

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Tinjauan Umum

Struktur bangunan gedung dapat dibedakan menjadi: struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas adalah semua bagian struktur gedung yang berada di atas permukaan tanah, contohnya: rangka atap dan portal/frame. Sehingga struktur bawah adalah semua bagian struktur gedung yang berada di bawah permukaan tanah, contohnya: basement dan fondasi.

Dalam perancangan struktur Gedung Perpustakaan 3 lantai ini akan meliputi:

- a. Rangka atap baja dengan kuda-kuda truss (rangka batang).
- b. Struktur beton bertulang (pelat lantai, tangga, balok, dan kolom).
- c. Fondasi telapak.

Beberapa peraturan yang dijadikan acuan dalam perancangan bangunan sbb:

- a. SNI 1727:20xx Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
- b. SNI 1729:20xx Tatacara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung.
- c. SNI 2847:20xx Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.
- d. SNI 1726:20xx Tatacara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

Secara garis besar langkah-langkah perancangan bangunan gedung mencakup: estimasi dimensi, pembebanan, analisis struktur, desain, analisis kapasitas dan pembuatan gambar. Estimasi dimensi bertujuan untuk menetapkan dimensi penampang yang akan digunakan, dimensi ini berkaitan dengan berat sendiri struktur yang harus dimasukkan saat perhitungan beban.

2.2 Penentuan Sistem Struktur

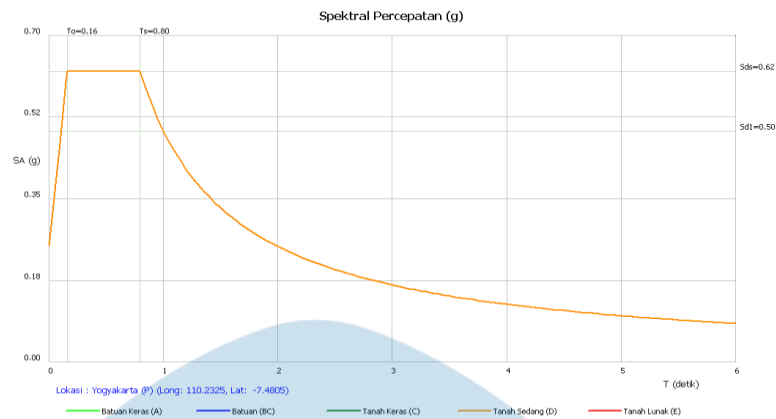
Sistem struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi, yang cukup rumit. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui fondasi.

Direncanakan bangunan menggunakan struktur beton bertulang namun perlu dicari tau lebih spesifik untuk menentukan koefisien modifikasi respons (R). Untuk menentukan koefisien modifikasi respons, perlu terlebih dahulu untuk menentukan kategori desain seismic bangunan dengan mencari tau nilai dari parameter percepatan desain (S_{DS} dan S_{D1}).

Untuk mendapatkan parameter percepatan desain dapat menggunakan Program Respons Spektra Peta Gempa Indonesia 2019. Berikut hasil yang didapatkan:

Program Respons Spektra Peta Gempa Indonesia 2019
(C) Copyright Puskim-PusGeN-ESRC, 2019-2020

Nama Kota : Yogyakarta (P)
Bujur / Longitude : 110.2325 Degrees
Lintang / Latitude : -7.4805 Degrees
Kelas Situs : SD - Tanah Sedang
PGA = 0.343657 g
PGAm = 0.431751 g
CRs = 0.000000
CR1 = 0.000000
Ss = 0.788121 g
S1 = 0.388649 g
TL = 20.000000 detik
Fa = 1.184751
Fv = 1.911351
Sms = 0.933728 g
Sm1 = 0.742844 g
Sds = 0.622485 g
Sd1 = 0.495229 g
T0 = 0.159114 detik
Ts = 0.795568 detik



Gambar 2.1 Grafik Spektral Percepatan (g)

Berdasarkan hasil dari program diatas didapatkan bahwa:

$$S_{DS} = 0.622485 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 0.495229 \text{ g}$$

Tabel 2.1 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SNI 1726:2019)

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

Tabel 2.2 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik (SNI 1726:2019)

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
$0,20 < S_{D1}$	D	D

Maka, ditinjau dari tabel diatas untuk penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik didapatkan bahwa bangunan termasuk KDS D.

Setelah kategori desain seismic ditentukan, kemudian didapatkan berdasarkan tabel 12 SNI 1726:2019 bahwa bangunan tidak dibatasi (TB) untuk Sistem Rangka beton bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan,

Koefisien modifikasi respons (R)	= 8
Faktor kuat lebih system (Ω)	= 3
Faktor pembesaran defleksi (Cd)	= 5,5

2.3 Perencanaan Pembebanan Struktur

Beban merupakan salah satu aspek penting dalam proses analisis struktur. Pada umumnya, beban merupakan gaya yang bekerja pada suatu struktur yang dapat menyebabkan tegangan, deformasi, dan perpindahan yang dapat mengakibatkan masalah struktur atau bahkan kegagalan konstruksi. Beban yang bekerja pada struktur antara lain sebagai berikut:

2.3.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi ditetapkan berdasarkan SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban gravitasi dalam desain Gedung meliputi berat sendiri struktur/dead load (DL), beban mati tambahan/additional dead load (ADL), dan beban hidup/live load (LL). Beban-beban tersebut dijelaskan sebagai berikut:

a. Beban sendiri struktur (*Dead Load*)

Berat sendiri struktur/dead load adalah berat dari masing-masing elemen struktur berupa pelat lantai, balok, kolom, dll yang menjadi bagian dari struktur utama. Dalam pemodelan struktur dengan menggunakan software, berat sendiri struktur akan dihitung otomatis oleh software berdasarkan data berat jenis material dan dimensi elemen struktur yang diinputkan dalam software tersebut.

b. Beban mati tambahan (*Additional Dead Load*)

Beban mati tambahan/additional dead load adalah beban tambahan akibat penggunaan komponen non-struktural (arsitektural dan MEP) yang melekat dan membebani struktur utama bangunan. Beban mati tambahan tersebut dijelaskan sebagai berikut:

Beban mati tambahan pada pelat lantai

$$\text{Pasir (tebal 4 cm)} = 0,04 \times 17 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi (tebal 2 cm)} = 0,02 \times 20 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Penutup lantai} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Partisi} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plafond, MEP, dll} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban mati tambahan} = 2,57 \text{ kN/m}^2$$

Beban mati tambahan pada pelat atap

$$\text{Waterproofing} = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plafond, MEP, dll} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban mati tambahan} = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban hidup (Live Load)

Beban hidup/live load adalah beban yang terjadi akibat penggunaan struktur bangunan. Beban hidup tersebut dapat berasal dari orang/barang yang dapat berpindah tempat. Berdasarkan SNI 1727:2020 sehingga beban hidup ditetapkan untuk perpustakaan sebagai berikut:

$$1. \text{ Untuk pelat lantai} = 7,18 \text{ kN/m}^2$$

$$2. \text{ Untuk pelat atap} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

2.3.2 Beban Gempa

Beban gempa ditetapkan berdasarkan SNI 1726:20xx Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung. Langkah-langkah perhitungan beban gempa rencana disajikan sebagai berikut:

- a. Menentukan kategori risiko bangunan dan factor keutamaan gempa.

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi operasional atau jenis pemanfaatan dari suatu bangunan. Dalam SNI 1726, kategori risiko bangunan dibedakan menjadi 4 jenis yaitu kategori risiko I, II, III, dan IV.

Tabel 2.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa (SNI 1726:2019)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - 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: <ul style="list-style-type: none"> - 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: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>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.</p>	
<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

Dalam pekerjaan ini, struktur perpustakaan termasuk dalam kategori fasilitas pendidikan sehingga ditetapkan sebagai kategori risiko bangunan IV.

Tabel 2.4 Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2019)

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

Faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan. Dalam pekerjaan ini, struktur perpustakaan termasuk dalam kategori risiko bangunan IV sehingga faktor keutamaan gempa (Ie) ditetapkan sebesar 1,5.

b. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s dan S_1)

Parameter percepatan tanah (S_s dan S_1) dipengaruhi oleh properti tanah pada lokasi proyek. Nilai S_s dan S_1 digunakan untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, dimana S_s dan S_1 berturut-turut merupakan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek dan periode 1,0 detik. Dalam pekerjaan ini, lokasi bangunan berada di Kota Yogyakarta sehingga digunakan nilai $S_s = 0.788121g$ dan $S_1 = 0.388649g$ (sub-bab 2.2)

c. Menentukan koefisien situs (F_a dan F_v)

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik (F_a) dan 1 detik (F_v). Faktor amplifikasi tersebut ditentukan berdasarkan kelas situs dan parameter percepatan tanah. Faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik (F_a) ditentukan oleh kelas situs dan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 0,2 detik (S_s). Sedangkan faktor amplifikasi pada periode 1 detik (F_v) ditentukan oleh kelas situs dan parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik (S_1). Untuk nilai F_a dan F_v didapatkan $F_a = 1.184751$ dan $F_v = 1.911351$ (sub-bab 2.2)

d. Menentukan periode fundamental alami struktur (T)

Periode fundamental alami struktur akan menentukan nilai koefisien respons seismik (C_s) yang juga akan menentukan nilai gaya geser dasar seismik (VELF). Jika periode struktur yang lebih akurat (T_c) tidak dimiliki maka periode struktur yang digunakan dapat diambil sebesar T_a . Namun, jika periode struktur yang lebih akurat (T_c) bisa didapatkan (melalui pemodelan struktur) maka periode struktur yang digunakan harus ditetapkan dengan mengikuti ketentuan berikut ini:

Jika $T_c > C_u T_a$ maka, $T = C_u T_a$

Jika $T_a < T_c < C_u T_a$ maka, $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$ maka, $T = T_a$

Periode fundamental pendekatan (T_a) ditentukan dengan berdasarkan persamaan: $T_a = C_t \times h_n^x$. Dimana h_n adalah ketinggian struktur (dalam m), sedangkan koefisien C_t , x , dan C_u ditentukan berdasarkan tabel dibawah.

Tabel 2.5 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung (SNI 1726:2019)

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

Tabel 2.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726:2019)

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

Pada pekerjaan ini, tipe struktur yang digunakan adalah rangka beton pemikul momen sehingga didapatkan nilai $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$. Selanjutnya berdasarkan nilai $S_{D1} = 0.495229$ g didapatkan koefisien $C_u = 1,4$. Sehingga didapatkan nilai $T_a = 0,4525$ detik dan $C_u T_a = 0,6335$ detik. Nilai periode struktur hasil pemodelan struktur, $T_{cx} = 0,808$ detik dan $T_{cy} = 0,802$ sehingga $T_a < C_u T_a < T_c$ maka, periode struktur yang digunakan dalam analisis beban gempa adalah 0,6335 detik.

- e. Menentukan koefisien respons seismik

Besaran koefisien respons seismik (C_s), dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{R_e}\right)} \\
 &= \frac{0,6225}{\frac{8}{1,5}} \\
 &= 0,1167
 \end{aligned}$$

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi dari nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,4952}{0,4525 \times \left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 0,2052 \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 C_s &= 0,044SDSI_e \geq 0,01 \\
 &= 0,044 \times 0,6225 \times 1,5 \geq 0,01 \\
 &= 0,041 \geq 0,01 \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

f. Simpangan antar lantai

Gaya gempa lateral akan menghasilkan simpangan struktur dalam arah lateral. Dalam proses perencanaan struktur, maka simpangan lateral antar lantai tingkat (*story drift*) harus selalu diperiksa untuk menjamin stabilitas struktur, mencegah kerusakan elemen-elemen nonstruktural, serta untuk menjamin kenyamanan pengguna bangunan. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau sesuai persamaan berikut berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.6:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Keterangan:

C_d : faktor pembesaran defleksi

δ_{xe} : defleksi pada lokasi lantai yang ditinjau yang diakibatkan gaya gempa lateral

I_e : faktor keutamaan struktur

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti ditentukan dalam tabel berikut:

Tabel 2.7 Simpangan Antar Lantai Izin (Δ)

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	II	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 _x	0,020h _x	0,015h _x
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010h _x	0,010h _x	0,010h _x
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h _x	0,007h _x	0,007h _x
Semua struktur lainnya	0,020h _x	0,015h _x	0,010h _x

Untuk sistem penahan gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk Kategori Desain Seismik D, E, atau F, simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi $\Delta a/\rho$ untuk semua tingkat. Nilai ρ harus ditentukan sebesar 1,3.

Tabel 2.8 Simpangan Antar Lantai Arah X

Story	hsx	h	δ_{xe}	δ_x	Δ	$\Delta a/\rho$	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 3	12.500	4.000	28,935	106,095	25,362	46,154	OK
Lantai 2	8.500	4.000	22,018	80,733	41,320	46,154	OK
Lantai 1	4.500	4.500	10,749	39,413	39,413	51,923	OK

Tabel 2.9 Simpangan Antar Lantai Arah Y

Story	hsx	h	δ_{xe}	δ_x	Δ	$\Delta a/\rho$	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 3	1.2500	4.000	28,435	104,262	24,673	46,154	OK
Lantai 2	8.500	4.000	21,706	79,589	40,509	46,154	OK
Lantai 1	4.500	4.500	10,658	39,079	39,079	51,923	OK

Keterangan:

Kategori resiko bangunan = IV

Kategori desain seismik = D

Cd = 5,5

Ie = 1,5

Δa = 0,015 h_x

Maka berdasarkan hasil dari tabel diatas, simpangan antar lantai arah X dan Y aman terhadap simpangan antar lantai tingkat izin.

2.3.3 Kombinasi Beban Rencana

Kombinasi beban ultimit ditetapkan berdasarkan Pasal 4.2.2 SNI 1726:2012 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

- a. $1,4DL$
- b. $1,2DL + 1,6LL + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- c. $1,2DL + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
- d. $1,2DL + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- e. $1,2DL + 1,0E + 1,0LL$
- f. $0,9DL + 1,0W$
- g. $0,9DL + 1,0E$

Untuk kombinasi beban e dan g yang merupakan kombinasi beban gempa, diatur secara khusus dalam Pasal 7.4 SNI 1726:2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

- a. $(1,2 + 0,2SDS)DL + 1,0LL \pm 0,3\rho Ex \pm 1,0\rho Ey$
- b. $(1,2 + 0,2SDS)DL + 1,0LL \pm 1,0\rho Ex \pm 0,3\rho Ey$
- c. $(0,9 - 0,2SDS)DL \pm 0,3\rho Ex \pm 1,0\rho Ey$
- d. $(0,9 - 0,2SDS)DL \pm 1,0\rho Ex \pm 0,3\rho Ey$

Keterangan:

DL = Beban mati (berat sendiri struktur dan beban mati tambahan)

LL = Beban hidup

Lr = Beban hidup pada struktur atap

R = Beban hujan

W = Beban angin

Ex = Beban gempa arah x

Ey = Beban gempa arah y

ρ = Faktor redundansi = 1,3 (KDS D)

SDS = 0.62

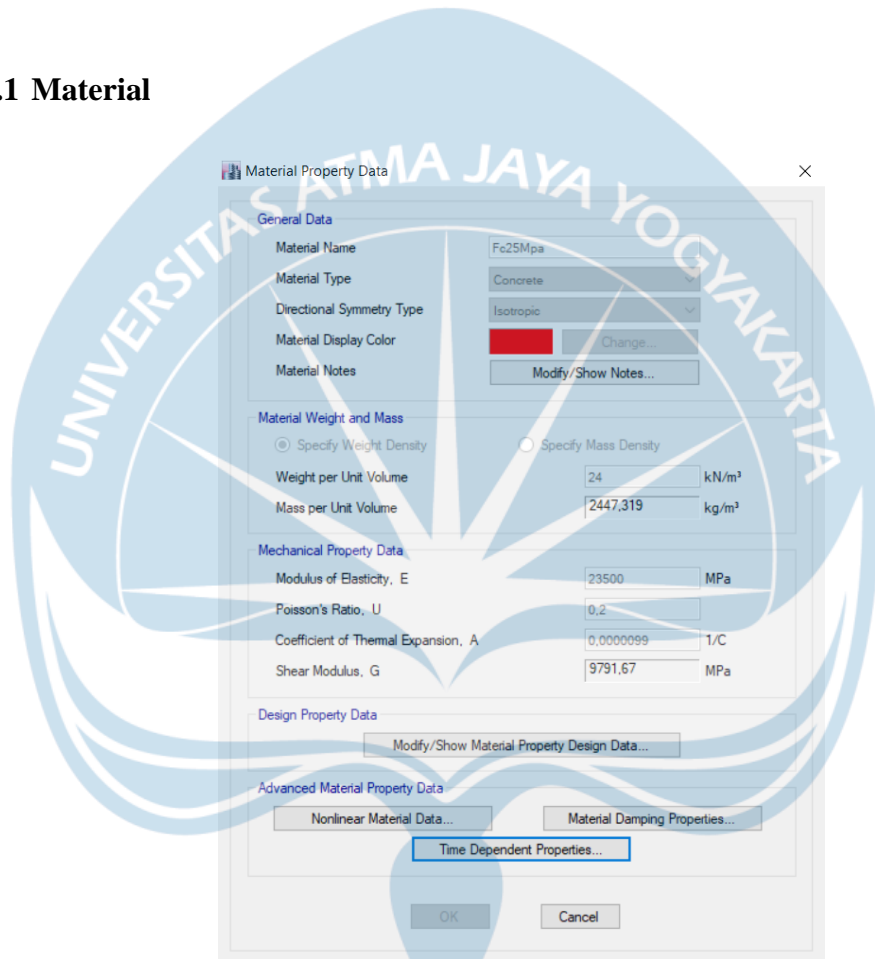
Sehingga kombinasi pembebanan yang digunakan pada pekerjaan ini adalah:

- a. 1,4 D
- b. 1,2 D + 1,6 L
- c. 1,324 D + 1,0 L + 1,3 Ex + 0,39 Ey
- d. 1,324 D + 1,0 L + 1,3 Ex - 0,39 Ey
- e. 1,324 D + 1,0 L - 1,3 Ex + 0,39 Ey
- f. 1,324 D + 1,0 L - 1,3 Ex - 0,39 Ey
- g. 1,324 D + 1,0 L + 0,39 Ex + 1,3 Ey
- h. 1,324 D + 1,0 L - 0,39 Ex + 1,3 Ey
- i. 1,324 D + 1,0 L + 0,39 Ex - 1,3 Ey
- j. 1,324 D + 1,0 L - 0,39 Ex - 1,3 Ey
- k. 0,776 D + 1,3 Ex - 0,39 Ey
- l. 0,776 D + 1,3 Ex + 0,39 Ey
- m. 0,776 D - 1,3 Ex + 0,39 Ey
- n. 0,776 D - 1,3 Ex - 0,39 Ey
- o. 0,776 D + 0,39 Ex + 1,3 Ey
- p. 0,776 D - 0,39 Ex + 1,3 Ey
- q. 0,776 D + 0,39 Ex - 1,3 Ey
- r. 0,776 D - 0,39 Ex - 1,3 Ey

2.4 Pemodelan Struktur

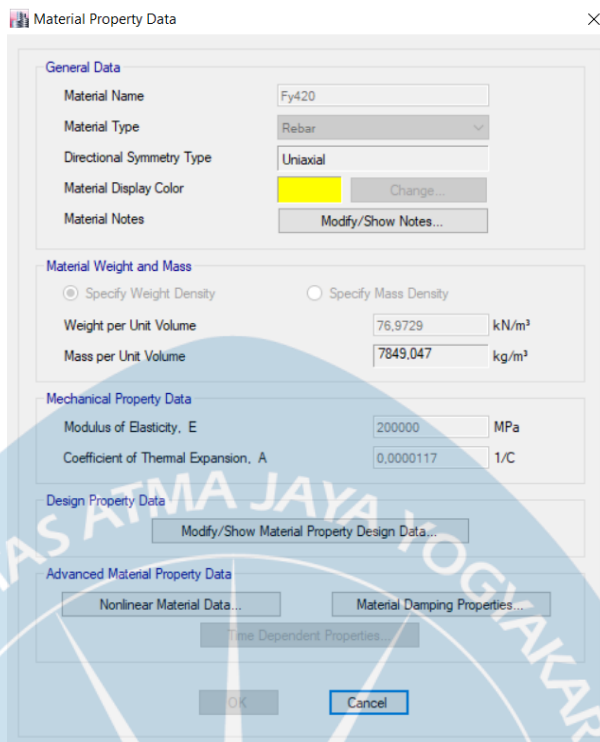
Pemodelan struktur dilakukan untuk memudahkan dalam analisis. Pemodelan dilakukan dengan menggunakan *software* ETABS dan SAP2000. Pada pemodelan material diinput berdasarkan data perencanaan dan beban berdasarkan perhitungan. Kombinasi pembebanan juga dimasukkan sesuai dengan aturan yang berlaku untuk memudahkan dalam perhitungan.

2.4.1 Material



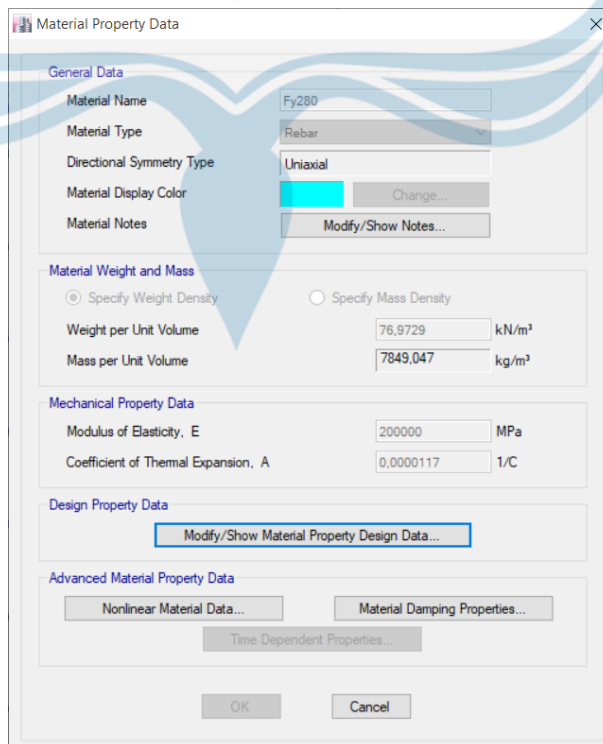
Gambar 2.2 Material Beton $f'c$ 25 MPa

Material beton bertulang menggunakan beton dengan kuat tekan 25 MPa dengan berat jenis beton 24 kN/m³ dan modulus elastisitas 23.500 MPa.



Gambar 2.3 Material Besi fy 420 MPa

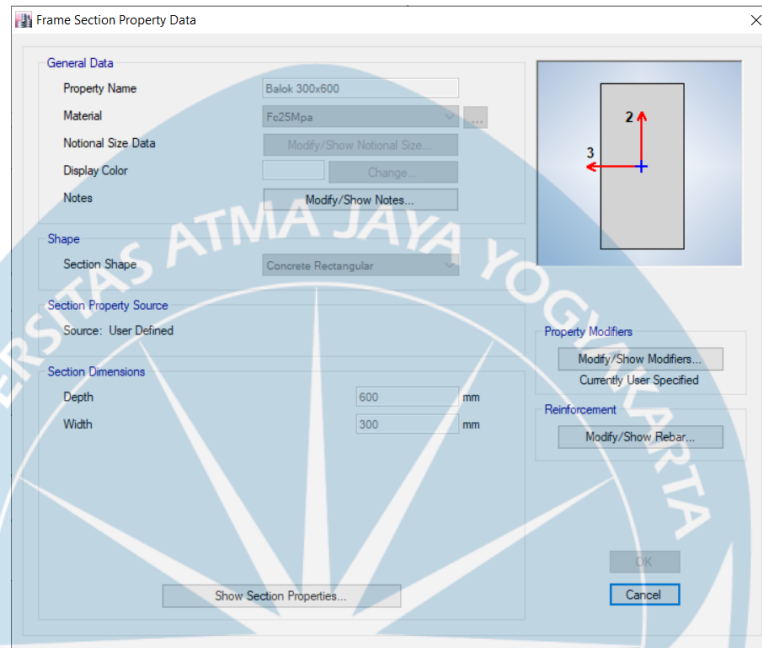
Material besi tulangan menggunakan besi dengan kuat leleh 420 MPa dengan berat jenis baja 76,9729 kN/m³ dan modulus elastisitas 200.000 MPa.



Gambar 2. 4 Material Besi fy 280 MPa

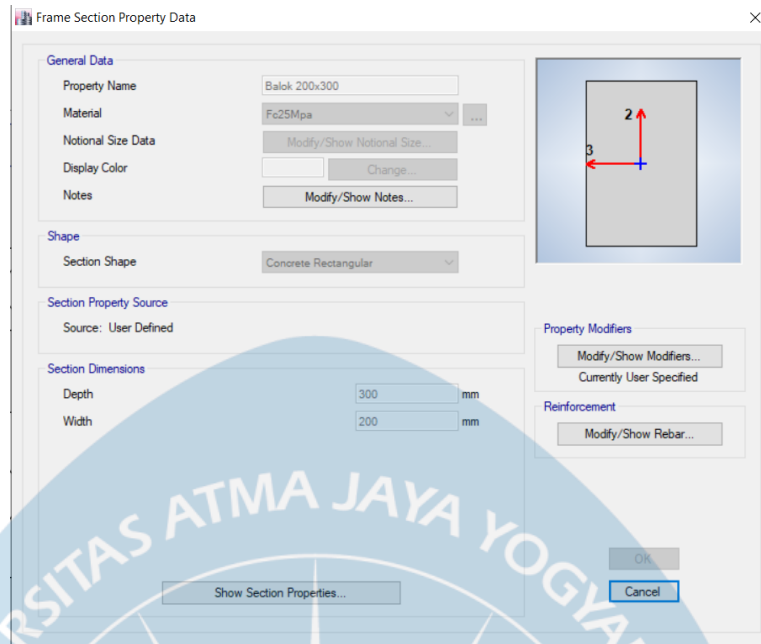
Material besi tulangan menggunakan besi dengan kuat leleh 280 MPa dengan berat jenis baja 76,9729 kN/m³ dan modulus elastisitas 200.000 MPa.

2.4.2 Elemen Struktur



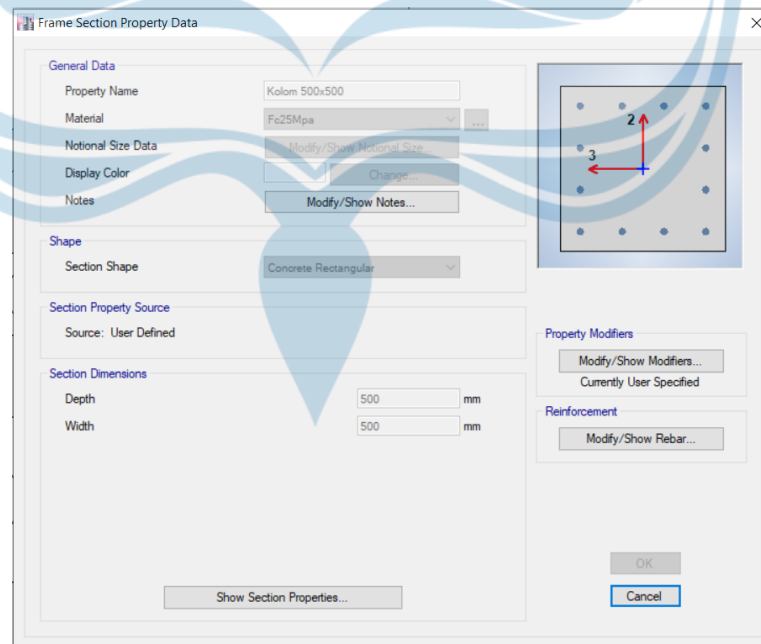
Gambar 2.5 Balok 300 x 600 mm

Elemen struktur balok dengan dimensi 300 x 600 mm. Menggunakan material beton bertulang f'_c 25 MPa dengan tulangan longitudinal f_y 420 MPa dan transversal f_y 280 MPa. Momen inersia balok 0,35 sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal tabel 6.6.3.1.1



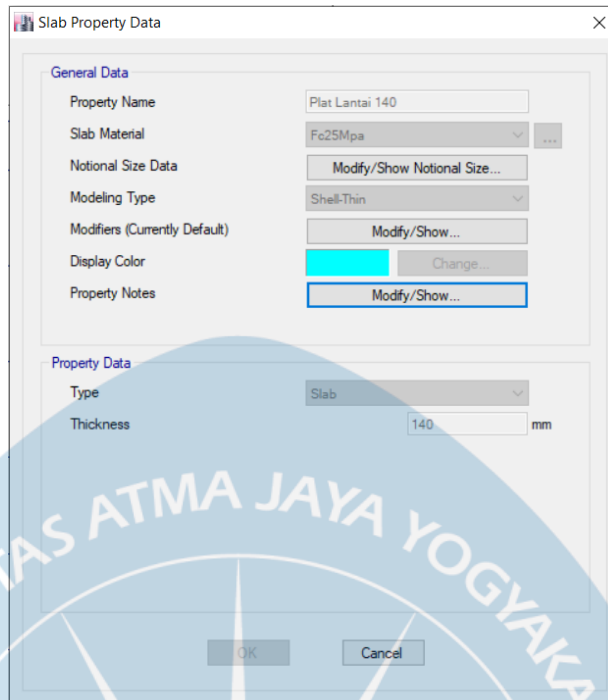
Gambar 2.6 Balok 200 x 300 mm

Elemen struktur balok dengan dimensi 200 x 300 mm. Menggunakan material beton bertulang f_c 25 MPa dengan tulangan longitudinal f_y 420 MPa dan transversal f_y 280 MPa. Momen inersia balok 0,35 sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal tabel 6.6.3.1.1



Gambar 2.7 Kolom 500 x 500 mm

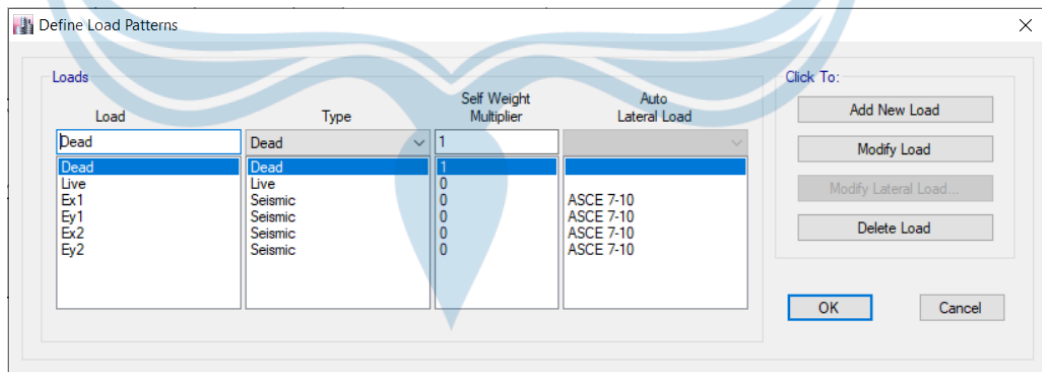
Elemen struktur kolom dengan dimensi 500 x 500 mm. Menggunakan material beton bertulang f_c 25 MPa dengan tulangan longitudinal f_y 420 MPa dan transversal f_y 280 MPa. Momen inersia kolom 0,7 sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal tabel 6.6.3.1.1



Gambar 2.8 Pelat 140 mm

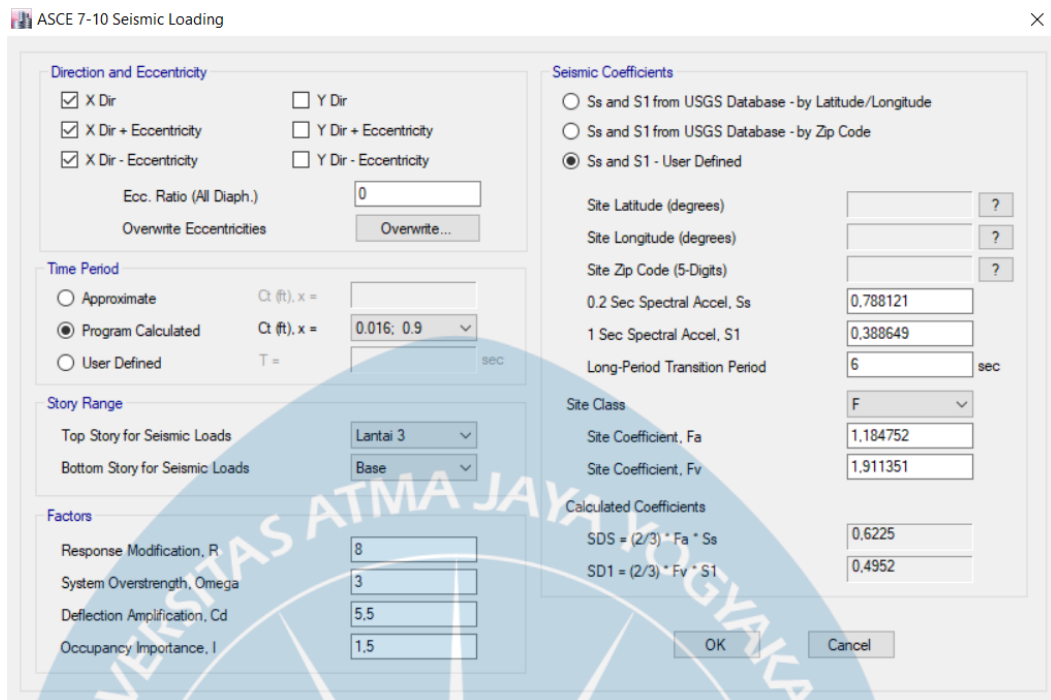
Elemen struktur pelat dengan tebal 140 mm. Menggunakan material beton bertulang f_c 25 MPa dengan tipe model *Shell-Thin*.

2.4.3 Pembebanan



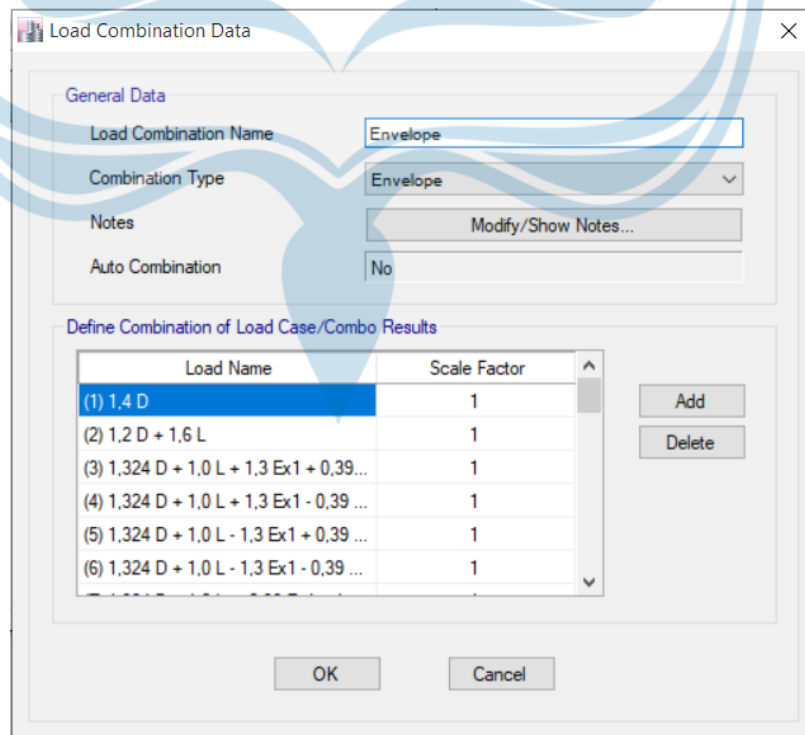
Gambar 2.9 Input Pembebanan

Pada pembebanan, beban yang bekerja antara lain beban mati, beban hidup, dan beban gempa.



Gambar 2.10 Beban Gempa

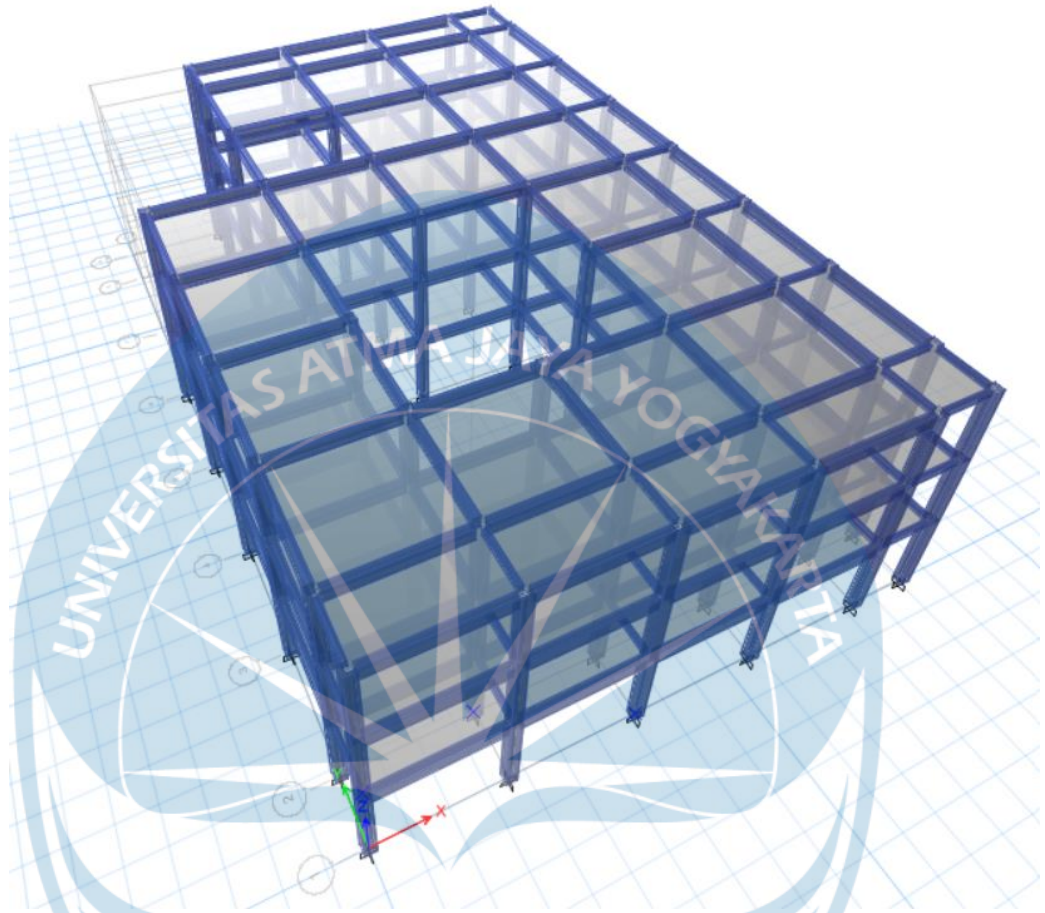
Pada pembebanan gempa, *Auto Lateral Load* menggunakan ASCE 7-10 dan menginput data-data sesuai dengan data gempa yang didapatkan.



Gambar 2.11 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan sesuai dengan kombinasi yang telah ditentukan pada SNI 1726:2012 yang kemudian disatukan pada tipe kombinasi *envelope*.

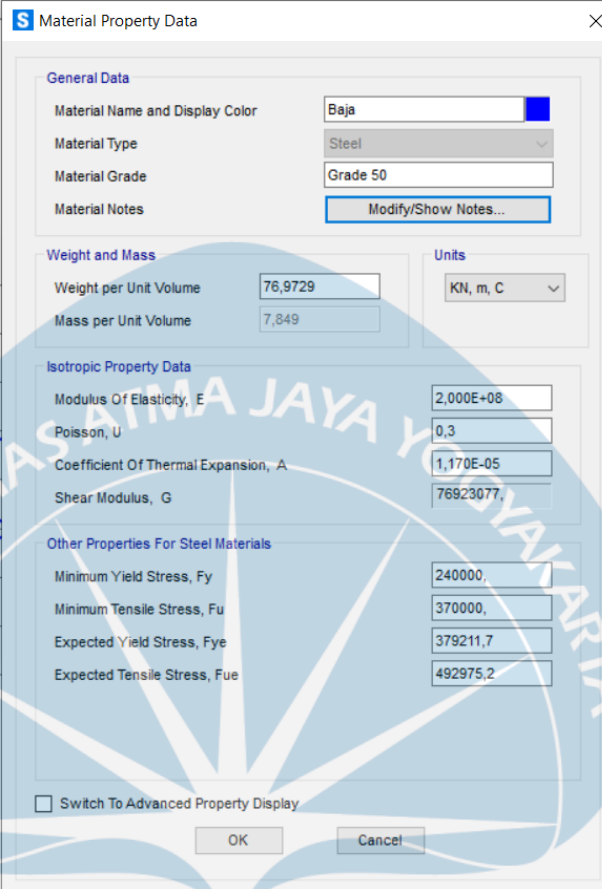
2.4.4 Model 3D



Gambar 2.12 Model 3D Bangunan

Setelah material, elemen struktur, dan pembebanan ditentukan maka struktur dapat dimodelkan.

2.4.5 Kuda-kuda



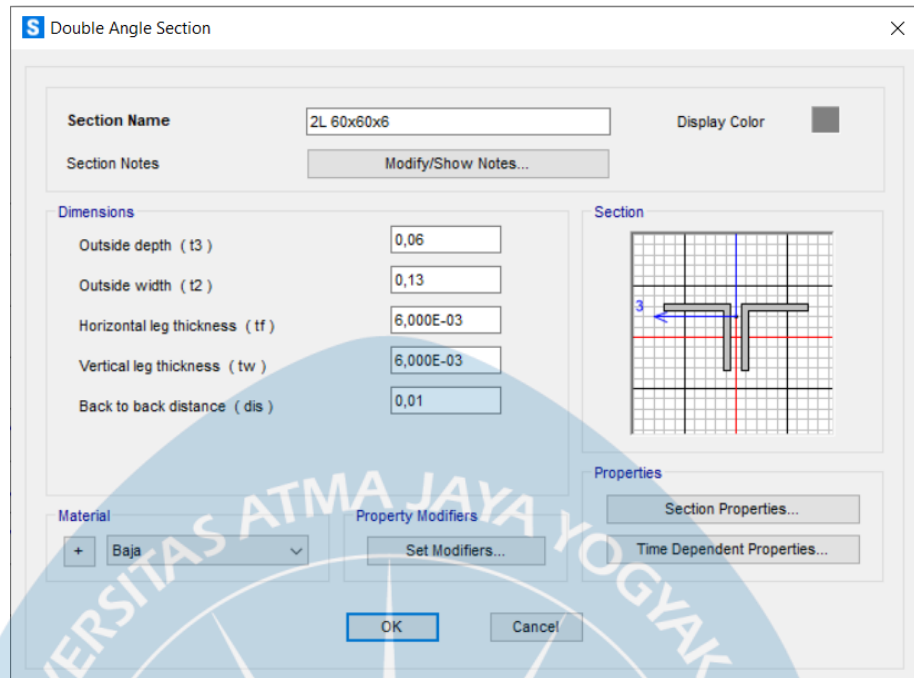
The screenshot shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Baja
	Material Type	Steel
	Material Grade	Grade 50
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	76,9729
	Mass per Unit Volume	7,849
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2,000E+08
	Poisson, U	0,3
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1,170E-05
	Shear Modulus, G	76923077
	Other Properties For Steel Materials	
	Minimum Yield Stress, Fy	240000
	Minimum Tensile Stress, Fu	370000
	Expected Yield Stress, Fye	379211,7
	Expected Tensile Stress, Fue	492975,2

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

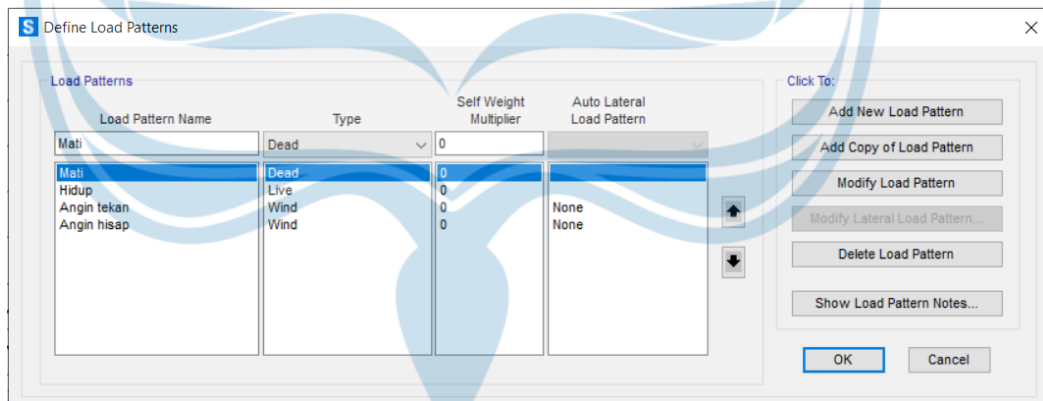
Gambar 2.13 Material Baja kuda-kuda

Material baja menggunakan baja dengan kuat leleh 240 MPa dengan berat jenis baja 76,9729 kN/m³ dan modulus elastisitas 200.000 MPa.



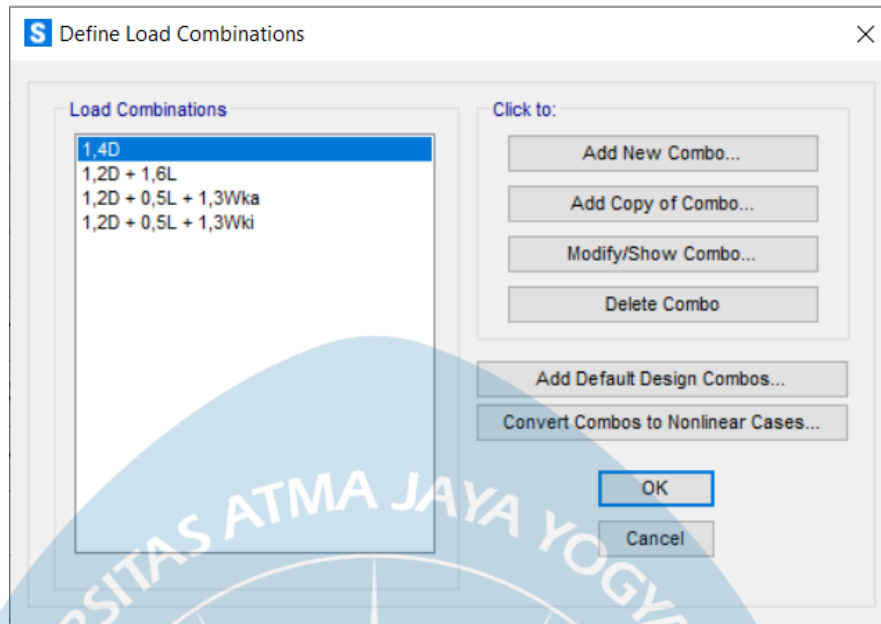
Gambar 2.14 Baja *Double Angle*

Elemen struktur baja double angle dengan dimensi 60 x 60 x 6 mm. Menggunakan material baja f_y 240 MPa.



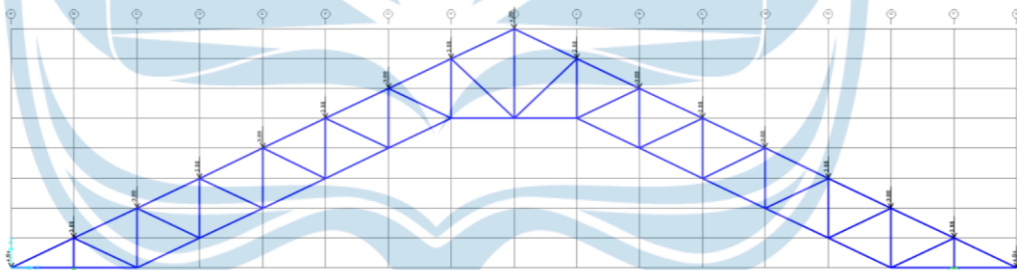
Gambar 2.15 Input Pembebanan Kuda-kuda

Pada pembebanan, beban yang bekerja antara lain beban mati, beban hidup, dan beban angin.



Gambar 2.16 Kombinasi Pembebanan kuda-kuda

Kombinasi pembebanan yang digunakan sesuai dengan kombinasi yang telah ditentukan pada SNI 1729:2002.



Gambar 2.17 Pemodelan Kuda-kuda

Setelah material, elemen struktur, dan pembebanan ditentukan maka struktur kuda-kuda dapat dimodelkan.

2.5 Interpretasi *Output* Pemodelan

Setelah pemodelan dilakukan beserta input material, elemen struktur, dan pembebanan maka akan dilakukan *Running Analysis*, maka secara otomatis *software* akan melakukan perhitungan dan analisis secara otomatis. Hasil dari analisis tersebut akan menghasilkan *output* atau luaran yang akan digunakan untuk perhitungan struktur.

2.5.1 Output Balok

Tabel berikut merupakan hasil dari sebagian luaran dari analisis balok. Dari *output* tersebut kita dapat mengetahui nilai dari beban, gaya geser, momen, dan data lainnya.

Tabel 2.10 *Output* Balok 300x600 mm

TABLE: Beam Forces										
Story	Beam	Unique Name	Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
LT3	B78	385	Env	0,25	0	-92,66	0	-10,83	0	-108,05
LT3	B59	328	Env	0,25	0	-92,09	0	-10,30	0	-107,14
LT3	B68	355	Env	0,25	0	-92,19	0	-11,02	0	-106,23
LT3	B51	304	Env	5,75	0	20,73	0	-14,79	0	-105,85
LT3	B77	382	Env	5,75	0	18,68	0	-9,66	0	-105,62
LT3	B58	325	Env	5,75	0	18,59	0	-11,81	0	-105,58
LT3	B41	274	Env	5,75	0	20,92	0	-9,25	0	-105,32
LT3	B80	391	Env	5,75	0	11,25	0	-20,23	0	-104,03
LT3	B20	211	Env	5,75	0	19,92	0	-11,70	0	-103,60
LT3	B7	172	Env	5,75	0	21,42	0	-14,73	0	-103,46
LT2	B78	386	Env	0,25	0	-174,35	0	-23,62	0	-212,29
LT2	B51	305	Env	5,75	0	5,26	0	-27,81	0	-212,03
LT2	B46	290	Env	5,75	0	3,66	0	-24,46	0	-211,26
LT2	B59	329	Env	0,25	0	-173,55	0	-22,51	0	-210,92
LT2	B41	275	Env	5,75	0	5,51	0	-23,29	0	-210,89
LT2	B77	383	Env	5,75	0	2,52	0	-22,19	0	-210,18
LT2	B58	326	Env	5,75	0	2,64	0	-24,72	0	-209,64
LT2	B49	299	Env	5,75	0	-1,63	0	-22,96	0	-209,56
LT2	B68	356	Env	0,25	0	-173,38	0	-23,86	0	-209,04
LT2	B46	290	Env	0,25	0	-181,23	0	-24,90	0	-208,61
LT1	B51	306	Env	5,75	0	-5,55	0	-35,71	0	-237,53
LT1	B46	291	Env	5,75	0	-11,48	0	-31,16	0	-236,88
LT1	B41	276	Env	5,75	0	-5,27	0	-29,14	0	-235,99
LT1	B78	387	Env	0,25	0	-185,80	0	-29,54	0	-235,72
LT1	B80	393	Env	5,75	0	-23,27	0	-52,99	0	-234,56
LT1	B59	330	Env	0,25	0	-184,78	0	-28,28	0	-234,03
LT1	B46	291	Env	0,25	0	-193,46	0	-31,65	0	-233,78
LT1	B49	300	Env	5,75	0	-15,38	0	-28,94	0	-233,66
LT1	B77	384	Env	5,75	0	-7,13	0	-27,74	0	-233,13
LT1	B58	327	Env	5,75	0	-7,14	0	-31,30	0	-233,12

Tabel 2.11 *Output Balok 200x300 mm*

TABLE: Beam Forces										
Story	Beam	Unique Name	Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
LT3	B87	412	Env	2,75	0	-7,30	0	-6,08	0	-12,04
LT3	B83	400	Env	2,75	0	-5,44	0	-4,04	0	-11,63
LT3	B35	256	Env	2,75	0	-6,81	0	-4,41	0	-11,57
LT3	B40	271	Env	2,75	0	-5,03	0	-3,54	0	-11,27
LT3	B83	400	Env	0,25	0	-16,17	0	-3,43	0	-11,22
LT3	B26	229	Env	0,25	0	-14,01	0	-6,29	0	-11,19
LT3	B75	376	Env	2,75	0	-6,52	0	-4,77	0	-11,11
LT3	B72	367	Env	2,75	0	-4,99	0	-3,79	0	-11,09
LT3	B87	412	Env	0,25	0	-14,09	0	-3,83	0	-11,03
LT3	B21	214	Env	0,25	0	-15,50	0	-4,12	0	-11,02
LT2	B83	401	Env	0,25	0	-30,24	0	-6,44	0	-21,51
LT2	B83	401	Env	2,75	0	-12,33	0	-7,73	0	-21,49
LT2	B87	413	Env	2,75	0	-13,84	0	-10,50	0	-20,95
LT2	B40	272	Env	0,25	0	-29,59	0	-6,53	0	-20,87
LT2	B40	272	Env	2,75	0	-11,56	0	-6,69	0	-20,84
LT2	B21	215	Env	2,75	0	-11,82	0	-6,56	0	-20,70
LT2	B72	368	Env	0,25	0	-29,41	0	-6,97	0	-20,64
LT2	B72	368	Env	2,75	0	-11,52	0	-7,14	0	-20,57
LT2	B21	215	Env	0,25	0	-28,94	0	-7,84	0	-20,45
LT2	B79	389	Env	0,25	0	-27,37	0	-4,10	0	-20,32
LT1	B83	402	Env	0,25	0	-37,36	0	-8,93	0	-27,79
LT1	B87	414	Env	2,75	0	-20,89	0	-13,93	0	-27,69
LT1	B40	273	Env	0,25	0	-36,59	0	-8,34	0	-27,05
LT1	B21	216	Env	2,75	0	-16,90	0	-9,06	0	-26,88
LT1	B83	402	Env	2,75	0	-18,95	0	-10,07	0	-26,83
LT1	B72	369	Env	0,25	0	-36,43	0	-8,83	0	-26,81
LT1	B35	258	Env	2,75	0	-19,83	0	-11,49	0	-26,65
LT1	B79	390	Env	0,25	0	-33,30	0	-5,16	0	-26,09
LT1	B6	171	Env	2,75	0	-13,97	0	-5,20	0	-26,03
LT1	B26	231	Env	0,25	0	-31,03	0	-14,29	0	-26,01

2.5.2 Output Kolom

Tabel berikut merupakan hasil dari sebagian luaran dari analisis kolom. Dari output tersebut kita dapat mengetahui nilai dari beban, gaya geser, momen, dan data lainnya.

Tabel 2.12 Output Kolom

TABLE: Column Forces										
Story	Column	Unique Name	Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
LT3	C43	127	Env	0	-374,19	-50,45	-49,10	-0,37	-75,68	-77,56
LT3	C24	70	Env	0	-371,37	-50,06	-45,43	-0,37	-69,45	-76,95
LT3	C43	127	Env	1,7	-360,68	-50,45	-49,10	-0,37	-8,53	-8,25
LT3	C24	70	Env	1,7	-357,87	-50,06	-45,43	-0,37	-8,38	-8,19
LT3	C43	127	Env	3,4	-347,18	-50,45	-49,10	-0,37	-84,45	-91,10
LT3	C24	70	Env	3,4	-344,36	-50,06	-45,43	-0,37	-89,22	-90,41
LT3	C9	25	Env	0	-311,43	-35,12	-34,38	-0,37	-48,31	-50,11
LT3	C11	31	Env	0	-311,27	-35,52	-70,20	-0,37	-119,21	-50,73
LT3	C21	61	Env	0	-306,70	-69,69	-33,51	-0,37	-46,99	-118,24
LT3	C40	118	Env	0	-302,30	-67,18	-70,13	-0,37	-118,99	-113,26
LT2	C43	128	Env	0	-1.033,96	-89,24	-87,27	-0,61	-164,92	-168,46
LT2	C24	71	Env	0	-1.029,03	-88,38	-83,64	-0,61	-156,62	-166,82
LT2	C43	128	Env	1,7	-1.023,76	-89,24	-87,27	-0,61	-16,56	-16,74
LT2	C24	71	Env	1,7	-1.018,83	-88,38	-83,64	-0,61	-14,42	-16,56
LT2	C43	128	Env	3,4	-1.013,56	-89,24	-87,27	-0,61	-127,27	-134,36
LT2	C24	71	Env	3,4	-1.008,63	-88,38	-83,64	-0,61	-130,80	-133,14
LT2	C11	32	Env	0	-841,37	-75,21	-113,80	-0,61	-219,01	-138,70
LT2	C9	26	Env	0	-839,08	-74,51	-72,85	-0,61	-133,27	-137,38
LT2	C11	32	Env	1,7	-827,86	-75,21	-113,80	-0,61	-25,55	-10,85
LT2	C21	62	Env	0	-826,95	-110,63	-71,32	-0,61	-130,42	-212,78
LT1	C43	129	Env	0	-1.763,66	-92,67	-90,83	-0,52	-248,39	-254,71
LT1	C24	72	Env	0	-1.756,15	-91,86	-88,78	-0,52	-245,32	-252,51
LT1	C43	129	Env	1,95	-1.751,96	-92,67	-90,83	-0,52	-71,79	-74,44
LT1	C24	72	Env	1,95	-1.744,45	-91,86	-88,78	-0,52	-72,64	-73,72
LT1	C43	129	Env	3,9	-1.740,26	-92,67	-90,83	-0,52	-100,23	-104,76
LT1	C24	72	Env	3,9	-1.732,75	-91,86	-88,78	-0,52	-105,10	-104,13
LT1	C11	33	Env	0	-1.388,37	-85,14	-103,40	-0,52	-269,67	-241,75
LT1	C9	27	Env	0	-1.382,18	-84,60	-84,61	-0,52	-241,78	-240,10
LT1	C11	33	Env	1,95	-1.372,88	-85,14	-103,40	-0,52	-72,39	-80,11
LT1	C8	24	Env	0	-1.371,19	-88,05	-106,24	-0,52	-273,88	-244,84

2.5.3 Output kuda-kuda

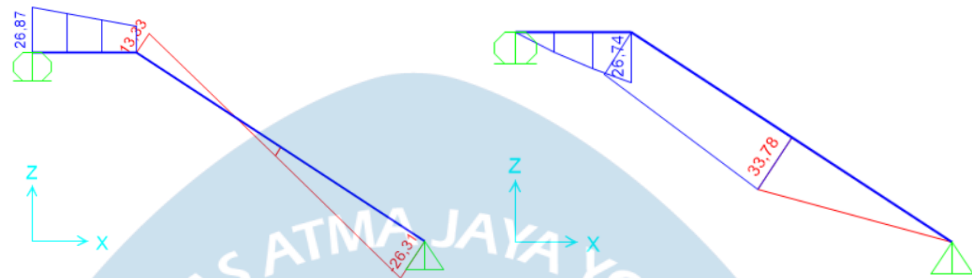
Tabel berikut merupakan hasil dari sebagian luaran dari analisis kuda-kuda. Dari *output* tersebut kita dapat mengetahui nilai dari beban, gaya rencana, panjang batang, dan data lainnya.

Tabel 2.13 *Output* Kuda-kuda

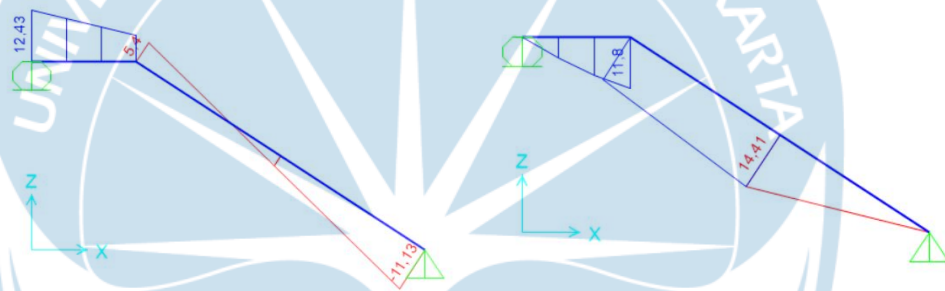
TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
	m			KN
89	0	1,2D + 1,6L	Combination	-188,834
92	1,49402	1,2D + 1,6L	Combination	-188,834
89	0,74701	1,2D + 1,6L	Combination	-188,793
92	0,74701	1,2D + 1,6L	Combination	-188,793
89	1,49402	1,2D + 1,6L	Combination	-188,753
92	0	1,2D + 1,6L	Combination	-188,753
89	0	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	-179,417
89	0,74701	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	-179,376
89	1,49402	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	-179,336
92	1,49402	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	-178,728
105	1,49402	1,2D + 1,6L	Combination	176,244
108	0	1,2D + 1,6L	Combination	176,244
105	0,74701	1,2D + 1,6L	Combination	176,203
108	0,74701	1,2D + 1,6L	Combination	176,203
105	0	1,2D + 1,6L	Combination	176,163
108	1,49402	1,2D + 1,6L	Combination	176,163
105	1,49402	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	176,008
105	0,74701	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	175,967
105	0	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	175,927
106	0	1,2D + 0,5L + 1,3Wki	Combination	172,541

2.5.4 Output Tangga

Dari gambar diatas didapatkan diagram gaya geser dan momen dari beban mati dan beban hidup yang nantinya digunakan untuk mendapatkan gaya rencana terbesar dari kombinasi pembebanan tangga.



Gambar 2.18 SFD dan BMD Akibat Dead Load



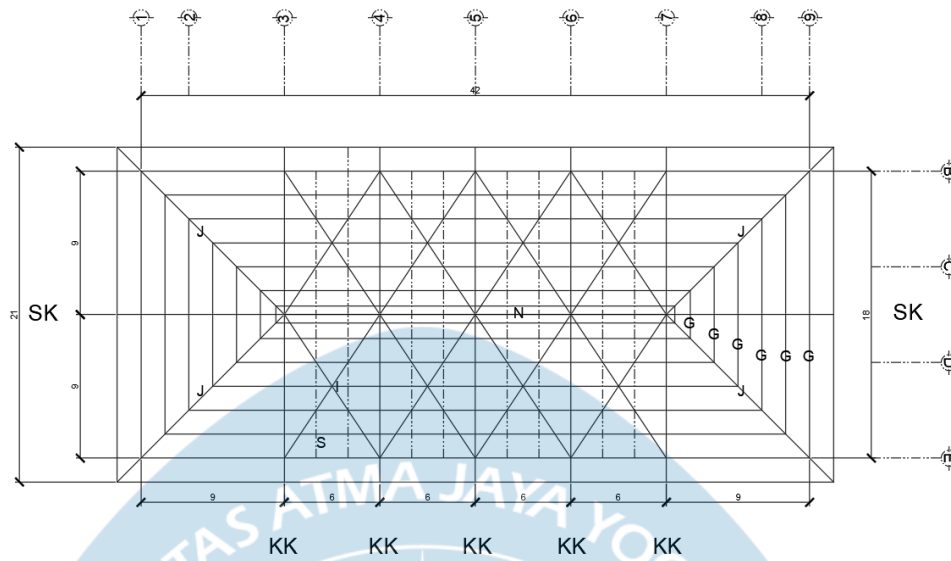
Gambar 2.19 SFD dan BMD Akibat Live Load

2.6 Perancangan Struktur Atap

Rangka atap memiliki fungsi menyalurkan tekanan dari atap ke struktur bangunan lainnya yang berada dibawahnya. Dalam perancangan struktur atap, terlebih dahulu ditentukan rencana atap. Rencana atap pada bangunan merupakan bagian yang sangat penting, mengingat fungsi dan estetika bangunan yang bersangkutan.

2.6.1 Rencana Atap

Rencana atap pada bangunan merupakan bagian yang sangat penting, mengingat fungsi dan estetika bangunan yang bersangkutan.



Gambar 2.20 Denah Rencana Atap

Atap bangunan yang digunakan berbentuk limasan, bentuk atap ini mengikuti gambar tampak atap yang direncanakan oleh arsitek. Pada gambar diatas, notasi KK adalah kuda-kuda, SK adalah setengah kuda-kuda, I adalah ikatan angin (trekstang), S adalah sagrod, G adalah gording, N adalah nok, dan J adalah jurai. Dalam perencanaan atap perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

- Jarak gording mendatar untuk atap genteng atau sirap antara 1.800mm sampai maksimum 2.500mm, sedang untuk atap seng atau asbes antara 1.000 sampai 1.300mm.
- Bentang gording ditentukan oleh jarak antar kuda-kuda, sebaiknya jarak kuda-kuda sama dengan jarak kolom struktur. Tetapi kalau tidak memungkinkan jarak kuda-kuda diambil antara 2.500mm sampai 4.000mm untuk atap genteng atau sirap. Untuk atap seng atau asbes jarak kuda-kuda bisa diambil sampai 6.000mm.
- Jumlah sag-rod atau batang tarik penahan beban arah sumbu lemah gording ditentukan oleh bentang gording (jarak kuda-kuda). Jarak sag-rod ini bisa diambil maksimum 2.000mm.
- Batang ikatan angin dipasang dengan bentuk silang diantara kuda-kuda. Ikatan angin ini tidak perlu dipasang pada setiap kuda-kuda, tetapi dapat dipasang selang-seling.
- Setelah semua hal tersebut dipertimbangkan, dibuatlah gambar denah rencana atap.

2.6.2 Desain Gording

Gording baja biasanya menggunakan profil kanal. Jarak miring antar gording sebaiknya tidak terlalu besar (< 2 m) agar bentang usuk tidak terlalu besar dan beban yang dipikul gording juga tidak terlalu besar. Gording diletakkan pada joint dari kuda-kuda sehingga batang kuda-kuda hanya diperhitungkan untuk memikul gaya aksial (tidak ada momen lentur pada batang kuda-kuda). Berikut merupakan perhitungannya:

a. Data perencanaan

$$\text{Jarak antar gording} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan atap } (\alpha) = 25^\circ$$

$$\text{Jarak antar kuda-kuda (L)} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Berat penutup atap (Metal Galvalum)} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat penggantung \& plafon} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat gording} = 0,0676 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban angin} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban pekerja} = 1 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ baja} = 240 \text{ MPa}$$

b. Beban gording

$$\text{Berat sendiri} = 0,0676 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$$

$$= \frac{1,5}{\cos 25^\circ} \times 0,15$$

$$= 0,2483 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat plafon} = \text{Jarak antar gording} \times \text{berat plafond}$$

$$= 1,5 \times 0,18$$

$$= 0,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Dead load (D) rencana gording } q = 0,5859 \text{ kN/m}$$

Beban pekerja P diambil sebesar 1,0 kN sebagai beban Live (L)

c. Rencana momen gording

Rencana momen gording didapatkan berdasarkan beban mati dan beban hidup yang terjadi.

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} q \cos \alpha (L)^2 & M_{3,L} &= \frac{1}{4} p \cos \alpha (L) \\ &= \frac{1}{8} 0,5859 \cos 25^\circ (6)^2 & &= \frac{1}{4} 1 \cos 25^\circ (6) \\ &= 2,3894 \text{ kNm} & &= 1,3595 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^2 & M_{2,L} &= \frac{1}{4} p \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right) \\ &= \frac{1}{8} 0,5859 \sin 25^\circ \left(\frac{6}{3}\right)^2 & &= \frac{1}{4} 1 \sin 25^\circ \left(\frac{6}{3}\right) \\ &= 0,1238 \text{ kNm} & &= 0,2113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Kombinasi beban

Dari momen yang didapatkan berdasarkan tiap jenis beban, ditentukan beban ultimit dengan menggunakan kombinasi beban sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,4 M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 2,3894 \\ &= 3,3451 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 2,3894 + 1,6 \times 1,3595 \\ &= 5,0423 \text{ kNm (dipakai)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 M_{2,D} \\ &= 1,4 \times 0,1238 \\ &= 0,1733 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L} \\ &= 1,2 \times 0,1238 + 1,6 \times 0,2113 \\ &= 0,4866 \text{ kNm (dipakai)} \end{aligned}$$

e. Dimensi gording

Dipilih momen ultimit nilai terbesar yaitu 5,0423 kNm dan 0,4866 kNm

Digunakan Profil Lip Channels 150 x 50 x 20 x 3,2

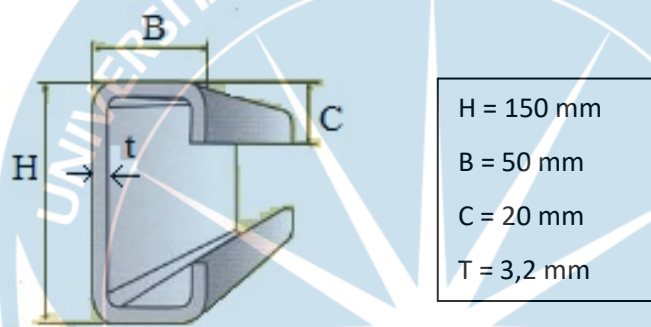
$$Z_x = W_3 = 0,0000374 \text{ m}^3$$

$$Z_y = W_2 = 0,00000819 \text{ m}^3$$

$$I_x = 0,0000028 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0,00000028 \text{ m}^4$$

$$E = 210000000 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 2.21 Penampang Gording

f. Cek tegangan pada profil C

$$\begin{aligned}
 F_b &= \frac{M_{3,U}}{\theta W_3} + \frac{M_{2,U}}{\theta W_2} \leq F_y \quad (\text{jika tidak memenuhi pilih profil yang lain}) \\
 &= \frac{5,0423}{0,9 \times 0,0000374} + \frac{0,4866}{0,9 \times 0,00000819} \\
 &= 215821,8735 \text{ kN/m} \\
 &= 215,822 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

g. Cek defleksi gording

$$\begin{aligned}
 \delta_2 &= \frac{5}{348} \times \frac{q \cos \alpha (L)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \cos \alpha (L)^3}{EI} \\
 &= \frac{5}{348} \times \frac{0,5859 \cos 25^\circ (6)^4}{2,1 \times 10^8 \times 2,8 \times 10^{-7}} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos 25^\circ (6)^3}{2,1 \times 10^8 \times 2,8 \times 10^{-7}} \\
 &= 0,0222 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta_3 &= \frac{5}{348} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{p \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\
&= \frac{5}{348} \times \frac{0,5859 \sin 25^\circ}{2,1 \times 10^8 \times 2,8 \times 10^{-7}} \times \left(\frac{6}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \sin 25^\circ}{2,1 \times 10^8 \times 2,8 \times 10^{-7}} \times \left(\frac{6}{3}\right)^3 \\
&= 0,0021
\end{aligned}$$

Sesuai batas lendutan maksimum (Tabel 6.4-1 SNI 03-1729- 2002)

$$\begin{aligned}
\delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{L}{240} \\
&= \sqrt{0,0021^2 + 0,0222^2} \leq \frac{6}{240} \\
&= 0,0223 \leq 0,025 \text{ meter} \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

Jadi, baja profil lip channels dengan dimensi 150 x 50 x 20 x 3,2 aman dan mampu menerima beban apabila digunakan untuk gording.

2.6.3 Rencana Sagrod

Sagrod dipasang menghubungkan gording yang satu ke gording di sebelahnya. Sagrod berfungsi untuk mengurangi defleksi gording ke arah samping mengingat badan profil kanal yang tipis sehingga momen inersia pada sumbu lemahnya sangat kecil. Selain itu sagrod juga berfungsi sebagai tumpuan arah lateral pada gording. Untuk sagrod biasanya digunakan batang baja dengan diameter 10 atau 12 mm. Jarak antar sagrod diambil maksimum 2 meter.

a. Data perencanaan

Jumlah gording dibawah nok sebanyak (n)	= 6
Jarak antar kuda-kuda (L)	= 6 m
Berat hidup (p)	= 1 kN
q	= 0,5859 kN
Fy	= 240 MPa

b. Gaya sagrod

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

$$= 6 \left(\frac{6}{3} \times 0,5859 \times \sin 25^\circ \right)$$

$$= 2,9710 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times p \sin 25^\circ$$

$$= \frac{6}{2} \times 1 \sin 25^\circ$$

$$= 1,2678 \text{ kN}$$

c. Kombinasi beban

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D}$$

$$= 1,4 \times 5,9420$$

$$= 4,1594 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L}$$

$$= 1,2 \times 5,9420 + 1,6 \times 2,5356$$

$$= 5,5937 \text{ kN (dipakai)}$$

d. Luas batang sagrod yang diperlukan

$$A_{sr} = \frac{F_t \times 10^3}{\sigma_{fy}}$$

$$= \frac{5,5937 \times 10^3}{0,9 \times 240}$$

$$= 25,8968 \text{ mm}^2$$

Maka, dapat digunakan sagrod $\phi 10 \text{ mm}$ ($A_s = 78,57 \text{ mm}^2$)

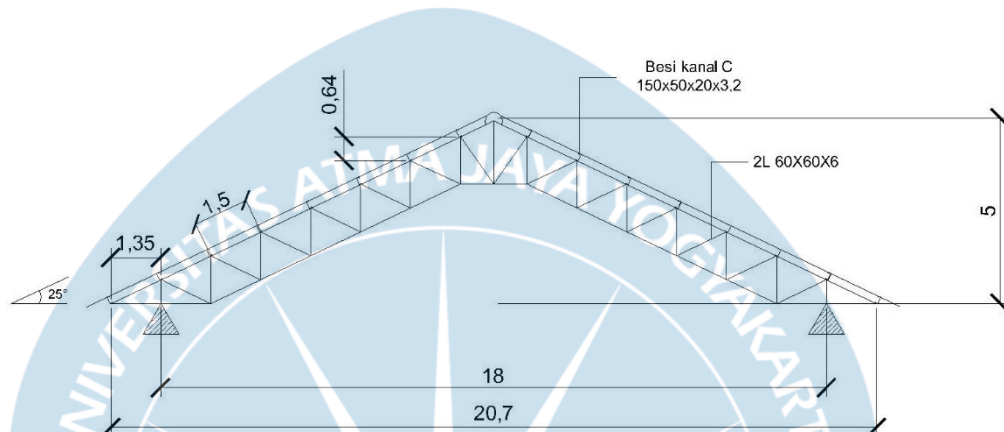
e. Rencana ikatan angin

Untuk batang ikatan angin biasanya tidak ada hitungan yang terperinci, biasanya langsung ditentukan dengan mempertimbangkan bentang dan jarak kuda-kuda. Untuk kasus ini batang ikatan angin ditentukan $\phi 10 \text{ mm}$.

2.6.4 Perencanaan kuda-kuda

Kuda-kuda merupakan rangka batang yang berfungsi untuk mendukung beban atap, kuda-kuda merupakan penyangga utama pada struktur atas sehingga kita harus melakukan perencanaan sebagai berikut:

a. Desain kuda-kuda



Gambar 2.22 Rencana Kuda-kuda

Pada perencanaan ini digunakan model kuda-kuda Cremona yang memiliki dimensi batang tidak terlalu panjang untuk menghindari terjadinya batang langsing. Kuda-kuda utama di desain tipikal dan sedangkan setengah kuda-kuda tipikal terhadap setengah kuda-kuda utama, sehingga untuk tipe profil baja yang digunakan sama untuk semua kuda-kuda.

b. Pembebanan

Berikut merupakan perhitungan beban pada kuda-kuda :

1. Beban mati

Untuk merencanakan beban kuda-kuda dapat dilakukan setelah dimensi gording, sag-rod dan lainnya ditentukan.

Beban-belan P1, P2 dan P3 dihitung sesuai dengan jarak gording (lebar atap yang didukung) dan panjang gording (jarak antara kuda-kuda), yang dijelaskan seperti berikut. Berat atap dan plafon diambil dari peraturan pembebanan yang berlaku, untuk berat sendiri kuda-kuda diperkirakan 0,50 kN/m'.

$$\text{Jarak antar truss (a)} = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Berat kuda-kuda} = 0,5 \text{ kN/m}$$

Jarak antar kuda-kuda (L)	= 6 m
Berat gording	= 0,0676 kN/m
Panjang tritisan (b)	= 1,35 m
Berat atap	= 0,15 kN/m ²
Berat plafond	= 0,18 kN/m ²

Beban P1

Berat sendiri kuda-kuda	$= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda}$ $= \frac{1,35}{2} \times 0,5$ $= 0,3375 \text{ kN}$
Berat gording	$= L \times \text{berat gording per m}$ $= 6 \times 0,0676$ $= 0,4056 \text{ kN}$
Berat atap	$= \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$ $= \frac{\frac{1,35}{2} + 1,35}{\cos 25^\circ} \times 6 \times 0,15$ $= 2,0109 \text{ kN}$
Berat plafond	$= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond}$ $= \left(\frac{1,35}{2} + 1,35\right) \times 6 \times 0,18$ $= 2,1870 \text{ kN}$

Total Beban P1	= 4,9410 kN
----------------	-------------

Beban P2

Berat sendiri kuda-kuda	$= a \times \text{berat kuda-kuda}$ $= 1,35 \times 0,5$ $= 0,6750 \text{ kN}$
Berat gording	= L x berat gording per m

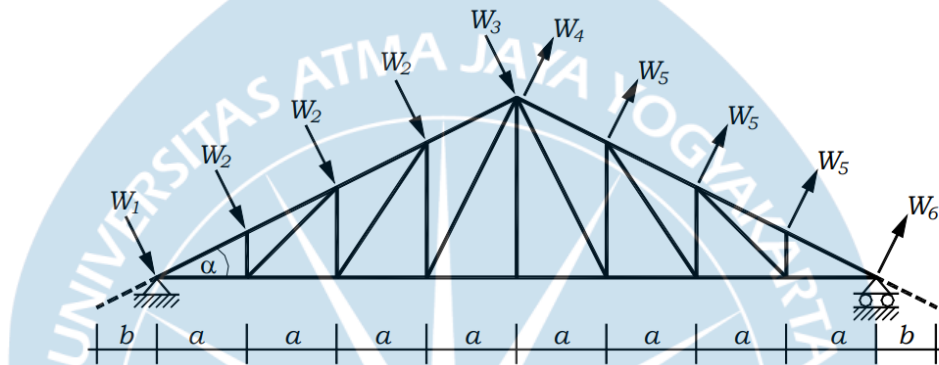
	$= 6 \times 0,0676$
	$= 0,4056 \text{ kN}$
Berat atap	$= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
	$= \frac{1,35}{\cos 25^\circ} \times 6 \times 0,15$
	$= 1,3406 \text{ kN}$
Berat plafond	$= a \times L \times \text{berat plafond}$
	$= 1,35 \times 6 \times 0,18$
	$= 1,4580 \text{ kN}$
<hr/>	
Total beban P2	$= 3,8792 \text{ kN}$
Beban P3	
Berat sendiri kuda-kuda	$= a \times \text{berat kuda-kuda}$
	$= 1,35 \times 0,5$
	$= 0,6750 \text{ kN}$
Berat gording	$= 2 \times L \times \text{berat gording per m}$
	$= 2 \times 6 \times 0,0676$
	$= 0,8112 \text{ kN}$
Berat atap	$= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
	$= \frac{1,35}{\cos 25^\circ} \times 6 \times 0,15$
	$= 1,3406 \text{ kN}$
Berat plafond	$= a \times L \times \text{berat plafond}$
	$= 1,35 \times 6 \times 0,18$
	$= 1,4580 \text{ kN}$
<hr/>	
Total beban P3	$= 4,2848 \text{ kN}$

2. Beban hidup

Beban hidup (L) diambil sesuai ketentuan dalam Peraturan Pembebanan, dalam hal ini diambil sebesar 1,0 kN pada setiap joint.

3. Beban angin

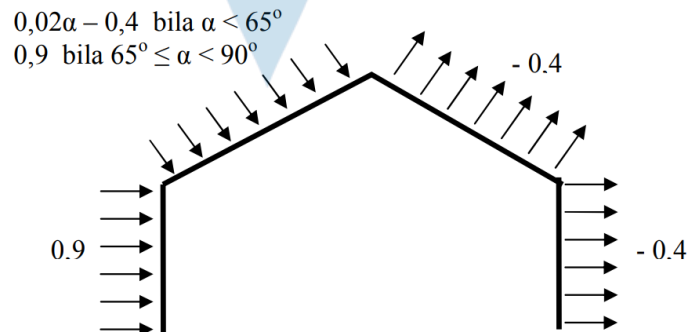
Untuk beban angin ditentukan koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis) sesuai dalam Peraturan Pembebanan. Beban angin dikerjakan pada tiap joint atas kuda-kuda seperti dijelaskan berikut.



Gambar 2.23 Beban Angin Dari Kiri Pada Joint

Beban angin dari kiri, besarnya W_1, W_2, W_3, W_4, W_5 dan W_6 dihiwtung sesuai dengan besar tiupan angin (Q_w), koefisien beban angin (C_{ti} atau C_{is}), jarak gording (lebar atap yang didukung) dan panjang gording (jarak antara kuda-kuda).

Nilai tekanan tiup dapat dilihat pada peraturan pembebanan dengan nilai minimum 25 kg/m^2 . Nilai koefisien pada gedung tertutup untuk perhitungan beban angin dapat dilihat pada gambar x.x.



Gambar 2.24 Koefisien Angin

Jarak antar truss (a) = 1,35 m

Panjang tritisan (b) = 1,35 m

$$\text{Jarak antar kuda-kuda (L)} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan atap } (\alpha) = 25^\circ$$

$$\text{Koefisien angin tekan (Cti)} = 0,1$$

$$\text{Koefisien angin hisap (Cis)} = -0,4$$

$$\text{Besarnya tiupan angin (Qw)} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W1} &= \frac{\frac{a}{2}+b}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{\frac{1,35}{2}+1,35}{\cos 25^\circ} \times 0,1 \times 6 \times 0,25 \\ &= 0,3352 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W2} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1,35}{\cos 25^\circ} \times 0,1 \times 6 \times 0,25 \\ &= 0,2234 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W3} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{1,35}{\cos 25^\circ} \times 0,1 \times 6 \times 0,25 \\ &= 0,1117 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W4} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{1,35}{\cos 25^\circ} \times (-0,4) \times 6 \times 0,25 \\ &= -0,4469 \text{ kN} \end{aligned}$$

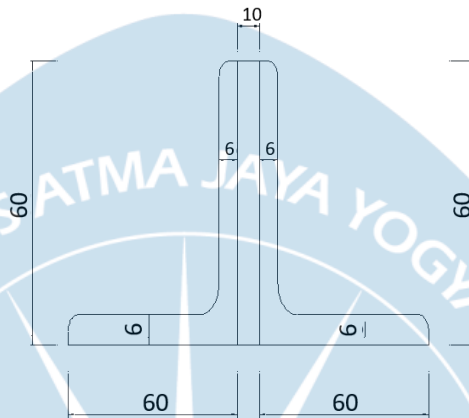
$$\begin{aligned} \text{Beban W5} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1,35}{\cos 25^\circ} \times (-0,4) \times 6 \times 0,25 \\ &= -0,8937 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W6} &= \frac{\frac{a}{2}+b}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{\frac{1,35}{2}+1,35}{\cos 25^\circ} \times (-0,4) \times 6 \times 0,25 \\ &= -1,3406 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.6.5 Rencana Elemen kuda-kuda

Pada perencanaan elemen kuda-kuda ada dua hal yang perlu diperhatikan. Pertama adalah perencanaan elemen tarik (tanda positif), dan perencanaan elemen tekan (tanda negatif).

Direncanakan profil baja double Angel uk. 60 x 60 x 6



Gambar 2.25 Penampang Baja Siku

$$\text{Luas penampang bruto (Ag)} = 2 \times 6,91 \text{ cm}^2 = 13,82 \text{ cm}^2 = 1382 \text{ mm}^2$$

$$\text{Titik berat (Cx = Cy)} = 1,7 \text{ cm}$$

$$\text{Inersia (Ix = Iy)} = 22,79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Igx} = 2 \times \text{Ix} = 45,58 \text{ cm}^4 \text{ (dipakai)}$$

$$\text{Igy} = \text{Iy} + \text{Ag} \left(\text{Cy} + \frac{tp}{2}\right)^2 = 89,6788 \text{ cm}^4$$

$$\text{Jari-jari girasi terkecil (r min)} = \sqrt{\frac{\text{Igx}}{\text{Ag}}} = 1,8161 \text{ cm} = 18,1607 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat (tp)} = 10 \text{ mm}$$

a. Batang tarik

$$\text{Fy} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Nu max} = 176.244 \text{ N (output SAP)}$$

$$\text{Lk} = 1.494 \text{ mm}$$

1. Cek tegangan

Untuk perencanaan elemen tarik dapat digunakan persamaan (10.1.1-1) pada SNI 03-1729-2002 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Tegangan tarik (Ft)} &= \frac{N_u}{\theta A_g} \leq F_y \quad \Rightarrow \quad (\text{nilai } \theta = 0,9) \\ &= \frac{176.244}{0,9 \times 1.382} \leq 240 \text{ MPa} \\ &= 141,698 \leq 240 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

2. Syarat kelangsingan

$$\begin{aligned}\text{Angka kelangsingan } (\lambda) &= \frac{L_k}{r} < 240 \\ &= \frac{1.494}{18,1607} < 240 \\ &= 82,2654 < 240 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

3. Syarat kelangsingan batang tarik terpanjang

$$\begin{aligned}\text{Panjang batang (Lk)} &= 1.920 \text{ mm} \\ \text{Angka kelangsingan } (\lambda) &= \frac{L_k}{r} < 240 \\ &= \frac{1.920}{18,1607} < 240 \\ &= 105,7227 < 240 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

b. Batang tekan

$$\begin{aligned}F_y &= 240 \text{ MPa} \\ N_u \text{ max} &= 188.834 \text{ N (output SAP)} \\ L_k &= 1.494 \text{ mm} \\ E &= 200.000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

1. Cek tegangan

Untuk perencanaan elemen tekan dapat digunakan persamaan (9.3-6) pada SNI 03-1729-2002 sebagai berikut:

$$\text{Tegangan tekan (Fc)} = \frac{\omega N_u}{\theta A_g} \leq F_y \quad \Rightarrow \quad (\text{nilai } \theta = 0,85)$$

Nilai ω dihitung dengan persamaan (7.6-5) SNI 03-1729-2002 seperti berikut:

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{1}{\pi} \times \frac{L_k}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times \frac{1.494}{18,1607} \times \sqrt{\frac{240}{200.000}} \\ &= 0,9067 \end{aligned}$$

Untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka,

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \\ &= 1,4408 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_c &= \frac{\omega N_u}{\theta A_g} \leq F_y \\ &= \frac{1,4408 \times 188.834}{0,85 \times 1.382} \leq 240 \text{ MPa} \\ &= 231,61 \leq 240 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

2. Syarat kelangsingan

$$\begin{aligned} \text{Angka kelangsingan } (\lambda) &= \frac{L_k}{r} < 200 \\ &= \frac{1.494}{18,1607} < 200 \\ &= 82,2654 < 200 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

3. Syarat kelangsingan batang tekan terpanjang

$$\text{Panjang batang (Lk)} = 1.860,35 \text{ mm}$$

$$\text{Angka kelangsingan } (\lambda) = \frac{L_k}{r} < 200$$

$$= \frac{1.860,35}{18,1607} < 200$$

$$= 102,4381 < 200 \quad \mathbf{OK}$$

2.6.6 Sambungan

Untuk perencanaan sambungan elemen kuda-kuda ada dua macam sambungan yang digunakan, ialah sambungan baut dan sambungan las. Dua macam sambungan ini dipilih karena dalam praktik banyak dijumpai. Sebenarnya disamping dua macam sambungan tersebut masih ada macam sambungan yang lain, seperti misalnya sambungan paku keling, tetapi sambungan ini untuk saat ini sudah jarang dijumpai. Untuk merencanakan sambungan harus diikuti ketentuan dalam SNI 03- 1729-2002 bab 13, khususnya bab 13.1.3, 13.1.4, 13.2 sampai 13.5.

a. Data perencanaan

Gaya rencana terbesar (output SAP)

Tarik = 176.244 N

Tekan = 188.834 N

Profil pelat yang digunakan (BJ37)

Tebal pelat (tp) = 10 mm

Fy = 240 MPa

Fu = 370 MPa

Profil baut yang digunakan (A325-M20)

Diameter baut (d) = 20 mm

Diameter lubang (d) = 22 mm

Luas penampang baut (Ab) = $\frac{1}{4} \times \pi \times 20^2 = 314,286 \text{ mm}^2$

Kekuatan geser baut (F_{nv}) = 372 MPa (Ulir)

Profil frame baja yang digunakan (2L 60x60x6)

Tebal baja (tp) = 6 mm

$$A_g = 1.382 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

b. Kekuatan leleh

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9F_yA_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 1.382 \\ &= 298.512 \text{ N} \\ &= 298,512 \text{ kN} > N_u \text{ max} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

c. Kekuatan *fracture*

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang netto (}A_n\text{)} &= A_g - n d t \quad (n = \text{jumlah baut diluasan fraktur}) \\ &= 1.382 - 2 \times 22 \times 6 \\ &= 1.118 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang efektif (}A_e\text{)} &= U \times A_n \quad (U = \text{factor shear-lag}) \\ &= 0,8 \times 1118 \text{ mm}^2 \\ &= 894,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75F_uA_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 894,4 \\ &= 248.196 \text{ N} \\ &= 248,196 \text{ kN} > N_u \text{ max} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

Pada sambungan baut perlu diperhitungkan terhadap kegagalan geser dan kegagalan tumpu. Dari kedua hal tersebut diambil nilai yang menentukan, ialah nilai yang kecil.

d. Kekuatan geser baut (baut putus)

Pada kegagalan geser kuat geser rencana baut dihitung sesuai persamaan (13.2-2) dari SNI 03-1729-2002 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} R_n &= F_n v A_b \text{ (jumlah bidang geser)} \\ &= 372 \times 314,286 \times 2 \\ &= 233.829 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 233.829 \\ &= 175.371 \text{ N} \\ &= 175,371 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Kekuatan tumpu baut (pelat sobek)

Pada kegagalan tumpu kuat tumpu rencana baut tergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar dari 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar dari 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dihitung sesuai persamaan (13.2-7) dari SNI 03-1729-2002 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 d t F_u \\ &= 2,4 \times 20 \times 10 \times 370 \\ &= 177.600 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 177.600 \\ &= 133.200 \text{ N} \\ &= 133,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Jumlah baut

Untuk menghitung jumlah baut dipilih nilai yang terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu pelat. Dipilih ϕR_n terkecil untuk penentuan jumlah baut yaitu 133,2 kN

$$\begin{aligned} n_b &= \frac{N_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{188,834}{133,2} \end{aligned}$$

$$= 1,42 \approx 2$$

Maka, didapatkan kebutuhan baut sebanyak 2 baut.

2.7 Perancangan Balok

Peraturan beton 03-2847-2019 mengatur tentang tinggi minimum balok. Tinggi minimum balok ditetapkan agar tidak terjadi lendutan balok yang terlalu besar. Dimensi balok yang umumnya digunakan di lapangan:

$$h = 1/10 L - 1/15 L$$

$$b = 1/2 h - 2/3 h$$

Lebar balok disarankan tidak kurang dari $\frac{1}{2} h$ karena lebar balok yang terlalu kecil menyebabkan kuat geser balok menjadi lebih kecil dan juga menyulitkan dalam pemasangan tulangan longitudinal balok. Sebaliknya lebar balok yang terlalu besar (lebih dari $\frac{2}{3} h$) juga tidak disarankan karena penampang balok tersebut kurang efektif jika ditinjau dari kuat lenturnya.

Pada perencanaan ini terdapat 2 tipe balok yaitu, balok dengan ukuran 6 meter dan balok ukuran 3 meter.

2.7.1 Balok 6 Meter (B1)

a. Data perencanaan

Bentang balok (L) = 6.000 mm

Lebar balok (b) = 300 mm

Tinggi balok (h) = 600 mm

Diameter tulangan longitudinal = 19 mm

Diameter tulangan transversal = 10 mm

Selimit beton = 40 mm

F'c beton = 25 MPa

Fy longitudinal = 420 MPa

Fy transversal = 280 MPa

β_1 = 0,85

Rencana kolom	= 500 x 500 mm
Bentang bersih balok	= 6.000 – 500 = 5.500 mm
Tinggi efektif balok	= 600 – 40 – 10 – 19/2 = 540,5 mm

b. Gaya dalam

Gaya dalam diambil dari output hasil pemodelan ETABS. Setiap gaya dalam diambil nilai terbesar. Untuk tumpuan diambil pada area panjang sebesar dua kali tinggi balok dari muka kolom pada kedua ujung balok dan untuk lapangan pada area panjang sebesar diantara kedua area tumpuan.

Mu tumpuan (-)	= 243,5102 kNm
Mu tumpuan (+)	= 118,3982 kNm
Mu lapangan (-)	= 71,2323 kNm
Mu lapangan (+)	= 119,2524 kNm
Vu tumpuan	= 195,7721 kN
Vu lapangan	= 125,6476 kN
Vg tumpuan	= 133,9431 kN
Pu	= 0 kN

c. Ketentuan balok

1. Gaya aksial terfaktor Pu tidak boleh melebihi $Agf^c/10$

$$\begin{aligned}
 Ag &= bh \\
 &= 300 \times 600 \\
 &= 180.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Agf^c/10 &= 180.000 \times 25 / 10 \\
 &= 450.000 \text{ N} \\
 &= 450 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis ETABS nilai $Pu = 0 \text{ kN}$, maka $Pu < Agf^c/10$

2. Bentang bersih untuk komponen struktur, L_n tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

$$L_n \geq 4d$$

$$5500 \geq 4 \times 540,5 \text{ mm}$$

$$5500 \geq 2162 \text{ mm}$$

3. Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari nilai terkecil $0,3h$ dan 250 mm

$$300 \text{ mm} > 0,3h \qquad 300 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} > 0,3 \times 600$$

$$300 \text{ mm} > 180 \text{ mm}$$

- d. Tulangan longitudinal

1. Tulangan tumpuan negative

Direncanakan tulangan D19 ($f_y = 420 \text{ MPa}$)

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{243,5102 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 540,5^2}$$

$$= 3,087$$

$$\rho = \frac{0,85 f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,087}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,00798$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d$$

$$= 0,00798 \times 300 \times 540,5$$

$$= 1293,96 \text{ mm}^2$$

A_s harus tidak boleh kurang dari A_s min di bawah:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 300 \times 540,5$$

$$= 482,59 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5$$

$$= 540,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$= \frac{1293,96}{\frac{1}{4}\pi 19^2}$$

$$= 4,562$$

Digunakan tulangan 5D19 (As = 1417,644 mm²)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{1417,644 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 93,398 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{93,398}{0,85}$$

$$= 109,88 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$= \frac{540,5 - 109,88}{109,88} \times 0,003$$

$$= 0,0118 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)$$

$$\theta M_n = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1417,644 \times 420 \left(531 - \frac{93,398}{2} \right)$$

$$= 259.522.124 \text{ Nmm}$$

$$= 259,522 \text{ kNm} > M_u (243,5102 \text{ kNm}) \quad \mathbf{OK}$$

2. Tulangan tumpuan positif

$$Mu+ \text{ tump} = 118,3982 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} 0,5 Mu- \text{ tump} &= 0,5 \times 243,5102 \text{ kNm (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2)} \\ &= 121,755 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hitungan di atas $Mu+ \text{ tump}$ kurang dari $0,5Mu- \text{ tump}$, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tarik tumpuan selanjutnya digunakan 121,755 kNm.

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\phi bd^2} &= \frac{121,755 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 540,5^2} \\ &= 1,544 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi bd^2 f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,544}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00382 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho bd \\ &= 0,00382 \times 300 \times 540,5 \\ &= 619,413 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 300 \times 540,5 \\ &= 482,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} bd \\ &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 \\ &= 540,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{619,413}{\frac{1}{4}\pi 19^2} \\
 &= 2,1838
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 3D19 ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_{sfy}}{0,85f'c b} \\
 &= \frac{850,586 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
 &= 56,039 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{56,039}{0,85} \\
 &= 65,928 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{540,5 - 65,928}{65,928} \times 0,003 \\
 &= 0,022 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 A_{sfy} \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 850,586 \times 420 \left(540,5 - \frac{56,039}{2} \right) \\
 &= 164.773.503,2 \text{ Nmm} \\
 &= 164,774 \text{ kNm} > M_u (121,755 \text{ kNm}) \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

3. Tulangan lapangan negative

$$\text{Mu- lap} = 71,2323 \text{ kNm}$$

$$0,25 \text{ Mu- tump} = 0,25 \times 243,5102 \text{ kNm (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2)}$$

$$= 60,878 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hitungan di atas Mu- lap lebih dari 0,25Mu- tump, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tekan lapangan selanjutnya digunakan 71,2323 kNm.

$$\frac{\text{Mu}}{\phi b d^2} = \frac{71,2323 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 540,5^2}$$
$$= 0,9$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{Mu}}{\phi b d^2 f'_c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,9}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0022$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\text{As perlu} = \rho b d$$

$$= 0,0022 \times 300 \times 540,5$$

$$= 356,73 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 300 \times 540,5$$

$$= 482,9 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5$$

$$= 540,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{540,5}{\frac{1}{4}\pi 19^2} \\
 &= 1,9
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D19 ($A_s = 567,057 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{567,057 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
 &= 37,359 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{37,359}{0,85} \\
 &= 43,952 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 \\
 &= \frac{540,5 - 43,952}{43,952} \times 0,003 \\
 &= 0,034 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 567,057 \times 420 \left(540,5 - \frac{37,359}{2} \right) \\
 &= 111.850.943,6 \text{ Nmm} \\
 &= 111,85 \text{ kNm} > M_u (71,2323 \text{ kNm}) \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

4. Tulangan lapangan positive

$$Mu+ \text{ lap} = 119,2524 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} 0,25 Mu- \text{ tump} &= 0,25 \times 243,5102 \text{ kNm (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2)} \\ &= 60,878 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hitungan di atas $Mu+$ lap lebih dari $0,25Mu-$ tump, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tarik lapangan selanjutnya digunakan $119,2524 \text{ kNm}$.

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\phi bd^2} &= \frac{119,2524 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 540,5^2} \\ &= 1,512 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \frac{Mu}{\phi bd^2}}{0,85f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,512}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00374 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho bd \\ &= 0,00374 \times 300 \times 540,5 \\ &= 606,441 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 300 \times 540,5 \\ &= 482,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} bd \\ &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 537,5 \\ &= 540,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{606,441}{\frac{1}{4}\pi 19^2} \\
 &= 2,138
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 3D19 ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{850,586 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
 &= 56,039 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{56,039}{0,85} \\
 &= 65,928 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{540,5 - 65,928}{65,928} \times 0,003 \\
 &= 0,022 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 850,586 \times 420 \left(540,5 - \frac{56,039}{2} \right) \\
 &= 164.773.503,2 \text{ Nmm} \\
 &= 164,774 \text{ kNm} > M_u (119,2524 \text{ kNm}) \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

e. Tulangan transversal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1, geser rencana akibat gempa pada balok dihitung mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan lentur balok mencapai $1,25f_y$ dan faktor reduksi kuat lentur $f = 1$.

1. Perhitungan M_{pr^-}

M_{pr^-} ditinjau dari tumpuan yang mengalami tekan dengan tulangan 5D19 ($A_s = 1417,644 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} a_{pr^-} &= 1,25 a \text{ (tumpuan negative)} \\ &= 1,25 \times 93,398 \\ &= 116,747 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr^-} &= 1,25 A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr^-}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 1417,644 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{116,747}{2} \right) \\ &= 358.828.963 \text{ Nmm} \\ &= 358,829 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Perhitungan M_{pr^+}

M_{pr^+} ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan 3D19 ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} a_{pr^+} &= 1,25 a \text{ (tumpuan positif)} \\ &= 1,25 \times 56,039 \\ &= 70,048 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr^+} &= 1,25 A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr^+}}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 850,586 \times 420 \left(540,5 - \frac{70,048}{2} \right) \\ &= 225.724.174 \text{ Nmm} \\ &= 225,724 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Gaya geser akibat gravitasi

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban $1,2DL + 1,0LL$, sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 133,9431 \text{ kN}$.

4. Gaya geser akibat gempa

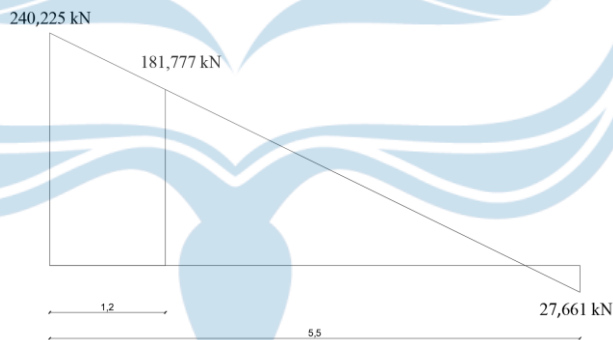
$$\begin{aligned}V_{pr} &= \frac{(M_{pr+})+(M_{pr-})}{L_n} \\ &= \frac{225,724 + 358,829}{5,5} \\ &= 106,282 \text{ kN}\end{aligned}$$

5. Kekuatan geser

$$\begin{aligned}V_{e1} &= V_{pr} + V_g \\ &= 106,282 + 133,9431 \\ &= 240,225 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{e2} &= V_{pr} - V_g \\ &= 106,282 - 133,9431 \\ &= -27,661 \text{ kN}\end{aligned}$$

Untuk menentukan tulangan geser lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,6 m maka, $2h = 1,2$ m.



Gambar 2.26 Gaya Geser Balok B1

6. Kebutuhan tulangan tumpuan

$$V_u \text{ ETABS} = 195,7721 \text{ kN}$$

$$V_e = 240,225 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai} = 240,225 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2, V_c dapat diasumsikan sama dengan nol bilamana gaya geser gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang bentang

$$0,5 V_u = 0,5 \times 240,225$$

$$= 120,1125 > V_{pr} (106,282 \text{ kN}), \text{ maka } V_c \neq 0$$

V_c perlu diperhitungkan, maka

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 540,5$$

$$= 137.828 \text{ N}$$

$$= 137,828 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{240,225}{0,75} - 137,828$$

$$= 182,472 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = 0,66\sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{25} \times 300 \times 540,5$$

$$= 535.095 \text{ N}$$

$$= 535,095 \text{ kN} > V_s (182,472 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK}$$

Direncanakan sengkang 2D10 ($A_s = 157,080 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak sengkang} = \frac{A_s f_y d}{V_s}$$

$$= \frac{157,080 \times 280 \times 540,5}{182,472 \times 10^3}$$

$$= 130,28 \text{ mm}$$

Pasal 21.5.3 SNI 2487:2013 memberi ketentuan jarak sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$d/4 = 540,5/4 = 135,125 \text{ mm}$$

$$6 \text{ kali diameter tulangan lentur} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

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

Maka, digunakan tulangan 2D10-100

7. Kebutuhan tulangan lapangan

$$V_u \text{ ETABS} = 125,6476 \text{ kN}$$

$$V_e = 181,777 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai} = 181,777 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 540,5 \\ &= 137.828 \text{ N} \\ &= 137,828 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\theta} - V_c \\ &= \frac{181,777}{0,75} - 137,828 \\ &= 104,541 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0,66\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 300 \times 540,5 \\ &= 535.095 \text{ N} \\ &= 535,095 \text{ kN} > V_s (104,541 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2D10 ($A_s = 157,080 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jarak sengkang} &= \frac{A_s f_y d}{V_s} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 540,5}{104,541 \times 10^3} \\ &= 227,399 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pasal 21.3.4.3 SNI 2847:2013 di luar sendi plastis jarak tulangan tidak boleh melebihi:

$$\begin{aligned} d/2 &= 540,5/2 \\ &= 270,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D10-200

2.7.2 Balok 3 Meter (B2)

a. Data perencanaan

Bentang balok (L)	= 3.000 mm
Lebar balok (b)	= 200 mm
Tinggi balok (h)	= 300 mm
Diameter tulangan longitudinal	= 16 mm
Diameter tulangan transversal	= 8 mm
Selimit beton	= 40 mm
F'c beton	= 25 MPa
Fy longitudinal	= 420 MPa
Fy transversal	= 280 MPa
β_1	= 0,85
Rencana kolom	= 500 x 500 mm
Bentang bersih balok	= 3.000 – 500 = 2.500 mm
Tinggi efektif balok	= 300 – 40 – 8 – 16/2 = 244 mm

b. Gaya dalam

Gaya dalam diambil dari output hasil pemodelan ETABS. Setiap gaya dalam diambil nilai terbesar. Untuk tumpuan diambil pada area panjang sebesar dua kali tinggi balok pada kedua ujung balok dan untuk lapangan pada area panjang sebesar diantara kedua area tumpuan.

Mu tumpuan (-)	= 27,7912 kNm
Mu tumpuan (+)	= 23,3452 kNm
Mu lapangan (-)	= 7,2881 kNm
Mu lapangan (+)	= 10,3123 kNm
Vu tumpuan	= 37,3602 kN
Vu lapangan	= 35,9303 kN

$$V_g \text{ tumpuan} = 13,8952 \text{ kN}$$

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

c. Ketentuan balok

1. Gaya aksial terfaktor P_u tidak boleh melebihi $A_g f'_c / 10$

$$A_g = bh$$

$$= 200 \times 300$$

$$= 60.000 \text{ mm}^2$$

$$A_g f'_c / 10 = 60.000 \times 25 / 10$$

$$= 150.000 \text{ N}$$

$$= 150 \text{ kN}$$

2. Berdasarkan analisis ETABS nilai $P_u = 0 \text{ kN}$, maka $P_u < A_g f'_c / 10$

Bentang bersih untuk komponen struktur, L_n tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

$$L_n \geq 4d$$

$$2.500 \geq 4 \times 244 \text{ mm}$$

$$2.500 \geq 976 \text{ mm}$$

3. Lebar komponen, b_w tidak boleh kurang dari nilai terkecil $0,3h$ dan 250 mm

$$200 \text{ mm} > 0,3h$$

$$200 \text{ mm} > 0,3 \times 300$$

$$200 \text{ mm} > 90 \text{ mm}$$

d. Tulangan longitudinal

1. Tulangan tumpuan negative

Direncanakan tulangan D16 ($f_y = 420 \text{ MPa}$)

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{27,7912 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 244^2}$$

$$= 2,5933$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,5933}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0066$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\text{As perlu} = \rho b d$$

$$= 0,0066 \times 200 \times 244$$

$$= 322,08 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 200 \times 244$$

$$= 145,24 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 244$$

$$= 162,667 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$= \frac{322,08}{\frac{1}{4}\pi 16^2}$$

$$= 1,6$$

Digunakan tulangan 2D16 (As = 402,124 mm²)

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

$$= \frac{402,124 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200}$$

$$= 39,739 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{39,739}{0,85}$$

$$= 46,752 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$= \frac{244 - 46,752}{46,752} \times 0,003$$

$$= 0,013 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)$$

$$\theta M_n = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 402,124 \times 420 \left(244 - \frac{39,739}{2} \right)$$

$$= 34.068.479,7028 \text{ Nmm}$$

$$= 34,068 \text{ kNm} > M_u (27,7912 \text{ kNm}) \text{ OK}$$

2. Tulangan tumpuan positif

$$M_{u+} \text{ tump} = 23,3452 \text{ kNm}$$

$$0,5 M_{u-} \text{ tump} = 0,5 \times 23,3452 \text{ kNm (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2)}$$

$$= 11,6726 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hitungan di atas M_{u+} tump lebih dari $0,5 M_{u-}$ tump, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tarik tumpuan selanjutnya digunakan 23,3452 kNm.

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{23,3452 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 244^2}$$

$$= 2,18$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi b d^2 f'_c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,18}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,0055$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d$$

$$= 0,0055 \times 200 \times 244$$

$$= 268,4 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 200 \times 244$$

$$= 145,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 244 \\ &= 162,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{268,4}{\frac{1}{4}\pi 16^2} \\ &= 1,335 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b} \\ &= \frac{402,124 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\ &= 39,739 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{39,739}{0,85} \\ &= 46,752 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 \\ &= \frac{244 - 46,752}{46,752} \times 0,003 \\ &= 0,013 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 402,124 \times 420 \left(244 - \frac{39,739}{2} \right) \\ &= 34.068.479,7028 \text{ Nmm} \\ &= 34,068 \text{ kNm} > M_u (23,3452 \text{ kNm}) \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

3. Tulangan lapangan negative

$$\text{Mu- lap} = 7,2881 \text{ kNm}$$

$$0,25 \text{ Mu- tump} = 0,25 \times 27,7912 \text{ kNm (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2)}$$

$$= 6,948 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hitungan di atas Mu- lap lebih dari 0,25Mu- tump, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tekan lapangan selanjutnya digunakan 7,2881 kNm.

$$\frac{\text{Mu}}{\phi b d^2} = \frac{7,2881 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 244^2}$$

$$= 0,68$$

$$\rho = \frac{0,85 f_r c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \frac{\text{Mu}}{\phi b d^2}}{0,85 f_r c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,68}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,00165$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\text{As perlu} = \rho b d$$

$$= 0,00165 \times 200 \times 244$$

$$= 80,52 \text{ mm}^2$$

As harus tidak boleh kurang dari As min di bawah:

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{f_r c}}{4 f_y} b d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 200 \times 244$$

$$= 145,24 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 244$$

$$= 162,667 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{162,667}{\frac{1}{4}\pi 16^2} \\
 &= 0,8
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b} \\
 &= \frac{402,124 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\
 &= 39,739 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{39,739}{0,85} \\
 &= 46,752 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{244 - 46,752}{46,752} \times 0,003 \\
 &= 0,013 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 402,124 \times 420 \left(244 - \frac{39,739}{2} \right) \\
 &= 34.068.479,7028 \text{ Nmm} \\
 &= 34,068 \text{ kNm} > M_u (7,2881 \text{ kNm}) \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

4. Tulangan lapangan positif

$$M_{u+ \text{ lap}} = 10,3123 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} 0,25 M_{u- \text{ tump}} &= 0,25 \times 27,7912 \text{ kNm (SNI 2847:2019 pasal 18.6.3.2)} \\ &= 6,948 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hitungan di atas $M_{u+ \text{ lap}}$ lebih dari $0,25M_{u- \text{ tump}}$, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tarik lapangan selanjutnya digunakan 10,3123 kNm.

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi b d^2} &= \frac{10,3123 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 244^2} \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi b d^2 f_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00244 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{ maks}} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho b d \\ &= 0,00244 \times 200 \times 244 \\ &= 119,072 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari A_s min di bawah:

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 200 \times 244 \\ &= 145,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 244 \\ &= 162,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{162,667}{\frac{1}{4}\pi 16^2} \\
 &= 0,8
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_{sfy}}{0,85f'c b} \\
 &= \frac{402,124 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\
 &= 39,739 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{39,739}{0,85} \\
 &= 46,752 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 \\
 &= \frac{244 - 46,752}{46,752} \times 0,003 \\
 &= 0,013 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta M_n &= 0,9 A_{sfy} \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 402,124 \times 420 \left(244 - \frac{39,739}{2} \right) \\
 &= 34.068.479,7028 \text{ Nmm} \\
 &= 34,068 \text{ kNm} > M_u (10,3123 \text{ kNm}) \text{ OK}
 \end{aligned}$$

e. Tulangan transversal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1, geser rencana akibat gempa pada balok dihitung mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan lentur balok mencapai $1,25f_y$ dan faktor reduksi kuat lentur $f = 1$.

1. Perhitungan M_{pr}^-

M_{pr}^- ditinjau dari tumpuan yang mengalami tekan dengan tulangan 2D16 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} a_{pr}^- &= 1,25 a \text{ (tumpuan negative)} \\ &= 1,25 \times 39,739 \\ &= 49,674 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= 1,25 A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}^-}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 402,124 \times 420 \times \left(244 - \frac{49,674}{2} \right) \\ &= 46.268.618 \text{ Nmm} \\ &= 46,269 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Perhitungan M_{pr}^+

M_{pr}^+ ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan 2D16 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} a_{pr}^+ &= 1,25 a \text{ (tumpuan positif)} \\ &= 1,25 \times 39,739 \\ &= 49,674 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= 1,25 A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}^+}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 402,124 \times 420 \left(244 - \frac{49,674}{2} \right) \\ &= 46.268.618 \text{ Nmm} \\ &= 46,269 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Gaya geser akibat gravitasi

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban 1,2DL + 1,0LL, sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 13,8952 \text{ kN}$.

4. Gaya geser akibat gempa

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

$$= \frac{46,269 + 46,269}{2,5}$$

$$= 37,015 \text{ kN}$$

5. Kekuatan geser

$$V_{e1} = V_{pr} + V_g$$

$$= 37,015 + 13,8952$$

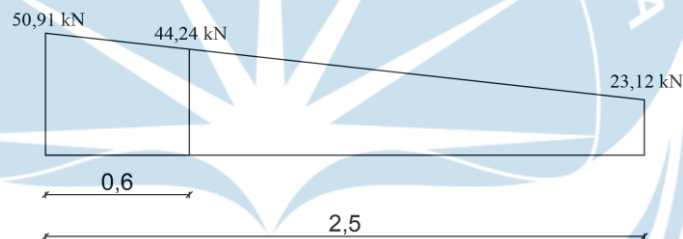
$$= 50,91 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_{pr} - V_g$$

$$= 37,015 - 13,8952$$

$$= 23,12 \text{ kN}$$

Untuk menentukan tulangan geser lapangan, ditentukan jarak tulangan geser dari muka kolom sebesar $2h$. Balok dengan tinggi (h) = 0,3 m maka, $2h = 0,6$ m.



Gambar 2.27 Gaya Geser Balok B2

6. Kebutuhan tulangan tumpuan

$$V_u \text{ ETABS} = 37,3602 \text{ kN}$$

$$V_e = 50,91 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai} = 50,91 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2, V_c dapat diasumsikan sama dengan nol bilamana gaya geser gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang bentang

$$0,5 V_u = 0,5 \times 50,91$$

$$= 25,455 < V_{pr} (37,015 \text{ kN}), \text{ maka } V_c = 0$$

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

$$= \frac{50,91}{0,75} - 0$$

$$= 67,88 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = 0,66\sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$= 0,66 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244$$

$$= 161.040 \text{ N}$$

$$= 161,04 \text{ kN} > V_s (67,88 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK}$$

Direncanakan sengkang 2D8 ($A_s = 100,531 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak sengkang} = \frac{Asfyd}{V_s}$$

$$= \frac{100,531 \times 280 \times 244}{67,88 \times 10^3}$$

$$= 101,183 \text{ mm}$$

Pasal 21.5.3 SNI 2487:2013 memberi ketentuan jarak sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$d/4 = 242/4 = 60,5 \text{ mm}$$

$$6 \text{ kali diameter tulangan lentur} = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

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

Maka, digunakan tulangan 2D8-50

7. Kebutuhan tulangan lapangan

$$V_u \text{ ETABS} = 35,9303 \text{ kN}$$

$$V_e = 44,24 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai} = 44,24 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244$$

$$= 41.480 \text{ N}$$

$$= 41,48 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{44,24}{0,75} - 41,48$$

$$= 17,51 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = 0,66\sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$= 0,66 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244$$

$$= 161.040 \text{ N}$$

$$= 161,04 \text{ kN} > V_s (17,51 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK}$$

Direncanakan sengkang 2D8 ($A_s = 100,531 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jarak sengkang} &= \frac{Asfyd}{Vs} \\ &= \frac{100,531 \times 280 \times 244}{17,51 \times 10^3} \\ &= 392,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pasal 21.3.4.3 SNI 2847:2013 di luar sendi plastis jarak tulangan tidak boleh melebihi:

$$d/2 = 242/2 = 121 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan 2D8-100

2.8 Perancangan Kolom

Kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau. Kondisi pembebanan yang memberikan rasio momen maksimum terhadap beban aksial harus juga ditinjau.

a. Data perencanaan

$$\text{Panjang kolom (L) : Lantai 1} = 4.500 \text{ mm}$$

$$\text{Lantai 2\&3} = 4.000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi bersih kolom : Lantai 1} = 4.500 - 600 = 3.900 \text{ mm}$$

$$\text{Lantai 2\&3} = 4.000 - 600 = 3.400 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom (b)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang balok (h)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan longitudinal} = 19 \text{ mm}$$

Diameter tulangan transversal	= 13 mm
Selimut beton	= 40 mm
F'c beton	= 25 MPa
Fy longitudinal	= 420 MPa
Fy transversal	= 280 MPa
Tinggi balok	= 600 mm

b. Gaya dalam

Gaya dalam diambil dari output hasil pemodelan ETABS. Setiap gaya dalam diambil nilai terbesar.

Lantai 1

$$P_u = 1.763,6577 \text{ kN}$$

$$M_2 = 282,0585 \text{ kNm} \quad V_2 = 107,3859 \text{ kN}$$

$$M_3 = 275,3235 \text{ kNm} \quad V_3 = 111,8998 \text{ kN}$$

Lantai 2

$$P_u = 1.033,9573 \text{ kN}$$

$$M_2 = 260,7266 \text{ kNm} \quad V_2 = 124,6495 \text{ kN}$$

$$M_3 = 242,127 \text{ kNm} \quad V_3 = 139,8225 \text{ kN}$$

Lantai 3

$$P_u = 374,1863 \text{ kN}$$

$$M_2 = 156,6649 \text{ kNm} \quad V_2 = 83,9511 \text{ kN}$$

$$M_3 = 143,7957 \text{ kNm} \quad V_3 = 88,3728 \text{ kN}$$

c. Ketentuan kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1, kolom harus memenuhi syarat sebagai berikut:

1. Gaya aksial terfaktor P_u harus lebih besar dari $A_g f'_c / 10$

$$P_u > 0,1 A_g f'_c$$

$$1.763,658 > 0,1 \times 500 \times 500 \times 25$$

$$1.763,658 > 625 \text{ kN}$$

2. Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300

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

$$500 > 300 \text{ mm}$$

3. Rasio dimensi penampang tidak boleh kurang dari 0,4

$$b/h > 0,4$$

$$500/500 > 0,4$$

$$1 > 0,4$$

d. Pemeriksaan tipe portal

Struktur portal merupakan hubungan antar balok dan juga kolom yang saling menyambung dan membentuk suatu system struktur portal. Berikut merupakan perhitungan pemeriksaan tipe portal:

Lantai 1

1. Tipe portal arah x

$$\text{Beban aksial } P = 1.763,6577 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser } V = 111,8998 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relatif } \Delta = 10,749 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Q_x &= \frac{P\Delta}{VI} \\ &= \frac{1.763,6577 \times 10,749}{111,8998 \times 4.500} \\ &= 0,04 \end{aligned}$$

Nilai $Q_x < 0,05$ maka portal termasuk portal tak bergoyang.

2. Tipe portal arah Y

$$\text{Beban aksial } P = 1.763,6577 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser } V = 107,3859 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relatif } \Delta = 10,658 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Q_x &= \frac{P\Delta}{VI} \\
 &= \frac{1.763,6577 \times 10,658}{107,3859 \times 4.500} \\
 &= 0,04
 \end{aligned}$$

Nilai $Q_y < 0,05$ maka portal termasuk portal tak bergoyang.

Lantai 2

1. Tipe portal arah x

$$\text{Beban aksial } P = 1.033,9573 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser } V = 139,8225 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relative } \Delta = 22,018 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Q_x &= \frac{P\Delta}{VI} \\
 &= \frac{1.033,9573 \times 22,018}{139,8225 \times 4.000} \\
 &= 0,04
 \end{aligned}$$

Nilai $Q_x < 0,05$ maka portal termasuk portal tak bergoyang.

2. Tipe portal arah Y

$$\text{Beban aksial } P = 1.033,9573 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser } V = 124,6495 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relative } \Delta = 21,706 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Q_x &= \frac{P\Delta}{VI} \\
 &= \frac{1.033,9573 \times 21,706}{124,6495 \times 4.000} \\
 &= 0,04
 \end{aligned}$$

Nilai $Q_y < 0,05$ maka portal termasuk portal tak bergoyang.

Lantai 3

1. Tipe portal arah x

$$\text{Beban aksial } P = 374,1863 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser } V = 88,3728 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relatif } \Delta = 28,935 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Q_x &= \frac{P\Delta}{Vl} \\ &= \frac{374,1863 \times 28,935}{88,3728 \times 4.000} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Nilai $Q_x < 0,05$ maka portal termasuk portal tak bergoyang.

2. Tipe portal arah Y

$$\text{Beban aksial } P = 374,1863 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser } V = 83,9511 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relatif } \Delta = 21,706 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Q_x &= \frac{P\Delta}{Vl} \\ &= \frac{374,1863 \times 21,706}{83,9511 \times 4.000} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Nilai $Q_y < 0,05$ maka portal termasuk portal tak bergoyang.

e. Pemeriksaan kelangsingan kolom

Dalam rekayasa struktural, kelangsingan adalah ukuran kecenderungan kolom untuk melengkung. Pemeriksaan dilakukan untuk mengetahui kolom termasuk kolom langsing atau pendek.

1. Kekangan atas dan bawah

Kolom lantai 1

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$L_k = 4.500$$

Kolom lantai 2 & 3

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$L_k = 4.000$$

$$\begin{aligned} I_{kx} &= 0,7 \frac{1}{12} b h^3 \\ &= 0,7 \times \frac{1}{12} \times 500 \times 500^3 \\ &= 3,646 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{kx} &= 4.700 \sqrt{f'c} I_{kx} \\ &= 4.700 \times \sqrt{25} \times 3,646 \times 10^9 \\ &= 8,57 \times 10^{13} \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{ky} &= 0,7 \frac{1}{12} h b^3 \\ &= 0,7 \times \frac{1}{12} \times 500 \times 500^3 \\ &= 3,646 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{ky} &= 4.700 \sqrt{f'c} I_{ky} \\ &= 4.700 \times \sqrt{25} \times 3,646 \times 10^9 \\ &= 8,57 \times 10^{13} \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Factor panjang efektif arah x

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

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

$$L_b = 6.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_b &= 0,35 \frac{1}{12} b h^3 \\ &= 0,35 \times \frac{1}{12} \times 300 \times 600^3 \\ &= 1,89 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EIb &= 4.700 \sqrt{f'c} Ib \\
 &= 4.700 \times \sqrt{25} \times 1,89 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\
 &= 4,44 \times 10^{13} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

3. Factor panjang efektif arah y

$$\begin{aligned}
 bw &= 300 \text{ mm} \\
 h &= 600 \text{ mm} \\
 Lb &= 6.000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ib &= 0,35 \frac{1}{12} bh^3 \\
 &= 0,35 \times \frac{1}{12} \times 300 \times 600^3 \\
 &= 1,89 \times 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EIb &= 4.700 \sqrt{f'c} Ib \\
 &= 4.700 \times \sqrt{25} \times 1,89 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\
 &= 4,44 \times 10^{13} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

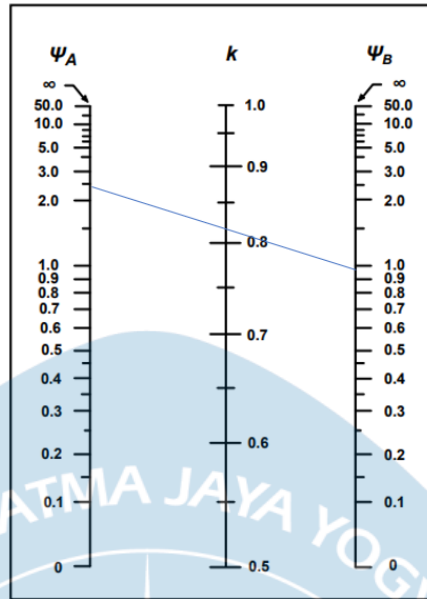
4. Faktor kekangan kolom arah x = y

Lantai 1

$$\begin{aligned}
 \Psi_A &= \frac{\frac{EI_{kx}}{L_k} + \frac{EI_{ky}}{L_k}}{\frac{EI_b}{L_b} + \frac{EI_b}{L_b}} \\
 &= \frac{\frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000} + \frac{8,57 \times 10^{13}}{4.500}}{\frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000} + \frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000}} \\
 &= 2,7
 \end{aligned}$$

$$\Psi_B = 1 \text{ (pondasi-jepit)}$$

Komponen struktur merupakan komponen struktur tak bergoyang, maka untuk mencari nilai k, dapat digunakan grafik (a) pada SNI 2847:2013 sehingga diperoleh nilai k = 0,82



Gambar 2.28 Faktor Panjang Efektif k Rangka Tidak Bergoyang Lantai 1

Periksa kolom lantai 1

$$k = 0,82$$

$$L_u = 3.900 \text{ mm}$$

$$r = 0,3h = 0,3 (500) = 150 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.10.1 sebagai berikut:

$$\frac{kL_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{0,82 \times 3.900}{150} \leq 22$$

$$21,32 \leq 22$$

Berdasarkan hitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pengaruh kelangsingan dapat diabaikan sehingga kolom tinjauan termasuk kolom pendek.

Lantai 2

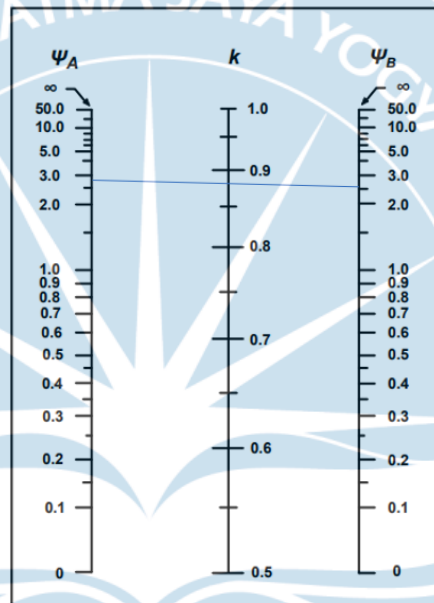
$$\begin{aligned} \Psi_A &= \frac{\frac{EI_{kx}}{L_k} + \frac{EI_{kx}}{L_k}}{\frac{EI_b}{L_b} + \frac{EI_b}{L_b}} \\ &= \frac{\frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000} + \frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000}}{\frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000} + \frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000}} \\ &= 2,9 \end{aligned}$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{EI k_x}{L_k} + \frac{EI k_x}{L_k}}{\frac{EI b}{L_b} + \frac{EI b}{L_b}}$$

$$= \frac{\frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000} + \frac{8,57 \times 10^{13}}{4.500}}{\frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000} + \frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000}}$$

$$= 2,7$$

Komponen struktur merupakan komponen struktur tak bergoyang, maka untuk mencari nilai k , dapat digunakan grafik (a) pada SN I 2847:2013 sehingga diperoleh nilai $k = 0,88$



Gambar 2.29 Faktor Panjang Efektif k Rangka Tidak Bergoyang Lantai 2

Periksa kolom lantai 2

$$k = 0,88$$

$$L_u = 3.400 \text{ mm}$$

$$r = 0,3h = 0,3 (500) = 150 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.10.1 sebagai berikut:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{0,88 \times 3.400}{150} \leq 22$$

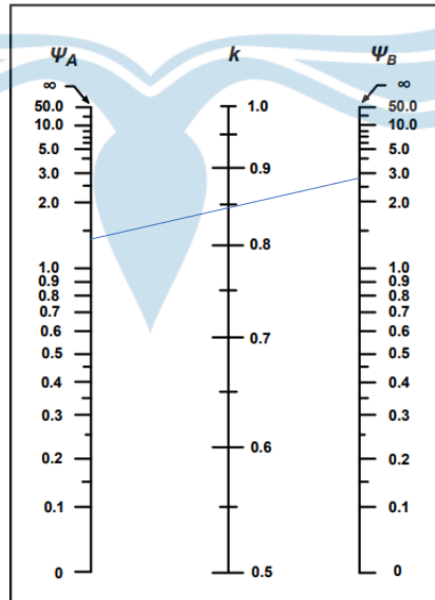
$$19,95 \leq 22$$

Berdasarkan hitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pengaruh kelangsingan dapat diabaikan sehingga kolom tinjauan termasuk kolom pendek.

Lantai 3

$$\begin{aligned} \Psi_A &= \frac{\frac{EI k_x}{L_k} + \frac{EI k_x}{L_k}}{\frac{EI b}{L_b} + \frac{EI b}{L_b}} \\ &= \frac{\frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000} + 0}{\frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000} + \frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000}} \\ &= 1,45 \\ \Psi_B &= \frac{\frac{EI k_x}{L_k} + \frac{EI k_x}{L_k}}{\frac{EI b}{L_b} + \frac{EI b}{L_b}} \\ &= \frac{\frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000} + \frac{8,57 \times 10^{13}}{4.000}}{\frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000} + \frac{4,44 \times 10^{13}}{6.000}} \\ &= 2,9 \end{aligned}$$

Komponen struktur merupakan komponen struktur tak bergoyang, maka untuk mencari nilai k , dapat digunakan grafik (a) pada SN I 2847:2013 sehingga diperoleh nilai $k = 0,84$



Gambar 2. 30 Faktor Panjang Efektif k Rangka Tidak Bergoyang Lantai 3

Periksa kolom lantai 3

$$k = 0,84$$

$$Lu = 3.400 \text{ mm}$$

$$r = 0,3h = 0,3 (500) = 150 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.10.1 sebagai berikut:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{0,84 \times 3.400}{150} \leq 22$$

$$19 \leq 22$$

Berdasarkan hitungan di atas dapat disimpulkan bahwa pengaruh kelangsingan dapat diabaikan sehingga kolom tinjauan termasuk kolom pendek.

f. Tulangan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1 mensyaratkan bahwa persentase minimum tulangan memanjang adalah 1% yang diperlukan untuk memberikan tahanan terhadap momen lentur yang mungkin muncul serta mengurangi pengaruh rangkakan dan susut akibat beban tekan jangka Panjang. Sedangkan untuk batas maksimum adalah 6% terhadap luas total penampang kolom, hal ini untuk menjaga agar tulangan dapat diatur sedemikian rupa sehingga tidak terlalu berdesakan dengan penampang kolom dan tidak sulit dalam pengecoran sehingga biasanya dalam perencanaan actual, sangat jarang tulangan kolom diambil melebihi 4% dari luas penampang.

Direncanakan tulangan 12D19

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan (As)} &= n \times 1/4\pi d^2 \\ &= 12 \times 1/4 \times 22/7 \times 19^2 \\ &= 3.402,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan } (\rho) &= \frac{As}{bh} \\ &= \frac{3402,3}{500 \times 500} \end{aligned}$$

$$= 1,36 \%$$

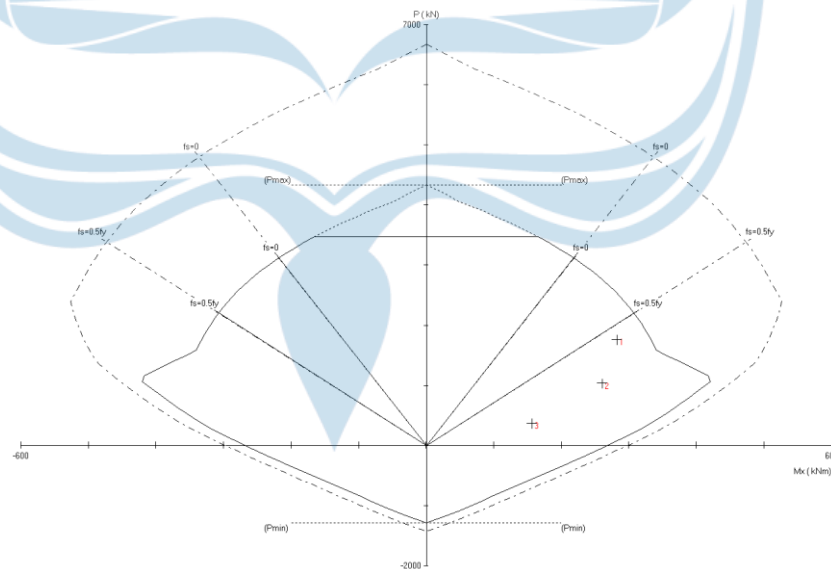
Sehingga, rasio tulangan 12D19 adalah $1\% < \rho < 6\%$ memenuhi.

g. Strong Column – Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 bahwa kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$. ΣM_{nc} adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. ΣM_{nb} adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

Tabel 2.14 Momen Nominal Kolom

	Pu (kN)	Mu (kNm)	Mn (kNm)
Lantai 1	1.763,6577	282,0585	511,1846
Lantai 2	1.033,9573	260,7266	463,3000
Lantai 3	374,1863	156,6649	370,5444



Gambar 2.31 Diagram Interaksi

Dari tabel diatas diketahui nilai dari momen nominal kolom dari masing-masing lantai yang ditinjau berdasarkan beban aksial maksimum dan momen maksimum. Momen nominal kolom didapatkan dengan menggunakan diagram interaksi kolom dengan bantuan *software* Sp.Column.

1. Pemeriksaan hubungan atas

Lantai 3

$$P_u = 374,1863 \text{ kN}$$

$$M_n = 370,5444 \text{ kNm}$$

Lantai 2

$$P_u = 1.033,9573 \text{ kN}$$

$$M_n = 463,3000 \text{ kNm}$$

Maka,

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= 370,5444 + 463,3 \\ &= 833,8444 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan tulangan longitudinal pada balok, diperoleh tulangan pada tumpuan atas 5D19 ($A_s = 1417,644 \text{ mm}^2$) dan tulangan tumpuan bawah 3D19 ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}M_{n-} &= A_s F_y \left(d - 0,59 \frac{A_s F_y}{f'_{cbw}} \right) \\ &= 1417,644 \times 420 \left(540,5 - 0,59 \frac{1.417,644 \times 420}{25 \times 300} \right) \\ &= 293.930.958,117 \text{ Nmm} \\ &= 293,93 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n+} &= A_s F_y \left(d - 0,59 \frac{A_s F_y}{f'_{cbw}} \right) \\ &= 850,586 \times 420 \left(540,5 - 0,59 \frac{850,586 \times 420}{25 \times 300} \right) \\ &= 183.051.711,027 \text{ Nmm} \\ &= 183,05 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nb} &= 293,93 + 183,05 \\ &= 476,98 \text{ kNm}\end{aligned}$$

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

$$833,8444 \geq 1,2 \times 476,98$$

$$833,8444 \geq 572,376 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

2. Pemeriksaan hubungan bawah

Lantai 1

$$P_u = 1.763,6577 \text{ kN}$$

$$M_n = 511,1846 \text{ kNm}$$

Lantai 2

$$P_u = 1.033,9573 \text{ kN}$$

$$M_n = 463,3000 \text{ kNm}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &= 511,1846 + 463,3 \\ &= 974,4846 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan tulangan longitudinal pada balok, diperoleh tulangan pada tumpuan atas 5D19 ($A_s = 1417,644 \text{ mm}^2$) dan tulangan tumpuan bawah 3D19 ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} M_{n-} &= A_s F_y \left(d - 0,59 \frac{A_s F_y}{f'_{cbw}} \right) \\ &= 1.417,644 \times 420 \left(540,5 - 0,59 \frac{1.417,644 \times 420}{25 \times 300} \right) \\ &= 293.930.958,117 \text{ Nmm} \\ &= 293,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n+} &= A_s F_y \left(d - 0,59 \frac{A_s F_y}{f'_{cbw}} \right) \\ &= 850,586 \times 420 \left(540,5 - 0,59 \frac{850,586 \times 420}{25 \times 300} \right) \\ &= 183.051.711,027 \text{ Nmm} \\ &= 183,05 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= 293,93 + 183,05 \\ &= 476,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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

$$974,4846 \geq 1,2 \times 476,98$$

$$974,4846 \geq 572,376 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK}$$

h. Tulangan transversal

Berikut merupakan perhitungan tulangan transversal:

1. Penentuan panjang l_0

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal R18.7.5.1 menetapkan panjang minimum untuk menyediakan tulangan transversal yang rapat pada ujung kolom, dimana leleh lentur biasanya terjadi. Hasil muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara:

Lantai 1

$$\text{Tinggi komponen struktur} = h = 500 \text{ mm}$$

$$1/6 \text{ bentang bersih kolom} = 1/6 (3.900) = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Dan,} = 450 \text{ mm}$$

Maka digunakan Panjang l_0 650 mm

Lantai 2

$$\text{Tinggi komponen struktur} = h = 500 \text{ mm}$$

$$1/6 \text{ bentang bersih kolom} = 1/6 (3.400) = 566,7 \text{ mm}$$

$$\text{Dan,} = 450 \text{ mm}$$

Maka digunakan Panjang l_0 566,7 mm

2. Penentuan jarak tulangan sepanjang l_0

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3 bahwa jarak tulangan maksimum tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

$$1/4 \text{ bw} = 1/4 (500) = 125 \text{ mm}$$

$$6 \text{ kali diameter tulangan} = 6 (19) = 114 \text{ mm}$$

So = $100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right)$, dengan $100 < So < 150$ dan hx adalah jarak horizontal maksimum untuk kaki-kaki Sengkang,

$$hx = (500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - 19)/4 = 93,75 \text{ mm} \quad (\text{bagi 4 jika 4 kaki})$$

$$So = 100 + \left(\frac{350-93,75}{3}\right) = 185,417 \text{ mm}$$

Maka, digunakan jarak tulangan (s) pada daerah lo sebesar 100 mm.

3. Penentuan jarak tulangan diluar lo

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.5 bahwa jarak tulangan maksimum tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

$$6 \text{ kali diameter tulangan} = 6 (19) = 114 \text{ mm}$$

$$\text{Dan,} = 150 \text{ mm}$$

Maka, digunakan jarak tulangan (s) di luar lo sebesar 100 mm.

4. Tulangan transversal zona sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.4 tulangan transversal untuk kolom-kolom SRPMK harus memenuhi syarat nilai terbesar antara:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{S_{bc}} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f_{rc}}{f_y} \\ &= 0,3 \left(\frac{500 \times 500}{420 \times 420} - 1\right) \frac{25}{280} \\ &= 0,0112 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{S_{bc}} &= 0,09 \frac{f_{rc}}{f_y} \\ &= 0,09 \times \frac{25}{280} \\ &= 0,008 \end{aligned}$$

Maka, luasan minimal kebutuhan tulangan transversal adalah

$$\begin{aligned} A_{sh} &= S_{bc} (0,00745) \\ &= (100) (420) (0,0112) \\ &= 470,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4D13 ($A_{sh} = 530,93 \text{ mm}^2$)

5. Kekuatan geser

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.6.1.1 Gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka-muka joint pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} , di setiap ujung kolom yang terkait dengan rentang beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada kolom.

Tabel 2.15 Momen Probabilitas Kolom

	P_u (kN)	M_u (kNm)	M_{pr} (kNm)
Lantai 1	1.763,6577	282,0585	532,0462
Lantai 2	1.033,9573	260,7266	511,2982
Lantai 3	374,1863	156,6649	422,5222

Dari tabel diatas diketahui nilai dari momen nominal kolom dari masing-masing lantai dengan menganggap nilai dari kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar $1,25f_y$. Dalam perhitungan ini digunakan nilai terbesar.

$$\begin{aligned} V_{e1} &= \frac{M_{prc} \text{ atas} + M_{prc} \text{ bawah}}{l_u} \\ &= \frac{532,0462 + 511,2982}{3,9} \\ &= 267,524 \text{ kN} \end{aligned}$$

Geser kolom tersebut di atas tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan M_{pr} balok yang merangka ke joint.

$$\begin{aligned} V_{e2} &= \frac{\sum M_{prb} \text{ atas} \times DF \text{ atas} + \sum M_{prb} \text{ bawah} \times DF \text{ bawah}}{l_u} \\ &= \frac{(239,219 + 150,483) \times 0,5 + (239,219 + 150,483) \times 0,5}{3,9} \\ &= 99,924 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai V_e diatas kemudian tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur $V_e = 139,8225 \text{ kN}$.

6. Kebutuhan tulangan geser

Maka berdasarkan perhitungan, V_e pakai adalah 139,8225 kN.

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u}{\theta} \\ &= \frac{139,8225}{0,75} \\ &= 186,43 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_v}{S} &= \frac{V_s}{F_{yt} \times d} && \text{dengan, } d = 500 - 40 - 13 - 19/2 = 437,5 \text{ mm} \\ &= \frac{186,43 \times 10^3}{280 \times 437,5} \\ &= 1,522 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Jika $S = 100 \text{ mm}$ maka,

$$\begin{aligned}A_v &= 1,522 \times 100 \\ &= 152,2 \text{ mm}^2 < 530,93 \text{ mm}^2 \text{ (4D13)} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

7. Tulangan transversal luar zona sendi plastis

Untuk daerah diluar l_o , maka nilai V_c berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1 ditentukan dengan nilai N_u diambil dari nilai gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom yaitu 1.763,6577 kN, sehingga:

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{1.763,6577 \times 10^3}{14 \times 500 \times 500} \right) 1 \times \sqrt{25} \times 500 \times 437,5 \\ &= 279.632 \text{ N} \\ &= 279,632 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena V_c sudah melebihi V_u ($= 139,8225 \text{ kN}$) diluar panjang l_o , maka pada daerah di luar l_o dapat dipasang tulangan 2D13-100.

8. Hubungan balok kolom

Daerah pertemuan balok kolom ini merupakan daerah kritis pada suatu struktur rangka beton bertulang, yang harus didesain secara khusus untuk berdeformasi inelastik pada saat terjadinya gempa. Sebagai akibat yang timbul dari momen

kolom di atas dan di bawahnya, serta momen-momen dari balok pada saat memikul beban gempa, daerah hubungan balok kolom akan mengalami gaya geser horizontal dan vertikal yang besar. Gaya geser ini akan timbul pada balok dan kolom yang terhubung. Berikut perhitungan hubungan balok kolom:

$$\begin{aligned}M_e &= 0,5 (M_{pr-} + M_{pr+}) \\ &= 0,5 (239,219 + 150,483) \\ &= 194,851 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Geser pada kolom atas

$$\begin{aligned}V_h &= \frac{2 \times M_e}{l_n} \\ &= \frac{2 \times 194,851}{3,9} \\ &= 99,924 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pada bagian atas balok, terpasang tulangan 5D19 ($A_s = 1.417,644 \text{ mm}^2$). Gaya tarik yang terjadi pada tulangan balok bagian kiri sebagai berikut:

$$\begin{aligned}T_1 &= 1,25f_yA_s \\ &= 1,25 \times 420 \times 1.417,644 \\ &= 744.263 \text{ N} \\ &= 744,263 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya tekan yang terjadi ke arah kiri:

$$\begin{aligned}C_1 &= T_1 \\ &= 744,263 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pada bagian bawah balok, digunakan tulangan 3D19 ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$). Gaya tarik yang terjadi pada tulangan balok bagian kanan adalah:

$$\begin{aligned}T_2 &= 1,25f_yA_s \\ &= 1,25 \times 420 \times 850,586 \\ &= 446.558 \text{ N} \\ &= 446,558 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya tekan yang terjadi ke arah kanan:

$$C2 = T2$$

$$= 446,558 \text{ kN}$$

Hitung gaya geser pada joint

$$V_u = V_h - T1 - C2$$

$$= 99,924 - 744,263 - 446,558$$

$$= (-)1.090,897 \text{ kN}$$

Cek kuat geser joint

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

$$= 1,7 \times \sqrt{25} \times 500 \times 500$$

$$= 2.125.000 \text{ N}$$

$$= 2.125 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 2125$$

$$= 1.593,75 \text{ kN} > V_u (1.090,897 \text{ kN}) \text{ OK}$$

2.9 Perancangan Pelat

Pelat beton dibuat untuk menyediakan suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan, atau jenis struktur lainnya. Pelat beton dapat ditumpu oleh dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak langsung diatas tanah. Pada struktur balok-pelat, umumnya balok dan pelat dicor bersamaan sehingga menghasilkan suatu kesatuan struktur yang monolit. Ketebalan dari pelat beton umumnya jauh lebih kecil dibandingkan dengan ukuran bentangnya.

2.9.1 Pelat Satu Arah

Apabila pelat tertumpu di keempat sisinnya, dan rasio bentang Panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek dan pelat akan menjadi sistem pelat satu arah.

- a. Menentukan tebal minimum

Ukuran pelat 3.000 x 6.000 mm.

Direncanakan tebal pelat 140 mm.

Ketebalan minimum pelat satu arah non-prategang menurut SNI 2847:2019 pasal 7.3.1.1 adalah:

$$\begin{aligned} L/24 &= 3.000/24 \\ &= 125 \text{ mm} < 140 \text{ mm} \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds &= 140 - 20 - (8/2) \\ &= 116 \text{ mm} \end{aligned}$$

- b. Pembebanan

Beban pelat terdiri dari:

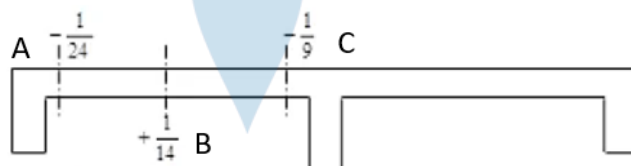
$$\text{Beban mati (qD)} = (0,14 \times 24) + 2,57 = 5,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (qL)} = 7,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban ultimit (qU)} = 1,2qD + 1,6 qL = 18,604 \text{ kN/m}^2$$

- c. Penulangan

Untuk menentukan pembagian momen pada daerah pelat maka nilai koefisien momen dapat ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 tabel 6.5.2



Gambar 2.32 Koefisien Momen untuk Balok dan Pelat Menerus

Titik A

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= (1/24) \times (18,604) \times (3^2) \\ &= 6,9765 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6,9765 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 116^2}} \right] \\ &= 0,0014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1.000 \times 140 \\ &= 280 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho b d \\ &= 0,0014 \times 1.000 \times 116 \\ &= 161,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pasang} = 280 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{\text{As}} \\ &= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 8^2 \times 1.000}{280} \\ &= 179,59 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ min} &= 3h \\ &= 3 \times 140 \\ &= 420 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan P8-150

Titik B

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= (1/14) \times (18,604) \times (3^2) \\ &= 11,9597 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,9597 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 116^2}} \right] \\ &= 0,0024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1.000 \times 140 \end{aligned}$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = \rho b d$$

$$= 0,0024 \times 1.000 \times 116$$

$$= 279,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{As pasang} = 280 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 8^2 \times 1.000}{280}$$

$$= 179,59 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} = 3h$$

$$= 3 \times 140$$

$$= 420 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan P8-150

Titik C

$$M_u = (1/9) \times (18,604) \times (3^2)$$

$$= 18,604 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f_r c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 \phi f_r c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,604 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 116^2}} \right]$$

$$= 0,0038$$

$$\text{As min} = 0,002bh$$

$$= 0,002 \times 1.000 \times 140$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = \rho b d$$

$$= 0,0038 \times 1.000 \times 116$$

$$= 440,84 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pasang} = 440,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{As}$$

$$= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 8^2 \times 1.000}{440,84}$$

$$= 114,07 \text{ mm}$$

$$S \text{ min} = 3h$$

$$= 3 \times 140$$

$$= 420 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan P8-100

d. Rekapitan

Berdasarkan hasil perhitungan diatas maka dapat diperoleh jenis tulangan ditiap titik sebagai berikut:

Tabel 2.16 Tulangan Pelat Satu Arah

	A	B	C
Koefision	0,0417	0,0714	0,1111
Mu	6,9765	11,9597	18,604
ρ	0,0014	0,0024	0,0038
As	161,32	279,40	440,84
As min	280	280	280
As pasang	280	280	440,8402
S	179,59	179,59	114,07
Digunakan	P8-150	P8-150	P8-100

Dalam arah tegak lurus tulangan utama biasanya dipasang tulangan pembagi atau tulangan susut yang besarnya diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2 yang besarnya sama dengan tulangan minimum. Sehingga dalam arah tegak lurus tulangan utama, dipasang juga tulangan pembagi P8-150.

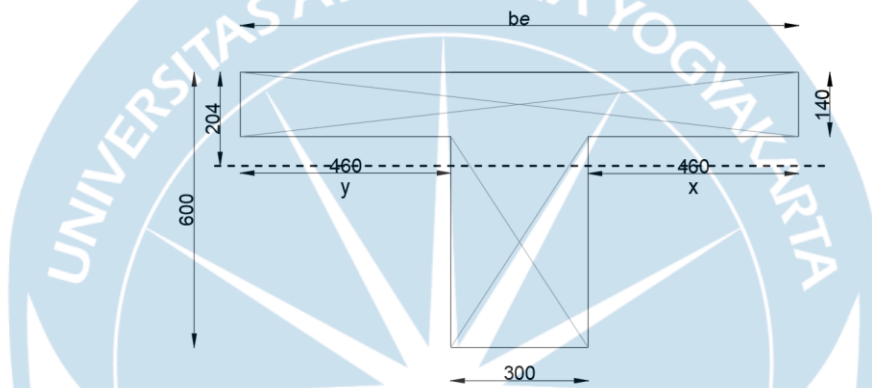
2.9.2 Pelat Dua Arah

Apabila struktur pelat beton ditopang di keempat sisinya, dan rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari 2, maka pelat tersebut dikategorikan sebagai sistem pelat dua arah.

- a. Menentukan tebal minimum

Ukuran pelat 6.000 x 6.000 mm.

Berikut menentukan ketebalan minimum pelat dua arah non-prategang menurut SNI 2847:2019 tabel 8.3.1.2:



Gambar 2.33 Penampang Balok-Pelat

1. Asumsi tebal pelat 140 mm, maka:

$$x = y = 600 - 140 = 460 \text{ mm}$$

2. Lebar sayap balok T:

$$be = 300 + 2(460) = 1.220 \text{ mm}$$

3. Titik berat:

$$\text{Luas bagian sayap} = 140 \times 1220 = 170.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bagian badan} = 300 \times 460 = 138.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total} = 308.800 \text{ mm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{170.800 (70) + 138.000 (370)}{308.800} = 204 \text{ mm}$$

$$I_b = \left[\frac{1}{12} \times 1.220 \times 140^3 + (170.800 \times 134^2) \right] + \left[\frac{1}{12} \times 300 \times 460^3 + (138.000 \times 166^2) \right]$$

$$= 9.582 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

4. Momen inersia pelat dalam arah panjang:

$$I_l = \frac{1}{12} \times 6.000 \times 140^3 = 1.372 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_{fl} = \frac{E_l b}{E_{II}} = \frac{9.582 \times 10^6}{1.372 \times 10^6} = 6,984$$

5. Momen inersia pelat dalam arah pendek:

$$I_s = \frac{1}{12} \times 6.000 \times 140^3 = 1.372 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_{fs} = \frac{E_l b}{E_{II}} = \frac{9.582 \times 10^6}{1.372 \times 10^6} = 6,984$$

6. Nilai dari α_{fm} diperoleh dari rata-rata α_{fl} dan α_{fs} :

$$\alpha_{fm} = \frac{6,984 + 6,984}{2} = 6,984$$

$$\beta = \frac{6.000 - 500}{6.000 - 500} = 1$$

7. Karena $\alpha_{fm} > 2$ maka tebal minimum pelat adalah

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{5.500(0,8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9(1)}$$

$$= 134,44 \text{ mm} < 140 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

b. Pembebanan

Beban pelat terdiri dari:

$$\text{Beban mati (qD)} = (0,14 \times 24) + 2,57 = 5,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (qL)} = 7,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban ultimit (qU)} = 1,2qD + 1,6qL = 18,604 \text{ kN/m}^2$$

c. Perhitungan momen

1. Momen statik total terfaktor:

Arah panjang = Arah pendek

$$\begin{aligned} Mol = Mos &= \frac{qU \times l \times ln^2}{8} \\ &= \frac{18,604 \times 6 \times 5,5^2}{8} \\ &= 422,08 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Koefisien distribusi untuk bentang ujung:

SNI 2847:2019 tabel 8.10.4.2

Negatif interior = 0,65

Positif = 0,35

Negatif eksterior = 0,65

3. Koefisien distribusi momen

SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.1 dan 8.10.5.5

Negatif = 0,75

Positif = 0,75

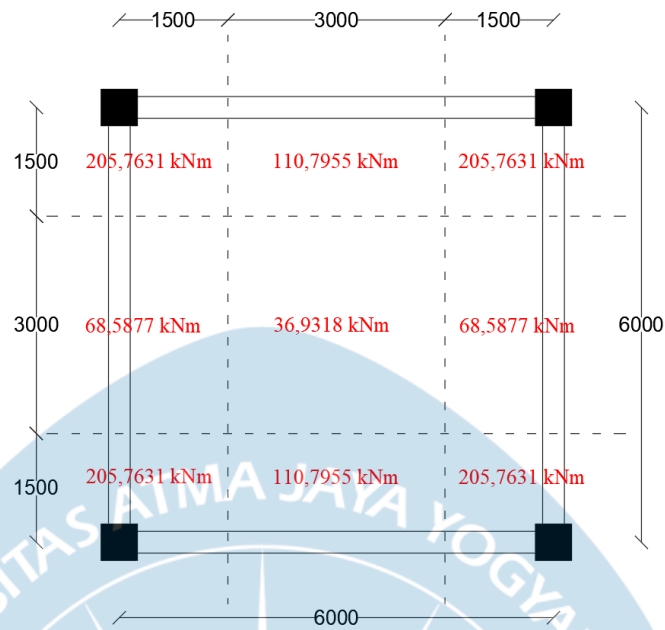
4. Distribusi momen

Lajur kolom tepi = $-0,65Mol \times 0,75$ = 205,7631 kNm

Lajur kolom tengah = $0,35Mol \times 0,75$ = 110,7955 kNm

Lajur sisa tepi = $-0,65Mol \times 0,25$ = 68,5877 kNm

Lajur sisa tengah = $0,35Mol \times 0,25$ = 36,9318 kNm



Gambar 2.34 Distribusi Momen Pada Daerah Pelat

5. Koefisien distribusi momen pada balok

SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.7.1

Koefisien distribusi = 0,85

Tabel 2.17 Distribusi Momen Pada Balok

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen balok (85%)	174,8987	94,1762
Momen pelat (15%)	30,8645	16,6193
Jumlah balok+pelat	205,7631	110,7955
Momen lajur tengah	68,5877	36,9318

Dari hasil tabel diatas didapatkan momen-momen untuk perhitungan penulangan pelat:

Lajur kolom

$$Mu^- = 30,8645 \text{ kNm}$$

$$Mu^+ = 16,6193 \text{ kNm}$$

Lajur tengah

$$Mu^- = 68,5877 \text{ kNm}$$

$$Mu^+ = 36,9318 \text{ kNm}$$

d. Penulangan

1. Lajur kolom negatif

$$M_u = 30,8645 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 30,8645 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 112^2}} \right] \\ &= 0,007\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1.000 \times 140 \\ &= 280 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho b d \\ &= 0,007 \times 1.000 \times 112 \\ &= 783,1534 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 16^2 \times 1.000}{783,1534} \\ &= 256,8371 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D16-250

2. Lajur kolom positif

$$M_u = 16,6193 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,6193 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 112^2}} \right] \\ &= 0,0036\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1.000 \times 140\end{aligned}$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho b d \\ &= 0,0036 \times 1.000 \times 112 \\ &= 407,1875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 16^2 \times 1.000}{407,1875} \\ &= 493,9810 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D16-400

3. Lajur tengah negatif

$$M_u = 68,5877 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 68,5877 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 112^2}} \right] \\ &= 0,0175 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1.000 \times 140 \\ &= 280 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho b d \\ &= 0,0175 \times 1.000 \times 112 \\ &= 1958,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 16^2 \times 1.000}{1958,54} \\ &= 102,7004 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D16-100

4. Lajur tengah positif

$$M_u = 36,9318 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 36,9318 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 112^2}} \right] \\ &= 0,0085\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1.000 \times 140 \\ &= 280 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \rho b d \\ &= 0,0085 \times 1.000 \times 112 \\ &= 952,3833 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 16^2 \times 1.000}{952,3833} \\ &= 211,1995 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D16-200

e. Rekapitan

Berdasarkan hasil perhitungan diatas maka dapat diperoleh jenis tulangan pada pelat sebagai berikut:

Tabel 2.18 Tulangan Pelat Dua Arah

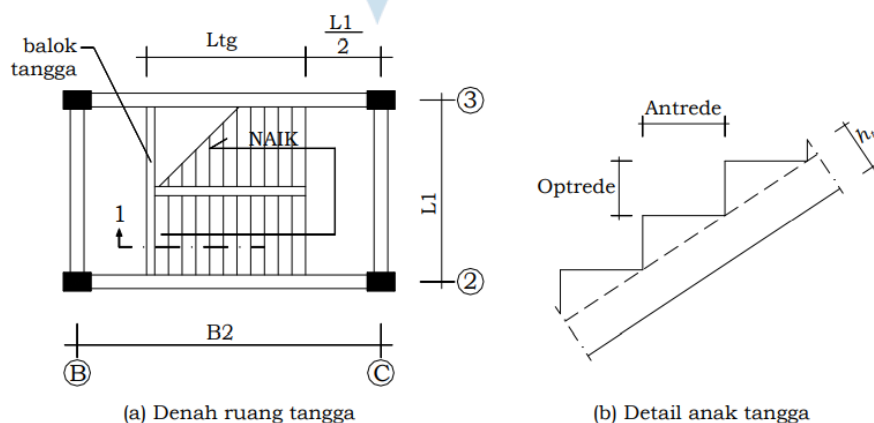
	Arah memanjang = Arah memendek			
	Lajur kolom		Lajur tengah	
	negatif	positif	negatif	positif
Mu	30,8645	16,6193	68,5877	36,9318
ρ	0,0070	0,0036	0,0175	0,0085
As	783,1534	407,1875	1958,54	952,3833
As min	280	280	280	280
S	256,8371	493,9810	102,7004	211,1995
Digunakan	D16-250	D16-400	D16-100	D16-200

Dari tabel diatas didapatkan 4 jenis tulangan untuk pelat dua arah yaitu, D16-250; D16-400; D16-100; dan D16-200.

2.10 Perancangan Tangga

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain. Dalam perencanaan tangga, tinggi dan lebar anak tangga juga harus diperhatikan untuk kenyamanan dalam penggunaan.

2.10.1 Data Perencanaan



Gambar 2.35 Perencanaan Tangga

Tinggi lantai (hlt)

a. Lantai 1 = 4,5 m

b. Lantai 2 = 4,0 m

Lebar tangga (L1) = 2,5 m

Lebar bordes = $\frac{L1}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25$ m

Tinggi optrede (O)

a. Lantai 1 = 0,18 m

b. Lantai 2 = 0,20 m

Jumlah anak tangga (ntg)

a. Lantai 1 = $\frac{hlt}{O} = \frac{4,5}{0,18} = 25$ buah

b. Lantai 2 = $\frac{hlt}{O} = \frac{4}{0,2} = 20$ buah

Lebar antrede (A) = 0,3 m

Panjang tangga (Ltg)

a. Lantai 1 = $(\frac{1}{2} \times n - 1) A$
= $(\frac{1}{2} \times 25 - 1)0,3$
= 3,45 m

b. Lantai 2 = $(\frac{1}{2} \times n - 1) A$
= $(\frac{1}{2} \times 20 - 1)0,3$
= 2,7 m

Kemiringan tangga (α)

a. Lantai 1 = $\tan^{-1} \left(\frac{O}{A} \right)$
= $\tan^{-1} \left(\frac{0,18}{0,3} \right)$
= 30,96°

b. Lantai 2 = $\tan^{-1} \left(\frac{O}{A} \right)$

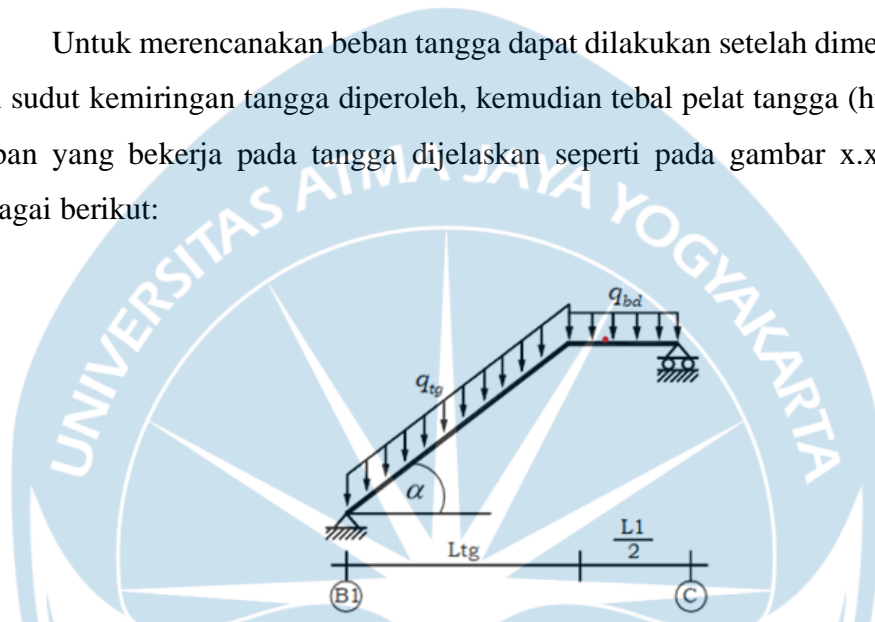
$$= \tan^{-1} \left(\frac{0,2}{0,3} \right)$$

$$= 33,69^\circ$$

$$\text{Tebal pelat tangga (htg)} = 0,14 \text{ m}$$

2.10.2 Pembebanan

Untuk merencanakan beban tangga dapat dilakukan setelah dimensi ruang tangga dan sudut kemiringan tangga diperoleh, kemudian tebal pelat tangga (htg) diperkirakan. Beban yang bekerja pada tangga dijelaskan seperti pada gambar x.x dan ditentukan sebagai berikut:



Gambar 2.36 Pembebanan Tangga

a. Beban tangga (qtg)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tangga} &= \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume betton} \\ &= \frac{0,14}{\cos 30,96^\circ} \times 24 \\ &= 3,9184 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= \frac{1}{2} \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{1}{2} \times 0,18 \times 24 \\ &= 2,16 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ubin \& spesi} &= 0,05 \times \text{berat volume ubin} \\ &= 0,05 \times 21 \\ &= 1,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berat railing	= 1 kN/m ²
<hr/>	
Dead Load (DL)	= 8,1284 kN/m ²
Live Load (LL)	= 4,79 kN/m ²

b. Beban bordes (qbd)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tangga} &= \text{htg} \times \text{berat volume betton} \\ &= 0,14 \times 24 \\ &= 3,36 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ubin \& spesi} &= 0,05 \times \text{berat volume ubin} \\ &= 0,05 \times 21 \\ &= 1,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat railing} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dead Load (DL)} = 5,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Live Load (LL)} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

2.10.3 Gaya Dalam

Setelah beban tangga ditentukan, kemudian untuk menghitung gaya-gaya rencana dapat digunakan bantuan soft-ware SAP2000. Maka didapatkan gaya rencana sebagai berikut:

a. Gaya rencana

$$\text{MDL} = 33,77 \text{ kNm} \quad \text{MLL} = 14,41 \text{ kNm}$$

$$\text{VDL} = 26,87 \text{ kN} \quad \text{VLL} = 12,43 \text{ kN}$$

b. Kombinasi

$$\text{MU1} = 1,4 \text{ MDL} = 1,4 \times 33,77 = 47,278 \text{ kNm}$$

$$\text{MU2} = 1,2 \text{ MDL} + 1,6 \text{ MLL} = 1,2 \times 33,77 + 1,6 \times 14,41 = 63,58 \text{ kNm}$$

$$\text{VU1} = 1,4 \text{ VDL} = 1,4 \times 26,87 = 37,618 \text{ kN}$$

$$\text{VU2} = 1,2 \text{ VDL} + 1,6 \text{ VLL} = 1,2 \times 26,87 + 1,6 \times 12,43 = 52,14 \text{ kN}$$

Berdasarkan nilai diatas, digunakan nilai terbesar untuk perencanaan tulangan:

$$\text{Mur} = 63,58 \text{ kNm}$$

$$\text{Vur} = 52,14 \text{ kN}$$

2.10.4 Penulangan

Untuk penulangan digunakan data perencanaan sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Asumsi lebar (B)} = 1.000 \text{ mm}$$

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

$$\text{Tebal pelat (htg)} = 140 \text{ mm}$$

$$d_s = 150 - 20 - (16/2)$$

$$= 112 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Tulangan pokok:

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$A_s = 201,14 \text{ mm}^2$$

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

Tulangan susut:

$$\text{Diameter tulangan} = 8 \text{ mm}$$

$$A_s = 50,29 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 280 \text{ MPa}$$

a. Tulangan tumpuan

$$\text{Mux} = 0,5 \times \text{Mur}$$

$$= 0,5 \times 63,58$$

$$= 31,7912 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 31,7912 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 112^2}} \right]$$

$$= 0,0072$$

$$A_s \text{ min} = 0,002bh$$

$$= 0,002 \times 1.000 \times 140$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d$$

$$= 0,0072 \times 1.000 \times 112$$

$$= 808,62 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 16^2 \times 1000}{808,62}$$

$$= 248,7483 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D16-200

b. Tulangan lapangan

$$M_{ux} = 0,8 \times M_{ur}$$

$$= 0,8 \times 63,58$$

$$= 50,8659 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 50,8659 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 1.000 \times 112^2}} \right]$$

$$= 0,0122$$

$$A_s \text{ min} = 0,002bh$$

$$= 0,002 \times 1.000 \times 140$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho b d \\ &= 0,0122 \times 1.000 \times 112 \\ &= 1366,1643 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \left(\frac{22}{7}\right) \times 16^2 \times 1.000}{1366,1643} \\ &= 147,2318 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D16-100

c. Tulangan susut

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 280 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{50,29 \times 1.000}{280} \\ &= 179,592 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan P8-150

d. Cek gaya geser

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \sqrt{25} \times 1.000 \times 112 \\ &= 95,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 95,2 \\ &= 71,2 \text{ kN} > V_{ur} (52,14 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

2.10.5 Balok Bordes

a. Data perencanaan

$$\text{Lebar balok (bw)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok (h)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tangga (L)} = 2.500 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan longitudinal} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan transversal} = 8 \text{ mm}$$

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

$$F_y \text{ tulangan transversal} = 280 \text{ MPa}$$

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

$$d_s = 300 - 40 - 8 - (16/2)$$

$$= 244 \text{ mm}$$

b. Pembebanan

Berdasarkan hasil dari pemodelan SAP2000, didapatkan total beban sebagai berikut:

$$\text{Total berat DL} = 26,87 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat LL} = 12,43 \text{ kN}$$

Maka,

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2DL + 1,6 LL \\ &= 1,2 (26,87) + 1,6 (12,43) \\ &= 52,132 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mur} &= 1/8 W_u L^2 \\ &= 1/8 \times 52,132 \times 2,5^2 \\ &= 40,728 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tulangan longitudinal

1. Tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 0,8\text{Mur} \\ &= 0,8 \times 40,728 \\ &= 32,583 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mu}}{\phi b d^2} \\ &= \frac{32,583 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 244^2} \\ &= 3,04 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\text{Rn}}{0,85f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,04}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00785 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho b d \\ &= 0,00785 \times 200 \times 244 \\ &= 382,9673 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan (n)} &= \frac{\text{Ast}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{382,9673}{\frac{1}{4}\pi 16^2} \\ &= 1,9 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D16

2. Lapangan

$$\begin{aligned}M_u &= 0,5M_{ur} \\ &= 0,5 \times 40,728 \\ &= 20,364 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{20,364 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 244^2} \\ &= 1,9\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,9}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,0047\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho b d \\ &= 0,0047 \times 200 \times 244 \\ &= 231,66 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{231,66}{\frac{1}{4}\pi 16^2} \\ &= 1,5\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 2D16

d. Tulangan transversal

1. Tumpuan

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244 \\ &= 41,48 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta V_c &= 0,75 \times 41,48 \\ &= 31,11 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= 1/2 W_u L \\ &= 1/2 \times 52,132 \times 2,5 \\ &= 65,165 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u}{\theta} - V_c \\ &= \frac{65,165}{0,75} - 31,11 \\ &= 55,78 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s \text{ max} &= 0,66\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244 \\ &= 161,04 \text{ kN} > V_s (55,78 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2P8 ($A_s = 100,57 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}\text{Jarak sengkang (S)} &= \frac{A_s f_y d}{V_s} \\ &= \frac{100,57 \times 200 \times 244}{55,78 \times 10^3} \\ &= 87,985 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S \text{ max} &= d/4 \\ &= 244/4 \\ &= 61 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S \text{ max} &= 6db \\ &= 6 \times 16 \\ &= 96 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S \text{ max} = 150 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan sengkang 2P8-50

2. Lapangan

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244 \\ &= 41,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta V_c &= 0,75 \times 41,48 \\ &= 31,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1/4 W_u L \\ &= 1/4 \times 52,132 \times 2,5 \\ &= 32,5825 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\theta} - V_c \\ &= \frac{32,5825}{0,75} - 31,11 \\ &= 12,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,66\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 200 \times 244 \\ &= 161,04 \text{ kN} > V_s (12,33 \text{ kN}) \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2P8 ($A_s = 100,57 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jarak sengkang (S)} &= \frac{A_s f_y d}{V_s} \\ &= \frac{100,57 \times 200 \times 244}{12,33 \times 10^3} \\ &= 397,93 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ max} &= d/2 \\ &= 244/2 \\ &= 122 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan sengkang 2P8-100.