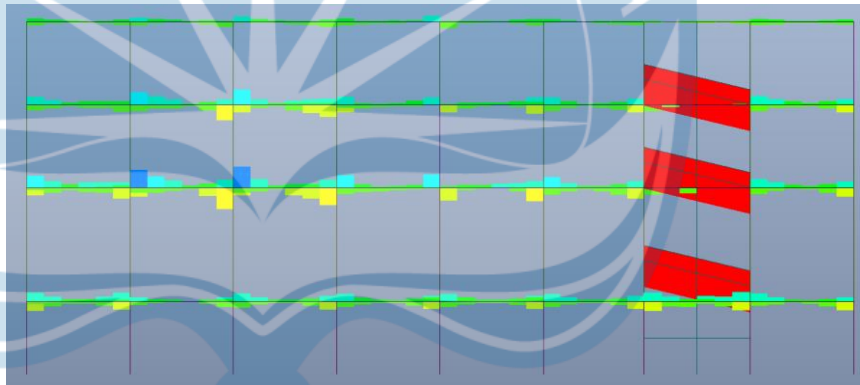
2.6.1. Pengambilan Gaya Dalam Balok

1. *Bending Moment Diagram* (BMD) balok pada bangunan:



Gambar 2.9 BMD Balok pada Bangunan

2. *Shear Force Diagram* (SFD) balok pada bangunan



Gambar 2.10 SFD Balok pada Bangunan

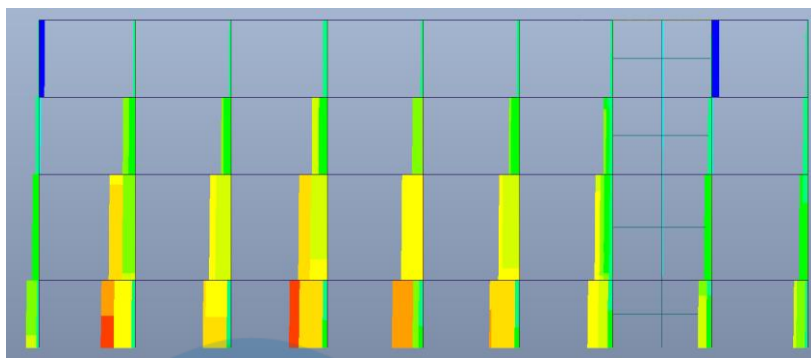
3. *Output Gaya Dalam Balok*

Tabel 2.3 *Output Gaya*

	Balok Induk	Balok Anak
Gaya Momen Positif (kNm)	57,6	20,34
Gaya Momen Negatif (kNm)	-94,85	-31,73
Gaya Geser (Kn)	102,57	50,6

2.6.2. Pengambilan Gaya Dalam Kolom

Gaya Aksial pada Kolom Bangunan



Gambar 2.11 Axial Force Kolom pada Bangunan

Berdasarkan ukuran, kolom pada model dapat dikasifikasi sebagai berikut :

Tabel 2.4. Output Gaya Dalam Kolom

K1 (600x600)		
Pu (kN)	Min	-1642,630
	Max	13,420
Mu (kNm)	Min	-155,14
	Max	152,7
Vu (kNm)		85,530

2.6.3. Simpangan Antar Lantai

Gedung 3 lantai 1 basement dengan jenis struktur beton SRPMK dengan *design force deflection* (δ_{xe}) yang dapat dilihat pada tabel *Story Drift* yang ada pada *software MIDAS Gen*. Acuan untuk simpangan antar tingkat izin dapat dilihat pada tabel 20 SNI 1726 – 2019 seperti yang ada pada Gambar 2.12.

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

Gambar 2.12 Tabel 20 SNI 1726-2019

Dari gambar diatas maka untuk perhitungan pada simpangan antar lantai dapat menggunakan persamaan dibawah ini:

$$\delta_x = \frac{Cd\delta_{xe}}{l_e} = \frac{5,5\delta_{xe}}{1} = 5,5\delta_{xe} \dots \dots \dots (2.12)$$

$$\frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{0,025h}{1,3} = 0,0192h \dots \dots \dots (2.13)$$

Dari hasil output midas akan didapatkan simpangan pada tiap lantai maka dapat dilakukan pengecekan pada simpangan antar lantai seperti pada Tabel 2.5

Tabel 2.5 Rekapitulasi Hasil Simpangan Antar Lantai

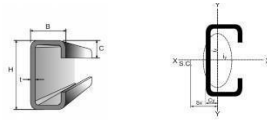
Story	h	Displacement		Drift		Δ_{ijin}	Cek
		δ_{ex}	δ_{ey}	Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
3F	4000	20.858	10.091	56.062	5.208	76.9231	OK
2F	4000	10.665	9.144	36.058	21.906	76.9231	OK
1F	5500	4.109	5.161	22.6	28.385	105.769	OK
Basement	3500	7	8.078	38.5	44.429	67.3077	OK

Berdasarkan hitungan diatas, didapatkan kesimpulan bahwa simpangan yang terjadi pada struktur 3 lantai dengan 1 *basement* ini tidak melebihi simpangan izin.

2.7 Perancangan Struktur Atap

2.7.1. Perencanaan Gording

Perencanaan atap diawali dengan merencanakan gording yang akan digunakan pada bangunan *Co-Working Space* ini. Pada perancangan atap untuk gedung ini gording yang digunakan adalah profil baja kanal C, dimana tabel profil kanal C dapat dilihat pada Gambar 2.13



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
H x B x C	t	A	kg/m	I _x	I _y	Z _x	Z _y	r _x	r _y	C _y	X ₀	J	C _w	
mm	mm	cm ²		cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁶	
C 100 x 50 x 20	2.0	4.54	3.56	71	17	14.3	5.4	3.97	1.93	1.87	4.48	605	444	
	2.3	5.17	4.06	81	19	16.1	6.0	3.95	1.92	1.86	4.46	912	496	
	2.5	5.59	4.39	87	20	17.3	6.5	3.84	1.90	1.86	4.45	1184	528	
	2.8	6.20	4.87	95	22	19.1	7.1	3.92	1.89	1.86	4.42	1921	574	
	3.0	6.61	5.19	101	23	20.2	7.4	3.91	1.88	1.86	4.41	1982	603	
	3.2	7.01	5.50	106	24	21.3	7.8	3.90	1.87	1.86	4.40	2392	630	
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	872	675	
	2.3	5.75	4.51	136	21	21.8	6.2	4.87	1.89	1.69	4.12	1013	725	
	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	
	3.2	7.81	6.13	181	27	29.0	8.0	4.82	1.84	1.69	4.05	2692	965	
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	138	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	228	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	1887	1267	
	3.0	8.11	6.37	265	27	35.4	7.8	5.72	1.82	1.54	3.78	2332	1334	
	3.2	8.61	6.76	280	28	37.4	8.2	5.71	1.81	1.54	3.77	2938	1398	
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	245	41	33.0	9.4	5.94	2.42	2.12	5.16	1236	2076	
	2.5	7.59	5.96	267	44	35.8	10.0	5.93	2.41	2.12	5.15	1641	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	
	3.2	9.57	7.51	332	54	44.2	12.2	5.89	2.37	2.11	5.09	3285	2638	
C 200 x 75 x 20	2.0	7.94	6.50	407	56	46.7	10.6	7.87	3.23	2.20	6.45	1005	4571	
	2.3	8.62	6.77	531	64	53.1	12.0	7.85	3.22	2.20	6.47	1520	5159	
	2.5	9.34	7.33	573	68	57.3	12.9	7.84	3.21	2.20	6.45	1846	5537	
	2.8	10.40	8.17	636	75	63.6	14.2	7.82	3.19	2.20	6.42	2719	6095	
	3.0	11.11	8.72	676	80	67.6	15.0	7.80	3.18	2.19	6.41	3332	6437	
	3.2	11.81	9.27	718	84	71.8	15.8	7.78	3.17	2.19	6.39	4030	6779	

Gambar 2.13 Profil Kanal C

Diketahui:

Jarak antar gording : 1,5 meter

Jarak antara Kuda-kuda : 5 meter

Massa atap genteng Aspal : 69,3917 kg

Massa Plafond : 10,1655 kg

Fy Baja : 240 Mpa

α_1 : 35°

α_2 : 16°

Dalam perencanaan atap Gedung, digunakan profil kanal C 150 x 65 x 20 tebal 3 mm.

Beban Gording

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

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Atap} &= \frac{\text{Jarak antar gording}}{\cos a} \times \text{berat atap} \\
 &= \left(\frac{1,5}{\cos 35} \right) \times 0,35 \\
 &= 0,6085353 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan berat plafon dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\begin{aligned}
\text{Berat plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\
&= 1,4242 \times 0,07 \\
&= 0,0996966 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
&\text{Berat sendiri} + \text{Berat atap} + \text{Berat plafon} \\
&= 0,0707 \text{ kN/m} + 0,6085353 \text{ kN/m} + 0,0996966 \text{ kN/m} \\
&= 0,7789319 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Sedangkan untuk beban hidup diambil sebesar 1,0 kN.

Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording meliputi beban gording arah sumbu 2 dan arah sumbu 3.

Beban gording arah sumbu 2 pada atap pelana asimetris gedung satu menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
M_{2,D} &= \frac{1}{8} q \sin a \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
&= \frac{1}{8} 0,7789319 \sin 35 \left(\frac{5}{2}\right)^2 \\
&= 0,3490 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{2,L} &= \frac{1}{4} p \sin a \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
&= \frac{1}{4} 1 \sin 35 \left(\frac{5}{2}\right)^2 \\
&= 0,3584853 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{2,U} &= 1,4 \times M_{2,D} \\
&= 1,4 \times 0,3490 \\
&= 0,4887 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{2,U} &= 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L} \\
&= 1,2 \times 0,3490 + 1,6 \times 0,3584853 \\
&= 0,9924 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Maka, dipilih $M_{2,U}$ yang paling besar yaitu 0,9924 kN/m

Beban gording arah sumbu 3 pada atap pelana asimetris gedung satu menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 M_{3,D} &= \frac{1}{8} q \cos L^2 \\
 &= \frac{1}{8} 0,7789319 \cos 35(5)^2 \\
 &= 1,9939 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,L} &= \frac{1}{4} p \cos a(L)^2 \\
 &= \frac{1}{4} 1 \cos 35(5)^2 \\
 &= 1,0239 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\
 &= 1,4 \times 1,9939 \\
 &= 2,7915 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\
 &= 1,2 \times 1,9939 + 1,6 \times 1,0239 \\
 &= 4,0310 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Maka, dipilih $M_{3,U}$ yang paling besar yaitu 4,0310 kN/m

Cek Tegangan Pada Gording

Perhitungan tegangan dengan menggunakan rumus :

$$fb = \frac{M_{3,u}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,u}}{\phi W_2} \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

$$fb = \frac{4,0310}{0,9 \times 41.800} + \frac{0,9924}{0,9 \times 11.600} = 202,2119235 \text{ Mpa} \leq 240 \text{ Mpa, maka}$$

tegangan profil yang digunakan aman.

Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus :

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

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

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

Hasil dari perhitungan rumus diatas yaitu :

$$\begin{aligned}
 \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,7789319 \cos 35 (5000)^4}{200000 \times 3140000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos 35 (5000)^3}{200000 \times 3140000} \\
 &= 8,27183 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{0,7789319 \sin 35}{200000 \times 510000} \times \left(\frac{5000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \sin 35}{200000 \times 510000} \times \left(\frac{5000}{3}\right)^3$$

$$= 0,4406 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{8,27183^2 + 0,4406151^2} \leq \frac{1}{240} \times 5000$$

$$= 8,28 \leq 20,833$$

Karena defleksi gording $8,283 \text{ mm} \leq 20,833 \text{ mm}$, maka defleksi gording aman.

2.7.3. Perencanaan Sagrod

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

Rencana Sagrod

Diketahui gording dibawah nok berjumlah 2 buah. Oleh karena itu, perhitungan gaya sagrod menggunakan rumus:

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

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

Hasil perhitungan rumus diatas yaitu :

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= 2 \left(\frac{5}{3} \times 0,7789319 \times \sin 35 \right) \\ &= 1,489256646 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,L} &= \frac{2}{2} \times 1 \times \sin 35 \\ &= 0,573576436 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan

Perhitungan menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} F_{t,U} &= 1,4F_{t,D} \\ &= 1,4 \times 1,489256646 \\ &= 2,084959305 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,U} &= 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L} \\ &= 1,2 \times 1,489256646 + 1,6 \times 0,573576436 \\ &= 2,704830274 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih $F_{t,U}$ yang terbesar yaitu 2,70483 kN.

Luas Batang Sagrod

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

$$\begin{aligned}A_{sr} &= \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi F_y} \\&= \frac{2,70483 \cdot 10^3}{0,9 \times 240} \\&= 12,52236238 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Diameter} = \frac{12,5224}{22/7} = 3,984 \text{ m}^2$$

2.7.4. Perencanaan Beban Kuda-kuda

Beban Atap Gedung

Beban P1

$$\begin{aligned}\text{Berat Sendiri} &= a/2 \times \text{berat kuda-kuda} \\&= 1,5/2 \times 0,5 \\&= 0,375 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording per-meter} \\&= 5 \times 0,0707 \\&= 0,3535 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\&= \frac{\left(\frac{1,5}{2} + 0\right)}{35} \times 5 \times 0,6085353 \\&= 2,7858167 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafon} \\&= \left(\frac{1,5}{2} + 0\right) \times 5 \times 0,0996966 \\&= 0,152253 \text{ kN}\end{aligned}$$

Total beban P1 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P1 diatas dengan hasil 3,667 kN

Beban P2

$$\begin{aligned}\text{Berat Sendiri} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\&= 1,5 \times 0,5 \\&= 0,75 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording per-meter} \\ &= 5 \times 0,0707 \\ &= 0,3535 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{(1,5)}{\cos 35} \times 5 \times 0,6085353 \\ &= 5,5716 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond} &= a \times L \times \text{berat plafon} \\ &= 1,5 \times 5 \times 0,0996966 \\ &= 0,7477 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban P2 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P2 diatas dengan hasil 7,4228 kN

Beban P3

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\ &= 1,5 \times 0,5 \\ &= 0,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gording} &= 2 \times L \times \text{berat gording per-meter} \\ &= 2 \times 5 \times 0,0707 \\ &= 0,707 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{(1,5)}{\cos 35} \times 5 \times 0,6085353 \\ &= 5,571633476 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond} &= a \times L \times \text{berat plafon} \\ &= 1,5 \times 5 \times 0,0996966 \\ &= 0,7477244 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban P3 dihitung dari penjumlahan setiap berat pada beban P3 diatas dengan hasil 7,77636 kN

Beban Angin

Untuk menghitung beban angin maka harus menentukan arah angin yang diambil dari seperti yang ada pada gambar dibawah

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi			
		Sudut, θ (derajat)								Sudut, θ (derajat)			
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20	
Tegak lurus terhadap	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,4	0,018	-0,3	-0,5	-0,6
bubungan	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,018	-0,5	-0,5	-0,6
untuk		-0,18	-0,18	0,0 ^a	0,2	0,2	0,3	0,4					
$\theta \geq 10^\circ$	$\geq 1,0$	-1,3 ^b	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 ^a			-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang						C_p					

Gambar 2.14 Faktor arah Angin

$$\begin{aligned} \text{Beban } W1 &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{\left(\frac{1,5}{2}+0\right)}{\cos 35} \times 0,4 \times 5 \times 0,25 \\ &= 0,457790471 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W2 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1,5}{\cos 35} \times 0,4 \times 5 \times 0,25 \\ &= 0,915580942 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W3 &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \frac{1,5}{\cos 35} \times 0,4 \times 5 \times 0,25 \\ &= 0,457790471 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W4 &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \frac{1,5}{\cos 35} \times -0,6 \times 5 \times 0,25 \\ &= -0,585168433 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W5 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1,5}{\cos 35} \times -0,6 \times 5 \times 0,25 \\ &= -1,170336865 \text{ kN} \end{aligned}$$

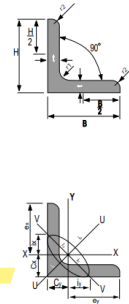
$$\begin{aligned} \text{Beban } W6 &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{\left(\frac{1,5}{2}+0\right)}{\cos 35} \times -0,6 \times 5 \times 0,25 \\ &= -0,585168433 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.7.5. Perencanaan Desain Elemen Kuda-Kuda

Dalam merencanakan desain elemen kuda-kuda yang maka dilakukan pemodelan pada *software ETABS* untuk memperoleh kebutuhan data dalam poses perhitungan. Pembuatan desain elemen

kuda-kuda atap pada geudng ini digunakan profil 2L 150×150×12 untuk bagian eksterior dan profil 2L 90×90×7 untuk bagian interior. Beberapa data yang diperlukan dalam perhitungan didapatkan pada tabel profil baja siku yang ada pada Gambar 2.15

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS				SECTION AREA A	UNIT WEIGHT			INFORMATIVE REFERENCE							REMARKS
H x B	t	r1	r2		kg/m	kg/ft	kg/12m	CENTER OF GRAVITY		GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA			RADIUS OF GYRATION OF AREA		
mm x mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	kg/ft	kg/12m	Cx = Cy	Ix = Iy	Max Iu	Min Iv	Ix = Iy	Max Iu	Min Iv	Zx = Zy
50 x 50	5	6.5	3	4.802	3.77	22.62	45.24	1.410	11.100	17.50	4.580	1.520	1.91	0.98	3.080
50 x 50	6	6.5	4.5	5.844	4.43	26.58	53.16	1.440	12.800	20.00	5.230	1.500	1.88	0.96	3.550
60 x 60	5	6.5	3	5.802	4.55	27.5	55	1.660	19.600	31.20	8.090	1.840	2.32	1.18	4.520
60 x 60	6	8	4	6.910	5.40	32.5	65	1.700	22.790	36.16	9.420	1.820	2.29	1.17	5.280
65 x 65	5	8.5	3	6.367	5.00	30	60	1.770	25.300	40.10	10.500	1.990	2.51	1.28	5.350
65 x 65	6	8.5	4	7.527	5.91	35.5	71	1.810	29.400	46.60	12.200	1.980	2.49	1.27	6.260
65 x 65	8	8.5	6	9.761	7.66	46	92	1.860	36.800	58.30	15.300	1.940	2.44	1.25	7.960
70 x 70	6	8.5	4	8.127	6.38	38.5	77	1.930	37.100	58.90	15.300	2.140	2.69	1.37	7.330
75 x 75	6	8.5	4	8.727	6.85	41	82	2.060	46.100	73.20	19.000	2.300	2.90	1.48	8.470
80 x 80	6	8.5	4	9.230	7.32	43.9	87.8	2.180	56.400	89.60	23.200	2.460	3.10	1.58	9.700
90 x 90	7	10	5	12.220	9.99	57.6	115.2	2.460	93.000	148.00	38.300	2.760	3.48	1.77	14.200
90 x 90	10	10	7	17.000	13.30	80	160	2.570	125.000	199.00	51.700	2.710	3.42	1.74	19.500
100 x 100	7	10	5	13.620	10.70	64	128	2.710	129.000	205.00	53.200	3.080	3.88	1.98	17.700
100 x 100	10	10	7	19.000	14.90	89.5	179	2.820	175.000	278.00	72.000	3.040	3.83	1.95	24.400
120 x 120	8	12	5	18.760	14.70	88	176	3.240	258.000	410.00	106.000	3.710	4.67	2.38	29.500
120 x 120	11	13	6.5	25.370	19.90	119.5	239	3.300	340.000	541.00	140.000	3.660	4.62	2.35	39.360
120 x 120	12	13	6.5	27.540	21.60	130	260	3.400	367.000	583.00	151.000	3.650	4.60	2.35	42.680
130 x 130	9	12	6	22.740	17.90	107.4	214.8	3.530	366.000	583.00	150.000	4.010	5.06	2.57	38.700
130 x 130	12	12	8.5	29.760	23.40	140.5	281	3.640	467.000	743.00	192.000	3.960	5.00	2.54	49.900
150 x 150	12	14	7	34.770	27.30	164	328	4.140	740.000	1.163.00	304.000	4.810	5.82	2.96	68.100
150 x 150	15	14	10	42.740	33.90	202	404	4.240	888.000	1.410.00	365.000	4.590	5.75	2.92	82.600
150 x 150	19	14	10	53.380	41.90	251.5	503	4.400	1.090.000	1.730.00	451.000	4.520	5.69	2.91	103.000
175 x 175	12	16	11	40.520	31.80	191	382	4.730	1.170.000	1.860.00	420.000	5.380	6.78	3.44	91.800
175 x 175	15	15	11	50.210	39.40	236.5	473	4.850	1.440.000	2.290.00	589.000	5.350	6.75	3.48	114.000
200 x 200	15	17	12	57.500	45.30	272	544	5.460	2.180.000	3.470.00	891.000	6.140	7.76	3.93	150.000
200 x 200	20	17	12	76.000	59.70	358	716	5.670	2.820.000	4.490.00	1.160.000	6.090	7.68	3.90	197.000
200 x 200	25	17	12	93.750	73.60	442	884	5.860	3.420.000	5.420.00	1.410.000	6.040	7.61	3.88	242.000
250 x 250	25	24	12	119.400	93.70	562	1124	7.100	6.950.000	11.000.00	2.860.000	7.630	9.62	4.89	388.000
250 x 250	35	24	18	162.600	128.00	768	1536	7.450	9.110.000	14.400.00	3.790.000	7.490	9.42	4.83	519.000



Gambar 2.15 Baja Profil L

1. Batang Tekan Eksterior

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

Pemeriksaan Tekuk Lentur dapat menggunakan rumus:

$$\lambda = \frac{b}{t} \dots \dots \dots (2.14)$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \dots \dots (2.15)$$

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

Hasil perhitungan dari kedua rumus di atas didapatkan sebagai berikut:

Diketahui:

Batang Tekan= 587.0228 kN

Batang Tarik= 580.6696 kN

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{150}{19} = 7,894$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,990$$

Karena $\lambda=7,894 < \lambda_r=12,99$, maka dapat disimpulkan bahwa termasuk dalam penampang non langsing.

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

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

$$\frac{KL}{r_x} \dots \dots \dots (2.16)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots \dots \dots (2.17)$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \dots \dots (2.18)$$

Hasil dari perhitungan menggunakan rumus diatas didapatkan sebagai berikut:

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 2547,5}{46,1} = 55,26$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(55,26)^2} = 646,403 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,97$$

Karena $\frac{KL}{r_x} = 55,26 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$, sehingga F_{cr} diambil dari persamaan :

$$F_{cr} = (0,658^{F_y * F_e}) F_y \dots \dots \dots (2.19)$$

$$F_{cr} = (0,658^{240 * 646,403}) 240 = 205,457 \text{ MPa}$$

c. Pemeriksaan Terhadap Lekuk Torsi

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

$$\frac{a}{r} \dots \dots \dots (2.20)$$

$$a = 2547,5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{2547,5}{46,1} = 55,26 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \dots \dots \dots (2.21)$$

$$= \sqrt{\left(\frac{1 \times 2547,5}{45,2}\right)^2 + 0,5 \times 55,26^2}$$

$$= 61,7829$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 61,7829 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$ digunakan :

$$F_{cr} = (0,658^{F_y * F_e}) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{61,7829^2} = 517,122 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = (0,658^{F_y * F_e}) F_y = 197,628 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} \dots \dots \dots (2.22)$$

$$= \frac{77200 \times 165888}{6954 \times 6692,327}$$

$$= 275,182 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \dots \dots \dots (2.23)$$

$$= \left(\frac{197,628 + 275,182}{2 \times 0,8127}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 197,628 \times 275,182 \times 0,8127}{(197,628 + 275,182)^2}}\right]$$

$$= 157,857 \text{ MPa}$$

d. Kekuatan Tekan Desain

Diketahui:

$$F_{cr} = 205,457 \text{ (pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 157,857 \text{ MPa (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 157,857$ MPa. Dengan demikian nilai kekuatan tekan desain dapat dihitung dengan rumus:

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g \dots \dots \dots (2.24)$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 157,857 \times 6954$$

$$= 987,964 \text{ kN}$$

$\phi_c P_n = 987,964 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 587,023 \text{ kN}$
maka kekuatan tekan desain aman.

2. Batang Tekan Interior

Perhitungan batang tekan interior umumnya memiliki perhitungan yang sama dengan batang tekan eksterior. Namun dikarenakan

terdapat perbedaan data maka hasil perhitungan yang didapatkan berbeda dengan batang eksterior.

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

Diketahui:

Batang Tekan= 70.617 kN

Batang Tarik= 92.912 kN

Dari perhitungan menggunakan rumus 2.14 didapatkan hasil 12,857 dan rumus 2.15 dengan hasil 12,99. Karena $\lambda=12,857 < \lambda_r=12,99$, maka dapat disimpulkan bahwa termasuk dalam penampang non langsing.

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

Perhitungan ini digunakan rumus 2.16 dengan hasil yang didapatkan 135.8949, kemudian rumus 2.17 dengan hasil 106.886 Mpa, dan rumus 2.18 dengan hasil 135.97. Karena $\frac{KL}{r_x} = 135,8949 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$ maka digunakan persamaan 2.20 untuk menghitung nilai F_{cr} dengan hasil yang didapatkan adalah 93.769 Mpa

c. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu diketahui a/r nya menggunakan rumus 2.20 dengan hasil 135,895 mm dimana $a/r > 40$ sehingga digunakan persamaan 2.21 dengan hasil 151,935. Dari perhitungan

didapatkan $\left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka digunakan:

$$F_{cr} = 0,877F_e \dots \dots \dots (2.26)$$

Dengan perhitungan F_e digunakan rumus 2.20 didapatkan hasil $F_e = 85,509 \text{ MPa}$.

$$F_{cry} = 0,877F_e = 74,992 \text{ MPa}$$

Dan untuk nilai F_{crz} digunakan rumus 2.21 dengan hasil 257,764 MPa. Kemudian untuk mendapatkan nilai F_c komponen siku ganda digunakan rumus 2.22 dengan hasil 71,1232 MPa.

d. Kekuatan Tekan Desain

Diketahui F_{cr} pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar 93,769 Mpa dan F_{cr} pada pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi 71,1232 Mpa maka dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu 71,1232 MPa. Dengan demikian nilai kekuatan tekan desain dapat dihitung menggunakan rumus 2.23 dengan hasil 156,443 kN.

Dari hasil tersebut menunjukkan bahwa $\phi_c P_n >$ Gaya tekan maksimum (701,617 kN) maka kekuatan tekan desain aman.

3. Batang Tarik Eksterior

a. Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} \dots\dots\dots(2.27)$$

$$= \frac{1498,6}{46,1} = 32,51 < 300 \text{ maka aman.}$$

b. Kondisi Leleh Tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui persamaan:

$$P_n = F_y A_g \dots\dots\dots(2.28)$$

$$= 240 \times 6954$$

$$= 16698960 \text{ N}$$

Pemeriksaan leleh tarik menggunakan rumus:

$$\phi P_n = \phi F_y A_g \dots\dots\dots(2.29)$$

$$= 0,9 \times 16698960$$

$$= 1502064 \text{ N} = 1502,06 \text{ kN}$$

Maka didapatkan bahwa $\phi P_n >$ P_u (580,67 kN) maka aman

4. Batang Tarik Interior

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

a. Kelangsingan Batang Tarik

Perhitungan ini menggunakan rumus 2.27 dimana didapatkan hasil $132,522 < 300$ maka dinyatakan aman.

b. Kondisi Leleh Tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui rumus 2.28 dengan hasil 586560 N. Pemeriksaan leleh tarik (ϕP_n) menggunakan rumus 2.29 dengan hasil 527,904 kN. Diketahui bahwa $\phi P_n > P_u$ (92,912 kN) maka aman.

2.7.6. Perencanaan Sambungan Kuda-Kuda

Pada konstruksi baja, setiap bagian dari strukturnya menggunakan alat pengikat atau penyambung untuk menghubungkan setiap elemennya. Setiap tempat berkumpulnya batang-batang pada struktur rangka, baik atap maupun jembatan disebut titik buhul. Pelat penyambung ini dinamakan pelat buhul, dimana batang-batang tadi diikat dengan menggunakan alat pengikat pada pelat buhul tersebut. Terdapat beberapa jenis alat pengikat yang sering digunakan adalah paku keling (*rivet*), baut (*bolt*), dan las (*welded*). Dalam perancangan sambungan kuda-kuda atap pada Gedung *Co-Working Space* Nyawiji ini digunakan sambungan baut.

2.7.6.1. Perhitungan Sambungan Kuda-Kuda Atap

1. Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Brutto

Diketahui :

Baut Mutu A325

F_{nv} : 457 Mpa

F_{nt} : 620 Mpa

d_b : 14 mm

Beban: 119,8248 kN

DL: 78,848 kN

LL: 15,7544 kN

F_u : 370 Mpa

R_u : $1,2 DL + 1,6 LL = 119,82464$ kN

A_g : $90 \times 7 = 630$ mm²

F_y : 240 Mpa

a. Kuat Geser Baut :

$$A_b = 0,25 \times \pi \times 14^2 = 153,93804 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = (0,75 \times 153,93804 \times 457) / 1000$$

$$= 52,76226322 \text{ kN}$$

b. Jumlah Baut

$$Ru/\phi Rn = 119,82464/52,76226322$$

$$= 2,271029192 = 4 \text{ buah}$$

c. Beban Ultimit sambungan baut

$$Ru/n: 119,82464/4 = 29,95616$$

$$\phi Rn: 52,76226322 > 29,95616 \text{ (aman)}$$

d. Kuat Tarik Batang

$$\phi Rn: (0,75 \times 620 \times 153,93804)/1000$$

$$= 71,581 \text{ kN}$$

$$\phi Rn > Ru : 71,581 > 29,95616 \text{ (aman)}$$

e. Pemeriksaan leleh Tarik pada penampang bruto

$$Ag: 630 \text{ mm}^2$$

$$\phi Pn: (0,9 \times 240 \times 630) = 136,08 \text{ kN}$$

$$\phi Pn > Ru: 136,08 > 119,82464 \text{ (aman)}$$

f. Kuat tumpu baut

$$Tp: 12 \text{ mm}$$

$$Rn: (2,4 \times 14 \times 370 \times 12)/1000 = 149,184 \text{ kN}$$

$$\phi Rn: 0,75 \times 149,184 = 111,888 \text{ kN}$$

$$\phi Rn > Ru: 111,888 > 29,95616 \text{ kN (aman)}$$

Maka digunakan baut sebanyak 4 buah.

2.8.Perancangan Balok

2.8.1. Balok Anak

Berdasarkan SNI 2847:2019 dalam merencanakan balok beton bertulang perlu menentukan faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami lentur dan aksial dapat dilihat pada Gambar 2.16.

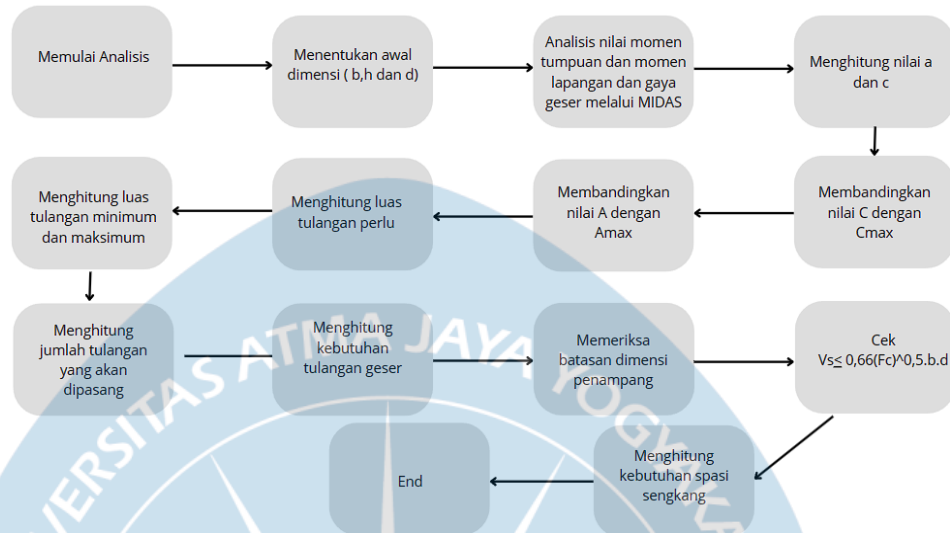
Tabel 21.2.2 – Faktor reduksi kekuatan (ϕ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial

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

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

Gambar 2.16 Klasifikasi Tulangan Transversal

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



Gambar 2.17 Alur Perhitungan Perancangan Balok

Berikut merupakan perhitungan perencanaan balok anak yang terdapat pada gedung Nyawiji *Co-Working Space* Yogyakarta

Diketahui :

$$\text{Dimensi} = 350 \times 250 \text{ mm}$$

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

$$F_{y\text{longitudinal}} = 420 \text{ MPa}$$

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

$$D_{\text{tul. longitudinal}} = 19 \text{ mm}$$

$$D_{\text{tul. sengkang}} = 10 \text{ mm}$$

Diperoleh nilai V_u dan M_u dari *MIDAS* yaitu:

$$V_u \text{ Tumpuan} = - 50,6 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 31,54 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ Tumpuan} = - 31,73 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ Lapangan} = 16,26 \text{ kNm}$$

- a. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan dengan M_u sebesar 31,73 kNm Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan menggunakan

rumus sebagai berikut:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$a = 296,3 - \sqrt{296,3^2 - \frac{2 \times 31,73 \times 10^6}{0,9 \times 0.85 \times 30 \times 200}} = 24,86 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{24,86}{0,836} = 29,75 \text{ mm}$$

$$C \text{ max} = 0,375d = 0,375 \times 290,5 = 108,94 \text{ mm}$$

Karena $C < C \text{ max}$ maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{31,73 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(296,3 - \frac{29,75}{2}\right)} = 301,872975 \text{ mm}^2$$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus A_s dibagi dengan d sebesar 290,5 mm sehingga didapatkan jumlah 2 buah. Dengan demikian dapat digunakan 2D19. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap $A_{s \text{ min}}$, $A_{s \text{ max}}$, dan A_s aktual dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 200 \times 290,5 = 193,67 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_{s \text{ min}}$, maka digunakan $A_s \text{ perlu} = 301,873 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ max}} &= \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 \times 0,836 \times 30 \times 200 \times 290,5}{420} \\ &= 1248,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s \text{ perlu} < A_{s \text{ max}}$, maka digunakan $A_s \text{ perlu} = 301,873 \text{ mm}^2$

- b. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan dengan M_u sebesar 16,26 kN) Perhitungan tulangan longitudinal lapangan menggunakan rumus dan langkah yang sama dengan perhitungan longitudinal tumpuan. Hasil pada perhitungan tulangan longitudinal lapangan sebagai berikut:

$$a = 12,46 \text{ mm}$$

$$C = 14,9$$

$$C_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 290,5 = 108,94 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka $\phi = 0,9$

Setelah itu didapatkan luas tulangan (A_s) sebesar $190,367469 \text{ mm}^2$ dengan jumlah tulangan sebanyak 2 buah sehingga dapat digunakan 2D19. Berdasarkan rumus tulangan longitudinal lapangan memiliki $A_{s \min}$ sebesar $193,67 \text{ mm}^2$, $A_{s \max}$ sebesar $1248,56 \text{ mm}^2$.

c. Tulangan Geser Tumpuan dengan V_u sebesar $50,6 \text{ kN}$

Perhitungan tulangan geser tumpuan dapat mengikuti rumus sesuai dengan kondisi yang terjadi. Dalam hal ini kondisi yang terjadi pada balok anak yaitu $V_u > \phi V_c$ sehingga dipasang tulangan geser minimum atau dipasang sengkang dengan spasi mengikuti ketentuan spasi maksimum sengkang. Penjabaran perhitungan pada kondisi tersebut sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 290,5 \\ &= 40,573 \text{ kN} \end{aligned}$$

Didaerah tumpuan karena $V_u > \phi V_c$, maka perlu tulangan geser

$$\text{Syarat: } \phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Bagian yang harus didukung tulangan geser:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 50,6 - 40,573 = 10,02 \text{ kN}$$

$$V_s = 10,02 / 0,75 = 13,36 \text{ kN}$$

Memeriksa Batasan dimensi penampang

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$13360 \leq 0,66 \sqrt{30} \times 200 \times 290,5 = 210029,97 \rightarrow \text{OK!}$$

Menghitung spasi Sengkang

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{2 \times 78,54 \times 280 \times 290,5}{13360} = 955,4 \text{ mm}$$

Cek spasi sengkang di Daerah Lapangan

$$0,33 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,33 \sqrt{30} \times 200 \times 290,5 = 105014,85 \text{ N}$$

Karena $V_s = 13360 N < 105014,85 N$

Maka syarat: $s = 50 \leq d/4 = 72,625 mm$ atau $600 mm \rightarrow OK!$

Ditetapkan sengkang: **2D10-50**.

d. Tulangan Geser Lapangan dengan V_u sebesar 31,54 kN

Dikarenakan $0,5\phi V < V_u < \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser namun sesuai sapsi maksimumnya saja. Penjabaran perhitungan pada kondisi tersebut sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 200 \times 290,5 \\ &= 40,573 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 40,573/2 = 20,225 \text{ kN}$$

$$s_{\max 1} = d/4 = 290,5/4 = 72,635 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 6 \times D_{\text{tul}} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

Maka digunakan Sengkang **2 D10- 50**

Dari perhitungan diatas maka berikut diperoleh rekapan tulangan longitudinal dan tulangan geser untuk balok anak:

Tabel 2.6 Tulangan Longitudinal Balok Anak

	Tul. Longitudinal Tumpuan	Tul. Longitudinal Lapangan
α (mm)	24,86	12,46
C (mm)	29,75	14,9
C max (mm)	108,94	108,94
As (mm²)	301,872975	190,367469
n (buah)	2	2
Digunakan	2D19	2D19
As min (mm²)	193,67	193,67
As max (mm²)	1248,56	1248,56

Tabel 2.7 Tulangan Geser Balok Anak

	Tul. Geser Tumpuan	Tul. Geser Lapangan
ϕV_c (kN)	40,573	40,573
ϕV_s (kN)	10,02	-
V_s (kN)	13,36	-
$0,66\sqrt{f_c'}b_wd$	210029,97	210029,97
S (mm)	955,4	-
$0,33\sqrt{f_c'}b_wd$	105014,85	105014,85
Sengkang	2D10-50	2D10-50

2.8.2. Balok Induk

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus atau SRPMK merupakan suatu sistem struktur yang dirancang dan diberi detailing untuk menahan beban gempa. SNI 2847:2019 pasal 18.6 hingga 18.9 mengatur penggunaan SRPMK pada daerah Kategori Desain Seismik D, E, dan F.

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

- 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.

$\text{Nilai} \leq A_s \leq 0,025b_wd$ merupakan salah satu syarat tulangan lentur. Kuat lentur positif dari sebuah komponen struktur lentur pada muka

kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

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

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

Tulangan transversal memiliki syarat yaitu:

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

Pada kekuatan geser balok terdapat syarat dimana daerah yang memerlukan tulangan tertutup harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$ jika gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum dan gaya aksial terfaktor (P_u) lebih kecil dari $agf^c/20$. Tulangan transversal pada balok SRPMK didesain untuk memikul gaya geser rencana (V_e) akibat kuat lentur maksimum (M_{pr}) dengan tanda berlawanan yang bekerja pada muka-muka tumpuan.

Berikut merupakan perhitungan balok induk yang terdapat pada bangunan Nyawiji *Co-Working Space* Yogyakarta :

1. Balok Induk 1

Diketahui dimensi balok induk memiliki ukuran 250 x 500 mm dengan f_c 25 MPa dan f_y 420 MPa. Balok induk 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan sebesar 22 mm dan diameter

senggang sebesar 10 mm. Diperoleh nilai Vu, Mu, dan Vg dari MIDAS yaitu:

$$V_u = -102,57 \text{ kN}$$

$$V_g = 82,63 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = -94,85 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ Lapangan} = 53,46 \text{ kNm}$$

a. Perhitungan Tulangan Longitudinal Tumpuan

Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan didapatkan dengan cara sebagai berikut:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$a = 559,7 - \sqrt{559,7^2 - \frac{2 \times 94,85 \times 10^6}{0,9 \times 0.85 \times 30 \times 250}} = 39,43 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{39,43}{0,836} = 47,18 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 439 = 164,63 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{94,85 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(559,7 - \frac{39,43}{2}\right)} = 464,690 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{464,690}{380,1327} = 1,25 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

Dengan demikian dapat digunakan 2D22.

Setelah itu perlu dilakukan pemeriksaan tulangan terhadap

$A_{s,\min}$, $A_{s,\max}$, dan $A_{s,\text{use}}$ dengan cara sebagai berikut:

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 43 = 365,833 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 250 \times 43 = 357,81 \text{ mm}^2$$

$A_{s,\text{use}} > A_{s,\min}$, maka digunakan $A_{s,\text{use}} = 464,690 \text{ mm}^2$

$$A_{s,\max} = 0,025b.d = 0,025 \times 250 \times 439 = 2743,75 \text{ mm}^2$$

$A_{s,\text{use}} < A_{s,\max}$, maka digunakan $A_{s,\max} = 464,690 \text{ mm}^2$

b. Perhitungan Tulangan Longitudinal Lapangan

Perhitungan tulangan longitudinal lapangan menggunakan cara dan tahap yang sama dengan perhitungan longitudinal tumpuan. Hasil pada perhitungan tulangan longitudinal lapangan adalah sebagai berikut:

$$a = 21,76 \text{ mm}$$

$$C = 26,04$$

$$C_{\max} = 164,63 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka digunakan \emptyset sebesar 0,9. Setelah itu didapatkan luas tulangan (A_s) sebesar $330,34959 \text{ mm}^2$ dengan jumlah tulangan sebanyak 2 buah sehingga dapat digunakan 2D22. Hasil perhitungan luas tulangan longitudinal lapangan berdasarkan cara yang sama pada bagian tumpuan didapatkan $A_{s,\min} = 365,833 \text{ mm}^2$ dan $A_{s,\max} = 2743,75 \text{ mm}^2$

c. Mpr (-) atas-ujung kiri-kanan

Diketahui tulangan atas digunakan 2D22 maka untuk menentukan luas tulangan dengan cara mengkalikan luas tulangan diameter 22 dengan jumlah tulangan yaitu menghasilkan $760,265 \text{ mm}^2$. Setelah itu perhitungan dilakukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$a_{pr} = \frac{760,2654222 (1,25 \times 420)}{0,85 \times 30 \times 500} = 31,30 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 760,2654222 (1,25 \times 420) \left(439 - \frac{31,30}{2} \right) \\ = 168974635,2 \text{ Nmm}$$

d. Mpr (+) bawah-ujung kiri kanan

Digunakan cara perhitungan yang sama seperti Mpr (-) ujung kiri kanan dengan hasil sebagai berikut:

$$\text{Luas tulangan 2D22} = 760,2654 \text{ mm}^2$$

$$a_{pr} = 31,30 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 168974635,2 \text{ Nmm.}$$

Setelah itu memeriksa gaya geser gempa akibat sendi plastis menggunakan cara sebagai berikut:

$$V_E = \frac{(M_{pr(+)} + M_{pr(-)})}{L_n}$$

$$V_{E1} = V_{E2} = \frac{(168,98 + 168,98)}{5,45} = 62,009 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_{g1} = V_{g2} = 82,63 \text{ kN}$$

Gaya geser desain

$$V_e = V_E + V_g$$

$$V_e = 62,009 + 82,63 = 144,639 \text{ kN}$$

e. Tulangan Geser Tumpuan

Dikarenakan $V_E = 62,002 \text{ kN} < 50\% V_e = 88,82 \text{ kN}$, maka digunakan $V_c = 0$

$$V_u = 102,57$$

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

$$V_s = \frac{102,57}{0,75} - 0$$

$$V_s = 136,76$$

Digunakan 3D10-100

S = 100 mm

$$A_v = 235,6194 < A_s \text{ (ok)}$$

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

a) $d/4 = 109,75 \text{ mm}$

b) $6d_b = 132 \text{ mm}$

c) 150 mm

Maka dipasang Sengkang pada tumpuan 3D10-100.

f. Tulangan Geser Lapangan

Gaya geser yang digunakan berasal dari analisis struktur

$$V_u = 101,84 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 250 \times 439 = 102,19 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{101,84}{0,75} - 102,19 = 33,59 \text{ kN}$$

Digunakan Sengkang 3 kaki diameter 10 mm

Spasi pada tulangan geser lapangan mengikuti ketentuan spasi maksimum Senggang

S max lapangan tidak boleh melebihi $d/2 = 219,5$ mm

S pakai = 100 mm

Maka dipasang Senggang lapangan 3D10-100

Perhitungan perancangan balok induk 2 memiliki metode yang sama, maka dari itu berikut merupakan rekapitulasi perhitungan balok induk.

Tabel 2.8 Data Balok Induk

	BI 1	BI 2
Dimensi (mm)	250 x 500	200 x 400
F'c (Mpa)	22	25
Fy Tulangan utama (Mpa)	420	420
Fy Senggang (Mpa)	280	280
Vu (kN)	101,36	128,4
Vg (kN)	88,87	110,21
Mu Tumpuan (kNm)	-94,85	-160,56
Mu Lapangan (kNm)	53,46	86,39
Selimut Beton (mm)	40	40
d (mm)	439	440,5
Diameter Tulangan (mm)	22	19
Diamater Senggang (mm)	10	10
θ longitudinal	0,9	0,9
θ geser	0,75	0,75
β	0,85	0,85

Tabel 2.9 Rekapitulasi Pehitungan Tulangan Longitudinal Balok Induk

BALOK INDUK	BI 1		BI 2	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
a (mm)	39.4280	21.7642	68.9201	35.6221
c (mm)	47.1787	26.0426	82.4685	42.6248
C max	164.63	164.63	164.63	164.63
As (mm²)	464.69	330.3496	1046.1087	540.6931

n (buah)	2	2	4	2
Digunakan	2D22	2D22	4D19	2D19
As min 1 (mm²)	357.8128	357.8128	359.0354	359.0354
As min 2 (mm²)	365.8333	365.8333	367.0833	367.0833
As Max	2358.5051	2358.5051	2366.5638	2366.5638

Tabel 2.10 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser Balok Induk

BALOK INDUK	BI 1		BI 2	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Vu (kN)	102.57	101.84	101.8	74.21
Vg (kN)	82.63	81.9	82.63	81.9
As (mm²)	760.265	760.265	760.265	760.265
a_{pr} (mm)	31.305	31.305	39.131	39.131
M_{pr} (N.mm)	168974635.2	168974635.2	127498816.1	127498816.1
Vc (kN)	0	102.1913362	0	63.13050198
Vs (kN)	136.76	33.5953305	135.7333333	35.81616469
Smax (mm)	109.75	219.5	84.75	169.5
Digunakan	3D10-100	3D10-100	3D10-50	3D10-50

2.8 Perancangan Kolom

Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, adapun yang dimaksud kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan bagian tinggi yang tidak ditopang paling tidak tiga kali dimensi lateral terkecil.

Dalam KBBI (Kamus Besar Bahasa Indonesia), adapun yang dimaksud kolom adalah tiang (pilar) penyangga yang biasanya terbuat dari beton yang bertulang besi. Sementara menurut Sudarmoko (1996), kolom merupakan suatu struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai dan runtuhnya bangunan secara total. Merujuk SK SNI T-15-1991-03, fungsi kolom adalah sebagai penerus beban seluruh bangunan ke pondasi. Beban sebuah bangunan yang dimulai dari atap akan diterima oleh kolom. Seluruh beban yang diterima oleh kolom kemudian didistribusikan ke permukaan tanah di bawahnya.

Dengan begitu, kolom pada sebuah bangunan memiliki fungsi yang sangat vital. Jika melihat penjelasan sebelumnya, dapat disimpulkan bahwa kolom termasuk struktur utama bangunan untuk meneruskan berat bangunan dan beban lain seperti beban hidup (manusia dan barang-barang), maupun beban hembusan angin.

Keruntuhan dan kegagalan struktur pada kolom menjadi titik kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya bangunan. Namun yang perlu diingat juga, selain harus melalui proses perhitungan yang tepat, kondisi tanah pun harus benar-benar mampu menerima beban dari pondasi.

Menurut SNI 03-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, adapun dasar-dasar dalam melakukan perhitungan kolom pada bangunan adalah sebagai berikut:

1. Kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum yang berasal dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Adapun kombinasi pembebanan yang menghasilkan rasio maksimum dari momen terhadap beban aksial juga harus diperhitungkan secara baik.
2. Pada sistem konstruksi rangka atau struktur menerus, pengaruh dari adanya beban yang tak seimbang pada lantai atau atap terhadap kolom luar ataupun dalam harus ikut diperhitungkan. Demikian pula pengaruh beban eksentris (ganjil atau tidak wajar) karena sebab lainnya juga harus diperhitungkan.
3. Selanjutnya, dalam menghitung momen yang diakibatkan beban gravitasi yang bekerja pada kolom, ujung-ujung terjauh kolom dapat dianggap terjepit selama ujung-ujung tersebut menyatu (monolit) terhadap komponen struktur lainnya.
4. Momen-momen yang bekerja pada setiap level lantai atau atap harus didistribusikan pada kolom di atas dan di bawah lantai berdasarkan pada kekakuan relatif kolom dengan ikut memperhatikan kondisi kekangan pada ujung kolom.

2.9.1. Lantai Basement K1

Diketahui kolom 600×600 dengan tinggi 3,5 m, diperoleh hasil dari Midas:

$$P_u \text{ max} = -13,420 \text{ kN}$$

$$M_x = 53,630 \text{ kNm}$$

$$M_y = 55,530 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -1642,630 \text{ kN}$$

$$M_x = 117,080 \text{ kNm}$$

$$M_y = -115,510 \text{ kNm}$$

$$V_u = 85,530 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,5 m. $F'_c = 30 \text{ MPa}$; f_y tulangan utama = 420 MPa ; f_y Sengkang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 25 mm dengan jumlah tulangan 28 (diatur dalam SpColumn). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 10 mm. Direncanakan tulangan 28D25

Output ϕM_n kolom akibat $P_u \text{ max}$ dan $P_u \text{ min}$ dari software SPColumn dapat dilihat pada Gambar 2.40.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacity Ratios
NOTE: Calculations are based on "Critical Capacity" Method.

No.	Demand		Capacity			Parameters at Capacity			Capacity Ratio	
	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕP_u kN	ϕM_{ux} kNm	ϕM_{uy} kNm	NA Depth mm	ϵ_c		ϕ
1	13,00	53,00	55,00	2554,57	588,89	611,12	449	0,00206	0,650	0,15
2	1642,00	117,00	-115,00	3335,67	585,69	-575,68	487	0,00167	0,650	0,30

Gambar 2.18 Output SP Column Lantai Basement

$$M_n \text{ Tumpuan Balok (-)} = 200,520 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ Tumpuan Balok (+)} = 110,110 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} \text{ a dan b (min)} = 885,662 \text{ kNm}$$

$$2 \times M_{nc} \geq 1,2 * (M_{n-} + M_{n+})$$

$$(2 \times 885,662) \geq 1,2(200,520 + 110,110)$$

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

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

a. Dari analisis struktur $V_u = 85,530 \text{ kNm}$

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

$$M_{prb, ki} (-) = 168,974 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki} (+) = 168,974 \text{ kNm}$$

Mprb, ka (-) = 168,974 kNm

Mprb, ka (+) = 168,974 kNm

Mprk dari balok = 0,5x(168,974+168,974)

Mprk = 168,974 kNm

Menghitung kuat geser perlu

$$V_e = \frac{168,974 + 168,974}{(3,5 - 0,6)} = 107,11 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 107,11 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = 85,530 kN

Maka digunakan $V_u = V_e = 107,11 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$D = 600 - 40 - 13/2 = 553,5 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{107,11}{0,75} - 0 \\ &= 142,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v/s &= \frac{V_s}{f_{yt} \times D} \\ &= \frac{142,82}{280 \times 553,3} \end{aligned}$$

$$= 0,92152788 \text{ mm}^2$$

Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Digunakan tulangan 3 buah

$$A_{sh} = n * \pi/4 * d_s^2 = 235,619$$

S diambil 100 mm

$$A_{sh}/s = 235,619 / 100$$

$$= 2,35 \text{ mm}^2 = 3 \text{ buah}$$

$$B_c = b - 2c_c$$

$$= 520 \text{ mm}$$

$$A_g = b * h$$

$$= 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = b_c \cdot h_c$$

$$= 270400 \text{ mm}$$

$$A_{sh \text{ min } 1} = 0.3 \cdot (f_c' / f_{yv}) \cdot (A_g / A_{ch} - 1)$$

$$= 0,010650888 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min } 2} = 0.09 \cdot f_c' / f_{yv}$$

$$= 0,009642857 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_{sh/s} 1 = A_{sh/s} > A_{sh \text{ min }} ?$$

$$= 2,35 > (30,009642857 \text{ dan } 0,010650888 \text{ dan } 0,9215) \text{ (ok)}$$

Cek Spasi Tulangan

$$S_{\text{max } 1} = d/4$$

$$= 600/4 = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max } 2} = 6 \times d_b$$

$$= 150 \text{ mm}$$

Maka bila digunakan spasi 100 mm, memenuhi syarat maksimum spasi

Digunakan 3D13-100.

Tulangan transversal diluar daerah

$$V_e = 107,11 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 600 \times 553,5 = 309,228 \text{ kN}$$

$$V_c = 309,228 \text{ kN} > V_e = 107,11 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 100 mm

Maka digunakan 3D13-100

Tabel 2.11 Rekap Tulangan Kolom

	K1	K2	K3	K4	K5
Dimesni (mm)	600 x 600	550 x 550	500 x 500	450 x 450	400 x 400
Pu max	-13,42	-33,13	-0,2	-18,34	330,54
Mx	53,63	20,57	36,61	57,98	39,67
My	55,53	37,55	49,34	18,24	36,66
Pu min	-1642,63	-954,19	-1248,55	-670,01	-480,58
Mx	117,08	-116,7	-88,69	-37,97	12,98
My	-115,51	-131,77	-85,05	-12,99	-8,62
Vu	85,53	65,89	43,66	74,22	34,44
Tul. Longitudinal (Diatur Sp Coloum)	28D25	25D25	20D25	20D25	16D25
F'c	30	30	30	30	30
fy	420	420	420	420	420
Tinggi Balok	500	500	500	500	500
fy sengkang	280	280	280	280	280
Mn (-)	200,52	222,8	222,8	178,4	80,7
Mn (+)	110,11	122,24	122,24	97,4	24,7
Mnc	885,6615	488,1077	489,0615	185,0154	126,2333
$2 \times Mnc > 1.2 * (Mn- + Mn+)$	OK	OK	OK	OK	OK
Mprb, ki (-)	168,9746	325,4542	325,4542	247,4827	127,2169
Mprb, ki (+)	168,9746	168,9746	168,9746	127,2169	127,2169
Mprb, ka (-)	168,9746	325,4542	325,4542	247,4827	127,2169
Mprb, ka (+)	168,9746	168,9746	168,9746	127,2169	127,2169
Mprk	168,974	246,925	246,925	187,3498	127,2169
Ve	112,65	98,87	109,87	93,6749	72,6954
$Ve > Vu, Ve = Vu$	112,65	98,87	109,87	93,6749	72,6954
Ash	235,6194	235,6194	314,1593	314,1593	235,6194
Ash/s	4,712389	4,712389	6,283185	6,283185	4,712389
Bc	520	470	420	370	320
Ag	360000	302500	250000	202500	160000
Ach	270400	220900	176400	136900	102400
Ash min 1	3,692308	3,720365	3,755102	3,799228	3,857143
Ash min 2	3,342857	3,021429	2,7	2,378571	2,057143
Cek Ash/s > Ashmin	OK	OK	OK	OK	OK
Smax 1	150	137,5	125	112,5	100
Smax 2	150	150	150	150	150
Vc	254,19	233,014	211,831	190648,5	169465,4
Cek Vc > Ve	OK	OK	OK	OK	OK
Tul. Transversal dalam Zona	3D10-50	3D10-50	4D10-50	4D10-50	3D10-50
Tul. Transversal luar Zona	4D10-100	5D10-50	5D10-50	5D10-50	5D10-50

2.9 Hubungan Balok Kolom

Pertemuan antara kolom dan balok atau yang biasa disebut joint, merupakan daerah yang harus diperhatikan detail nya karena memengaruhi kekangan pada joint tersebut. Bila hubungan balok-kolom rusak maka bangunan akan hancur.

Beberapa Persyaratan umum (SNI 2847:2019 pasal 18.8.2) sebagai berikut :

- Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka joint harus ditentukan dengan menganggap tegangan tulangan Tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki Panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi terjauh dari inti kolom terkekang.
- Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati joint, maka dimensi kolom dalam arah parallel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2.10.1.HBK K 600 x 600

Nilai M_{pr} dihitung sebagai berikut :

Untuk tulangan 2D22 di sisi atas:

$$M_{pr}^- \text{ Balok 1} = 248776299 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 1} = 168974635 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 2} = 248776299 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 2} = 168974635 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 4} = 248776299 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 4} = 168974635 \text{ Nmm}$$

$$V_e \text{ Balok 1} = 165522 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 2} = 165522 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 3} = 165522 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 4} = 165522 \text{ N}$$

$$\text{Geser Kolom Ketika Arah Gempa X-} = [(M_{pr}^+4 + M_{pr}^-3) + (V_e3 + V_e4) * h/2] / L_n$$

$$= 172355 \text{ N}$$

$$\text{Geser Kolom Ketika Arah Gempa X+} = [(M_{pr}^+3 + M_{pr}^-4) + (V_e3 + V_e4) * h/2] / L_n$$

$$= 172355 \text{ N}$$

$$\text{Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y-} = [(M_{pr}^+2 + M_{pr}^-1) + (V_e1 + V_e2) * h/2] / L_n$$

$$= 172355 \text{ N}$$

$$\text{Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y+} = [(M_{pr}^+1 + M_{pr}^-2) + (V_e1 + V_e2) * h/2] / L_n$$

$$= 172355 \text{ N}$$

Menghitung Gaya geser total joint :

$$\text{Geser Joint Ketika Arah Gempa X-} = F_s + C - V_{col} = 625924 \text{ N}$$

$$\text{Geser Joint Ketika Arah Gempa X+} = F_s + C - V_{col} = 625924 \text{ N}$$

$$\text{Geser Joint Ketika Arah Gempa X-} = F_s + C - V_{col} = 625924 \text{ N}$$

$$\text{Geser Joint Ketika Arah Gempa X+} = F_s + C - V_{col} = 625924 \text{ N}$$

Menghitung Kuat Geser Joint :

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Nominal Joint Gempa X} &= c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times A_{jX} \\ &= 1971801 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y} &= c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times A_{jY} \\ &= 1971801 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Joint Gempa X} &= \Phi \times V_{nX} \\ &= 1676031 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Joint Gempa Y} &= \Phi \times V_{nY} \\ &= 1676031 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Keamanan Gempa X, SF}_X &= \Phi V_{nX} / V_uX \\ &= 2,678 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Keamanan Gempa Y, SF}_Y &= \Phi V_{nY} / V_uY \\ &= 2,678 \end{aligned}$$

Pengecekan Kuat Geser Joint:

Persyaratannya yaitu faktor kemaan gempa yang diapat harus $> SF=1$. Maka factor kemana dari kolom sesuai yang didapatkan mendapatkan $> SF=1$, dapat dikatakan aman dan memenuhi persyaratan yang berlaku.

Tabel 2.12 Rekap HBK Bangunan

HBK	K1	K2	K3	K4	K5
Dimesni (mm)	600 x 600	550 x 550	500 x 500	450 x 450	400 x 400
Panjang Kolom	3,5	5,5	5,5	4	4
Data dan Gaya Tulangan Balok					
Diameter Tulangan Utama Balok, db	22	22	22	19	19
Cek Dimensi Kolom (b>20xdb)	OK	OK	OK	OK	OK
Tulangan Atas Balok 1, As-1	760,2654222	1520,530844	1520,530844	1134,114948	567,057474
Tulangan Bawah Balok 1, As+1	760,2654222	760,2654222	760,2654222	567,057474	567,057474
Tulangan Atas Balok 2, As-2	760,2654222	1520,530844	1520,530844	1134,114948	567,057474
Tulangan Bawah Balok 2, As+2	760,2654222	760,2654222	760,2654222	567,057474	567,057474
Tulangan Atas Balok 3, As-3	760,2654222	1520,530844	1520,530844	1134,114948	567,057474
Tulangan Bawah Balok 3, As+3	760,2654222	760,2654222	760,2654222	567,057474	567,057474
Tulangan Atas Balok 4, As-4	760,2654222	1520,530844	1520,530844	1134,114948	567,057474
Tulangan Bawah Balok 4, As+4	760,2654222	760,2654222	760,2654222	567,057474	567,057474
Tegangan Probable Tulangan, fpr	525	525	525	525	525
Gaya Tulangan Atas Balok 1, Fs-1	399139,3466	798278,6933	798278,6933	595410,3477	297705,1738
Gaya Tulangan Bawah Balok 1, Fs+1	399139,3466	399139,3466	399139,3466	297705,1738	297705,1738
Gaya Tulangan Atas Balok 2, Fs-2	399139,3466	798278,6933	798278,6933	595410,3477	297705,1738
Gaya Tulangan Bawah Balok 2, Fs+2	399139,3466	399139,3466	399139,3466	297705,1738	297705,1738
Gaya Tulangan Atas Balok 3, Fs-3	399139,3466	798278,6933	798278,6933	595410,3477	297705,1738
Gaya Tulangan Bawah Balok 3, Fs+3	399139,3466	399139,3466	399139,3466	297705,1738	297705,1738
Gaya Tulangan Atas Balok 4, Fs-4	399139,3466	798278,6933	798278,6933	595410,3477	297705,1738
Gaya Tulangan Bawah Balok 4, Fs+4	168,9746352	399139,3466	399139,3466	297705,1738	297705,1738
Gaya Geser Akibat Balok					
Geser Ketika Arah Gempa X-	798279	1197418,04	1197418,04	893115,5215	595410,3477
Geser Ketika Arah Gempa X+	798279	1197418,04	1197418,04	893115,5215	595410,3477
Geser Ketika Arah Gempa Y-	798279	1197418,04	1197418,04	893115,5215	595410,3477
Geser Ketika Arah Gempa Y+	798279	1197418,04	1197418,04	893115,5215	595410,3477
Gaya Geser Kolom					
Mpr- Balok 1	248776299,3	325454194,5	325454194,5	127216948,9	127216948,9
Mpr+ Balok 1	168974635,2	248776299,3	248776299,3	127216948,9	127216948,9
Mpr- Balok 2	248776299,3	325454194,5	325454194,5	127216948,9	127216948,9
Mpr+ Balok 2	168974635,2	248776299,3	248776299,3	127216948,9	127216948,9
Mpr- Balok 3	248776299,3	325454194,5	325454194,5	127216948,9	127216948,9
Mpr+ Balok 3	168974635,2	248776299,3	248776299,3	127216948,9	127216948,9
Mpr- Balok 4	248776299,3	325454194,5	325454194,5	127216948,9	127216948,9
Mpr+ Balok 4	168974635,2	248776299,3	248776299,3	127216948,9	127216948,9
Ve Balok 1	165521,5476	239343,3934	239343,3934	74085,11888	74085,11888
Ve Balok 2	165521,5476	239343,3934	239343,3934	74085,11888	74085,11888
Ve Balok 3	165521,5476	239343,3934	239343,3934	74085,11888	74085,11888
Ve Balok 4	165521,5476	239343,3934	239343,3934	74085,11888	74085,11888
Geser Kolom Ketika Arah Gempa X-	172354,621	141173,872	138780,4381	82220,62896	81162,27012
Geser Kolom Ketika Arah Gempa X+	172354,621	141173,872	138780,4381	82220,62896	81162,27012
Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y-	172354,621	141173,872	138780,4381	82220,62896	81162,27012
Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y+	172354,621	141173,872	138780,4381	82220,62896	81162,27012
Gaya Geser Total Joint					
Geser Joint Ketika Arah Gempa X-	625924,0722	1056244,168	1058637,602	810894,8925	514248,0775
Geser Joint Ketika Arah Gempa X+	625924,0722	1056244,168	1058637,602	810894,8925	514248,0775
Geser Joint Ketika Arah Gempa Y-	625924,0722	1056244,168	1058637,602	810894,8925	514248,0775
Geser Joint Ketika Arah Gempa Y+	625924,0722	1056244,168	1058637,602	810894,8925	625924,0722
Kuat Geser Joint					
Konfigurasi Joint	3	3	3	3	3
Faktor Pengali Kuat Geser, c	1	1	1	1	1
Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, Vn	1971801,207	1656860,736	1369306,394	1109138,179	876356,092
Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, Vn	1971801,207	1656860,736	1369306,394	1109138,179	876356,092
Faktor Reduksi, Φ	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Kuat Geser Joint Gempa X, ΦVnX	1676031,026	1408331,626	1163910,435	942767,4521	744902,6782
Kuat Geser Joint Gempa X, ΦVnY	1676031,026	1408331,626	1163910,435	942767,4521	744902,6782
Gaya Geser Joint Gempa X, VuX	625924,0722	1056244,168	1058637,602	810894,8925	514248,0775
Gaya Geser Joint Gempa Y, VuY	625924,0722	1056244,168	1058637,602	810894,8925	514248,0775
Faktor Keamanan Gempa X, SFX	2,677690634	1,333339079	1,099441804	1,162625959	1,448527881
Faktor Keamanan Gempa Y, SFY	2,677690634	1,333339079	1,099441804	1,162625959	1,448527881
Cek Kuat Geser Joint	OK	OK	OK	OK	OK

2.10 Perancangan Pelat Lantai

Pada perancangan pelat lantai untuk Gedung Nyawiji *Co-Working Space* ini digunakan pelat satu arah dan dua arah berdasarkan *preliminary design* yang telah ditentukan sebelumnya. Pelat lantai sendiri memerlukan perkuatan menggunakan tulangan dikarenakan pelat lantai merupakan struktur yang akan menerima beban, baik beban mati maupun beban hidup yang nantinya akan disalurkan pada sistem struktur rangka yang lain.

2.10.1. Penulangan Pelat Satu Arah

Perhitungan pelat satu arah digunakan contoh pelat tipe A yang memiliki data sebagai berikut:

Ukuran Pelat	: 6000 x 2500	mm
f_c	: 25	MPa
F_y	: 420	Mpa
Tebal pelat (h)	: 140	mm
Diameter tulangan	: 10	mm
Tebal selimut beton	: 20	mm

1. Perhitungan Beban Pelat Lantai

Beban mati pada pelat :

Berat sendiri pelat	= tebal plat \times berat satuan = $0,14 \times 24$ = $3,36 \text{ kN/m}^2$
Berat pasir	= tebal pasir \times berat satuan = $0,05 \times 17$ = $0,85 \text{ kN/m}^2$
Berat spesi	= tebal spesi \times berat satuan = $0,02 \times 23$ = $0,46 \text{ kN/m}^2$
Berat keramik	= tebal ubin \times berat satuan = $0,01 \times 24$ = $0,24 \text{ kN/m}^2$
Berat plafond + penggantung	= $0,18 \text{ kN/m}^2$
MEP	= $0,25 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Total Beban Mati (qDL)} = 5,34 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup pada pelat :

$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$, nilai ini didapatkan berdasarkan SNI 8900:2020 beban hidup pada klasifikasi gedung perkantoran.

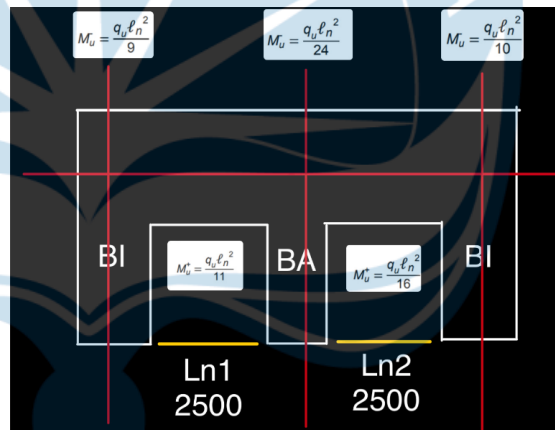
Menghitung beban rencana terfaktor pelat lantai :

$$q_u = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LL}$$

$$q_u = (1,2 \times 5,34) + (1,6 \times 4,79) = 14,072 \text{ kN/m}^2$$

2. Perhitungan momen pada pelat lantai penulangan satu arah:

Gambar dibawah merupakan momen pada pelat lantai penulangan satu arah berdasarkan SNI 8900:2020



Gambar 2.19 Momen pada Pelat Lantai

Clear Spacing

$$\begin{aligned} \text{Ln1} &= L - \left(\frac{BI}{2}\right) - \left(\frac{BA}{2}\right) \\ &= 2500 - \left(\frac{250}{2}\right) - \left(\frac{150}{2}\right) \\ &= 2300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ln 2} &= L - \left(\frac{BA}{2}\right) - \left(\frac{BI}{2}\right) \\ &= 2500 - \left(\frac{150}{2}\right) - \left(\frac{250}{2}\right) \end{aligned}$$

$$= 2300 \text{ mm}$$

Momen Ultimate

Titik A

$$\begin{aligned} (-)M1 &= \frac{Wu.Ln^2}{9} \\ &= \frac{14,072 \times 2300^2}{9} \\ &= 8.271.208,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (+)M2 &= \frac{Wu.Ln^2}{11} \\ &= \frac{14,072 \times 2300^2}{11} \\ &= 6.767.352,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-)M3 &= \frac{Wu.Ln^2}{24} \\ &= \frac{14,072 \times 2300^2}{24} \\ &= 3.101.703,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dipilih Mu terbesar = 7.932.648,9 Nmm

Titik B

$$\begin{aligned} (-)M1 &= \frac{Wu.Ln^2}{24} \\ &= \frac{14,072 \times 2300^2}{24} \\ &= 3.101.703,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (+)M2 &= \frac{Wu.Ln^2}{16} \\ &= \frac{13,496 \times 2300^2}{16} \\ &= 4.652.555 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-)M3 &= \frac{Wu.Ln^2}{10} \\ &= \frac{13,496 \times 2300^2}{10} \\ &= 7.444.088 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dipilih Mu terbesar = 7.444.088 Nmm

Tabel 2.13 Rekapitulasi Pehitungan Momen Pelat Lantai Satu Arah

Pelat	Posisi	ln (mm)	Mu (-) Nmm	Mu (-) kNm	Mu (+) Nmm	Mu (+) kNm	Mu (-) Nmm	Mu (-) kNm	Mu (maks)
A	A	2300	8271208.9	82.71	6767352.73	67.67	3101703.3	31.02	8271208.9

	B	2300	3101703.3	31.02	4652555.00	46.53	7444088.0	74.44	7444088.0
B	A	2300	8271208.9	82.71	6767352.73	67.67	7444088.0	74.44	8271208.9
	B	2300	3101703.3	31.02	4652555.00	46.53	3101703.3	31.02	3101703.3
F	A	2225	7740577.2	77.41	6333199.55	63.33	6966519.5	69.67	7740577.2
	B	2225	2902716.5	29.03	4354074.69	43.54	2902716.5	29.03	2902716.5
G	A	2225	7740577.2	77.41	6333199.55	63.33	6966519.5	69.67	7740577.2
	B	2225	2902716.5	29.03	4354074.69	43.54	2902716.5	29.03	2902716.5

3. Mengecek Keamanan Kuat Geser

Perhitungan kuat geser menggunakan rumus pada tabel 7.8.4 SNI 8900:2020 seperti yang ada pada Gambar 2.20.

Tabel 7.8.4 – Kekuatan geser perlu untuk pelat satu arah dengan dua bentang atau lebih	
Pada muka eksterior tumpuan interior pertama:	(7.8.4a)
$V_u = 1,15 \frac{q_u \ell_n}{2}$	
Pada muka tumpuan lainnya:	(7.8.4b)
$V_u = \frac{q_u \ell_n}{2}$	

Gambar 2.20 Tabel 7.8.4 SNI 8900:2020

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,15 \frac{q_u \ell_n}{2} \\
 &= 1,15 \cdot \frac{14,072 \times 2300}{2} \\
 &= 18610,22 \text{ N} = 18,61 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 115 \\
 &= 73313 \text{ N} = 73,313 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_u$ maka dapat dinyatakan kuat geser pada pelat tersebut aman dan tidak memerlukan penulangan geser.

4. Menghitung Koefisien Tahanan Lentur (k)

Nilai koefisien ketahanan lentur dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Titik A

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{8.271.208,9}{0,9 \times 1000 \times 115} \\
 &= 0,69
 \end{aligned}$$

Titik B

$$k = \frac{7.444.088}{0,9 \times 1000 \times 95}$$

$$= 0,63$$

5. Menghitung Rasio Penulangan (ρ)**Titik A**

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,69}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,003425$$

Titik B

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,63}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,001512$$

Dari nilai yang telah didapat di cek syarat rasio penulangan maksimalnya $\rho < \rho_{maks}$, dimana ρ_{maks} menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f'_c \times \beta_1}{f_y}$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{25 \times 0,85}{420}$$

$$= 0,0155$$

Tabel 2.14 Rekapitulasi Perhitungan Nilai k dan ρ

Pelat	Posisi	Vu (kN)	ϕVc	k	ρ	ρ maks	CEK
A	A	18.610	73,313	0.69	0.003425	0.0279	OK
	B	16.183		0.63	0.001512		OK
B	A	18.610		0.69	0.001683		OK
	B	16.183		0.26	0.000624		OK
F	A	18.003		0.65	0.001573		OK

	B	15.655		0.24	0.000584		OK
G	A	18.003		0.65	0.001573		OK
	B	15.655		0.24	0.000584		OK

6. Menghitung Kebutuhan Luas Tulangan Tarik ($A_{s req}$)

Luas yang diperlukan dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

Titik A

$$A_{s req} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s req} = 0,003425 \times 1000 \times 115$$

$$A_{s req} = 393,88 \text{ mm}^2$$

Titik B

$$A_{s req} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s req} = 0,001512 \times 1000 \times 115$$

$$A_{s req} = 173,84 \text{ mm}^2$$

Luas yang diperlukan harus memenuhi syarat, dimana nilai luas yang diperlukan harus lebih besar dari nilai luas minimum. Untuk nilai luas minimum dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$A_{s min} = 0,002 \times b \times h$$

$$A_{s min} = 0,002 \times 1000 \times 140$$

$$A_{s min} = 280 \text{ mm}^2$$

Dari contoh perhitungan di atas didapatkan bahwa nilai luas yang diperlukan lebih besar daripada syarat luas minimumnya maka nilai luas yang terpakai mengikut nilai luas yang diperlukan.

Tabel 2.15 Rekapitulasi Perhitungan $A_{s req}$ dan A_{s} Terpakai

Plat	Posisi	$A_{s req}$ (mm^2)	$A_{s.min}$ (mm^2)	$A_{s Use}$ (mm^2)
A	A	393.88	280	394
	B	173.84		280
B	A	193.49		280
	B	71.80		280
F	A	180.88		280
	B	67.16		280
G	A	180.88		280
	B	67.16		280

7. Menghitung Jarak Tulangan Terpasang (s)

Untuk menghitung jarak tulangan terpasangan digunakan rumus sebagai berikut :

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s\ use}}$$

Titik A

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{394}$$

$$S = 219,4 \text{ mm}$$

Jarak tulangan yang terpasang harus lebih kecil daripada jarak tulangan maksimum, dimana jarak tulangan maksimum didapat dengan:

$$S_{maks} = 3 \times h$$

$$S_{maks} = 3 \times 140$$

$$S_{maks} = 420 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terpasang sudah lebih kecil dibanding dengan jarak tulangan maksimum, maka cek spasi sudah aman. Dapat disimpulkan tulangan yang digunakan D10 – 200.

Pada pelat satu arah ini akan ditambahkan tulangan susut dimana jarak tulangannya dihitung sebagai berikut:

$$S = \frac{\frac{1}{4} \pi \times d. \text{tul}^2 \times b}{A_s \text{ Use}}$$

$$S = \frac{\frac{1}{4} \pi \times 8^2 \times 1000}{394} = 127,62 \text{ mm}$$

Maka tulangan susut yang digunakan adalah P8 – 100.

Tabel 2.16 Rekapitulasi Jarak Tulangan Pelat Lantai Satu Arah

TULANGAN LENTUR				TULANGAN SUSUT				
PLAT	Posisi	S (mm)	S use (mm)	Tulangan Lentur	S (mm)	S maks (4h dan 350)	S use (mm)	Tulangan Susut
A	A	219.400	200	D10 - 200	127.62	560	200	P8-100
	B	280.499		D10 - 200	179.52			
B	A	280.499		D10 - 200	179.52			
	B	280.499		D10 - 200	179.52			
F	A	280.499		D10 - 200	179.52			
	B	280.499		D10 - 200	179.52			
G	A	280.499		D10 - 200	179.52			
	B	280.499		D10 - 200	179.52			

2.10.2. Penulangan Pelat Dua Arah

Perhitungan pelat satu arah digunakan contoh pelat tipe D yang memiliki data sebagai berikut:

Ukuran Pelat: 5150 (lb) x 3000 (la) mm

f'c: 20 MPa

Fy : 420 Mpa

Tebal pelat (h): 140 mm

Diameter tulangan: 10 mm

Tebal selimut beton: 20 mm

1. Menentukan rasio bentang pelat 2 arah :

$$\beta = \frac{Lb}{La} = \frac{4900}{2750} = 1,8 < 2 \text{ pelat 2 arah}$$

Tabel 2.17 Rekapitulasi Hitungan Rasio Bentang Pelat Dua Arah

Pelat	Jenis	la (mm)	lb (mm)	ln (mm)	β
D	7.9.2a	2750	4900	4900	1.8
E	7.9.2a	2450	4700	4700	1.9
	7.9.2c	2450	4700	4700	1.9
H	7.9.2a	3750	4750	4750	1.3
	7.9.2c	3750	4750	4750	1.3

2. Menghitung Beban Ultimit

Perhitungan beban pada pelat dua arah sama dengan pelat satu arah oleh karena itu nilai beban yang digunakan adalah sama.

$$\begin{aligned} \text{Beban Mati (qDL)} &= 5,34 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Beban Hidup (qLL)} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\ q_u &= 14.072 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3. Menghitung Momen Negatif dan Positif Pelat

Perhitungan momen negatif mengambil rumus dari Tabel 7.9.3 SNI 8900:2020 seperti contohnya pada Gambar 2.21, pemilihan tabel dipilih sesuai dengan lokasi pelat pada bangunan yaitu ekterior atau interior.

Tabel 7.9.2a – Panel interior pelat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang (Gambar 7.9.2d)

$\beta = \ell_b / \ell_a$	Arah pendek, ℓ_a			Arah panjang, ℓ_b		
	Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif
1,0	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{22}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{42}$	$\alpha_a = 0,50$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{22}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{42}$	$\alpha_b = 0,50$
1,1	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{18}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{35}$	$\alpha_a = 0,60$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{25}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{50}$	$\alpha_b = 0,40$
1,2	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{16}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{30}$	$\alpha_a = 0,67$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{35}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{60}$	$\alpha_b = 0,33$
1,3	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{15}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{27}$	$\alpha_a = 0,74$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{40}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{75}$	$\alpha_b = 0,26$
1,4	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{14}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{25}$	$\alpha_a = 0,80$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{50}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{100}$	$\alpha_b = 0,20$
1,5	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{13}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{23}$	$\alpha_a = 0,84$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{65}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{120}$	$\alpha_b = 0,16$
1,6	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{13}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{22}$	$\alpha_a = 0,87$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{85}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{145}$	$\alpha_b = 0,13$
1,7	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{21}$	$\alpha_a = 0,90$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{110}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{180}$	$\alpha_b = 0,10$
1,8	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{20}$	$\alpha_a = 0,92$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{135}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{225}$	$\alpha_b = 0,08$
1,9	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{20}$	$\alpha_a = 0,93$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{160}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{275}$	$\alpha_b = 0,07$
2,0	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{18}$	$\alpha_a = 0,94$	$M_b^- = \frac{q_u \ell_b^2}{170}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{340}$	$\alpha_b = 0,06$
> 2,0	$M_a^- = \frac{q_u \ell_a^2}{10}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{16}$	$\alpha_a = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_b = 0,00$

Gambar 2.21 Tabel 7.9.2a SNI 8900:2020

Dengan $\beta = 1,8$, maka perhitungan momen untuk arah pendek

(1a) :

$$M_a^- = \frac{14.072 \times 2.75^2}{12} = 8.868 \text{ kNm}$$

$$M_a^+ = \frac{13.496 \times 2.75^2}{20} = 5,32 \text{ kNm}$$

$$\alpha_b = 0,92$$

Dengan $\beta = 1,8$, maka perhitungan momen susut untuk arah panjang

(1b) :

$$M_b^- = \frac{14.072 \times 2.75^2}{135} = 2.503 \text{ kNm}$$

$$M_b^+ = \frac{14.072 \times 2.75^2}{225} = 1.502 \text{ kNm}$$

$$\alpha_b = 0,08$$

Tabel 2.18 Rekapitulasi Momen dan Fraksi Beban Pelat Dua Arah

Pelat	Jenis	La			Lb		
		Mu (-) kNm	Mu (+) kNm	Fraksi Beban (α_a)	Mu (-) kNm	Mu (+) kNm	Fraksi Beban (α_b)
D	7.9.2a	8.8682917	5.320975	0.92	2.502731	1.50163876	0.08
E	7.9.2a	7.0389317	4.223359	0.93	1.942816	1.13036538	0.07
	7.9.2c	7.679	5.631	0.880	3.657	1.776	0.12
H	7.9.2a	13.1925	7.329167	0.74	7.937488	4.23332667	0.26
	7.9.2c	11.640441	8.603804	0.59	11.75924	5.29165833	0.41

4. Menentukan Kuat Geser pada Pelat

a. Bentang Pendek

Menurut SNI 8900:2020 pasal 7.9.4a untuk komponen struktur penyokong bentang pendek digunakan rumus sebagai berikut:

$$V_u = \frac{\alpha_b \times q_u \times l_b}{2} \geq \frac{q_u \times l_a}{4}$$

Maka :

$$V_{u1} = \frac{\alpha_b \times q_u \times l_b}{2} = \frac{0,1 \times 14.072 \times 2.75}{2}$$

$$V_{u1} = 2,758 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \frac{q_u \times l_a}{4} = \frac{14.072 \times 2.75}{4}$$

$$V_{u2} = 9,675 \text{ kN}$$

Karena $V_{u1} < V_{u2}$ maka untuk V_u bentang pendek digunakan

V_{u2} sebesar 9,675 kN.

b. Bentang Panjang

Menurut SNI 8900:2020 pasal 7.9.4b untuk komponen struktur penyokong bentang pendek digunakan rumus sebagai berikut

$$V_u = \frac{\alpha_a \times q_u \times l_a}{2} \geq q_u \left[\frac{l_a}{2} - \frac{l_a^2}{4l_b} \right]$$

$$V_{u1} = \frac{\alpha_a \times q_u \times l_a}{2} = \frac{0,9 \times 14,072 \times 2,75}{2}$$

$$V_{u1} = 17,801 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = q_u \left[\frac{l_a}{2} - \frac{l_a^2}{4l_b} \right] = 13,496 \left[\frac{2,75}{2} - \frac{2,75^2}{(4,9)} \right]$$

$$V_{u2} = 13,919 \text{ kN}$$

Karena $V_{u1} < V_{u2}$ maka untuk V_u bentang panjang digunakan V_{u1} sebesar 17,801 kN.

Tabel 2.19 Rekapitulasi V_u Bentang Panjang dan Pendek

Pelat	Jenis	Bentang Pendek		Bentang Panjang		Vu pendek	Vu panjang
		V_{u1}	V_{u2}	V_{u1}	V_{u2}		
D	7.9.2a	2.758	9.675	17.801	13.919	9.675	17.801
E	7.9.2a	2.315	8.619	16.032	12.745	8.619	16.032
	7.9.2c	3.968	8.619	15.170	12.745	8.619	15.170
H	7.9.2a	8.689	13.193	19.525	15.970	13.193	19.525
	7.9.2c	13.703	13.193	15.567	15.970	13.703	15.970

5. Perhitungan ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \sqrt{f_c'} \times b_w \times d_x$$

$$d_x = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - \frac{D.tulangan}{2}$$

$$= 140 - 20 - \frac{10}{2} = 115 \text{ mm}$$

$$d_y = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - D.tulangan - \frac{D.tulangan}{2}$$

$$= 140 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 105 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 115$$

$$= 73312,5 \text{ N} = 73,31 \text{ kN}$$

Dari tabel rekapitulasi V_u dapat disimpulkan semua tipe pelat $V_u < \phi V_c$ maka kuat geser pada bentang panjang maupun pendek aman.

6. Perhitungan koefisien tahanan lentur (k) dan rasio penulangan (ρ)

Rumus yang digunakan dalam menghitung koefisien tahanan lentur dan rasio penulangan pada pelat dua arah sama dengan perhitungan pada pelat dua arah. Rekapitulasi perhitungannya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 2.20 Rekapitulasi Perhitungan Nilai k dan ρ

Pelat	Jenis	Bentang	Arah	Vu	k	ρ	ρ maks
D	7.9.2a	Panjang	negatif	17.801	0.2103	0.00075	0.05727
			positif	17.801	0.1262	0.00045	
		Pendek	negatif	9.675	0.7451	0.00271	
			positif	9.675	0.4470	0.00161	
E	7.9.2a	Panjang	negatif	16.032	0.1632	0.00059	0.06166
			positif	16.032	0.0950	0.00034	
		Pendek	negatif	8.619	0.5914	0.00214	
			positif	8.619	0.3548	0.00128	
	7.9.2c	Panjang	negatif	15.170	0.3073	0.00111	0.06166
			positif	15.170	0.1492	0.00053	
		Pendek	negatif	8.619	0.6451	0.00234	
			positif	8.619	0.4731	0.00171	
H	7.9.2a	Panjang	negatif	19.525	0.6669	0.00242	0.04071
			positif	19.525	0.3557	0.00128	
		Pendek	negatif	13.193	1.1084	0.00407	
			positif	13.193	0.6158	0.00223	
	7.9.2c	Panjang	negatif	15.970	0.9880	0.00361	0.04071
			positif	15.970	0.4446	0.00160	
		Pendek	negatif	13.703	0.9780	0.00358	
			positif	13.703	0.7229	0.00263	

7. Perhitungan Kebutuhan Luas Tulangan Tarik ($A_{s req}$)

Dalam menghitung luas tulangan tarik dapat digunakan rumus sebagai berikut :

Untuk bentang panjang :

$$A_{s req} = \rho \times b \times d_y$$

Arah Positif Pelat D :

$$\begin{aligned} A_{s req} &= 0,00075 \times 1000 \times 105 \\ &= 79,245 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk bentang pendek :

$$A_{s req} = \rho \times b \times d_x$$

Arah Positif Pelat D :

$$\begin{aligned} A_{s req} &= 0,00271 \times 1000 \times 115 \\ &= 311,576 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan harus memenuhi syarat $A_{s min}$.
dimana nilai $A_{s min}$ menggunakan rumus :

$$A_{s \min} = 0,002 \times b \times h$$

$$A_{s \min} = 0,002 \times 1000 \times 140$$

$$A_{s \min} = 280 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ req}} > A_{s \min}$, jika tidak maka $A_{s \text{ pakai}}$ menggunakan nilai $A_{s \min}$.

Tabel 2.21 Rekapitulasi Perhitungan Luas Tulangan Tarik ($A_{s \text{ req}}$)

Pelat	Bentang	Arah	$A_{s \text{ req.}}$ (mm^2)	$A_{s \min}$ (mm^2)	$A_{s \text{ Use}}$ (mm^2)
D	Panjang	negatif	79.245	280	As Use
		positif	47.452		280
	Pendek	negatif	311.576		280
		positif	185.582		311.58
E	Panjang	negatif	61.447		280
		positif	35.693		280
	Pendek	negatif	246.367		280
		positif	134.191		280
H	Panjang	negatif	254.131		280
		positif	134.510		280
	Pendek	negatif	367.763		280
		positif	256.679		368

8. Perhitungan Jarak Tulangan Terpasang (s)

Perhitungan jarak tulangan terpasang pada pelat dua arah menggunakan cara dan rumus yang sama dengan perhitungan pada pelat satu arah. Rekapitulasi perhitungannya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 2.22 Rekapitulasi Jarak Tulangan Pelat

Pelat	Bentang	Arah	S (mm)	Jarak Tulangan Terpakai	S maks (mm)	Tulangan
D	Panjang	negatif	991.101	280.4993	420	D10 - 200
		positif	1655.146	280.4993		D10 - 200
	Pendek	negatif	252.073	252.0729		D10 - 200
		positif	423.209	280.4993		D10 - 200
E	Panjang	negatif	1278.167	280.4993		D10 - 200
		positif	2200.413	280.4993		D10 - 200
	Pendek	negatif	318.793	280.4993		D10 - 200
		positif	585.284	280.4993		D10 - 200
H	Panjang	negatif	309.053	280.4993	D10 - 200	

		positif	583.894	280.4993		D10 - 200
	Pendek	negatif	213.561	213.5611		D10 - 200
		positif	305.985	280.4993		D10 - 200

2.11 Perancangan Tangga

2.11.1 Pembebanan Tangga

a. Tangga pada basement

Tangga 1

Tinggi lantai (Het)	: 3,5 m
Panjang Tangga	: 4,85 m
Tinggi <i>optrede</i> (O)	: 0,175 m
Jumlah anak tangga	: 20 buah
Lebar <i>antrede</i> (A)	: 0,3 m
Lebar tangga (Ltg)	: $(0,5 \times 20 - 1) \times 0,3 = 2,7$ m
α	: $\text{arc tan} \frac{\text{optrede}}{\text{antrede}}$: $\text{arc tan} \frac{0,175}{0,3} = 0,528 = 30,256^\circ$
Tebal plat tangga (Htg)	: 0,15 m
Lebar bordes	: $4,85 - 2,7 = 2,15$ m
Tinggi bordes	: 0,175 m

Pembebanan tangga basement

Beban anak tangga:

Berat sendiri anak tangga : $\frac{htg}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$
: $\frac{0,15}{\cos 30,256} \times 24 = 4,168 \text{ kN/m}^2$

Berat anak tangga : $\frac{1}{2} \times O \times \text{berat volume beton}$
: $\frac{1}{2} \times 0,175 \times 24 = 2,1 \text{ kN/m}^2$

Berat keramik dan spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Beban Total (qtg) : $8,468 \text{ kN/m}^2$

Beban Bordes:

Berat sendiri tangga	: $htg \times \text{berat volume beton}$: $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$
Berat keramik dan spesi	: $0,05 \times \text{berat volume ubin}$: $0,05 \times 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$
Berat railing	: 1 kN/m^2
Beban Total (qbd)	: $5,8 \text{ kN/m}^2$
Beban Hidup	: $4,79 \text{ kN/m}^2$

b. Tangga pada lantai 1

Tangga 1 :

Tinggi lantai (Het)	: 5,5 m
Panjang Tangga	: 4,85 m
Tinggi <i>optrede</i> (O)	: 0,19 m
Jumlah anak tangga	: 29 buah
Lebar <i>antrede</i> (A)	: 0,28 m
Lebar tangga (Ltg)	: $(0,5 \times 29 - 1) \times 0,28 = 3,8 \text{ m}$
α	: $\text{arc tan} \frac{\text{optrede}}{\text{antrede}}$: $\text{arc tan} \frac{0,19}{0,28} = 0,596 = 34,16^\circ$
Tebal plat tangga (Htg)	: 0,15 m
Lebar bordes	: $4,85 - 3,8 = 1,05 \text{ m}$
Tinggi bordes	: 0,18 m

Tangga 2 daa 3 :

Tinggi lantai (Het)	: 5,5 m
Panjang Tangga	: 4,7 m
Tinggi <i>optrede</i> (O)	: 0,19 m
Jumlah anak tangga	: 29 buah
Lebar <i>antrede</i> (A)	: 0,28 m
Lebar tangga (Ltg)	: $(0,5 \times 29 - 1) \times 0,28 = 3,8 \text{ m}$
α	: $\text{arc tan} \frac{\text{optrede}}{\text{antrede}}$: $\text{arc tan} \frac{0,19}{0,28} = 0,596 = 34,16^\circ$
Tebal plat tangga (Htg)	: 0,15 m
Lebar bordes	: $4,7 - 3,8 = 0,9 \text{ m}$

Tinggi bordes : 0,18 m

Pembebanan tangga pada lantai 1

Beban anak tangga:

Berat sendiri anak tangga : $\frac{htg}{\cos\alpha} \times \text{berat volume beton}$
: $\frac{0,15}{\cos 34,16} \times 24 = 4,451 \text{ kN/m}^2$

Berat anak tangga : $\frac{1}{2} \times 0 \times \text{berat volume beton}$
: $\frac{1}{2} \times 0,19 \times 24 = 2,28 \text{ kN/m}^2$

Berat keramik dan spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Beban Total (qtg) : $8,831 \text{ kN/m}^2$

Beban Bordes:

Berat sendiri anak tangga : $htg \times \text{berat volume beton}$
: $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Berat keramik dan spesi : $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
: $0,05 \times 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Berat railing : 1 kN/m^2

Beban Total (qbd) : $5,8 \text{ kN/m}^2$

Beban Hidup : $4,79 \text{ kN/m}^2$

c. Tangga pada lantai 2

Tangga 1 :

Tinggi lantai (Het) : 4 m

Panjang Tangga : 4,85 m

Tinggi *optrede* (O) : 0,16 m

Jumlah anak tangga : 25 buah

Lebar *antrede* (A) : 0,28 m

Lebar tangga (Ltg) : $(0,5 \times 25 - 1) \times 0,28 = 3,2 \text{ m}$

α : $\text{arc tan} \frac{\text{optrede}}{\text{antrede}}$

: $\text{arc tan} \frac{0,16}{0,28} = 0,519 = 29,74^\circ$

Tebal plat tangga (Htg) : 0,15 m
 Lebar bordes : 4,85 – 3,1 = 1.65 m
 Tinggi bordes : 0,16 m

Tangga 2 daa 3 :

Tinggi lantai (Het) : 4 m
 Panjang Tangga : 4,7 m
 Tinggi *optrede* (O) : 0,16 m
 Jumlah anak tangga : 25 buah
 Lebar *antrede* (A) : 0,28 m
 Lebar tangga (Ltg) : $(0,5 \times 25 - 1) \times 0,28 = 3,2$ m
 α : $\text{arc tan} \frac{\text{optrede}}{\text{antrede}}$
 : $\text{arc tan} \frac{0,16}{0,28} = 0,519 = 29,74^\circ$

Tebal plat tangga (Htg) : 0,15 m
 Lebar bordes : 4,7 – 3,2 = 1,5 m
 Tinggi bordes : 0,16 m

Pembebanan tangga pada lantai 2

Beban anak tangga:

Berat sendiri anak tangga : $\frac{htg}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$
 : $\frac{0,15}{\cos 29,74} \times 24 = 4,146 \text{ kN/m}^2$

Berat anak tangga : $\frac{1}{2} \times 0 \times \text{berat volume beton}$
 : $\frac{1}{2} \times 0,16 \times 24 = 1,92 \text{ kN/m}^2$

Berat keramik dan spesi : 0,05 × berat volume ubin
 : 0,05 × 24 = 1,2 kN/m²

Berat railing : 1 kN/m²

Beban Total (qtg) : 8,266 kN/m²

Beban Bordes:

Berat sendiri anak tangga : $htg \times \text{berat volume beton}$
 : $0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Berat keramik dan spesi : 0,05 × berat volume ubin

	: $0,05 \times 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$
Berat railing	: 1 kN/m^2
Beban Total (qbd)	: $5,8 \text{ kN/m}^2$
Beban Hidup	: $4,79 \text{ kN/m}^2$

2.11.2 Penulangan Tangga

Dalam perhitungan penulangan tangga, dianggap bahwa pelat tangga merupakan pelat satu arah.

Parameter Penulangan Tangga:

D.tul. Longitudinal	= 16 mm
Sel. Beton (cc)	= 20 mm
\emptyset	= 0,9
$f'c$	= 30 MPa
Fy	= 280 MPa
Tebal pelat (h)	= 150 mm
d_x	= 122 mm
d_y	= 106 mm
b	= 1000 mm
λ	= 1
β_1	= 0,85

Parameter Penulangan Bordes

D.tul. Longitudinal	= 10 mm
Sel. Beton (cc)	= 20 mm
\emptyset	= 0,9
$f'c$	= 30 MPa
Fy	= 280 MPa
Tebal pelat (h)	= 150 mm
d_x	= 125 mm
d_y	= 115 mm
b	= 1000 mm
λ	= 1
β_1	= 0,85

a. Output Data MIDAS

Dari pemodelan tangga pada *software* MIDAS Gen , didapatkan data sebagai berikut :

Tangga		Anak Tangga	Bordes
		Mu	Mu
1	Basement	23.1	8.4
	Lt 1	50.2	2
	Lt 2	31.3	5
2	Lt 1	50.2	1.5
	Lt 2	31.3	4.1
3	Lt 1	39.1	4.1
	Lt 2	31.3	4.1

b. Cek keamanan kuat geser

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d_x$$

$$\phi V_c = 0,9 \times 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 125$$

$$= 85198,243 \text{ N} = 85,198 \text{ kN}$$

Kuat geser dikatakan jika nilai $\phi V_c \geq \text{Mu}$, jika sudah aman maka pelat tidak perlu diberikan tulangan geser, namun jika tidak aman maka pelat perlu diberikan penulangan geser.

Tabel 2.23 Rekapitulasi Cek Keamanan Kuat Geser Pelat Tangga

Tangga		Mu (kN)		ϕV_c	Cek $\phi V_c \geq \text{Mu}$	
		Anak Tangga	Bordes		Anak Tangga	Bordes
1	Basement	23.1	8.4	85.1982	OK	OK
	Lt 1	50.2	2		OK	OK
	Lt 2	31.3	5		OK	OK
2	Lt 1	50.2	1.5		OK	OK
	Lt 2	31.3	4.1		OK	OK
3	Lt 1	39.1	4.1		OK	OK
	Lt 2	31.3	4.1		OK	OK

c. Perhitungan koefisien tahanan lentur (k) dan rasio penulangan (ρ)

Koefisien tahanan lentur dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$k = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

$$k = \frac{23,1}{0,9 \times 1000 \times 106^2}$$

$$k = 2,284$$

Untuk menghitung rasio penulangan dapat menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'c}} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{280} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,284}{0,85 \times 30}} \right]$$

$$\rho = 0,00856$$

Dari nilai yang telah didapat di cek syarat rasio penulangan maksimalnya $\rho < \rho_{maks}$, dimana ρ_{maks} menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f'c \times \beta_1}{f_y}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,3 \times \frac{30 \times 0,85}{280} \\ &= 0,0279 \end{aligned}$$

Tabel 2.24 Rekapitulasi Perhitungan k dan ρ Pelat Tangga

Tangga		k		ρ		ρ maks	CEK ρ	
		Anak Tangga	Bordes	Anak Tangga	Bordes		Anak Tangga	Bordes
1	Basement	2.2843	0.7057	0.0086	0.0026	0.0279	OK	OK
	Lt 1	4.9642	0.1680	0.0199	0.0006		OK	OK
	Lt 2	3.0952	0.4201	0.0118	0.0015		OK	OK
2	Lt 1	4.9642	0.1260	0.0199	0.0005		OK	OK
	Lt 2	3.0952	0.3445	0.0118	0.0012		OK	OK
3	Lt 1	3.8665	0.3445	0.0151	0.0012		OK	OK
	Lt 2	3.0952	0.3445	0.0118	0.0012		OK	OK

d. Menghitung Kebutuhan Luas Tulangan Tarik

Dalam menghitung luas tulangan tarik dapat digunakan rumus sebagai berikut :

Anak Tangga :

$$A_{s req} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s req} = 0,0086 \times 1000 \times 106$$

$$= 907,429 \text{ mm}^2$$

Bordes :

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s \text{ req}} = 0,0026 \times 1000 \times 115$$

$$= 293,981 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang diperlukan harus memenuhi syarat $A_{s \text{ min}}$. dimana nilai $A_{s \text{ min}}$ menggunakan rumus :

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times b \times h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}}$, jika tidak maka $A_{s \text{ pakai}}$ menggunakan nilai $A_{s \text{ min}}$.

Tabel 2.25 Rekapitulasi Perhitungan Luas Tulangan Tarik ($A_{s \text{ req}}$)

Tangga	$A_{s \text{ req}} \text{ (mm}^2\text{)}$		$A_{s \text{ Min}} \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ Use}} \text{ (mm}^2\text{)}$	
	Anak Tangga	Bordes		Anak Tangga	Bordes
1	Basement	907.429	293.981	907.429	392.699
	Lt 1	2109.870	69.242	2109.870	392.699
	Lt 2	1253.087	173.978	1253.087	392.699
2	Lt 1	2109.870	51.888	2109.870	392.699
	Lt 2	1253.087	142.446	1253.087	392.699
3	Lt 1	1595.632	142.446	1595.632	392.699
	Lt 2	1253.087	142.446	1253.087	392.699

e. Perhitungan Jarak Tulangan (s)

Untuk menghitung jarak tulangan terpasangan digunakan rumus sebagai berikut :

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s \text{ use}}}$$

Tangga :

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{907,429}$$

$$S = 221,573 \text{ mm}$$

Bordes :

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{392,669}$$

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

Jarak tulangan yang terpasang harus lebih kecil daripada jarak tulangan maksimum, dimana jarak tulangan maksimum didapat dengan:

$$S_{maks} = 3 \times h$$

$$S_{maks} = 3 \times 150$$

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

Jarak tulangan terpasang sudah lebih kecil dibanding dengan jarak tulangan maksimum, maka cek spasi sudah aman. Dapat disimpulkan tulangan yang digunakan D16- 250 untuk anak tangga dan D10-200 untuk bordes

Tabel 2.26 Rakapitulasi Jarak Tulangan Pelat Tangga

Tangga	S		S maks (3h)	S use		Tulangan	
	Anak Tangga	Bordes		Anak Tangga	Bordes	Anak Tangga	Bordes
1	Basement	221.573	450	250	200	D16 - 250	D10 - 200
	Lt 1	95.296		250	200	D16 - 250	D10 - 200
	Lt 2	160.453		250	200	D16 - 250	D10 - 200
2	Lt 1	95.296		250	200	D16 - 250	D10 - 200
	Lt 2	160.453		250	200	D16 - 250	D10 - 200
3	Lt 1	126.008		250	200	D16 - 250	D10 - 200
	Lt 2	160.453	250	200	D16 - 250	D10 - 200	

2.12 Perancangan Lift

Pada perancangan Gedung Nyawiji *Co-Working Space* ini meliputi perancangan lift dimana fungsinya sebagai lift penumpang. Perancangan lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin pada lift. Data lift yang digunakan adalah sebagai berikut:

Merk	=	Hyundai <i>Elevator</i>
Tipe Lift	=	<i>Machine Room-Less</i>
Kecepatan	=	1.5 m/detik
Kapasitas	=	1150 kg
Lebar Pintu (OP)	=	1000 mm
Dimensi (<i>car size</i>) :		
<i>Outside</i>	=	1900 × 1570
<i>Inside</i>	=	1800 × 1400
<i>Hoistway</i>	=	2600 × 2100
<i>Pit Depth</i>	=	1800 mm
Beban Ruang Mesin:		

$$\begin{aligned} R1 &= 12500 \text{ kg} = 12,5 \text{ kN} \\ R2 &= 2500 \text{ kg} = 0,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini digunakan lift tanpa ruan mesin atau *Machine Room Less* (MRL), sehingga beban lift tidak ditumpu pada balok lift namun pada pelat *Pit Lift*. Dengan demikian maka perencanaan balok lift tidak diperlukan.

