

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 Tinjauan Umum Struktur

Model struktur dari bangunan gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi yang berlokasi di Surakarta, memiliki jumlah lantai sebanyak 4 lantai dengan tambahan 1 lantai dak, dengan ketinggian antar lantai 3,4 meter sampai 3,5 meter, dan ketinggian total mencapai 17,1 meter. Gedung ini direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai SNI 1726:2019. Fokus dari perancangan ini yaitu mendesain ulang struktur atas dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan menggunakan KDS D. Layout denah gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi dapat dilihat pada lampiran.

2.2 Standar Perancangan

Sejumlah standar nasional digunakan sebagai dasar acuan teknis dalam proses perancangan struktur gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Kota Surakarta, yang meliputi peraturan-peraturan terkait pembebanan, perancangan beton bertulang, serta ketahanan terhadap gempa bumi.

1. SNI 2847:2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1727:2020 Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain
3. SNI 1726 :2019 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
4. SNI 8900-2020 Panduan Desain Sederhana Untuk Bangunan Beton Bertulang

2.3 Preliminary Design

Dalam melaksanakan perancangan struktur bangunan gedung diperlukan estimasi dimensi awal untuk kebutuhan pemodelan awal pada software. Tahapan estimasi dimensi awal pada proses perancangan ini disebut dengan *Preliminary Design*. Tahapan estimasi dimensi ini dilakukan untuk komponen struktur yaitu

pelat, balok, dan kolom. Pada proses perancangan pembangunan Rumah Susun ASN Kejaksanaan Tinggi Negeri Surakarta, penulis menggunakan SNI 2847:2019 sebagai acuan untuk melakukan *preliminary design*.

2.3.1 Spesifikasi Material

Mutu Beton, f'_c	= 30 MPa pelat, balok, dan kolom
Tegangan leleh tulangan, f_y	= 420 MPa
Tebal selimut beton, C_c	= 40 mm, untuk balok dan kolom.
Tebal selimut beton, C_c	= 20 mm, untuk pelat lantai.
Faktor reduksi kuat geser beton, Φ	= 0,75
Faktor modifikasi, λ	= 1

2.3.2 Preliminary Design Pelat Lantai

Perhitungan estimasi dimensi awal untuk pelat dilakukan untuk menentukan rencana tebal yang akan digunakan untuk pemodelan. Pelat sendiri dibedakan menjadi dua macam yaitu pelat satu arah dan dua arah. Untuk menentukan jenis pelat satu arah atau dua arah yaitu dengan menghitung rasio antara bentang panjang (L_y) dibagi bentang pendek (L_x) jika menghasilkan nilai ≥ 2 maka termasuk pelat satu arah, sementara jika rasio < 2 maka termasuk pelat dua arah. Setelah mengidentifikasi jenis pelat maka dilanjutkan menghitung estimasi ketebalan pelat sesuai SNI 2847:2019, dimana untuk menentukan ketebalan pelat satu arah mengacu pada Pasal 7.3.1.1 sementara untuk pelat dua arah mengacu pada Pasal 8.3.1.2. Berikut adalah hasil perhitungan sesuai masing-masing jenis pelat.

1. Perhitungan Ketebalan Plat Satu Arah

Dalam melakukan proses perhitungan ketebalan dimensi pelat penulis mengasumsikan kondisi perlekatan pelat sebagai perlekatan satu ujung menerus. Sehingga hasil perhitungan dimensi ketebalan pelat adalah sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{24} = \frac{3000}{24} = 125 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 130 \text{ mm}$$

2. Perhitungan Ketebalan Plat Dua Arah

Geometri balok searah pendek pelat (kiri)	=	B3V
$b \times h$	=	$250 \times 400 \text{ mm}$
Inersia Balok, I_{b1}	=	1333333333 mm^4
Geometri balok searah pendek pelat (kanan)	=	BA3V
$b \times h$	=	$300 \times 550 \text{ mm}$
Inersia balok, I_{b22}	=	4159375000 mm^4
Geometri balok searah panjang pelat (kiri)	=	B1H
$b \times h$	=	$300 \times 550 \text{ mm}$
Inersia balok, I_{b3}	=	4159375000 mm^4
Geometri balok searah panjang pelat (kanan)	=	B1H
$b \times h$	=	$300 \times 550 \text{ mm}$
Inersia balok, I_{b4}	=	4159375000 mm^4
Geometri pelat arah pendek :		
Tebal pelat asumsi, h_1	=	130 mm
Bentang bersih plat arah pendek, L_{nx}	=	2400 mm
Inersia pelat, I_{s1}	=	439400000 mm^4
Geometri pelat arah panjang :		
Tebal pelat asumsi, h_1	=	130 mm
Bentang bersih plat arah pendek, L_{ny}	=	2750 mm
Inersia pelat, I_{s2}	=	$503479166,7 \text{ mm}^4$

Rasio kekakuan lentur pelat (af) :

$$af_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s2}} = 2,648$$

$$af_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s2}} = 2,648$$

$$af_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s2}} = 9,466$$

$$af_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s2}} = 9,466$$

$$af_m = 6,057 \text{ (maka digunakan rumus untuk } af_m > 2,0 \text{)}$$

$$b = \frac{I_{ny}}{I_{nx}} = \frac{2750}{2400} = 1,146$$

$$h_{min1} = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} = 65,317 \text{ mm}$$

$$h_{min2} = 90 \text{ mm}$$

$$H_{pakai} = 130 \text{ mm}$$

Rekap hasil perhitungan estimasi tebal pelat

Tabel 2. 1 Rekap hasil perhitungan tebal pelat

Kode Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	Tipet Pelat	hpakai (mm)
S1	6600	3000	1 ARAH	130
S2	3000	2700	2 ARAH	130
S3	4200	2800	2 ARAH	130

2.3.3 Preliminary Design Balok

Balok merupakan salah satu elemen struktural utama dalam konstruksi gedung yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari pelat lantai ke kolom secara efisien. Balok pun dibedakan menjadi 2 macam yaitu balok induk dan balok anak. Balok induk adalah komponen struktur horizontal yang menghubungkan antar kolom pada sebuah struktur gedung dan mendistribusikan beban pelat lantai ke kolom. Balok anak adalah balok yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan pelat dan mendistribusikan beban ke balok induk.

Perhitungan estimasi dimensi awal balok pada struktur gedung Rumah Susun untuk ASN Kejaksaan Tinggi Negeri Surakarta, penulis mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1 untuk tinggi minimum balok (h) dan Pasal 18.6.2.1 untuk batasan dimensi lebar balok pada sistem rangka pemikul momen khusus. Pada proses perhitungan untuk melakukan estimasi dimensi awal balok, penulis mengasumsikan balok induk dengan kondisi perlekatan sederhana, sementara untuk balok anak penulis mengasumsikan kondisi menerus satu sisi. Penulis juga mempertimbangkan faktor kekuatan inersia dari bentuk yang dihasilkan dari hasil perhitungan, oleh karena itu untuk dimensi pakai digunakan nilai yang lebih besar dari estimasi. Sehingga hasil perhitungan estimasi dimensi awal balok adalah sebagai berikut:

1. Balok Induk

$$h = \frac{L}{16} = \frac{L}{16} = 375 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 550 \text{ mm}$$

$$b_{\text{min1}} = 0,3 h = 165 \text{ mm}$$

$$b_{\text{min2}} = 250 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pakai}} = 300 \text{ mm}$$

2. Balok Anak

$$h = \frac{L}{18,5} = \frac{L}{18,5} = 324,32 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 400 \text{ mm}$$

$$b_{\text{min1}} = 0,3 h = 120 \text{ mm}$$

$$b_{\text{min2}} = 250 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pakai}} = 250 \text{ mm}$$

Tabel 2. 2 Rekap hasil perhitungan *preliminary*

Keterangan	L (mm)	H _{pakai} (mm)	B _{pakai} (mm)
Balok induk arah X	6000	550	300
Balok induk arah X	2800	400	250
Balok induk arah Y	6000	550	300
Balok induk arah Y	6600	600	400
Balok induk arah Y	2700	400	250
Balok induk arah Y	4200	450	300
Balok anak arah Y	6000	400	250
Balok anak arah Y	6600	400	250
Balok anak arah Y	2700	400	250

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut lalu ditentukan dimensi balok yang digunakan yakni

Tabel 2. 3 Dimensi balok

Kode Balok	H	B
B1	550	300
B2	400	250
BA	400	250

2.3.4 Preliminary Design Kolom

Kolom merupakan elemen struktural vertikal yang berfungsi sebagai penopang utama dalam sistem bangunan, mentransfer beban dari balok dan pelat lantai ke pondasi. Pada perhitungan estimasi dimensi dimensi kolom, digunakan rumus berikut :

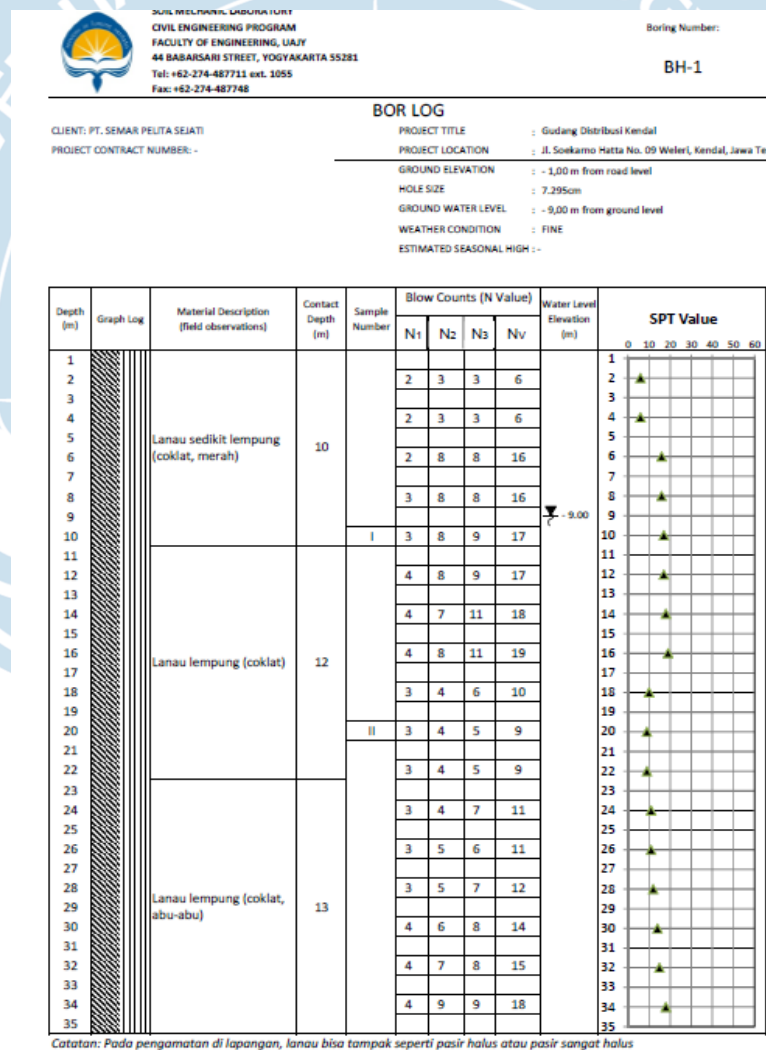
$$A_g = \frac{P_u}{0,85 \times \phi \times (0,85 f_c')}$$

Hasil estimasi dimensi dari perhitungan menggunakan rumus tersebut lalu disesuaikan kembali dengan syarat desain kolom SRPMK pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2. Untuk P_u yang digunakan dalam perhitungan tersebut, penulis mengambil dari perhitungan beban pelat lantai dan pelat dak pada area yang ditumpu kolom tersebut. Berikut adalah hasil perhitungan estimasi dimensi kolom:

Luasan pelat, A	=	27,9 m ²	
Beban mati, QD	=	2,758 kN/m ²	
Beban hidup, QL	=	4,79 kN/m ²	
Beban ultimit, Q _U	=	1,2QD+1,6QL	= 14,251 kN/m ²
Beban aksial, P _U	=	14,251×27,9	= 397,609 kN/m ²
Jumlah lantai	=	4	
Faktor reduksi gaya aksial, Φ	=	0,65	
Beban aksial, P _u , kumulatif	=	397,609×4	= 1590,437 kN
Luas penampang bruto, A _g	=	$\frac{P_u}{0,85 \times \phi \times (0,85 f_c')}$	= 119942,4956 mm ²
Lebar=Panjang Kolom, B = H	=	$\sqrt{119942,4956}$	= 346,327 mm
Lebar minimum, B _{min} =H _{min}	=	300 mm	((SNI 2847;2019 Pasal 18.7.2)
B _{pakai} = H _{pakai}	=	350 mm	

2.4 Interpretasi Data Tanah dan Klasifikasi Situs

Analisis terhadap data tanah dilakukan dengan cara mendeskripsikan hasil survei yang telah diperoleh. Setelah proses interpretasi selesai, langkah berikutnya adalah menetapkan kelas situs yang dapat diidentifikasi melalui respons spektrum. Penilaian terhadap daya dukung tanah dapat dilakukan dengan metode uji SPT (Standard Penetration Test) maupun CPT (Cone Penetration Test). Dalam penelitian ini, data tanah yang digunakan berasal dari hasil uji SPT, yang diperoleh melalui pencatatan Bor Log seperti yang ditampilkan pada gambar berikut, sehingga nantinya dapat ditentukan kelas situsnya.



Gambar 2. 1 Hasil uji SPT

Penentuan klasifikasi situs didasarkan pada karakteristik lapisan tanah yang berperan dalam mengukur seberapa besar amplifikasi percepatan gempa dari batuan dasar hingga ke permukaan tanah di suatu area. Kategori klasifikasi situs ini tercantum dalam Tabel 2.4 Klasifikasi Situs pada SNI 1726:2019.

Tabel 2. 4 Klasifikasi Situs

Tabel 5 – Klasifikasi situs			
Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Berdasarkan data yang diperoleh, informasi tanah dari BOR LOG menunjukkan kedalaman mencapai 34 meter. Teridentifikasi lapisan lanau sedikit lempung berwarna coklat kemerahan pada kedalaman 1 hingga 10 meter, diikuti lapisan terakhir yakni lanau lempung berwarna coklat pada kedalaman 11 hingga 22 meter. Selanjutnya, terdapat lapisan lanau lempung berwarna coklat keabuan pada kedalaman 23 hingga 34 meter.

Data SPT ini dapat dimanfaatkan untuk menentukan klasifikasi situs sesuai dengan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung. Klasifikasi situs ditentukan berdasarkan profil tanah yang diidentifikasi hingga kedalaman 30 meter dari permukaan tanah, dengan mencari nilai tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Tabel 2. 5 Perhitungan nilai $\bar{N}$

Kedalaman	T (m)	N(SPT)	N = T /N
0 - 2	2	6	0,33
2 - 4	2	6	0,33
4 - 6	2	16	0,13
6 - 8	2	16	0,13
8 - 10	2	17	0,12
10 - 12	2	17	0,12
12 - 14	2	18	0,11
14 - 16	2	19	0,11
16 - 18	2	10	0,20
18 - 20	2	9	0,22
20 - 22	2	9	0,22
22 - 24	2	11	0,18
24 - 26	2	11	0,18
26 - 28	2	12	0,17
28 - 30	2	14	0,14
30 - 32	2	15	0,13
32 - 34	2	18	0,11
ΣT	34	$\Sigma T/N$	2,93
$\bar{N}$			11,60

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel sebelumnya, diperoleh nilai $\bar{N}$ yaitu 11,60. Mengacu pada Gambar 2.5 Tabel klasifikasi situs dari SNI 1726:2019, nilai ini mengindikasikan bahwa lokasi tersebut termasuk dalam kelas situs SE (tanah lunak), karena nilai $\bar{N} < 15$.

2.5 Klasifikasi Sistem Struktur

Ketahanan bangunan terhadap gempa merupakan aspek penting dalam perancangan struktur. Desain bangunan ini mengacu pada SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung. Berikut adalah uraian mengenai klasifikasi sistem struktur yang diterapkan dalam perancangan bangunan ini.

2.5.1 Kategori Risiko

Sesuai dengan SNI 1726:2019 Pasal 3.28, kategori risiko adalah pengelompokan bangunan atau struktur yang berfungsi sebagai referensi dalam menentukan besaran beban gempa berdasarkan potensi terjadinya kinerja yang tidak dapat diterima. Kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa pada SNI 1726:2019.

Tabel 2. 6 Kategori Resiko Bangunan

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

Berdasarkan Gambar 2.6, pemanfaatan Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi di Surakarta sebagai gedung apartemen/rumah susun menempatkannya dalam kategori risiko II.

2.5.2 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

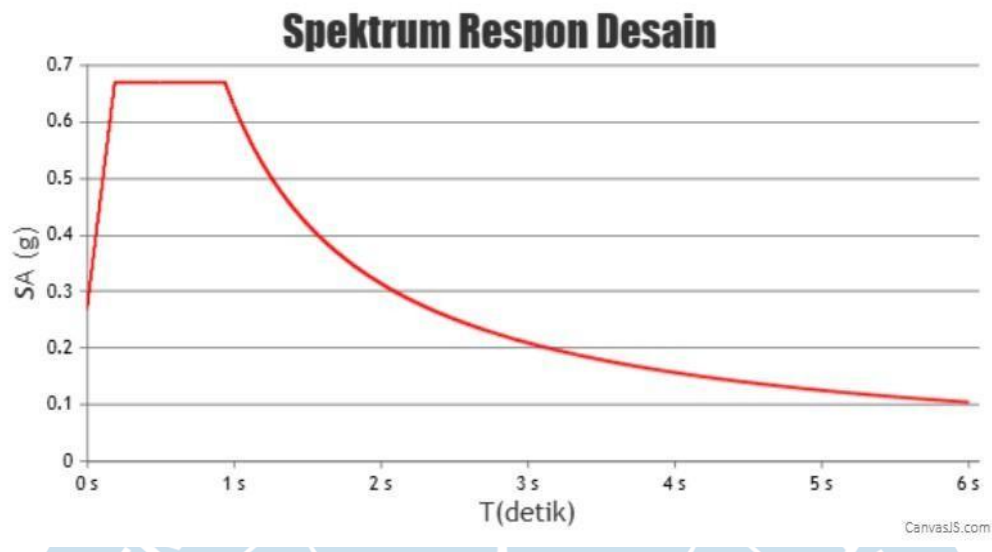
Faktor keutamaan gempa (I_e) merepresentasikan seberapa besar pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan. Nilai ini ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan dan dikalikan dengan faktor keutamaan gempa rencana. Faktor keutamaan gempa memengaruhi desain struktur agar sesuai dengan kategori risiko bangunan. Berdasarkan tabel yang ada, untuk bangunan dengan kategori risiko II, faktor keutamaan gempa yang digunakan adalah 1,0.

Tabel 2. 7 Kategori Risiko

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

2.5.3 Respon Spektrum

Penentuan kategori desain seismik diawali dengan meninjau respons spektrum desain pada website Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>) melalui input nama kota yang akan dievaluasi kondisi tanahnya. Parameter respons spektrum, yang diperoleh melalui program RSA 2021, merupakan metode analisis untuk menghitung dampak gempa pada struktur bangunan, divisualisasikan dalam grafik yang menghubungkan periode getar dan respons struktur (umumnya percepatan). Sebagai contoh, berikut adalah grafik respons spektrum untuk Kota Surakarta dengan kondisi tanah lunak (SE).



Gambar 2. 2 Grafik Respons Spektrum

Berikut adalah data yang diperoleh dari program RSA Ciptakarya:

Kelas situs	: SE (tanah lunak)
PGA MCEG	: 0,3489
S_s	: 0,7974
S_1	: 0,3863
TL	: 20
S_{DS}	: 0,6709
S_{D1}	: 0,6322
T_0	: 0,1885
T_s	: 0,9423

2.5.4 Kategori Design Seismik

Setelah kategori risiko bangunan ditetapkan, langkah berikutnya adalah menentukan kategori desain seismik (KDS) berdasarkan parameter respons percepatan untuk periode pendek dan periode 1 detik. KDS didasarkan pada

kategori risiko struktur bangunan yang dinilai, yang penting untuk memastikan bahwa perancangan dan konstruksi bangunan mempertimbangkan mitigasi risiko gempa bumi. Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 8 dan 9, Gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi di Surakarta termasuk dalam KDS D karena berada pada kategori risiko II, dengan nilai $SDS \geq 0,50$ dan $SD1 \geq 0,20$.

Tabel 2.8 8 Kategori desain seismic berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek

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

Tabel 2.9 9 Kategori desain seismic berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

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

2.5.5 Periode Fundamental Gedung

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 18, karena Gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi di Surakarta adalah bangunan dengan rangka beton pemikul momen, maka nilai C_t dan x adalah 0,0466 dan 0,9.

Tabel 2. 10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

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

2.5.6 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Dalam SNI 1726:2019 Tabel 12, untuk rangka beton bertulang pemikul momen khusus, nilai koefisien modifikasi respons R , C_d , dan Ω_0 dapat dilihat pada gambar berikut:

Tabel 2. 11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^x	TI ^k	TI ^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI

2.6 Perancangan Pembebanan Struktur

2.6.1 Beban Gravitasi

Perhitungan beban vertikal akibat gaya gravitasi pada perancangan struktur merujuk pada SNI 1727:2020 yang mengatur mengenai mengenai “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”, yang digunakan sebagai pedoman teknis dalam penentuan nilai-nilai pembebanan. Aplikasi beban gravitasi pada struktur bangunan didasarkan pada fungsi masing-masing ruang sebagaimana ditentukan dalam denah arsitektural. Dalam rancangan Rumah Susun bagi Aparatur Sipil Negara (ASN) Kejaksaan Tinggi Surakarta yang terdiri atas empat lantai utama dan satu lantai dak, jenis-jenis pembebanan gravitasi yang diperhitungkan meliputi beban mati akibat berat sendiri elemen struktural (dead load), beban mati tambahan dari elemen non-struktural dan perlengkapan tetap (superimposed dead load), serta beban hidup (live load) yang berasal dari aktivitas pengguna bangunan.

a. Beban Mati Sendiri (*Dead Load*)

Beban mati merupakan akumulasi massa dari seluruh elemen struktural permanen pada bangunan, yang mencerminkan berat sendiri struktur berdasarkan jenis material yang digunakan, mencakup komponen seperti pelat lantai, balok, dan kolom. Dalam perancangan struktur Rumah Susun untuk Aparatur Sipil Negara (ASN) Kejaksaan Tinggi Surakarta, material utama yang digunakan adalah beton bertulang. Estimasi beban mati dilakukan secara otomatis melalui perangkat lunak ETABS, dengan asumsi massa beton sebesar 24 kN/m^3 , dihitung berdasarkan bentuk penampang dan dimensi elemen struktural yang telah dimodelkan dalam sistem.

b. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup didefinisikan sebagai beban maksimum yang timbul akibat aktivitas pengguna dan fungsi operasional bangunan, yang bersifat temporer, berpindah-pindah, serta tidak secara terus menerus berada pada elemen struktur. Karakteristik beban ini tidak tetap dan sangat bergantung

pada jenis penggunaan ruang. Oleh karena itu, dalam pemodelan struktur, nilai beban hidup harus diadaptasikan dengan fungsi masing-masing area pada setiap lantai bangunan. Dalam konteks perancangan struktur gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Surakarta, ruangan diklasifikasikan sebagai ruang pribadi dan ruang publik berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019.

c. Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load*)

Beban mati tambahan atau yang biasa disebut *super imposed dead load* (SIDL) Merupakan beban mati tambahan yang berasal dari berat arsitektural dan MEP diluar struktur. Berikut merupakan SIDL yang terdapat pada struktur gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Surakarta

1) Spesi (1 cm)	: 0,21 kN/m ²
2) Pasir	: 0,16 kN/m ²
3) Pelat Lantai	: 0,24 kN/m ²
4) Keramik	: 0,17 kN/m ²
5) Plafon	: 0,18 kN/m ²
6) MEP	: 0,30 kN/m ²
7) Waterproofing	: 2,10 kN/m ²
8) Partisi	: 0,72 kN/m ²

2.6.2 Beban Gempa

Penerapan beban gempa pada sistem struktur bangunan harus mengacu pada ketentuan dalam regulasi atau standar teknis yang berlaku. Sebagaimana telah tertulis pada subbab 2.5, telah dilakukan identifikasi dan klasifikasi terhadap sistem struktur yang dirancang untuk memiliki kapasitas tahan gempa. Hasil dari simpulan subbab 2.5 disajikan pada uraian berikut.

Kategori risiko	= II
Faktor keutamaan gempa,	$I_e = 1,0$
Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek,	$S_s = 0,7974$
Parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik,	$S_1 = 0,3863$
Percepatan desain pada periode pendek,	$S_{DS} = 0,6709$
Percepatan desain pada periode 1 detik,	$S_{D1} = 0,6322$
Koefisien modifikasi respons,	$R = 8$
Faktor kuat lebih sistem,	$C_d = 3$
Faktor pembesaran defleksi,	$\Omega_0 = 5,5$

2.6.3 Kombinasi Pembebanan

Analisis struktur memerlukan penerapan kombinasi pembebanan untuk memastikan bahwa bangunan memiliki kapasitas yang memadai dalam menghadapi berbagai gaya yang bekerja. Ketentuan mengenai kombinasi ini diatur dalam SNI 1727:2013 mengenai Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Kombinasi dasar beban yang digunakan dijabarkan sebagai berikut:

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L
3. 1,2 D + 1,0 L + 1,0 E
4. 0,9 D + 1,0 E

Keterangan:

- D = beban mati
L = beban hidup
E = beban gempa

Pada poin 5 dan 7 sebelumnya, ketentuan terkait beban gempa merujuk pada Pasal 7.4 dalam SNI 1726:2019. Standar tersebut mengatur nilai faktor serta kombinasi beban yang melibatkan beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal sebagaimana dijelaskan berikut ini:

1. $(1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + 1 \text{ LL} \pm 0,3 \rho \text{ Ex} \pm 1 \rho \text{ Ey}$
2. $(1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + 1 \text{ LL} \pm 1 \rho \text{ Ex} \pm 0,3 \rho \text{ Ey}$
3. $(0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} \pm 0,3 \rho \text{ Ex} \pm 1 \rho \text{ Ey}$
4. $(0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} \pm 1 \rho \text{ Ex} \pm 0,3 \rho \text{ Ey}$

Tabel 2. 12 Hasil Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Pembebanan				
	DL	SIDL	LL	Ex	Ey
1	1,4	1,4			
2	1,2	1,2	1,6		
3	1,33	1,33	1	1,33	0,39
4	1,33	1,33	1	-1,33	0,39
5	1,33	1,33	1	1,33	-0,39
6	1,33	1,33	1	-1,33	-0,39
7	1,33	1,33	1	0,39	1,33
8	1,33	1,33	1	0,39	-1,33
9	1,33	1,33	1	-0,39	1,33
10	1,33	1,33	1	-0,39	-1,33
11	0,77	1,33	1	1,33	0,39
12	0,77	1,33	1	-1,33	0,39
13	0,77	1,33	1	1,33	-0,39
14	0,77	1,33	1	-1,33	-0,39
15	0,77	1,33	1	0,39	1,33
16	0,77	1,33	1	0,39	-1,33
17	0,77	1,33	1	-0,39	1,33
18	0,77	1,33	1	-0,39	-1,33

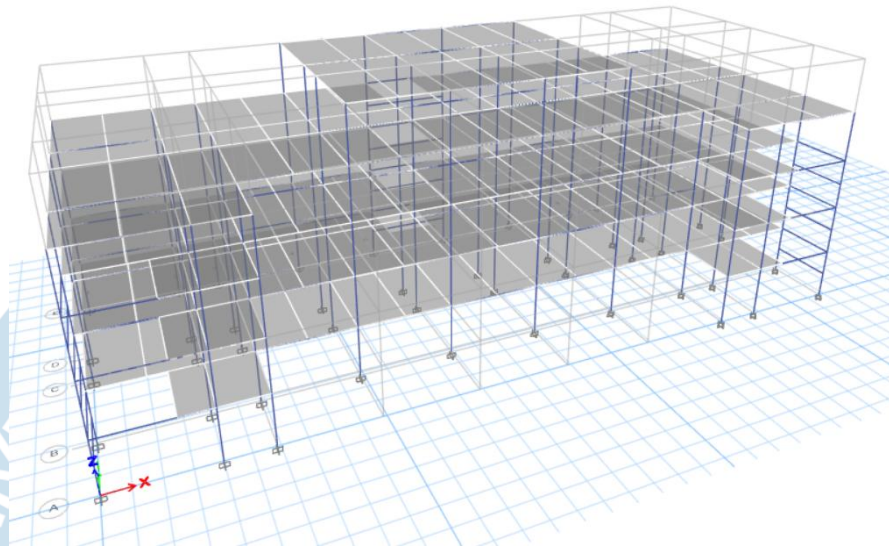
2.7 Pemodelan Struktur

Perancangan struktur gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Surakarta menggunakan pendekatan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai sistem utama penahan gaya lateral. Proses pemodelan struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS, dengan parameter dimensi yang telah ditentukan berdasarkan hasil perhitungan awal (*preliminary design*). Dalam pemodelan elemen struktural seperti kolom, balok, dan pelat, perlu diterapkan faktor pengurang kekakuan atau reduksi momen inersia terhadap penampang bruto. Ketentuan teknis mengenai hal ini diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 6.6.3, khususnya pada tabel 6.6.3.1.1 sebagaimana dijelaskan pada bagian berikut.

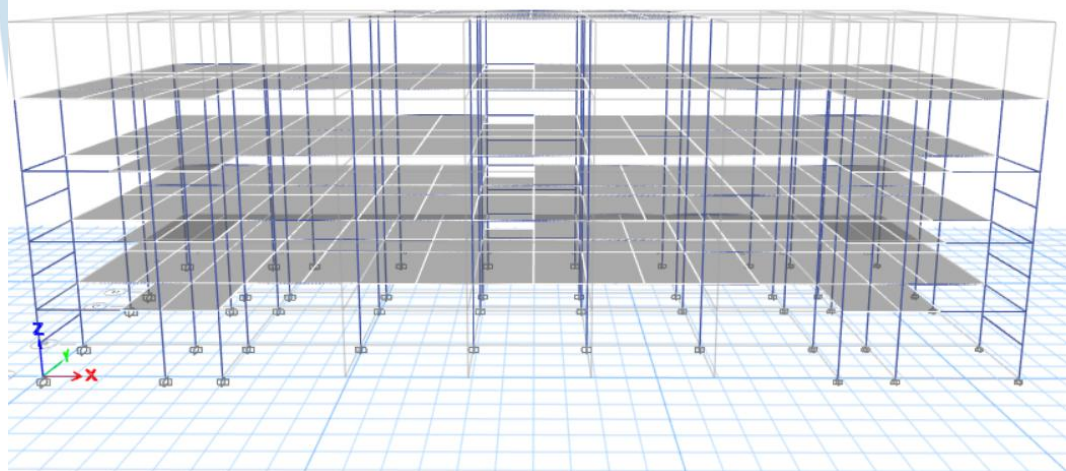
Tabel 2. 13 Faktor pengurang kekakuan atau reduksi momen inersia terhadap penampang bruto

Bagian dan kondisi	Momen Inersia	Luas penampang
Kolom	$0,70 I_g$	$1,0 A_g$
Balok	$0,35 I_g$	
Pelat datar dan <i>slab</i> datar	$0,25 I_g$	

Gambar berikut ini adalah hasil dari pemodelan struktur di program ETABS.



Gambar 2. 3 Pemodelan struktur pada program ETABS (Tampak 1)



Gambar 2. 4 Pemodelan struktur pada program ETABS (Tampak 2)

2.8 Pemeriksaan Sistem Penahan Lateral Terhadap Beban Gempa

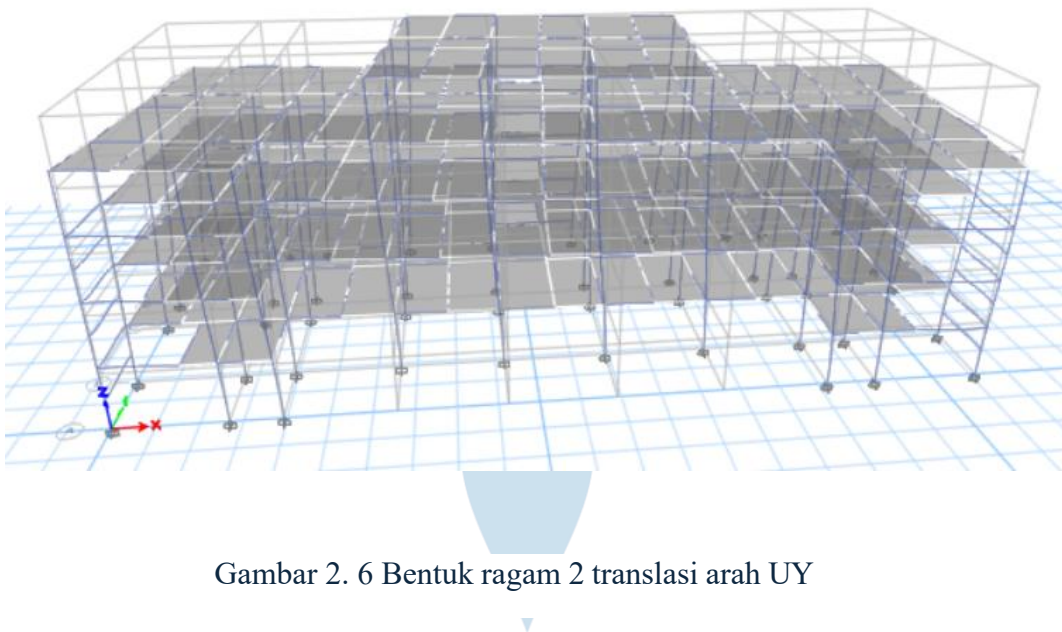
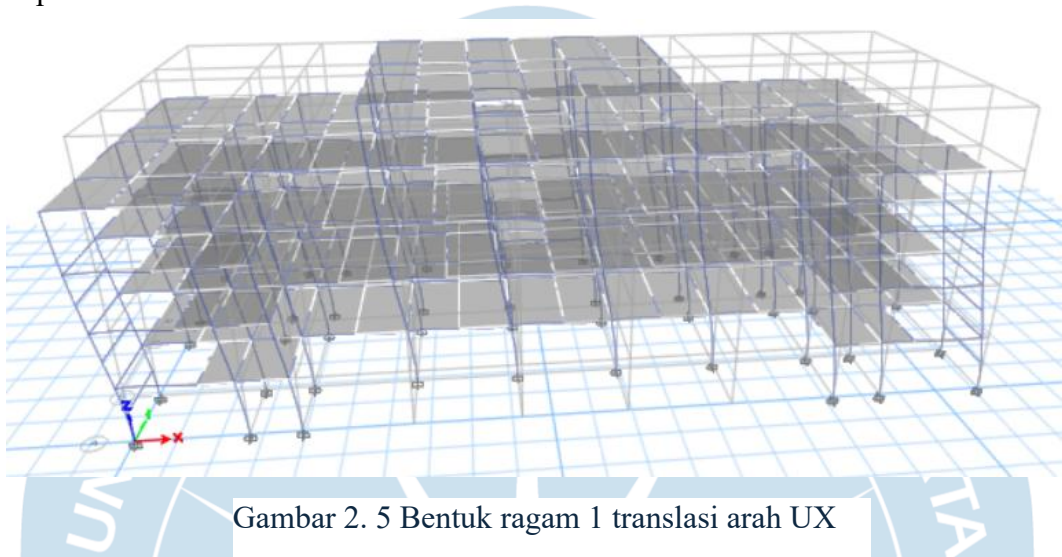
2.8.1 Kontrol Rasio Partisipasi Modal

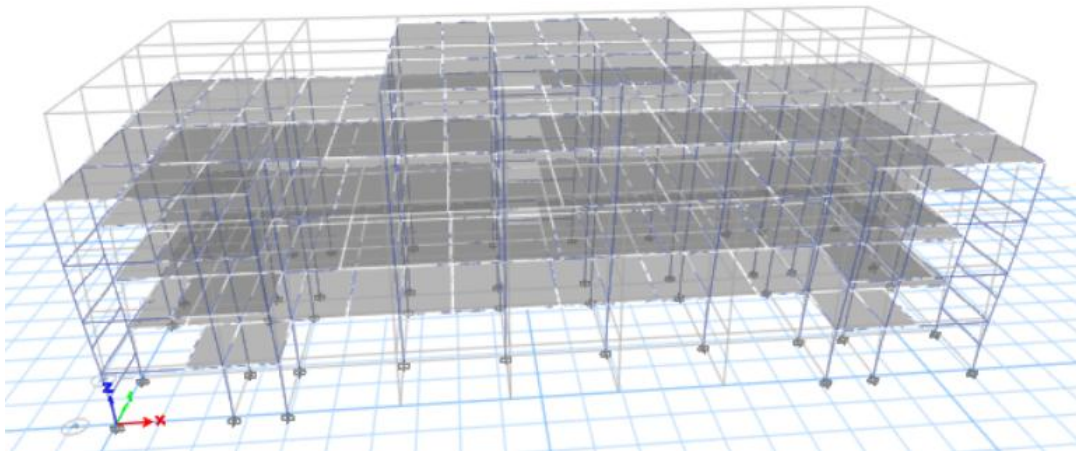
Menurut ketentuan dalam SNI 1726:2019, massa partisipasi mode yang digunakan dalam perancangan harus mencakup seluruh massa struktural yaitu sebesar 100% dari total mode yang dimodelkan. Namun, apabila total mode yang diperoleh tidak mencapai 100% diizinkan untuk memenuhi paling sedikit 90% pada masing masing arah horizontal ortogonal berdasarkan hasil analisis struktur yang dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS. Berikut merupakan table partisipasi mode yang diperoleh dari analisis menggunakan ETABS.

Tabel 2. 14 Rasio Partisipasi Modal

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRZ
	sec								
1	0,974	0,00001241	0,7994	0,00001241	0,7994	0,228	0,000003558	0,00000279	0,00000279
2	0,968	0,7906	0,0000136	0,7906	0,7994	0,000003725	0,2235	0,0112	0,0112
3	0,856	0,0109	0,000001529	0,8016	0,7994	0	0,0022	0,7981	0,8093
4	0,296	0,1001	7,638E-07	0,9016	0,7994	0,000003814	0,5234	0,0011	0,8105
5	0,294	7,381E-07	0,1062	0,9016	0,9055	0,5382	0,000003854	0	0,8105
6	0,258	0,001	0	0,9026	0,9055	0	0,0051	0,1103	0,9208
7	0,177	0,051	0	0,9536	0,9055	0	0,1232	0,0002	0,921
8	0,169	0	0,0487	0,9536	0,9543	0,111	0	0	0,921
9	0,163	0,0003	0	0,9539	0,9543	0	0,0007	0,0232	0,9442
10	0,159	0,0303	0,000003342	0,9842	0,9543	0,000008114	0,0717	0,0044	0,9486
11	0,143	0,000004222	0,0339	0,9842	0,9882	0,0822	0,000009941	0	0,9486
12	0,142	0,0042	8,428E-07	0,9884	0,9882	0,000002037	0,0096	0,0369	0,9855

Dari 12 ragam yang digunakan, dapat disimpulkan bahwa partisipasi massa ragam terkombinasi memenuhi persyaratan di mana arah X sebesar 98,84% dengan periode 0,968 s. Sedangkan untuk arah Y sebesar 98,82% dengan periode 0,974 s. Gambar di bawah ini merupakan bentuk ragam pada arah X, Y dan rotasi pada arah Z.





Gambar 2. 7 Bentuk ragam 3 rotasi arah RZ

2.8.2 Periode Struktur

Terdapat dua periode yang telah ditentukan dalam SNI 1726:2019 yaitu periode fundamental pendekatan (T_a) dan periode maksimum (T_{max}). Berikut merupakan nilai yang diperoleh dari perhitungan periode struktur:

Percepatan desain periode 1 detik, S_{D1}	= 0,6322 g
Koefisien untuk batas periode, C_u	= 1,4 (SNI 1726:2019 Tabel 17)
Parameter periode pendekatan, C_t	= 0,0466 (SNI 1726:2019 Tabel 18)
Parameter periode pendekatan, x	= 0,9 (SNI 1726:2019 Tabel 18)
Tinggi bangunan, h	= 13,6 m
Periode fundamental pendekatan, T_a	= $C_t \times h^x$
(SNI 1726:2019 Persamaan 36)	= $0,0466 \times 13,6^{0,9}$
	= 0,4882 detik
Periode maksimum, T_{max}	= $C_u \times T_a$
(SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2)	= $1,4 \times 0,4882$
	= 0,683 detik

Digunakan nilai terkecil dari T_{max} dan T_c , maka periode yang digunakan adalah Periode pakai, $T = 0,4882$ detik.

2.8.3 Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar merupakan gaya lateral yang bekerja pada dasar struktur bangunan, yang besarnya dipengaruhi oleh faktor tertentu. Faktor- faktor tersebut meliputi koefisien gempa dasar, faktor keutamaan gedung, tipe gedung, gaya geser akibat beban mati dan beban hidup dengan memperhatikan reduksi, serta respon struktur terhadap beban gempa.

a. Koefisien respons seismik C_s

Sebelum melakukan perhitungan terhadap gaya geser dasar, terlebih diperlukan nilai koefisien respons seismik. Nilai ini ditentukan berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1, dan dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,6322}{\left(\frac{8}{1,0}\right)} \\ &= 0,0839 \end{aligned}$$

Batas koefisien respons seismik minimum,

$$\begin{aligned} C_{S,min.} &= 0,044 S_{DS} I_e \\ &= 0,044 \times 0,6709 \times 1 \\ &= 0,0295 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S,max.} &= \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,6322}{0,683 \times \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,1156 \end{aligned}$$

Karena nilai $C_{s\ min} < C_{s\ hitung} < C_{s\ max}$ maka dapat digunakan nilai C_s sebagai berikut, $C_{s\ pakai} = 0,0839$

b. Perhitungan Massa Bangunan

Massa bangunan perlu dihitung terlebih dahulu sebelum menghitung gaya geser dasar. Elemen struktur seperti balok, kolom, pelat dihitung massa totalnya berdasarkan ukuran yang telah didesain pada tahap *preliminary*, kemudian

dijumlahkan berat total secara keseluruhan lantai. Rekapitulasi perhitungan massa bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2. 15 Tabel Massa Bangunan

Massa Bangunan		
Atap Dak	42462	kg
Lantai Rooftop	652646,66	kg
Lantai 4	1019459,99	kg
Lantai 3	1019459,99	kg
Lantai 2	1019459,99	kg
Lantai 1	79294,8	kg

c. Gaya Geser Dasar Seismik

Dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1, perhitungan gaya dasar seismik (V) dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0839 \times 37561 \\
 &= 3150,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil analisis struktur menggunakan ETABS menghasilkan gaya geser dasar seismic sebesar $V_X = 3143,7868 \text{ kN}$ dan $V_Y = 3143,7868 \text{ kN}$. Jika dibandingkan dengan hasil perhitungan manual, selisih nilai yang diperoleh tidak signifikan. Oleh karena itu, hasil analisis ini dianggap telah tervalidasi dan dapat dijadikan dasar untuk tahapan perhitungan berikutnya.

d. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Sesuai dengan ketentuan dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3, gaya gempa lateral yang bekerja pada setiap lantai bangunan harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_X = C_{vx} V$$

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

Nilai eksponen $k = 1,37$ karena nilai periode (T) = 0,488 detik; di mana $T \leq 0,5$.

Tabel 2. 16 Tabel Distribusi Gaya Seismik Lateral arah X

Lantai	W _x (kN)	H _x (m)	H _x ^k	W _x . H _x ^k	C _{vx}	F _x (kN)
Rooftop	6395,94	13,6	36,0	230085,94	0,3462	1088,35
4	9990,71	10,2	24,2	242148,22	0,3643	1145,40
3	9990,71	6,8	13,9	138791,98	0,2088	656,51
2	9990,71	3,4	5,4	53597,76	0,0806	253,53
Σ	36368,06			664623,90	1	3143,79

e. Faktor Skala Gaya Geser

Dalam perancangan struktur tahan gempa, digunakan dua metode analisis: gempa statik dan gempa dinamik. Gaya geser dasar dari analisis dinamik biasanya lebih rendah daripada statik. Jika gaya geser dinamik lebih kecil, perlu penskalaan agar setara dengan hasil statik sesuai peraturan. Berdasarkan pemodelan dengan ETABS, nilai gaya geser dinamik ditunjukkan pada bagian berikut:

$$V_{i,X} = 3055,6022 \text{ kN}$$

$$V_{i,Y} = 3077,1778 \text{ Kn}$$

Nilai V hasil dari analisis dinamik lebih rendah dibandingkan dengan V dari analisis statik, oleh karena itu sesuai dengan ketentuan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.2, perlu dilakukan perhitungan faktor skala awal terlebih dahulu. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungannya:

$$SF = \frac{g}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{9,8065}{\left(\frac{8}{0,1}\right)}$$

$$= 1225,831 \text{ mm/s}^2$$

Penskalaan gaya gempa (SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1)

$$f_X = \frac{V_X}{V_{t,X}} = \frac{3631,07}{3055,6022} = 1,1883$$

$$f_Y = \frac{V_Y}{V_{t,Y}} = \frac{3631,07}{3077,1778} = 1,1800$$

Faktor skala baru dapat dihitung dengan mengalikan faktor skala (SF) dengan nilai f_X maupun f_Y .

$$SF_X = SF \times f_x = 1225,831 \times 1,1883 = 1456,6944 \text{ mm/s}^2$$

$$SF_Y = SF \times f_y = 1225,831 \times 1,1800 = 1446,4808 \text{ mm/s}^2$$

2.8.4 Simpangan Antar Tingkat

Penentuan simpangan rencana pada setiap lantai (Δ) dilakukan dengan menghitung selisih perpindahan antara pusat massa lantai di atas dan di bawah dari lantai yang sedang dianalisis. Apabila posisi pusat massa tidak berada pada garis vertikal yang sejajar, maka simpangan pada dasar lantai dapat diperoleh melalui proyeksi vertikal dari pusat massa lantai di atasnya. Perhitungan simpangan rencana (Δ) harus menggunakan gaya gempa design penuh tanpa penerapan reduksi tegangan izin, apabila metode perancangan yang digunakan berbasis tegangan izin.

Persamaan berikut digunakan untuk menentukan nilai simpangan inelastik serta batas maksimum simpangan antar tingkat yang diizinkan

$$\Delta = \frac{\delta \times C_d}{I_e}$$

$$\Delta_d = \frac{\Delta \times h}{\rho}$$

Sejumlah parameter yang digunakan untuk menghitung simpangan antar tingkat antara lain dijelaskan sebagai berikut:

Simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a = 0,02h$ (SNI 1726:2019 Tabel 20)

Faktor redundansi, $\rho = 1$ (SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4)

Faktor pembesaran defleksi, $C_d = 5,5$ (SNI 1726:2019 Tabel 12)

Faktor keutamaan gempa, $I_e = 1,0$ (SNI 1726:2019 Tabel 4)

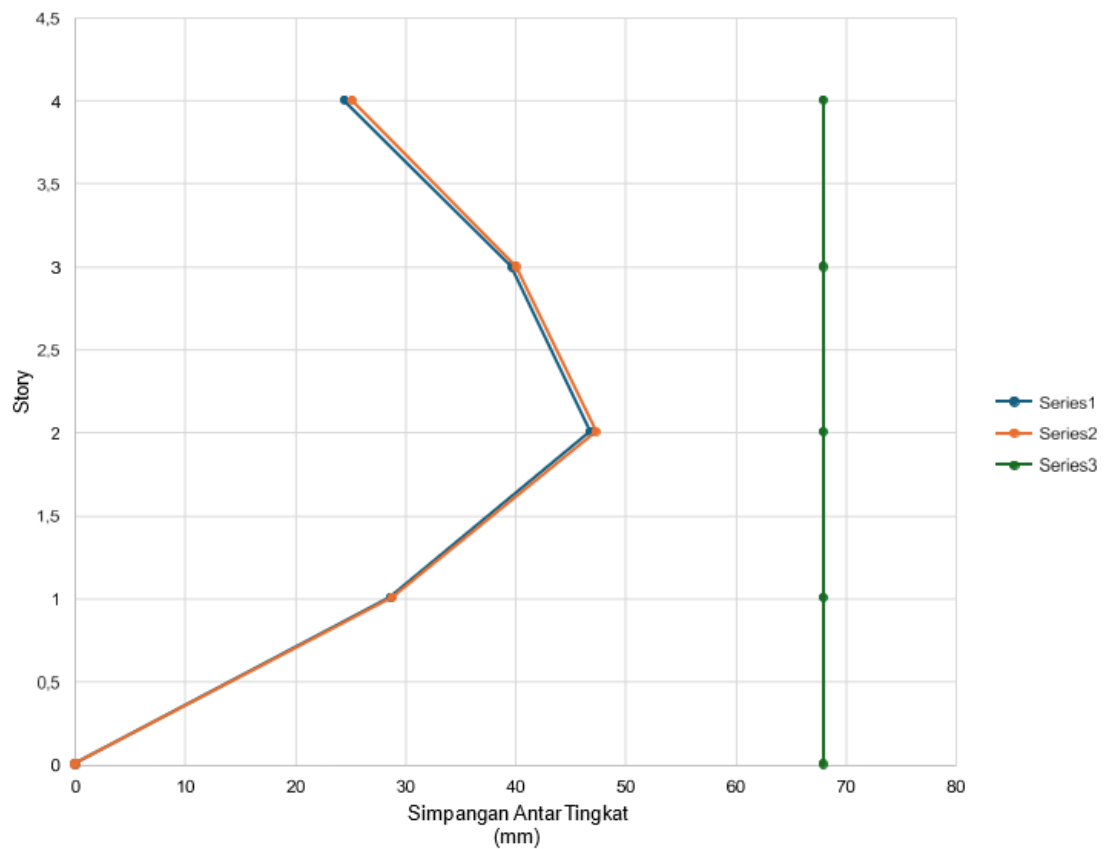
Tabel 2. 17 Simpangan antar Tingkat izin

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

Tabel dan grafik berikut menyajikan hasil pemeriksaan simpangan antar tingkat pada struktur gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Surakarta.

Tabel 2. 18 hasil pemeriksaan simpangan antar tingkat

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	$\delta e X$	$\delta e Y$	$\delta e X$	$\delta e Y$		ΔX	ΔY		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	
4	18,450	18,552	3,575	3,678	3400	19,663	20,229	52,308	OK
3	14,875	14,874	5,430	5,460	3400	29,865	30,030	52,308	OK
2	9,445	9,414	6,018	6,007	3400	33,099	33,039	52,308	OK
1	3,427	3,407	3,427	3,407	3400	18,849	18,739	52,308	OK



Gambar 2. 8 Simpangan antar tingkat

2.8.5 Ketidakberaturan Struktur

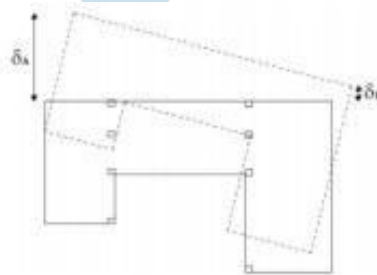
Dalam proses perancangan struktur bangunan, penting untuk melakukan klasifikasi guna mengidentifikasi apakah struktur tersebut memiliki keberaturan atau ketidakberaturan. Klasifikasi ini didasarkan pada konfigurasi geometri bangunan secara horizontal maupun vertical. Ketentuan mengenai klasifikasi tersebut diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.3.2 Tabel 13 dan 14.

2.8.5.1 Ketidakberaturan Horizontal

Tabel 2. 19 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

1. Ketidakberaturan Torsi



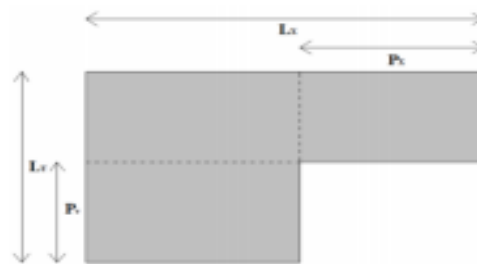
Gambar 2. 9 Ketidakberaturan Torsi

Tabel 2. 20 Hasil Ketidak beraturan Torsi

Lantai	Arah X			Cek	Arah Y			Cek
	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$		Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	
Atap	5,698	5,242	1,087	OK	5,967	5,276	1,131	OK
4	5,94	5,839	1,017	OK	5,881	5,73	1,026	OK
3	6,94	6,778	1,024	OK	6,788	6,679	1,016	OK
2	6,537	6,36	1,028	OK	6,398	6,314	1,013	OK
1	3,188	3,083	1,034	OK	3,122	3,078	1,014	OK

Struktur tidak terjadi ketidakberaturan, karena tidak terdapat simpangan yang lebih dari 1,2 x simpangan antar tingkat rata-rata, sehingga bebas dari pasal 1a dan 1b.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam



(b) Ketidakberaturan 2

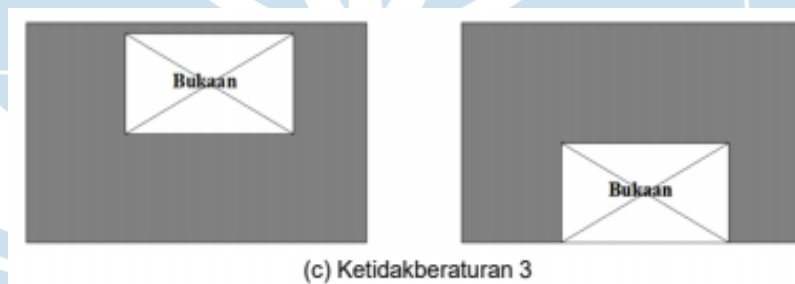
Gambar 2. 10 Ketidakberaturan sudut dalam

Tabel 2. 21 Hasil ketidakberaturan sudut dalam

Lx	47,6	m
Px	30	m
Ly	19,5	m
Py	4,2	m
Lx/Px	63%	
Ly/Py	22%	

Dalam struktur terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 2, karena ratio Lx/Px dan Ly/Py masing-masing lebih besar dari 15%. Ini dapat dilihat dari Tabel 13. Tabel ketidakberaturan horizontal pada struktur nomor. 2.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma



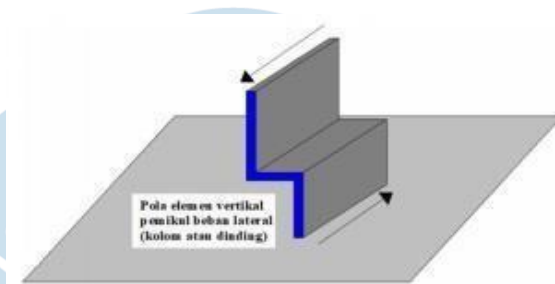
Gambar 2. 11 Ketidakberaturan diskontinuitas

Tabel 2. 22 Hasil ketidakberaturan diskontinuitas

Atotal	2503	m ²
Abukaan	147,19	m ²
Cek	$147,19 < 2503/2$ $147,19 < 1251,43$ (OK)	

Tidak terjadi ketidakberaturan tipe 3 dalam struktur ini karena luas bidang terbuka kurang dari 50% luasan total.

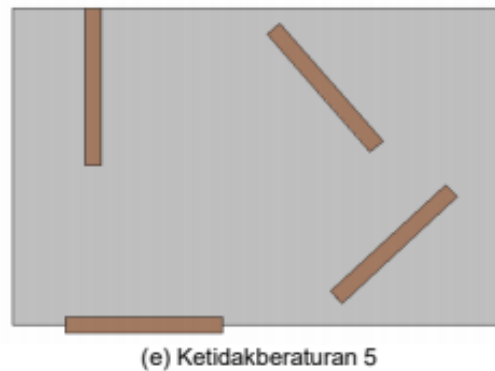
4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang



Gambar 2. 12 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang

Tidak terjadi ketidakberaturan horizontal tipe 4 dalam struktur ini, karena kolom pada struktur ini bersifat tipikal menerus dari bawah sampai atas.

5. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang



Gambar 2. 13 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang

Tidak terjadi ketidakberaturan horizontal tipe 5 dalam struktur ini, karena semua elemen dalam struktur ini tegak lurus terhadap sumbu X dan Y.

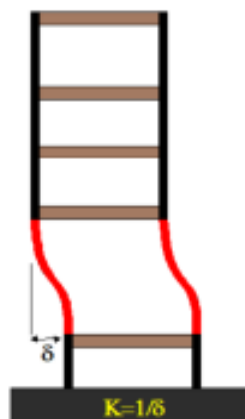
2.8.5.2 Ketidakberaturan Vertikal

Tabel 2. 23 Ketidakberaturan Vertikal

Tabel 14 – Ketidakberaturan vertikal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

1. Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak



(a) Ketidakteraturan 1a dan 1b

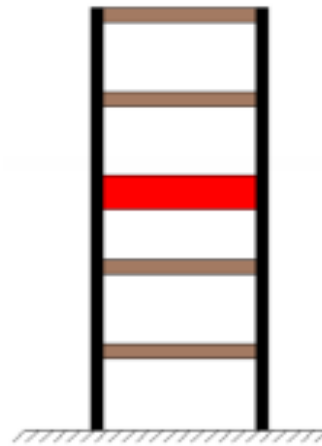
Gambar 2. 14 Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2. 24 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
4	187633,89		190974,14	
3	331563,67	OK	336120,33	OK
2	467791,53	OK	471009,74	OK
1	1072824,48	OK	1074586,45	OK

Tidak terdapat ketidakberaturan pada tipe 1a dan 1b pada struktur ini karena kekuatan setiap lantai lebih besar daripada lantai di atasnya pada arah X dan Y.

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)



(b) Ketidakberaturan 2

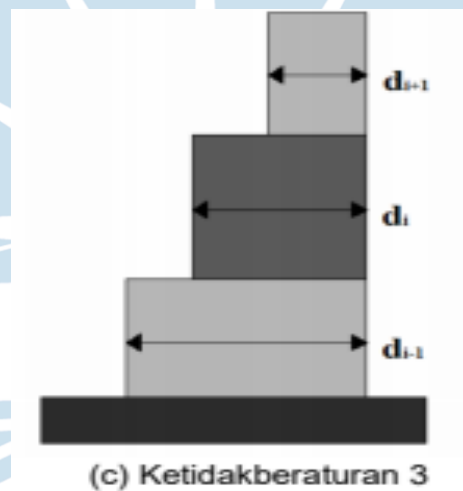
Gambar 2. 15 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Tabel 2. 25 Hasil Ketidakberaturan Berat (Massa)

Lantai	Massa	Cek
	kg	
4	5813,71	OK
3	5706,60	OK
2	5706,60	OK
1	5706,60	OK

Tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada struktur ini karena massa tiap lantai $< 150\%$ lantai diatas maupun di bawahnya.

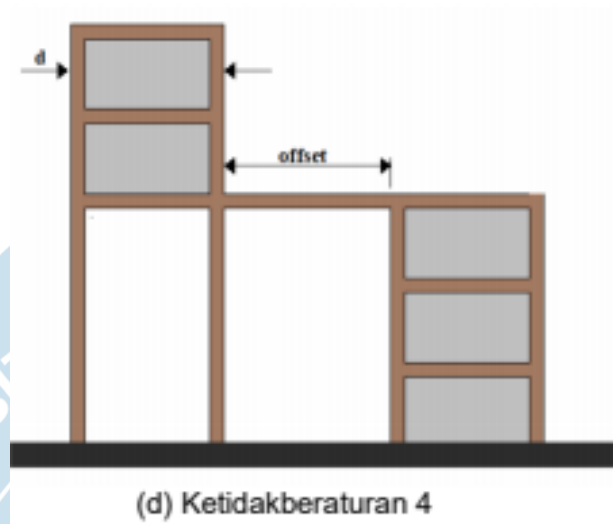
3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal



Gambar 2. 16 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tidak terjadi ketidakberaturan tipe 3 pada struktur ini karena dimensi kolom pada setiap lantai sama.

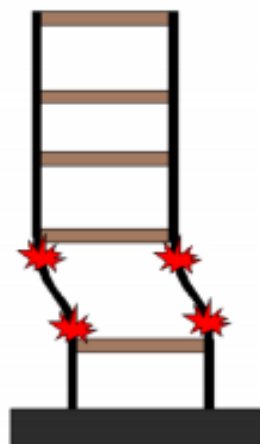
4. Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal



Gambar 2. 17 Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Tidak terdapat ketidakberaturan tipe 4 pada struktur ini karena semua kolom menerus tidak ada yang berpindah atau offset.

5. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat



Gambar 2. 18 Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Tabel 2. 26 Hasil Diskontinuitas Dalam Ketidkberaturan Kuat Lateral Tingkat

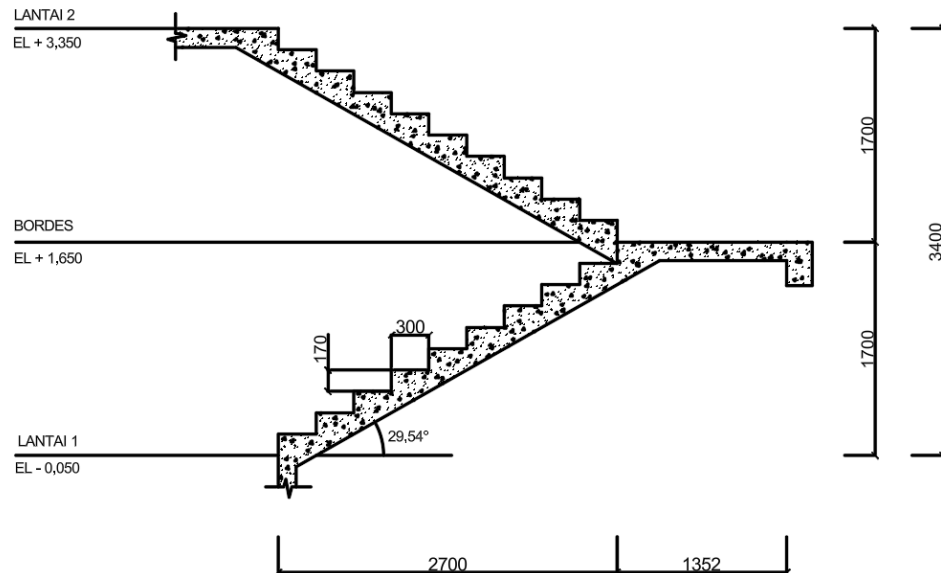
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
4	1095,6703		1094,2459	
3	2247,1851	OK	2245,3988	OK
2	2975,1723	OK	2974,104	OK
1	3307,5881	OK	3307,5881	OK

Tidak terdapat ketidakberaturan tipe 5 pada struktur ini karena kekuatan tingkat bawah tidak kurang dari 80% tingkat atasnya atau bahkan 60% tingkat di atasnya.

2.8.5.3 Kesimpulan Pemeriksaan Ketidakberaturan

Dari perancangan Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Surakarta ditemukan adanya ketidakberaturan horizontal tipe 2, yaitu berupa ketidakberaturan sudut dalam, oleh karena itu perencanaan harus mempertimbangkan pasal 7.3.3.4 dimana kondisi ini mengharuskan desain struktur untuk ditingkatkan sebesar 25% pada elemen kolektor dan Tabel 16 yang mengatur mengenai metode analisis yang diizinkan. Metode analisis yang digunakan yakni respon spektrum sehingga telah memenuhi persyaratan.

2.9 Perancangan Tangga



Gambar 2. 19 Rencana Tangga

Tangga adalah elemen struktural yang berfungsi sebagai penghubung antara level vertikal yang berbeda. Komponen tangga terdiri dari pelat tangga, anak tangga, pelat bordes, dan railing (pegangan tangan). Pada gedung ini, tangga dirancang menggunakan material beton bertulang.

2.9.1 Data Rencana Tangga Utama

Tinggi Antar Lantai (H)	= 3400 mm
Lebar tangga	= 1535 mm
Optrade, O	= 170 mm
Antrade, A	= 300 mm
Jumlah Anak Tangga	$= \frac{H}{O} = \frac{3400}{170} = 20$
Lebar bordes, b	= 1352 mm
Panjang bordes, L	= 3170 mm
Tebal pelat tangga dan bordes, t	= 150 mm
Sudut kemiringan tangga, α	$= \tan^{-1}\left(\frac{O}{A}\right)$

$$= \tan^{-1}\left(\frac{170}{300}\right)$$

$$= 29,54^\circ$$

$$\text{Tebal Pelat Tangga dan Bordes} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Berat Volume Beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Kuat leleh tulangan, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton, } E_c = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas tulangan, } E_y = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan lentur, } d_b = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan susut, } d_s = 10 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif, } d_s &= H_{tg} - C_c - \frac{d_{tul}}{2} \\ &= 150 - 20 - \frac{13}{2} \\ &= 123,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

2.9.2 Rencana Pembebanan Tangga

1. Pelat Tangga

a) Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat tangga} &= \frac{t}{\cos \alpha} \times \text{berat volume tangga} \\ &= \frac{0,15}{\cos 29,54^\circ} \times 24 \\ &= 4,14 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{DL} = 4,14 \text{ kN/m}^2$$

b) Beban mati tambahan

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= \frac{1}{2} \times 0 \times \cos \alpha \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{1}{2} \times 0,2 \times 0,87 \times 24 \\ &= 2,34 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat spesi (1 cm)} &= 1 \times 0,21 \\ &= 0,21 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat ubin (1 cm)} = 1 \times 0,24$$

$$= 0,24 \text{ kN/m}^2$$

Berat *railing* = 1 kN/m²

SIDL = 3,79 kN/m²

c) Beban hidup

LL tangga = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1)

Jadi, keseluruhan beban mati yang diperhitungkan pada pelat tangga adalah 7,93 kN/m², sementara beban hidupnya berjumlah 4,79 kN/m².

2. Bordes

a) Beban mati

Berat pelat tangga = $t \times \text{berat volume}$

$$= 0,15 \times 24$$

$$= 3,60 \text{ kN/m}^2$$

b) Beban mati tambahan

Berat spesi (1 cm) = 0,21 kN/m²

Berat ubin = 0,24 kN/m²

Berat *railing* = 1 kN/m²

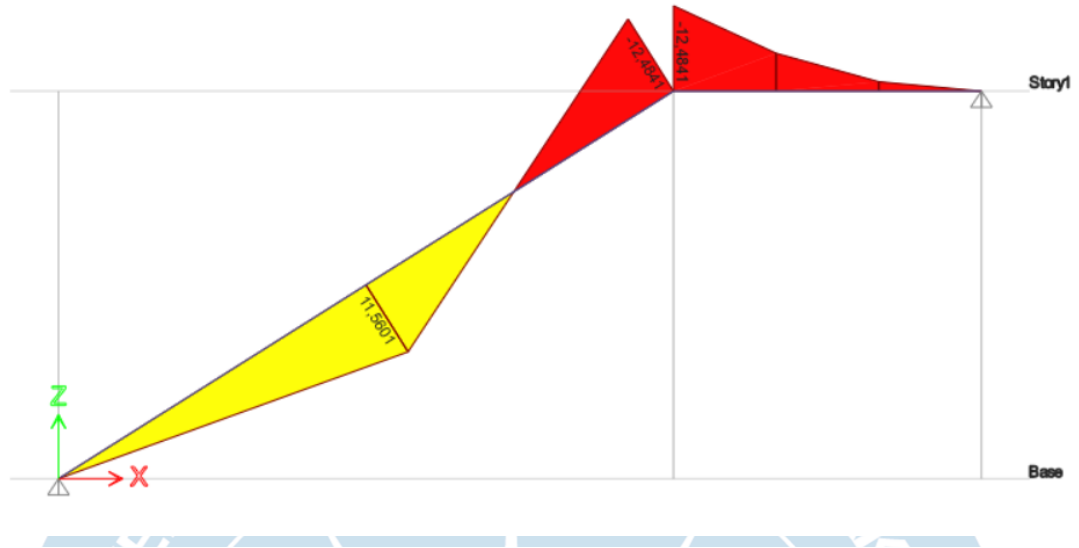
SIDL = 1,45 kN/m²

c) Beban hidup\

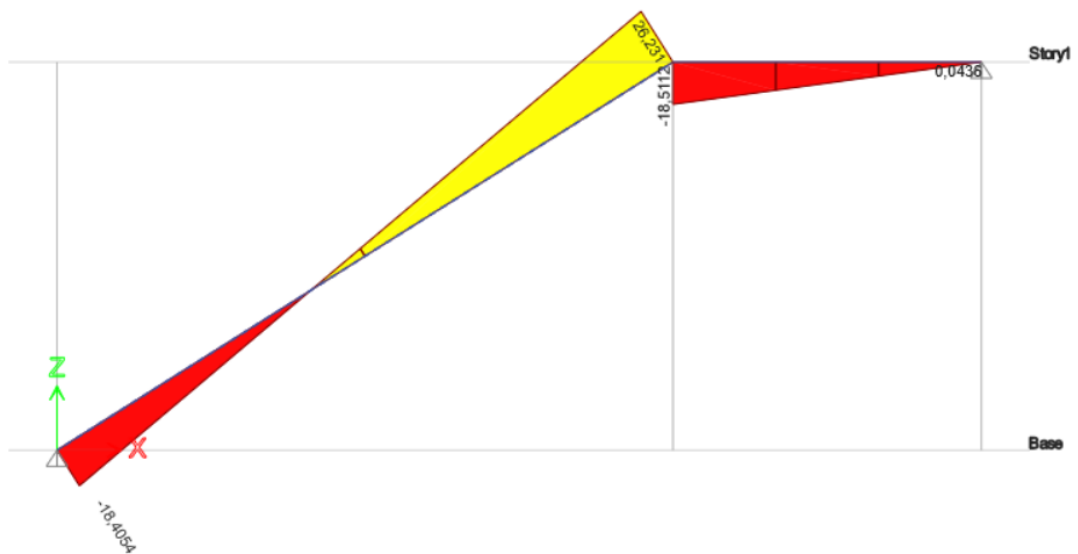
LL bordes = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1)

Jadi, keseluruhan beban mati yang diperhitungkan pada pelat tangga adalah 5,05 kN/m², sementara beban hidupnya berjumlah 4,79 kN/m².

2.9.3 Perhitungan Gaya Dalam Tangga



Gambar 2. 21 Gambar BMD tangga



Gambar 2. 20 Gambar SFD tangga

Analisis gaya dalam dilakukan melalui pemodelan di SAP 2000, mengacu pada representasi gambar yang telah ditampilkan. Untuk pelat tangga dan bordes, pendekatan pemodelan dilakukan dalam bentuk frame dua

dimensi (2D) dengan asumsi tumpuan sendi. Kombinasi beban yang digunakan dalam analisis ini dipaparkan di bawah ini:

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L

Hasil gaya dalam pada pelat tangga dan pelat bordes diperoleh setelah dilakukan analisis struktur.

1. Momen (M_u)

$$M_u^- = 12,4841 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 11,5601 \text{ kNm}$$

2. Geser (V_u)

$$V_u = 26,2301 \text{ kN}$$

2.9.4 Perencanaan Tulangan Tangga

Berikut ini merupakan perhitungan kebutuhan tulangan pada pelat tangga dan pelat bordes.

1. Cek Kapasitas Geser Beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \lambda \times \sqrt{f_c'} b_w \times d_s \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 123,5 \\ &= 114,9944 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 114,9944 \\ &= 86,2458 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 86,2458 \text{ kN} \geq V_u = 26,2301 \text{ kN}$$

Karena hasil hitungan gaya geser ultimit lebih kecil dari kapasitas geser beton maka penampang aman terhadap gaya geser.

2. Cek Ratio Tulangan Maksimum dan Minimum

$$\begin{aligned} b_1 &= 0,85 - \frac{0,05 (f_c' - 28)}{7} \\ &= 0,85 - \frac{0,05 (30 - 28)}{7} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,836 \\
 \rho_{\max} &= \frac{0,36 f_c' \beta_1}{f_y} \\
 &= \frac{0,36 \times 30 \times 0,836}{420} \\
 &= 0,0215
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 1} &= 0,0014 \times A_g \\
 &= 0,0014 \times 1000 \times 150 \\
 &= 210 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 2} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g \\
 &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 150 \\
 &= 270 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Spasi Tulangan Maksimum dan Minimum

Agar agregat dapat masuk secara merata maka diperlukan spasi minimum antar tulangan, dipakai yaitu $S_{\min} = 25 \text{ mm}$ (SNI 2847-2019 Pasal 25.2.2)

$$S_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 3H_{tg} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max 3} &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c = 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2,5 \times 20 = \\
 &330 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\max 4} = 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

4. Spasi Tulangan Susut Maksimum

$$S_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 5H_{tg} = 5 \times 150 = 750 \text{ mm}$$

5. Tulangan Tangga Tumpuan

Luas Tulangan Dibutuhkan

$$\begin{aligned}\rho_{\text{req}} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 12,4841 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right]\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{req}} = 0,0022 < \rho_{\text{maks}} = 0,0215 \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ req}} &= \rho b \times d_s \\ &= 0,0022 \times 1000 \times 123,5 \\ &= 271,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena $A_{s \text{ req}} = 271,7 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 270 \text{ mm}^2$, maka nilai luas tulangan yang digunakan sebesar $271,7 \text{ mm}^2$.

Spasi Tulangan

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25\pi D^2 b}{A_{s \text{ use}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{271,7} \\ &= 488,5252 \text{ mm}\end{aligned}$$

$S = 488,5252 \text{ mm} > S_{\max} = 300 \text{ mm}$, oleh karena itu digunakan $S = 300 \text{ mm}$

6. Tulangan Tangga Lapangan

Luas Tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}\rho_{\text{req}} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u^+}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 11,5601}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] \\ &= 0,002 \\ \rho_{\text{req}} &= 0,002 < \rho_{\text{max}} = 0,0215 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ req}} &= \rho b \times d_s \\ &= 0,002 \times 1000 \times 123,5 \\ &= 247 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena $A_{s \text{ req}} = 247 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 270 \text{ mm}^2$, maka nilai luas tulangan yang digunakan sebesar 270 mm^2 .

Spasi Tulangan

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25\pi D^2 b}{A_{s \text{ use}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{270} \\ &= 491,6011 \text{ mm}\end{aligned}$$

$S = 491,6011 \text{ mm} > S_{\text{max}} = 300 \text{ mm}$, oleh karena itu digunakan $S = 300 \text{ mm}$

7. Tulangan Susut Terpasang Tumpuan dan Lapangan

Luas Tulangan Terpakai

Berdasarkan luas tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$) yang telah dihitung, maka digunakan tulangan susut sebesar 270 mm^2 .

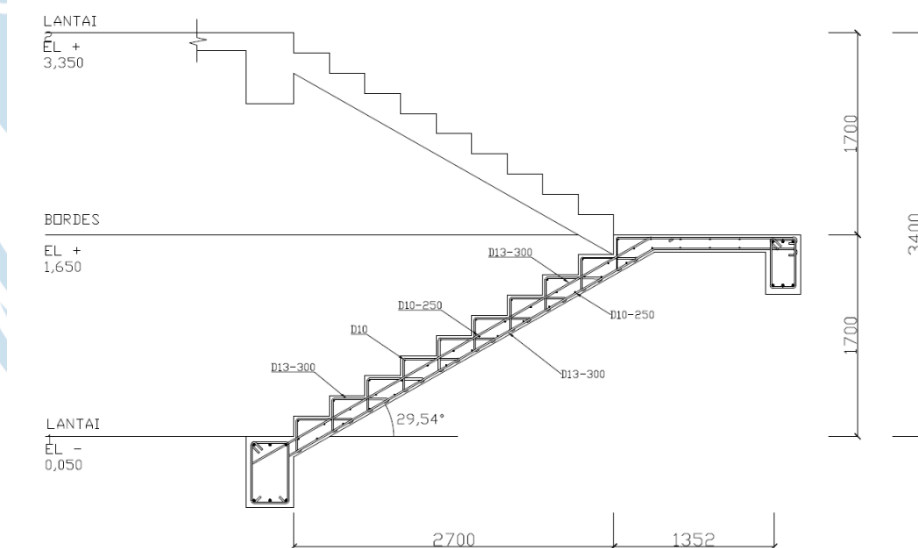
Spasi Tulangan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25\pi D^2 b}{A_{s\text{ use}}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{270} \\
 &= 290,8882 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$S = 290,8882 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$, oleh karena itu digunakan $S = 250 \text{ mm}$

2.9.5 Gambar Detail Penulangan Tangga

Analisis tangga yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.22.



Gambar 2. 22 Detail Penulangan Tangga

2.10 Perancangan Pelat Lantai Tipikal

Perancangan pelat lantai adalah tahapan yang dilakukan untuk merancang model penulangan yang akan digunakan pada pelat. Pelat dibagi menjadi dua macam berdasarkan pola keruntuhannya yaitu pelat satu arah dan dua arah, oleh

sebab itu maka pola penulangan yang akan digunakan untuk masing-masing macam juga akan berbeda. Perancangan pelat pada struktur Gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Negeri Surakarta, penulis menggunakan kedua tipe pelat tersebut.

2.10.1 Data Rencana Pelat Satu Arah

1. Data Rencana Pelat

Kuat tekan beton, f'_c	=	30 Mpa
Kuat leleh tulangan, f_y	=	420 Mpa
Bentang arah memanjang, L_y	=	6,6 m
Bentang arah memendek, L_x	=	3 m
L_y/L_x	=	2,2 (1 arah)
Diameter tulangan pokok, d_b	=	10mm (ulir)
Diameter tulangan susut, d_s	=	10 mm (ulir)
Selimut beton, S_b	=	20 mm
Tebal pelat, h	=	130 mm
Tinggi efektif, d	=	105 mm
Faktor reduksi tekan, ϕ	=	0,9
Faktor reduksi geser, ϕ	=	0,75

2. Perhitungan Beban Pelat Lantai

a. Beban Mati

$$\text{Beban Sendiri} = 0,13 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Mati Tambahan

$$\text{Partisi} = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Keramik} = 0,167 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi 3 cm} = 0,216 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pasir 5 cm} = 0.800 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{MEP} &= 0,3 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Plafon} &= 0,177 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Total DL} &= 5,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

c. Beban Hidup

$$\text{Koridor} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1).}$$

d. Kombinasi Beban

$$\begin{aligned}W_{u1} &= 1,4D \\ &= 1,4 \times 5,5 \\ &= 7,7 \text{ kN/m}^2 \\ W_{u2} &= 1,2D + 1,6L \\ &= 1,2 \times 5,5 + 1,6 \times 4,79 \\ &= 14,264 \text{ kN/m}^2 \\ W_u &= 14,264 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

3. Perhitungan Tulangan Pelat Satu Arah

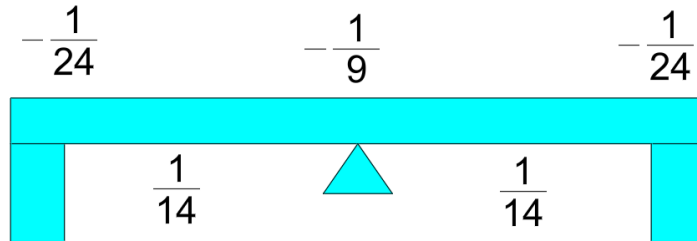
Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai momen yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk menghitung nilai momen pada area tumpuan (M_u^-) dan lapangan (M_u^+), penulis mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2, sehingga hasil perhitungan momen adalah sebagai berikut :

a. Perhitungan Gaya Dalam Pelat (Momen dan Gaya Geser)

- **Momen**

Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai momen yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk menghitung nilai momen pada area tumpuan (M_u^-) dan lapangan (M_u^+), penulis mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2, sehingga hasil perhitungan momen adalah sebagai

berikut:



Gambar 2. 23 Koefisien momen pelat

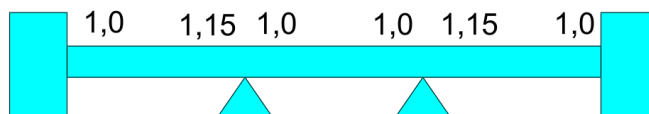
$$\begin{aligned}
 M_u &= C_m W_u l_n^2 \\
 M_{u,A} &= -\frac{1}{24} \times 14,264 \times \left(\frac{3+3}{2}\right)^2 \\
 &= -5,349 \text{ kNm} \\
 M_{u,B} &= \frac{1}{14} \times 14,264 \times \left(\frac{3+3}{2}\right)^2 \\
 &= 9,17 \text{ kNm} \\
 M_{u,C} &= -\frac{1}{9} \times 14,264 \times \left(\frac{3+3}{2}\right)^2 \\
 &= -14,264 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dipilih

$$M_u = 14,264 \text{ kNm}$$

- **Gaya Geser**

Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai koefisien geser bekerja pada struktur tersebut. Perhitungan gaya geser menggunakan rumus berikut:



Gambar 2. 24 Koefisien geser pelat

$$\begin{aligned}
 V_u &= C_v \frac{W_u l_n}{2} \\
 V_u &= 1,15 \frac{14,264 \times \frac{3+3}{2}}{2} \\
 &= 24,605 \text{ kN} = 24605 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- **Menghitung Kekuatan Geser Beton (V_c)**

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d \\
 &= 0,75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 105 \\
 &= 73326,4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $\phi V_c \geq V_u$ maka penampang aman terhadap gaya geser

Tulangan Lentur

- **Menghitung Rasio Penulangan**

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right) \\
 \rho &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 14,264 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 105^2}} \right) \\
 \rho &= 0,004
 \end{aligned}$$

- **Hitung Kebutuhan Luas Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,004 \times 1000 \times 105 \\
 &= 420 \text{ mm}^2 \\
 A_{s,\min} &= 0,002bh \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 130 \\
 &= 260 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_{s,\min} < A_{s,\text{req}}$ maka digunakan $A_{s,\min} = 420 \text{ mm}^2$

- **Menentukan Jarak Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\
 &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{420} \\
 &= 187 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max 1} &= 3h \\
 &= 3 \times 120 \\
 &= 360 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan D10-150

Penulangan Susut

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

- **Menentukan Tulangan Susut**

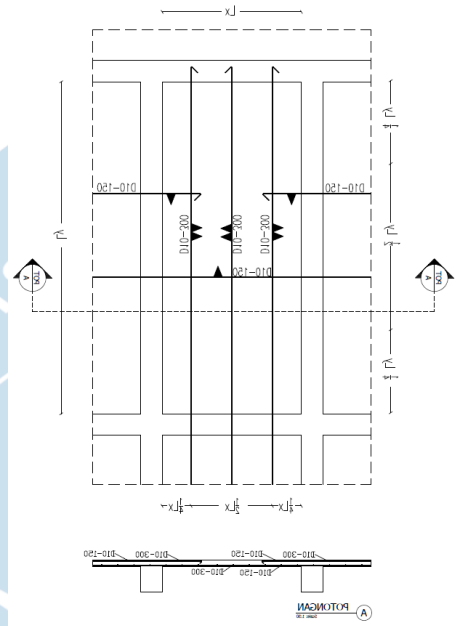
$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\
 &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{260} \\
 &= 302,076 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan D10-300

Jenis Tulangan	Lokasi	Tulangan dan Spasi
Tulangan Lentur	Tumpuan	D10-150
	Lapangan	D10-150
Tulangan Susut		D10-300

2.10.1 Gambar Detail Penulangan Plat Satu Arah

Analisis pelat yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.25.



Gambar 2. 25 Detail Tulangan Plat Lantai 1 Arah

2.10.2 Perancangan Pelat Dua Arah

1. Data Rencana Plat

Kuat tekan beton, f'_c	=	30 Mpa
Kuat leleh tulangan, f_y	=	420 Mpa
Bentang arah memanjang, L_y	=	4,2 m
Bentang arah memendek, L_x	=	2,8 m
L_y/L_x	=	0,15 (dua arah)
Diameter tulangan pokok, ϕ_b	=	10 mm (ulir)
Diameter tulangan susut, ϕ_s	=	10 mm (ulir)
Selimut beton, S_b	=	20 mm

Tebal pelat, h	=	130 mm
Tinggi efektif arah x , d_x	=	$H - C_c - (D/2) = 105 \text{ m}$
Tinggi efektif arah y , d_y	=	$H - C_c - D - (D/2) = 95 \text{ m}$
Faktor reduksi tekan, ϕ	=	0,9
Faktor reduksi geser, ϕ	=	0,75

2. Perhitungan Beban Pelat Lantai

a. Beban Mati

$$\text{Beban Sendiri} = 0,13 \times 24 = 3,120 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Mati Tambahan

Partisi	=	0,72 kN/m ²
Keramik	=	0,167 kN/m ²
Spesi 3 cm	=	0,216 kN/m ²
Pasir 5 cm	=	0,8 kN/m ²
MEP	=	0,3 kN/m ²
Plafon	=	0,177 kN/m ²
Total DL	=	5,489 kN/m ²

c. Beban Hidup

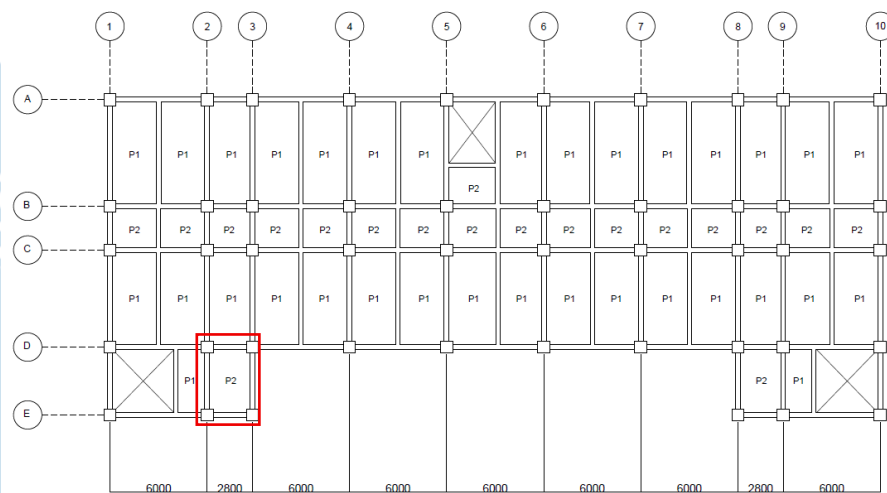
$$\text{Koridor} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1).}$$

d. Kombinasi Beban

$$\begin{aligned} W_{u1} &= 1,4D \\ &= 1,4 \times 5,489 \\ &= 7,6846 \text{ kN/m}^2 \\ W_{u2} &= 1,2D + 1,6L \\ &= 1,2 \times 5,489 + 1,6 \times 4,79 \\ &= 14,2508 \text{ kN/m}^2 \\ W_u &= 14,2508 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

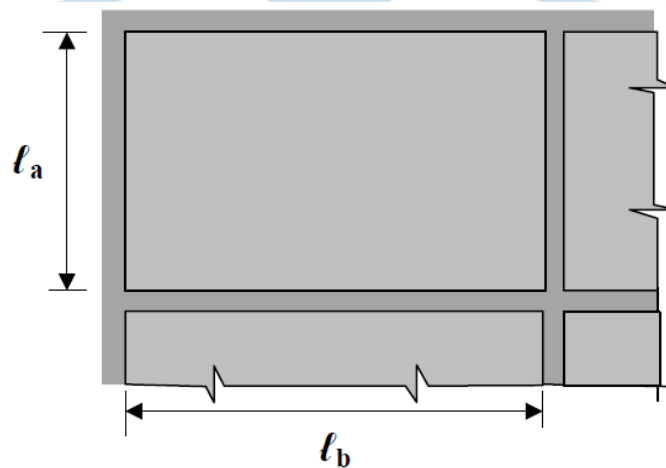
3. Perhitungan Tulangan Plat Dua Arah

Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai momen yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk menghitung nilai momen yang bekerja pada pelat dua arah penulis menggunakan acuan dari SNI 8900:2020 dengan peninjauan plat P2 pada grid angka 2 – 3 huruf D – E , yang mana merupakan panel sudut slab dua arah yang dipikul girder, balok, atau dinding beton bertulang.



Gambar 2. 26 Plat yang diambil sebagai contoh hitungan

Momen Lentur Yang Terjadi



Berdasarkan gambar, maka momen dan fraksi dapat dilihat dari tabel berikut:

Tabel 2. 27 Momen dan Fraksi

$\beta = \ell_b / \ell_a$	Arah pendek, ℓ_a			Arah panjang, ℓ_b		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{20}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{31}$	$\alpha_a = 0,50$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{20}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{31}$	$\alpha_b = 0,50$
1,1	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{17}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{26}$	$\alpha_a = 0,59$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{25}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{38}$	$\alpha_b = 0,41$
1,2	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{15}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{23}$	$\alpha_a = 0,67$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{30}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{45}$	$\alpha_b = 0,33$
1,3	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{13}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{20}$	$\alpha_a = 0,74$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{40}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{55}$	$\alpha_b = 0,26$
1,4	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{13}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{19}$	$\alpha_a = 0,80$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{50}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{70}$	$\alpha_b = 0,20$
1,5	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{17}$	$\alpha_a = 0,84$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{60}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{85}$	$\alpha_b = 0,16$
1,6	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{16}$	$\alpha_a = 0,87$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{75}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{100}$	$\alpha_b = 0,13$
1,7	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{16}$	$\alpha_a = 0,90$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{100}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{125}$	$\alpha_b = 0,10$
1,8	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{15}$	$\alpha_a = 0,92$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{120}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{150}$	$\alpha_b = 0,08$
1,9	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{15}$	$\alpha_a = 0,94$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{145}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{175}$	$\alpha_b = 0,06$
2,0	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{10}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{14}$	$\alpha_a = 0,96$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{165}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{200}$	$\alpha_b = 0,04$
> 2,0	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{9}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$\alpha_a = 1,00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_b = 0,00$

- **Ratio Bentang Panel (β)**

$$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{3800}{2400} = 1,6$$

- **Momen Arah Pendek (L_x)**

$$\begin{aligned}
 M_x^- &= \frac{q_u L_x^2}{11} \\
 &= \frac{14,264 \times 2,4^2}{11} \\
 &= 7,4691 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_x^+ &= \frac{q_u L_x^2}{16} \\
 &= \frac{14,264 \times 2,4^2}{16}
 \end{aligned}$$

$$= 5,135 \text{ kNm}$$

Digunakan $M_{ux} = 7,4691 \text{ kNm}$

$$\alpha_x = 0.87$$

- **Momen Arah Panjang (L_y)**

$$\begin{aligned} M_y^- &= \frac{q_u l_y^2}{75} \\ &= \frac{14,264 \times 3,8^2}{75} \\ &= 2,746 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y^+ &= \frac{q_u l_y^2}{100} \\ &= \frac{14,264 \times 3,8^2}{100} \\ &= 2,06 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan $M_{uy} = 2,746 \text{ kNm}$

$$\alpha_y = 0,13$$

Momen Geser Yang Terjadi

- **Gaya Geser Pada Bentang Pendek (L_x)**

$$V_u = \frac{\alpha_y q_u l_y^2}{2} \geq \frac{q_u l_x^2}{4}$$

$$\begin{aligned} V_{u,1} &= \frac{\alpha_y q_u l_y^2}{2} \\ &= \frac{0,13 \times 14,264 \times 3,8^2}{2} \\ &= 13,388 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,2} &= \frac{q_u l_x^2}{4} \\ &= \frac{14,264 \times 2,4^2}{4} \\ &= 8,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_{u,1} > V_{u,2}$, maka bentang pendek yang digunakan adalah $V_{u,1} = 13,388 \text{ kN}$.

- **Gaya Geser Pada Bentang Panjang (L_y)**

$$V_u = \frac{\alpha_x q_u l_x^2}{2} \geq q_u \left(\frac{l_x}{2} - \frac{l_x^2}{4l_y} \right)$$

$$\begin{aligned} V_{u,1} &= \frac{\alpha_x q_u l_x^2}{2} \\ &= \frac{0,87 \times 14,264 \times 2,4^2}{2} \\ &= 35,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,2} &= q_u \left(\frac{l_x}{2} - \frac{l_x^2}{4l_y} \right) \\ &= 14,264 \left(\frac{2,4}{2} - \frac{2,4^2}{4 \times 3,8} \right) \\ &= 11,711 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_{u,1} > V_{u,2}$, maka bentang pendek yang digunakan adalah $V_{u,1} = 35,74 \text{ kN}$.

Cek Kapasitas Geser Beton

- **Gaya Geser Pada Bentang Pendek (L_x)**

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_x \\ &= 0,75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 105 \\ &= 73,326 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Gaya Geser Pada Bentang Panjang (L_y)**

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_y \\ &= 0,75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 95 \\ &= 66,343 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena ϕV_c Bentang Pendek = 73,326 kN dan ϕV_c Bentang Panjang = 66,343 kN $> V_u = 35,74 \text{ kN}$, maka dinyatakan aman terhadap geser.

Cek Rasio Tulangan Maksimum dan Tulangan Minimum

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,36 \times \frac{f'_c \times \beta_1}{f_y} \\ &= 0,36 \times \frac{30 \times 0,85}{420} \end{aligned}$$

$$= 0,0125$$

Kebutuhan Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_{s.min1} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 130 \\ &= 234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s.min2} &= 0,0014 \times A_g \\ &= 0,0014 \times 1000 \times 130 \\ &= 182 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Spasi Tulangan Lentur Minimum dan Maksimum

$$\begin{aligned} S_{max1} &= 450 \text{ mm} \\ S_{max2} &= 3h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm} \\ S_{max3} &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \\ &= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2,5 \times 20 \\ &= 330 \text{ mm} \\ S_{max4} &= 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) \\ &= 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Lentur Arah Memendek Terpasang

- Luas Tulangan Dibutuhkan**

$$\begin{aligned} P_{req} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 7,46 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 105^2}} \right) \\ &= 0,002 \\ A_{s.req} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 105 \\ &= 210 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,use} = 234 \text{ mm}^2$$

- **Spasi Tulangan**

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{234} \\ &= 335,6402 \text{ mm} \\ S_{pakai} &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan Lentur Arah Manjang Terpasang

- **Luas Tulangan Dibutuhkan**

$$\begin{aligned} P_{req} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'_c b d_s^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 2,746 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 95^2}} \right) \\ &= 0,001 \\ A_{s,req} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,001 \times 1000 \times 95 \\ &= 95 \text{ mm}^2 \\ A_{s,use} &= 234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- **Spasi Tulangan**

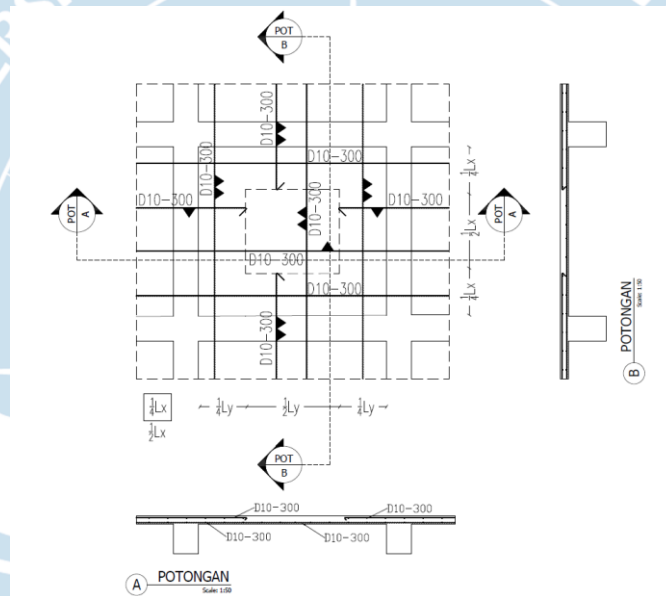
$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{234} \\ &= 335,6402 \text{ mm} \\ S_{pakai} &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 2. 28 Tulangan pelat 2 arah

Jenis Tulangan	Arah Bentang	Lokasi	Tulangan-Spasi
Tulangan Lentur	Bentang Pendek	Tumpuan	D10-300
		Lapangan	D10-300
	Bentang Panjang	Tumpuan	D10-300
		Lapangan	D10-300

2.10.3 Gambar Detail Penulangan Plat Dua Arah

Analisis plat yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.28.



Gambar 2. 28 Detail Penulangan Plat 2 Arah

2.11 Perancangan Plat Lantai Dak

Perancangan pelat lantai dak adalah tahapan yang dilakukan untuk merancang model penulangan yang akan digunakan pada pelat dak. Pelat dibagi menjadi dua macam berdasarkan pola keruntuhannya yaitu pelat satu arah dan dua arah, oleh sebab itu maka pola penulangan yang akan digunakan untuk masing-masing macam juga akan berbeda. Perancangan pelat dak pada struktur

Gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Negeri Surakarta, penulis menggunakan kedua tipe pelat tersebut.

2.11.1 Data Rencana Pelat Satu Arah

1. Data Rencana Pelat

Kuat tekan beton, f'_c	=	30 Mpa
Kuat leleh tulangan, f_y	=	420 Mpa
Bentang arah memanjang, L_y	=	6,6 m
Bentang arah memendek, L_x	=	3 m
L_y/L_x	=	2,2 (1 arah)
Diameter tulangan pokok, d_b	=	10mm (ulir)
Diameter tulangan susut, d_s	=	10 mm (ulir)
Selimut beton, S_b	=	20 mm
Tebal pelat, h	=	130 mm
Tinggi efektif, d	=	105 mm
Faktor reduksi tekan, ϕ	=	0,9
Faktor reduksi geser, ϕ	=	0,75

2. Perhitungan Beban Pelat Lantai

a. Beban Mati

$$\text{Beban Sendiri} = 0,13 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Mati Tambahan

$$\text{Spesi} = 0,206 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Waterproof 2 cm} = 0,412 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{MEP} = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plafon} = 0,177 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total DL} = 4,215 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban Hidup

Koridor = 0,96 kN/m² (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1).

d. Kombinasi Beban

$$\begin{aligned}W_{u1} &= 1,4D \\&= 1,4 \times 4,215 \\&= 5,9 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_{u2} &= 1,2D + 1,6L \\&= 1,2 \times 4,125 + 1,6 \times 0,96 \\&= 6,486 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$W_u = 6,486 \text{ kN/m}^2$$

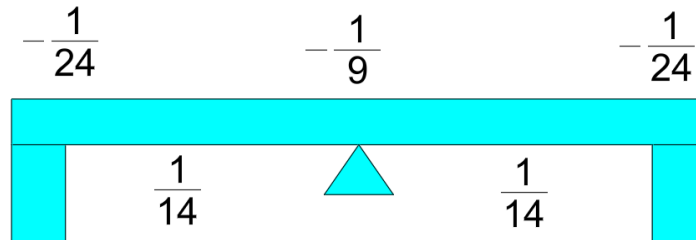
3. Perhitungan Tulangan Pelat Satu Arah

Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai momen yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk menghitung nilai momen pada area tumpuan (Mu-) dan lapangan (Mu+), penulis mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2, sehingga hasil perhitungan momen adalah sebagai berikut :

a. Perhitungan Gaya Dalam Pelat (Momen dan Gaya Geser)

- **Momen**

Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai momen yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk menghitung nilai momen pada area tumpuan (Mu-) dan lapangan (Mu+), penulis mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 6.5.2, sehingga hasil perhitungan momen adalah sebagai berikut:



Gambar 2. 29 Koefisien momen pelat

$$M_u = C_m W_u l_n^2$$

$$\begin{aligned} M_{u,A} &= -\frac{1}{24} \times 6,486 \times \left(\frac{3+3}{2}\right)^2 \\ &= -2,432 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u,B} &= \frac{1}{14} \times 6,486 \times \left(\frac{3+3}{2}\right)^2 \\ &= 4,17 \text{ kNm} \end{aligned}$$

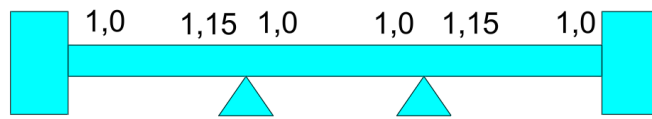
$$\begin{aligned} M_{u,C} &= -\frac{1}{9} \times 6,486 \times \left(\frac{3+3}{2}\right)^2 \\ &= -6,486 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dipilih

$$M_u = 6,486 \text{ kNm}$$

- **Gaya Geser**

Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai koefisien geser bekerja pada struktur tersebut. Perhitungan gaya geser menggunakan rumus dengan koefisien sebagai berikut:



Gambar 2. 30 Koefisien geser pelat

$$V_u = C_v \frac{W_u l_n}{2}$$

$$V_u = 1,15 \frac{6,486 \times \frac{3+3}{2}}{2}$$

$$= 11,188 \text{ kN} = 11188 \text{ N}$$

- **Menghitung Kekuatan Geser Beton (V_c)**

$$\phi V_c = \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 105$$

$$= 73326,4 \text{ N}$$

Karena nilai $\phi V_c \geq V_u$ maka penampang aman terhadap gaya geser

Tulangan Lentur

- **Menghitung Rasio Penulangan**

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 6,486 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 105^2}} \right)$$

$$\rho = 0,002$$

- **Hitung Kebutuhan Luas Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 105 \\ &= 210 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1000 \times 130 \\ &= 260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_{s,\min} > A_{s,\text{req}}$ maka digunakan $A_{s,\min} = 260 \text{ mm}^2$

- **Menentukan Jarak Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{260} \\ &= 302,076 \text{ mm} \\ S_{\max 1} &= 3h \\ &= 3 \times 130 \\ &= 390 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan D10-300

Penulangan Susut

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

- **Menentukan Tulangan Susut**

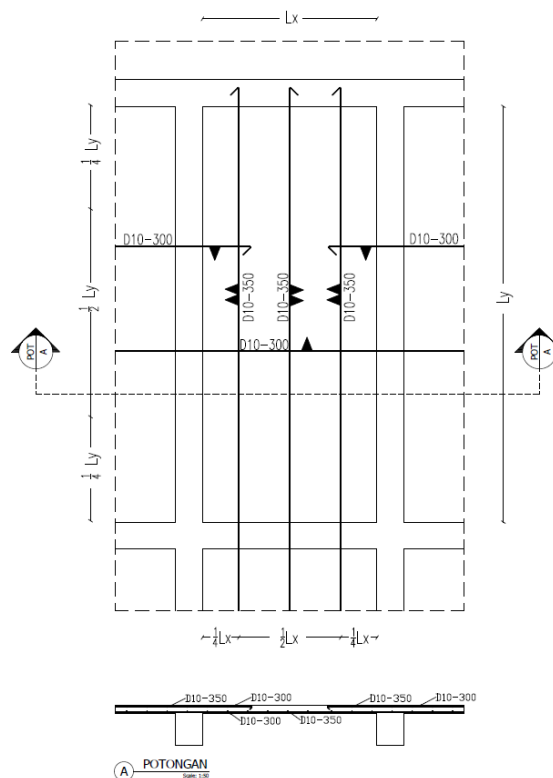
$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{210} \\ &= 373,999 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan D10-350

Jenis Tulangan	Lokasi	Tulangan dan Spasi
Tulangan Lentur	Tumpuan	D10-300
	Lapangan	D10-300
Tulangan Susut		D10-350

2.11.2 Gambar Detail Penulangan Plat Satu Arah

Analisis pelat yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.31.



Gambar 2. 31 Detail Tulangan Plat Dak Lantai 1 Arah

2.11.3 Perancangan Pelat Dua Arah

1. Data Rencana Plat

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

Kuat leleh tulangan, f_y	=	420 Mpa
Bentang arah memanjang, L_y	=	3 m
Bentang arah memendek, L_x	=	2,7 m
L_y/L_x	=	1,1 (dua arah)
Diameter tulangan pokok, d_b	=	10 mm (ulir)
Diameter tulangan susut, d_s	=	10 mm (ulir)
Selimut beton, S_b	=	20 mm
Tebal pelat, h	=	130 mm
Tinggi efektif arah x, d_x	=	$H - C_c - (D/2) = 105 \text{ m}$
Tinggi efektif arah y, d_y	=	$H - C_c - D - (D/2) = 95 \text{ m}$
Faktor reduksi tekan, ϕ	=	0,9
Faktor reduksi geser, ϕ	=	0,75

2. Perhitungan Beban Pelat Lantai

a. Beban Mati

$$\text{Beban Sendiri} = 0,13 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Mati Tambahan

$$\text{Spesi} = 0,206 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Waterproof 2 cm} = 0,412 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{MEP} = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plafon} = 0,177 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total DL} = 4,215 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban Hidup

$$\text{Koridor} = 0,96 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1).}$$

d. Kombinasi Beban

$$W_{u1} = 1,4D$$

$$= 1,4 \times 4,215$$

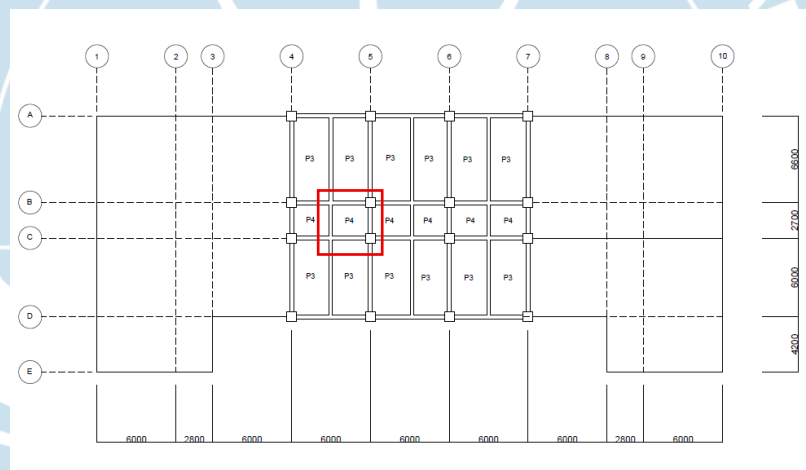
$$= 5,9 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{u2} = 1,2D + 1,6L$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2 \times 4,125 + 1,6 \times 0,96 \\
 &= 6,486 \text{ kN/m}^2 \\
 W_u &= 6,486 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Tulangan Plat Dua Arah

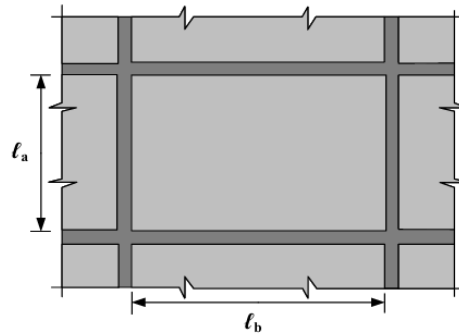
Untuk menghitung kebutuhan tulangan pada struktur sebelumnya perlu untuk mengetahui terlebih dahulu seberapa besar nilai momen yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk menghitung nilai momen yang bekerja pada pelat dua arah penulis menggunakan acuan dari SNI 8900:2020 dengan peninjauan plat P2 pada grid angka 2 – 3 huruf D – E , yang mana merupakan panel sudut slab dua arah yang dipikul girder, balok, atau dinding beton bertulang.



Gambar 2. 32 Plat yang diambil sebagai contoh hitungan

Momen Lentur Yang Terjadi

Berdasarkan gambar, maka momen dan fraksi dapat dilihat dari tabel berikut:



Gambar 2. 33 Letak pelat

Tabel 2. 29 Momen dan Fraksi

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

- **Ratio Bentang Panel (β)**

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{2700} = 1,1$$

- **Momen Arah Pendek (L_x)**

$$\begin{aligned} M_x^- &= \frac{q_u l_x^2}{18} \\ &= \frac{6,486 \times 2,7^2}{18} \\ &= 2,628 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x^+ &= \frac{q_u l_x^2}{35} \\ &= \frac{6,486 \times 2,7^2}{35} \\ &= 1,352 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan $M_{ux} = 2,628 \text{ kNm}$

$$\alpha_x = 0,60$$

- **Momen Arah Panjang (L_y)**

$$\begin{aligned} M_y^- &= \frac{q_u l_y^2}{25} \\ &= \frac{6,486 \times 3^2}{25} \\ &= 2,335 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y^+ &= \frac{q_u l_y^2}{50} \\ &= \frac{6,486 \times 3^2}{50} \\ &= 1,167 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan $M_{uy} = 2,335 \text{ kNm}$

$$\alpha_y = 0,40$$

Momen Geser Yang Terjadi

- **Gaya Geser Pada Bentang Pendek (L_x)**

$$V_u = \frac{\alpha_y q_u l_y^2}{2} \geq \frac{q_u l_x^2}{4}$$

$$\begin{aligned} V_{u,1} &= \frac{\alpha_y q_u l_y^2}{2} \\ &= \frac{0,40 \times 6,486 \times 3^2}{2} \end{aligned}$$

$$= 11,675 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{u,2} &= \frac{q_u l_x^2}{4} \\ &= \frac{6,486 \times 2,7^2}{4} \\ &= 11,821 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_{u,1} > V_{u,2}$, maka bentang pendek yang digunakan adalah $V_{u,2} = 11,821 \text{ kN}$.

- **Gaya Geser Pada Bentang Panjang (L_y)**

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{\alpha_x q_u l_x^2}{2} \geq q_u \left(\frac{l_x}{2} - \frac{l_x^2}{4l_y} \right) \\ V_{u,1} &= \frac{\alpha_x q_u l_x^2}{2} \\ &= \frac{0,60 \times 6,486 \times 2,7^2}{2} \\ &= 14,185 \text{ kN} \\ V_{u,2} &= q_u \left(\frac{l_x}{2} - \frac{l_x^2}{4l_y} \right) \\ &= 6,486 \left(\frac{2,7}{2} - \frac{2,7^2}{4 \times 3} \right) \\ &= 5,319 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_{u,1} > V_{u,2}$, maka bentang pendek yang digunakan adalah $V_{u,1} = 14,185 \text{ kN}$.

Cek Kapasitas Geser Beton

- **Gaya Geser Pada Bentang Pendek (L_x)**

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_x \\ &= 0,75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 105 \\ &= 73,326 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Gaya Geser Pada Bentang Panjang (L_y)**

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_y \\ &= 0,75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 95 \\ &= 66,343 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena ϕV_c Bentang Pendek = 73,326 kN dan ϕV_c Bentang Panjang = 66,343 kN > $V_u = 35,74$ kN, maka dinyatakan aman terhadap geser.

Cek Rasio Tulangan Maksimum dan Tulangan Minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,36 \times \frac{f'_c \times \beta_1}{f_y} \\ &= 0,36 \times \frac{30 \times 0,85}{420} \\ &= 0,0125\end{aligned}$$

Kebutuhan Luas Tulangan

$$\begin{aligned}A_{s,\min 1} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 130 \\ &= 234 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s,\min 2} &= 0,0014 \times A_g \\ &= 0,0014 \times 1000 \times 130 \\ &= 182 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Spasi Tulangan Lentur Minimum dan Maksimum

$$S_{\max 1} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 3h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}S_{\max 3} &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c \\ &= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2,5 \times 20 \\ &= 330 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\max 4} &= 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) \\ &= 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right)\end{aligned}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Tulangan Lentur Arah Memendek Terpasang

- **Luas Tulangan Dibutuhkan**

$$\begin{aligned} P_{\text{req}} &= \frac{0,85 f' c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f' c b d_s^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 2,628 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 105^2}} \right) \\ &= 0,001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{req}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,001 \times 1000 \times 105 \\ &= 105 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,\text{use}} = 182 \text{ mm}^2$$

- **Spasi Tulangan**

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s} \\ &= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{182} \\ &= 431,537 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 350 \text{ mm}$$

Tulangan Lentur Arah Manjang Terpasang

- **Luas Tulangan Dibutuhkan**

$$\begin{aligned} P_{\text{req}} &= \frac{0,85 f' c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f' c b d_s^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 2,335 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 95^2}} \right) \\ &= 0,001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{req}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,001 \times 1000 \times 95 \\ &= 95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,\text{use}} = 182 \text{ mm}^2$$

- **Spasi Tulangan**

$$S = \frac{1}{4} \times \frac{\pi D^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{1}{4} \times \frac{\pi \times 10^2 \times 1000}{182}$$

$$= 431,537 \text{ mm}$$

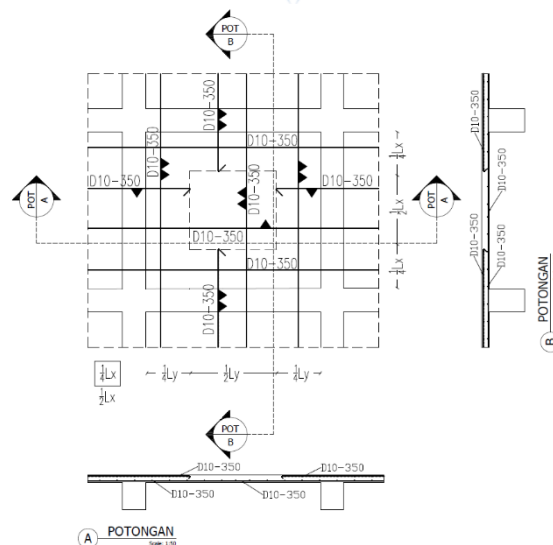
$$S_{\text{pakai}} = 350 \text{ mm}$$

Tabel 2. 30 Tulangan pelat 2 arah

Jenis Tulangan	Arah Bentang	Lokasi	Tulangan-Spasi
Tulangan Lentur	Bentang	Tumpuan	D10-350
	Pendek	Lapangan	D10-350
	Bentang	Tumpuan	D10-350
	Panjang	Lapangan	D10-350

2.11.4 Gambar Detail Penulangan Plat Dua Arah

Analisis plat yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.34.



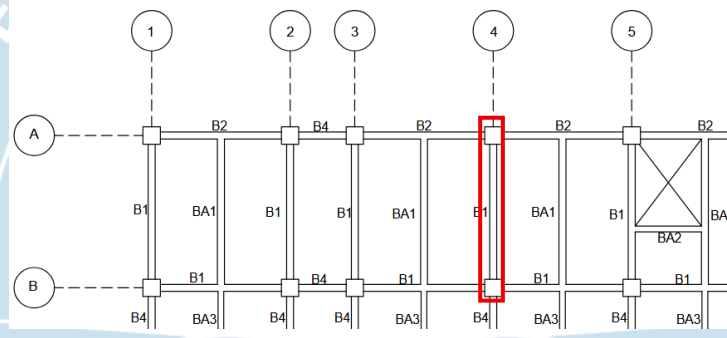
Gambar 2. 34 Detail Penulangan Plat 2 Arah

2.12 Perancangan Balok SRPMK

Balok merupakan sebuah elemen struktur penahan beban gravitasi, namun ketika balok tersebut menerima beban gempa maka balok tersebut akan memiliki perilaku persebaran gaya yang berbeda dari biasanya. Perancangan balok SRMPK bertujuan untuk merancang elemen struktur balok yang mampu menahan beban gempa. Dalam perancangan balok SRPMK untuk gedung Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi Kota Surakarta mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.

2.12.1 Data Rencana Balok

Sebagai contoh untuk perancangan balok SRPMK dipilih balok pada grid 4, A-B, yang dapat dilihat pada gambar 2.35 dengan detail rencana balok sebagai berikut:



Gambar 2. 35 Balok Tinjauan

Tipe balok	=	B1
Panjang Balok, L	=	6600 mm
Lebar balok, b	=	400 mm
Tinggi balok, h	=	600 mm
Panjang tumpuan	=	1200 mm
Diameter tulangan longitudinal, d_b	=	22 mm
Diameter tulangan sengkang, d_s	=	13 mm
Selimit beton, S_b	=	40 mm
Kuat tekan beton, f_c'	=	30 MPa

Kuat leleh tul. longitudinal, f_y	=	420 Mpa
Kuat leleh tul. sengkang, f_{yv}	=	420 Mpa
β_1	=	0,8357

2.12.2 Gaya Dalam

Berikut adalah *output* gaya dalam yang diambil dari pemodelan yang dilakukan di *software ETABS*.

Mu tumpuan -	=	528,7878 kNm
Mu tumpuan +	=	85,0962 kNm
Mu lapangan -	=	102,3974 kNm
Mu lapangan +	=	473,7169 kNm
Vg tumpuan	=	138,1889 kN
Tu	=	2,0873 kNm

2.12.3 Persyaratan Geometri Balok

Pada SNI 2847:2020 Pasal 18.6.2.1 mengatur tentang batasan dimensi penampang balok SRPMK, dimana dimensi balok yang dirancang harus memenuhi beberapa kriteria seperti berikut:

1. Syarat bentang bersih minimum

$$L_n \geq 4d$$

$$6600 \geq 4 \times 486$$

$$6600 \text{ mm} \geq 1944 \text{ mm}$$

2. Syarat Lebar l

$$b \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$400 \geq 0,3 \times 600 \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} \geq 180 \text{ atau } 250 \text{ mm}$$

\

3. Syarat Lebar 2

$$b \leq C_2 + 2 \times 0,75 C_1$$
$$400 \leq 650 + 2 \times 0,75 \times 650$$
$$400 \text{ mm} \leq 1650 \text{ mm}$$

2.12.4 Tulangan Longitudinal

a. Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok, } d &= h_{\text{balok}} - S_b - d_s - db/2 \\ &= 600 - 40 - 13 - 22/2 \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 528,7878 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u \times 10^6}{\phi \times b \times d} \\ &= \frac{528,7878 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 536} \\ &= 5,1127 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{req}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,1127}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0137 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1 mengatur bahwa rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,025, sehingga $\rho_{\text{max}} = 0,025$

$$\rho \leq \rho_{\text{max}}$$

$$0,0137 \leq 0,025$$

Maka rasio tulangan yang direncanakan telah memenuhi syarat

Hitung A_s perlu

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0137 \times 400 \times 536 \\ &= 2942,4729 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek terhadap $A_{s, \text{min}}$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 536 = 698,998 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 = 714,667 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s \text{ perlu} \geq A_{s, \min}$, maka digunakan $A_s \text{ perlu} = 2942,4729 \text{ mm}^2$

$$\text{Luas 1 tulangan} = \frac{\pi \times 22^2}{4} = 380,1327 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{2942,4729}{380,1327} = 7,7406 \approx 8 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih antar tulangan, } s_1 &= \frac{b - 2s_b - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 80 - 36 - (8 \times 22)}{8 - 1} \\ &= 16,857 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan spasi minimum tulangan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 mengatur bahwa jarak bersih antar tulangan $\geq$ nilai terbesar db dan 25 mm.

$$16,857 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm},$$

Maka tulangan dirancang dalam 2 baris.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \text{Luas 1 tulangan} \times n \text{ tulangan} \\ &= 380,1327 \times 8 \\ &= 3041,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s \text{ pakai}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} \\ &= \frac{3041,062 \times 420}{0,85 \times b \times f'_c} \\ &= 125,220 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ pakai}} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 3041,062 \times 420 \times \left(536 - \frac{125,220}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 604,635 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 604,635 \\ &= 544,172 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 528,788 \text{ kNm}$$

Pemeriksaan momen nominal tulangan terhadap momen ultimit

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$544,172 \text{ kNm} \geq 528,788 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hasil tersebut momen nominal tulangan sudah lebih besar daripada momen ultimit, sehingga tulangan yang dirancang telah memenuhi syarat. Maka pada area tumpuan negatif digunakan tulangan 8D22.

b. Tumpuan Positif

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif balok, } d &= h_{\text{balok}} - S_b - d_s - db/2 \\ &= 600 - 40 - 13 - 22/2 \\ &= 536 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$M_u^+ \text{ tumpuan} = 85,0962 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u \times 10^6}{\phi \times b \times d} \\ &= \frac{85,0962 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 486} \\ &= 0,823\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{req}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,823}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,002\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1 mengatur bahwa rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,025, sehingga $\rho_{\text{max}} = 0,025$

$$\begin{aligned}\rho &\leq \rho_{\text{max}} \\ 0,002 &\leq 0,025\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil diatas maka rasio tulangan yang direncanakan telah memenuhi syarat.

Hitung luas tulangan yang diperlukan.

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 400 \times 536 \\ &= 427,008 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek terhadap $A_{s, \text{min}}$

$$A_{s, \text{min } 1} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 536 = 698,998 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 = 714,667 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} < A_{s, \min}$, maka digunakan $A_{s, \min} = 714,667 \text{ mm}^2$

$$\text{Luas 1 tulangan} = \frac{\pi \times 22^2}{4} = 380,1327 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{714,667}{380,1327} = 1,88 \approx 2 \text{ buah}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas tulangan yang diperlukan sejumlah 2 buah, namun jumlah tulangan yang dipakai untuk desain balok ini digunakan 3 buah.

Jumlah tulangan pakai = 3 buah

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih antar tulangan, } s_1 &= \frac{b - 2s_b - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 80 - 36 - (3 \times 22)}{3 - 1} \\ &= 114 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan spasi minimum tulangan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 mengatur bahwa jarak bersih antar tulangan $\geq$ nilai terbesar d_b dan 25 mm.

$$114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm},$$

Maka tulangan dirancang dalam 1 baris.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \text{Luas 1 tulangan} \times n \text{ tulangan} \\ &= 380,1327 \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s \text{ pakai}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} \\ &= \frac{1140,398 \times 420}{0,85 \times 400 \times 30} \\ &= 46,958 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ pakai}} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 420 \times \left(536 - \frac{46,958}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 245,481 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 245,481 \\ &= 220,933 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 85,096 \text{ kNm}$$

Pemeriksaan momen nominal tulangan terhadap momen ultimit.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$220,933 \text{ kNm} \geq 85,096 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hasil diatas, momen nominal tulangan sudah lebih besar daripada momen ultimit, sehingga tulangan yang dirancang telah memenuhi syarat. Maka pada area tumpuan positif digunakan tulangan 3D22

c. Lapangan Negatif

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok, } d &= h_{\text{balok}} - S_b - d_s - db/2 \\ &= 600 - 40 - 13 - 22/2 \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u \text{ lapangan} = 102,3974 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u \times 10^6}{\phi \times b \times d} \\ &= \frac{102,3974 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 486} \\ &= 0,99 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{req}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,99}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0014 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1 mengatur bahwa rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,025, sehingga $\rho_{\text{max}} = 0,025$

$$\rho \leq \rho_{\text{max}}$$

$$0,0014 \leq 0,025$$

Maka rasio tulangan yang direncanakan telah memenuhi syarat

Hitung Luas tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 500 \times 536 \\ &= 303,733 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek terhadap $A_{s, \min}$

$$A_{s, \min 1} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 400 \times 536 = 698,998 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 = 714,667 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s \text{ perlu} \leq A_{s, \min}$, maka dibunakan $A_s \text{ perlu} = 714,667 \text{ mm}^2$

$$\text{Luas 1 tulangan} = \frac{\pi \times 22^2}{4} = 380,1327 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{714,667}{380,1327} = 1,88 \approx 2 \text{ buah}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas tulangan yang diperlukan sejumlah 2 buah, namun jumlah tulangan yang dipakai untuk desain balok ini digunakan 3 buah.

Jumlah tulangan pakai = 3 buah

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih antar tulangan, } s_1 &= \frac{b - 2s_b - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 80 - 36 - (4 \times 22)}{3 - 1} \\ &= 114 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan spasi minimum tulangan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 mengatur bahwa jarak bersih antar tulangan $\geq$ nilai terbesar db dan 25 mm.

$$114 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Maka tulangan dirancang dalam 1 baris.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \text{Luas 1 tulangan} \times n \text{ tulangan} \\ &= 380,1327 \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s \text{ pakai}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} \\ &= \frac{1140,398 \times 420}{0,85 \times 400 \times 30} \\ &= 46,958 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ pakai}} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 420 \times \left(536 - \frac{46,958}{2}\right) \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 245,481 \text{ kNm} \\
 \phi M_n &= 0,9 \times 245,481 \\
 &= 220,933 \text{ kNm} \\
 M_u &= 102,397 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pemeriksaan momen nominal tulangan terhadap momen ultimit.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$220,933 \text{ kNm} \geq 102,397 \text{ kNm}$$

Maka tulangan yang dirancang telah memenuhi syarat Maka pada area tumpuan negatif digunakan tulangan 3D22

d. Lapangan Positif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif balok, } d &= h_{\text{balok}} - S_b - d_s - d_b/2 \\
 &= 600 - 40 - 13 - 22/2 \\
 &= 536 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u^- \text{ lapangan} = 473,7169 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u \times 10^6}{\phi \times b \times d} \\
 &= \frac{473,7169 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 486} \\
 &= 4,5802
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{req}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,5802}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0121
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.1 mengatur bahwa rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,025, sehingga $\rho_{\text{max}} = 0,025$.

$$\rho \leq \rho_{\text{max}}$$

$$0,0121 \leq 0,025$$

Maka rasio tulangan yang direncanakan telah memenuhi syarat

Hitung Luas tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0121 \times 400 \times 536
 \end{aligned}$$

$$= 2597,193 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap $A_{s, \min}$

$$A_{s, \min 1} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0,25\sqrt{30}}{420} \times 400 \times 536 = 698,998 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 = 714,667 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s \text{ perlu} \geq A_{s, \min}$, maka dibunakan $A_s \text{ perlu} = 2597,193 \text{ mm}^2$

$$\text{Luas 1 tulangan} = \frac{\pi \times 22^2}{4} = 380,1327 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{2597,193}{380,1327} = 6,83 \approx 8 \text{ buah}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas tulangan yang diperlukan sejumlah 7 buah, namun jumlah tulangan yang dipakai untuk desain balok ini digunakan 8 buah.

Jumlah tulangan pakai = 8 buah

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih antar tulangan, } s_1 &= \frac{b - 2s_b - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 80 - 36 - (8 \times 22)}{4 - 1} \\ &= 17 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pengecekan spasi minimum tulangan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 mengatur bahwa jarak bersih antar tulangan $\geq$ nilai terbesar db dan 25 mm.

$$17 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

Maka tulangan dirancang dalam 1 baris.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \text{Luas 1 tulangan} \times n \text{ tulangan} \\ &= 380,1327 \times 8 \\ &= 3041,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s \text{ pakai}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} \\ &= \frac{3041,062 \times 420}{0,85 \times 400 \times 30} \\ &= 125,220 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = A_{s \text{ pakai}} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\begin{aligned}
&= 3041,062 \times 420 \times \left(536 - \frac{125,220}{2}\right) \times 10^{-6} \\
&= 604,635 \text{ kNm} \\
\phi M_n &= 0,9 \times 604,635 \\
&= 544,1718 \text{ kNm} \\
M_u &= 473,7169 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Pemeriksaan momen nominal tulangan terhadap momen ultimit.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$544,1718 \text{ kNm} \geq 473,7169 \text{ kNm}$$

Maka tulangan yang dirancang telah memenuhi syarat Maka pada area tumpuan negatif digunakan tulangan 8D22.

2.12.5 Tulangan Transversal

a. Daerah zona sendi plastis

$$\begin{aligned}
A_s^- \text{ tumpuan} &= 3041,062 \text{ mm}^2 \\
A_s^+ \text{ tumpuan} &= 1140,398 \text{ mm}^2 \\
a_{pr}^- &= \frac{A_s^- \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = 156,525 \text{ mm} \\
a_{pr}^+ &= \frac{A_s^+ \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = 58,697 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr}^- &= A_s^+ \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^-}{2}\right) \\
&= 712044450,6579 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{pr}^+ &= A_s^- \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^+}{2}\right) \\
&= 303336834,1788 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{pr}^- &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_n} \\
&= \frac{712044450,6579 + 303336834,1788}{5950} \\
&= 170652,3168 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_e &= V_g + V_{pr} \\
&= (138,1889 \times 10^3) + 170652,3168 \\
&= 308841,2168 \text{ N}
\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2, nilai V_c tidak diperhitungkan ($V_c = 0$) apabila memenuhi persyaratan berikut ini

$$V_{pr} \geq 0,5V_e$$

$$170652,3168 \text{ N} \geq 154420,6084 \text{ N}$$

Karena memenuhi persyaratan maka V_c tidak diperhitungkan

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{308841,2168}{0,75} - 0 \\ &= 411788,289 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan transversal D13-100 dengan 2 kaki

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\pi \times d^2}{4} \times n \\ &= \frac{\pi \times 13^2}{4} \times 2 \\ &= 265,465 \text{ mm}^2 \\ S_{hitung} &= \frac{A_v \times f_{y,v} \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,465 \times 420 \times 536}{411788,289} \\ &= 141,945 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pemeriksaan spasi berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4 yang mengatur bahwa spasi sengkang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari ketiga persamaan berikut:

$$\begin{aligned} S_{max1} &= \frac{d}{4} = \frac{536}{4} = 131,06 \text{ mm} \\ S_{max1} &= 6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ S_{max1} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan ketiga jarak spasi maksimum yang ditentukan dan jarak spasi hitung, maka jarak spasi pada area sendi plastis digunakan 2D13-100.

b. Daerah luar sendi plastis

V_u dari analisis struktur = 283,0504 kN

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{283050,4}{0,75} - 195257,6145 \\ &= 182142,9188 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_v &= \frac{\pi \times d^2}{4} \times n \\
&= \frac{\pi \times 13^2}{4} \times 2 \\
&= 265,465 \text{ mm}^2 \\
S_{hitung} &= \frac{A_v \times f_{y,v} \times d}{V_s} \\
&= \frac{265,465 \times 420 \times 536}{182142,9188} \\
&= 320,909 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Pemeriksaan spasi berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.6 yang mengatur bahwa bila sengkang pengekang tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ sepanjang bentang balok.

$$S_{\max 1} = \frac{d}{2} = \frac{536}{2} = 262,13 \text{ mm}$$

Berdasarkan syarat jarak spasi maksimum yang ditentukan dan jarak spasi hitung, diperoleh jarak spasi hitung yang melebihi syarat batas spasi maksimum, maka jarak spasi pada area luar sendi plastis yang akan digunakan harus dibawah daripada batas spasi maksimum atau paling tidak sama, sehingga untuk jarak spasi maksimum pada area luar sendi plastis digunakan 2D13–150.

2.12.6 Kebutuhan Tulangan Torsi

Balok yang sudah didesain sebelumnya kemudian dicek lagi kapasitasnya dalam menahan momen puntir. Dalam mendesain torsi balok perlu untuk memeriksa syarat umum balok terhadap puntir yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 22.7.4. Apabila persyaratan pada pasal tersebut dapat dipenuhi maka torsi dapat diabaikan. Berikut adalah pemeriksaan syarat tersebut:

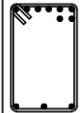
$$\begin{aligned}
T_u &= 3,4379 \text{ kNm} \\
A_{cp} &= b \times h \\
&= 400 \times 600 \\
&= 240000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 (b + h) \\
 &= 2 (400 + 600) \\
 &= 2000 \text{ mm} \\
 \phi &= 0,75 \\
 \phi T_{th} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \left(\frac{240000^2}{2000} \right) \\
 &= 9819570,011 \text{ Nmm} \\
 &= 9,820 \text{ kNm} \geq 3,4379 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

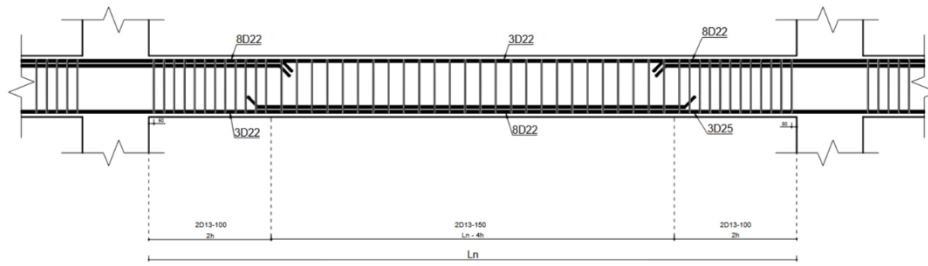
Berdasarkan hasil perhitungan tersebut maka $\phi T_{th} > T_u$, maka torsi dapat diabaikan.

2.12.7 Gambar Detail Penulangan Balok

Analisis balok yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.36 dan gambar 2.37 . Komponen balok yang lainnya dihitung dengan cara yang sama seperti yang sudah dibahas diatas.

KODE	B1	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
DIMENSI	400 x 600	400 x 600
TUL. LONGITUDINAL ATAS	8D22	3D22
TUL. SAMPING	-	-
TUL. LONGITUDINAL BAWAH	3D22	8D22
TUL. SENGKANG	2D13 - 100	2D13 - 150

Gambar 2. 36 Detail Penulangan B1

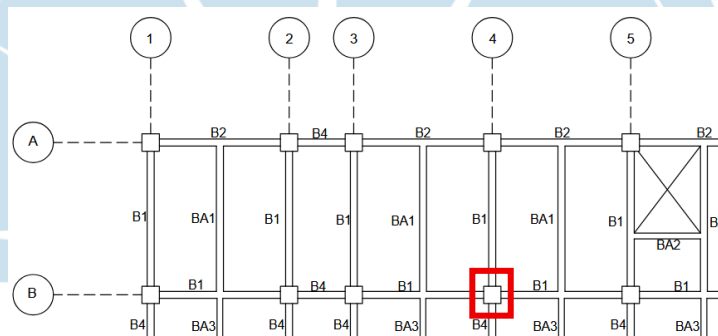


Gambar 2. 37 Potongan Balok B1

2.13 Perencanaan Kolom

2.13.1 Data Rencana Kolom

Sebagai contoh untuk perancangan balok SRPMK dipilih balok pada grid 4-B, yang dapat dilihat pada gambar 2.38 dengan detail rencana kolom sebagai berikut:



Gambar 2. 38 Kolom tinjauan

Tinggi Kolom	=	3400 mm
Sisi pendek kolom, b	=	650 mm
Sisi panjang kolom, h	=	650 mm
Diameter. Tul. Longitudinal, d_b	=	22 mm
Diameter. Tul. Sengkang, d_s	=	13 mm
Selimut beton, C_c	=	40 mm
Kuat tekan beton, f'_c	=	30 Mpa
Kuat leleh tul. Longitudinal, f_y	=	420 Mpa

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat leleh tul. Sengakang, } f_{y,v} &= 420 \text{ Mpa} \\
 \text{Tinggi balok, } h_b &= 600 \text{ mm} \\
 L_n &= L - h_b \\
 &= 2800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2.13.2 Gaya Dalam Kolom

Setelah melakukan pemodelan pada software ETABS, maka berikut output gaya dalam kolom yang berupa gaya aksial (P_u) dan momen lentur (M_u) pada sumbu lemah dan sumbu kuat kolom yang ditinjau pada tiap lantainya.

Tabel 2. 31 Gaya Dalam Kolom

Aksial – Lentur				
Lantai	Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
LT 2	P max	-163,931	89,587	91,365
	P min	-6838,990	-356,180	-303,926
	M2 Max	-618,096	364,968	294,857
	M2 Min	-6431,232	-368,277	-304,926
	M3 Max	-713,379	306,571	306,122
	M3 Min	-6808,019	-351,654	-305,711
LT 3	P max	241,943	172,765	2,102
	P min	-5165,948	-312,780	-164,010
	M2 Max	-482,975	295,559	159,751
	M2 Min	-5165,948	-312,780	-164,010
	M3 Max	-483,801	289,691	171,513
	M3 Min	-4818,650	-192,697	-170,314
LT 4	P max	-332,081	128,666	111,163
	P min	-3497,983	-235,290	-83,907
	M2 Max	-401,999	192,088	113,600
	M2 Min	-3497,983	-235,290	-83,907

Aksial – Lentur				
Lantai	Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
	M3 Max	-350,483	185,101	120,698
	M3 Min	-3397,748	-105,970	-121,767
LT Rooftop	P max	-163,931	89,587	91,365
	P min	-1851,258	-237,849	-18,433
	M2 Max	-217,626	159,296	41,430
	M2 Min	-1851,258	-237,849	-18,433
	M3 Max	-173,591	151,058	94,668
	M3 Min	-1536,828	-81,686	-93,631

2.13.3 Pemeriksaan Prasyarat Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2, terdapat beberapa persyaratan mengenai gaya dan batasan dimensi yang digunakan dalam perencanaan.

- a. Syarat sisi terpendek

$$b \geq 300$$

$$650 \geq 300$$

- b. Syarat rasio dimensi penampang

$$\frac{b}{h} \geq 0,4$$

$$\frac{650}{650} \geq 0,4$$

$$1 \geq 0,4$$

Berdasarkan hasil diatas, maka dimensi penampang kolom yang direncanakan telah memenuhi syarat.

2.13.4 Tulangan Longitudinal

- a. Pemeriksaan gaya dalam aksial lentur

Digunakan tulangan longitudinal 36D29:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi \times d_b^2}{4} \times n \\
 &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 36
 \end{aligned}$$

$$= 23778,7 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \times h} \\ &= \frac{23778,7}{650 \times 650} \times 100\% \\ &= 5,50\%\end{aligned}$$

Pengecekan syarat rasio tulangan Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1, yang mengatur nilai $\rho_{min} = 1\%$ sedangkan nilai $\rho_{max} = 6\%$, sementara rasio tulangan harus memenuhi persyaratan berikut

$$1\% \leq \rho \leq 6\%$$

$$1\% \leq 5,50\% \leq 6\%$$

Berdasarkan hasil tersebut maka rasio tulangan yang direncanakan telah memenuhi persyaratan.

b. Pemeriksaan Strong Column – Weak Beam (SCWB)

Pada struktur gedung dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), kolom dirancang memiliki kekuatan yang lebih besar dibandingkan balok. Pendekatan ini memungkinkan struktur bangunan menjadi lebih lentur dan mampu mengalami deformasi saat terjadi gempa, karena memiliki tingkat daktilitas yang tinggi. Konsep *Strong Column Weak Beam* diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 yang harus dipenuhi sebagai syarat perancangan kolom untuk sistem rangka pemikul momen khusus.

Untuk melakukan pengecekan SCWB digunakan *software Sp Column* untuk mengetahui momen nominal arah x dan y (M_{nx} dan M_{ny}). Setelah mendapat data dari *software Sp Column*, maka dilanjutkan menghitung M_{nx} dan M_{ny} dengan cara membagi nilai ϕ dengan ϕM_{nx} maupun ϕM_{ny} . Berikut adalah tabel hasil analisis dari *software Sp Column*.

Tabel 2. 32 Output SP Coloumn

Output SP Column						
Kondisi	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	ϕ_x	ϕ_y	Mn X	Mn Y
1	1568,16	1568,55	0,65	0,65	2412,55	2413,15
2	-864,62	-840,86	0,65	0,65	-1330,2	-1293,6
3	1587,95	1573,48	0,65	0,65	2443	2420,74
4	-937,9	-894,39	0,65	0,65	-1442,9	-1376
5	1567,87	1567,78	0,65	0,65	2412,11	2411,97
6	-865,76	-844,87	0,65	0,65	-1331,9	-1299,8
7	1174,91	1096,63	0,9	0,9	1305,46	1218,48
8	-1074,4	-997,5	0,65	0,65	-1652,8	-1534,6
9	1585,14	1554,72	0,65	0,65	2438,68	2391,88
10	-1074,4	-997,5	0,65	0,65	-1652,8	-1534,6
11	1583,82	1557,18	0,65	0,65	2436,65	2395,66
12	-1067,2	-1045,5	0,65	0,65	-1641,9	-1608,4
13	1562,21	1557,12	0,65	0,65	2403,4	2395,57
14	-1254	-1191,9	0,65	0,65	-1929,2	-1833,8
15	1569,86	1551,67	0,65	0,65	2415,17	2387,18
16	-1254	-1191,9	0,65	0,65	-1929,2	-1833,8
17	1572,75	1557,6	0,65	0,65	2419,62	2396,31
18	-1208,1	-1213,6	0,65	0,65	-1858,7	-1867,1
19	1568,16	1568,55	0,65	0,65	2412,55	2413,15
20	-1432,5	-1367	0,65	0,65	-2203,8	-2103,1
22	1578,54	1551,84	0,65	0,65	2428,52	2387,45
23	-1432,5	-1367	0,65	0,65	-2203,8	-2103,1
24	1580,52	1568,43	0,65	0,65	2431,57	2412,97
25	-1397,5	-1425,5	0,65	0,65	-2150	-2193

Berdasarkan tabel tersebut diambil nilai Mn kolom dari nilai terkecil pada masing-masing M_{nx} dan M_{ny} . Pengecekan dilakukan pada sumbu x dan sumbu y. Pada setiap sumbu tinjauan, nilai momen balok yang

digunakan dalam perhitungan diambil dari balok-balok yang menumpu pada kolom pada arah sumbu tersebut.

Pengecekan *Strong Column Weak Beam* searah sumbu x

$$M_{nx} \text{ kolom} = 1305,4555 \text{ kNm}$$

$$M_{n^{-} \text{ balok}} = 522,7948 \text{ kNm}$$

$$M_{n^{+} \text{ balok}} = 322,3098 \text{ kNm}$$

$$2 \times M_{nx} \text{ kolom} \geq 1,2 \times (M_{n^{-} \text{ balok}} + M_{n^{+} \text{ balok}})$$

$$2 \times 1305,4555 \geq 1,2 \times (522,7948 + 322,3098)$$

$$2610,911 \geq 1014,126$$

Pengecekan *Strong Column Weak Beam* searah sumbu y

$$M_{ny} \text{ kolom} = 1218,4777 \text{ kNm}$$

$$M_{n^{-} \text{ balok}} = 589,6277 \text{ kNm}$$

$$M_{n^{+} \text{ balok}} = 245,4809 \text{ kNm}$$

$$2 \times M_{ny} \text{ kolom} \geq 1,2 \times (M_{n^{-} \text{ balok}} + M_{n^{+} \text{ balok}})$$

$$2 \times 1218,4777 \geq 1,2 \times (589,6277 + 245,4809)$$

$$2436,956 \geq 1002,130$$

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut diperoleh nilai $2 \times M_n$ kolom $\geq 1,2 \times M_n$ balok pada masing-masing arah, maka syarat *Strong Column Weak Beam* telah terpenuhi.

2.13.5 Tulangan Transversal

a. Panjang zona sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1 poin a-c, mensyaratkan mengenai letak pemasangan tulangan transversal. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar l_1 hingga l_3 berikut ini.

$$l_1 = 650 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{l_n}{6} = \frac{2800-650}{6} = 466,7 \text{ mm}$$

$$l_3 = 450 \text{ mm}$$

Maka l_0 digunakan sebesar 650 mm.

b. Hitung M_{pr} kolom

$$M_{pr}^- \text{ balok kiri} = 522,7948 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ balok kiri} = 322,3098 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- \text{ balok kanan} = 522,7948 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ balok kanan} = 322,3098 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} \text{ kolom akibat gempa dari kiri} &= \frac{M_{pr \text{ balok ki}}(-) + M_{pr \text{ balok ka}}(+)}{2} \\ &= 845,1046 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} \text{ kolom akibat gempa dari kanan} &= \frac{M_{pr \text{ balok ka}}(-) + M_{pr \text{ balok ki}}(+)}{2} \\ &= 845,1046 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena nilai M_{pr} dari kedua kondisi sama maka digunakan 845,1046 kNm.

c. Tulangan transversal zona sendi plastis (tumpuan)

$$\emptyset = 0,75$$

$$\begin{aligned} d &= 650 - 40 - 13 - \frac{22}{2} \\ &= 582,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_u \text{ Tumpuan} = 105,0786 \text{ kN (} V_2 \text{ tumpuan)}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{2 \times M_{pr \text{ kolom}}}{L_n} \\ &= \frac{2 \times 845,1046}{2800 \times 10^{-3}} \\ &= 603,6461 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \text{Maksimum antara } V_u \text{ tumpuan dan } V_e \\ &= 603,6461 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c = 0 \text{ (Karena } V_e \geq V_u \text{ tumpuan)}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \\ &= \frac{603,6461 \times 10^3}{0,75} - 0 \\ &= 804861,5259 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y} \times d \\ &= \frac{804861,5259}{420} \times 536 \\ &= 3,2898 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

d. Tulangan transversal untuk pengekanan inti kolom

$$P_u = 6838990,40 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} 0,3A_gf'_c &= 0,3 \times (650 \times 650) \times 30 \\ &= 3802500 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2 poin f mengatur bahwa jika $P_u > 0,3A_gf'_c$, maka harus mempertimbangkan 3 persamaan tambahan, jika $P_u < 0,3A_gf'_c$ maka cukup mempertimbangkan 2 persamaan tambahan. Pada kasus ini di dapat nilai $P_u > 0,3A_gf'_c$ sehingga harus mempertimbangkan 3 kondisi.

$$\begin{aligned} H_c &= 650 - 2 \times 40 \\ &= 570 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 650 \times 650 \\ &= 422500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= 570 \times 570 \\ &= 324900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh \min,1} &= 0,3 \times \left(\frac{b_c \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch} - 1} \right) \\ &= 0,3 \times \left(\frac{570 \times 30}{420} \right) \times \left(\frac{250000}{324900 - 1} \right) \\ &= 3,669 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh \min,2} &= 0,09 \times \left(\frac{b_c \times f'_c}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \times \left(\frac{570 \times 30}{420} \right) \\ &= 3,664 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_f &= \frac{f'_c}{175 + 0.6} \\ &= 0,7714 < 1 \text{ (nilai } k_f \text{ jika kurang dari 1 maka digunakan 1)} \end{aligned}$$

$$k_f = 1$$

$$\begin{aligned} k_n &= \frac{n \text{ tul}}{n \text{ tul} - 2} \\ &= \frac{36}{36 - 2} \\ &= 1,0588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sh \text{ min},3} &= 0,2 \times k_f \times k_n \times \left(\frac{P_u}{f_y \times A_{ch}} \right) \\
 &= 0,2 \times 0,7714 \times 1,0588 \times \left(\frac{6838990,40}{420 \times 324900} \right) \\
 &= 0,00819 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 A_{sh/s \text{ use}} &= 3,6692 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil tersebut maka $A_{sh/s}$ pakai yaitu nilai maksimum dari A_v/s , dan $A_{sh/s \text{ min}, 1}$ sampai $A_{sh/s \text{ min}, 2}$. Maka nilai Berdasarkan hasil tersebut nilai $A_{sh/s}$ pakai adalah 3,669 mm^2 .

e. Tulangan transversal di sepanjang L_n

$$\begin{aligned}
 A_{sh/S \text{ pakai}} &= 3,669 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jumlah kaki sengkang} &= 4 \\
 A_v &= 4 \times \frac{\pi \times 13^2}{4} \\
 &= 530,9292 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_{sh}}{\frac{A_{sh}}{s} \text{ pakai}} \\
 &= \frac{530,9292}{3,669} \\
 &= 144,7 \text{ mm} \\
 S_{\text{pakai}} &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

f. Pengecekan spasi maksimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3. mengatur bahwa spasi maksimum adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S_{\text{max}1} &= \frac{d}{4} = \frac{650}{4} = 162,5 \text{ mm} \\
 S_{\text{max}2} &= 6d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm} \\
 \text{Jarak antar tul. Longitudinal} &= \frac{b - 2s_b - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
 &= \frac{650 - 2(40) - 2(13) - 0,5(22)}{13 - 1} \\
 &= 48,54166 \text{ mm} \\
 H_x &= 48,54166 \times 3 \\
 &= 228,429 \text{ mm} \\
 S_o &= 100 \leq 100 + \frac{350 - H_x}{3} \leq 150
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 100 + \frac{350 - 228,429}{3} \\
&= 168,125 \text{ mm} \\
S_{\max 3} &= 100 \leq 168,125 > 150 \\
S_{\max \text{ pakai}} &= 150 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil tersebut maka $S_{\text{pakai}} \leq S_{\max}$, $100 \text{ mm} \leq 150$ sehingga S_{pakai} telah memenuhi syarat. Maka tulangan transversal pada daerah sepanjang L_n digunakan 4D13 –100.

g. Tulangan transversal diluar zona sendi plastis

$$\begin{aligned}
V_e = V_u &= 603,6461 \text{ kN} \\
V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} b d \\
&= 0,17 \times \sqrt{30} \times 650 \times 585 \\
&= 352548,4707 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
&= \frac{603,6461 \times 10^3}{0,75} - 0 \\
&= 452313,0552 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y} \times d \\
&= \frac{452313,0552}{420} \times 536 \\
&= 1,8488 \text{ mm}^2/\text{mm}
\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 4$$

$$\begin{aligned}
A_v &= 4 \times \frac{\pi \times 13^2}{4} \\
&= 530,9292 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S &= \frac{A_{sh}}{A_v} \\
&= \frac{530,9292}{1,8488} \\
&= 287,1724 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

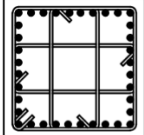
Berdasarkan syarat spasi maksimum yang telah diperhitungkan sebelumnya yakni $S_{\max} = 150 \text{ mm}$, maka spasi yang digunakan pada area luar zona sendi plastis telah memenuhi syarat, yakni $S_{\text{pakai}} \leq S_{\max}$, $150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$. Maka tulangan transversal pada area luar zona sendi plastis digunakan 4D13 – 150.

$$\begin{aligned}
 A_{v \min 1} &= 0,62 \times \sqrt{f'_c} \frac{b \times s}{f_y} \\
 &= 0,62 \times \sqrt{30} \times \frac{650 \times 150}{420} \\
 &= 78,8329 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 A_{v \min 2} &= 0,35 \times \frac{b \times s}{f_y} \\
 &= 0,62 \times \frac{650 \times 150}{420} \\
 &= 81,25 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

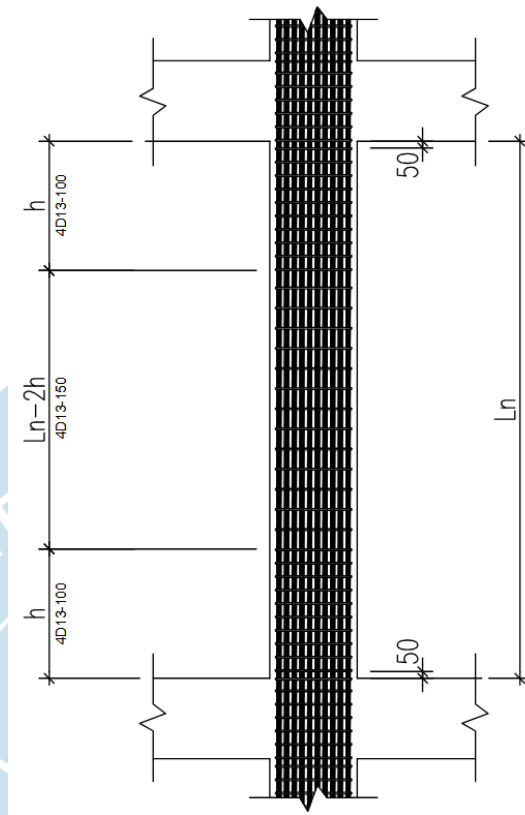
Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 10.6.2.2 mengatur bahwa bila tulangan geser digunakan, maka A_v yang digunakan harus lebih besar dari $A_{v \min}$. Berdasarkan hasil perhitungan diatas $A_v \geq A_{v \min}$, yakni $265,4646 \text{ mm} \geq 78,8329$ dan $81,25 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

2.13.6 Gambar Detail Penulangan Kolom

Analisis perhitungan yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar detail yang dapat dilihat dibawah ini. Komponen kolom yang lain dihitung dengan cara yang sama seperti dijelaskan diatas.

KODE	
GAMBAR	
DIMENSI	650 x 650
TUL. LONGITUDINAL	36D19
TUL. SENGKANG TUMPUAN	4D13-100
TUL. SENGKANG LAPANGAN	4D13-150

Gambar 2. 39 Detail tulangan K1



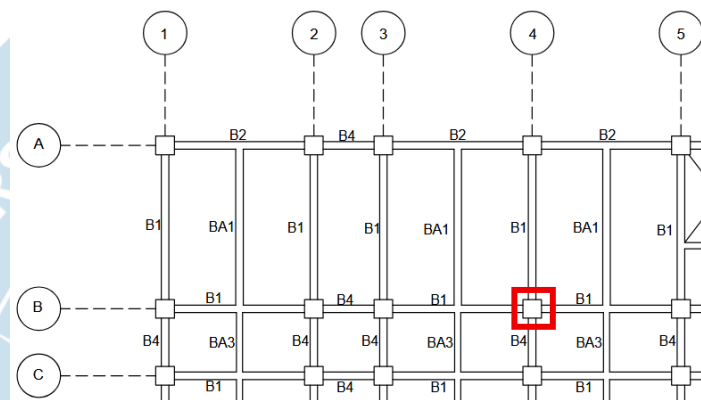
Gambar 2. 40 Detail potongan tulangan kolom

2.14 Perancangan Hubungan Balok Kolom

Dalam sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) hubungan balok kolom di definisikan sebagai *joint* yang diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.8. Pasal tersebut mengatur bahwa gaya-gaya tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus dihitung dengan mengasumsikan tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$. Berikut adalah perhitungan *joint* dengan konfigurasi terkekang oleh balok pada keempat sisinya.

2.14.1 Properti Material dan Penampang

Dalam perancangan hubungan balok untuk contoh perhitungan *joint* diambil dari grid 4-B, pada area interior dengan jumlah balok yang menumpu pada kolom yakni empat balok, yang dapat dilihat pada gambar 2.41. Berikut adalah detail material dan penampang dari balok dan kolom yang merangka pada *joint*.



Gambar 2. 41 Joint tinjauan

Sisi pendek kolom, b = 650 mm

Sisi panjang kolom, h = 650 mm

Tinggi kolom, L = 3400 mm

Faktor modifikasi, λ = 1 (beton normal)

Kuat tekan beton, f'_c = 30 MPa

Kuat leleh tulangan, f_y = 420 MPa

Lebar balok, b_b = 400 mm

Tinggi balok, h_b = 600 mm

Tinggi bersih, L_n = 3400-600

= 2800 mm

Balok 1 arah Y^- = $b \times h$

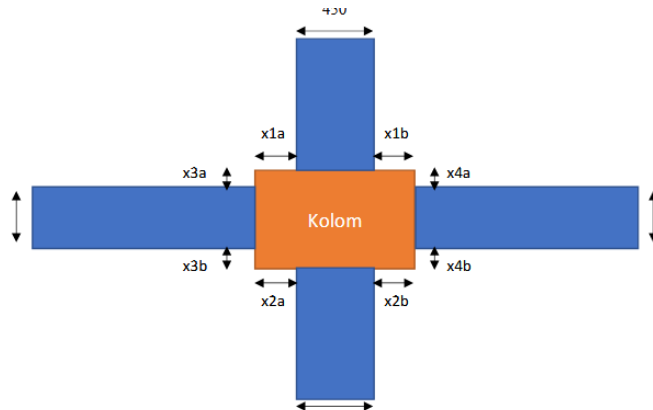
= 400 × 600 mm

Balok 2 arah Y^+ = 400 × 600 mm

$$\text{Balok 3 arah } X^- = 400 \times 600 \text{ mm}$$

$$\text{Balok 4 arah } X^+ = 400 \times 600 \text{ mm}$$

2.14.2 Dimensi Joint



Gambar 2. 42 Hubungan Balok Kolom

Untuk menghitung dimensi *joint* terlebih dahulu menghitung lebar bersih kolom pada setiap sisi yang tertumpu oleh balok. Balok yang merangka pada *joint* di keempat sisinya memiliki lebar yang sama yakni 400 mm, sehingga perhitungan lebar bersih kolom cukup dilakukan satu kali saja sudah dapat mewakili sisi lainnya. Berikut adalah perhitungan lebar bersih kolom, x_a dan x_b :

$$\begin{aligned} x_a &= \frac{h_{kolom} - b_{balok}}{2} \\ &= \frac{650 - 400}{2} \\ &= 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_b &= \frac{h_{kolom} - b_{balok}}{2} \\ &= \frac{650 - 400}{2} \\ &= 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

Setelah menghitung lebar bersih kolom dan diperoleh nilai x_a dan x_b adalah 125 mm. Maka dimensi *joint* dapat ditentukan berdasarkan kedua rumus berikut:

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif } joint \ 1 &= b_{balok} + h_{kolom} \\ &= 400 + 650 \\ &= 1050 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar efektif joint 2} &= b_{\text{balok}} + 2 \times x_a \\
 &= 400 + 2 \times 125 \\
 &= 650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lebar efektif *joint* adalah nilai terkecil dari kedua rumus tersebut, sehingga berdasarkan hasil perhitungan tersebut lebar efektif *joint* adalah 650 mm. Kemudian hasil perhitungan tersebut dapat digunakan untuk menghitung luas efektif *joint* gempa pada arah x dan y, dengan cara seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{j, X} &= b_j \times h_{\text{kolom}} \\
 &= 650 \times 650 \\
 &= 422500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{j, Y} &= h_j \times b_{\text{kolom}} \\
 &= 650 \times 650 \\
 &= 422500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Setelah menghitung luas efektif *joint* selanjutnya yakni pengecekan tinggi *joint* berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.4, yang mengatur bahwa tinggi efektif *joint* harus lebih besar dari setengah tinggi balok, $h_j \geq 0,5h_{\text{balok}}$. Sehingga $650 \geq (0,5 \times 600)$, Maka tinggi efektif *joint* telah memenuhi syarat.

2.14.3 Data dan Gaya Tulangan Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.3, mengatur bahwa bila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui *joint* balok-kolom, dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter longitudinal terbesar balok untuk beton normal (*normal weight*), $b \geq 20d_b$. Tulangan longitudinal terbesar balok yakni 22 mm, sehingga $650 \text{ mm} \geq 20(22)$, $650 \text{ mm} \geq 440 \text{ mm}$ Maka dimensi kolom telah memenuhi syarat.

Untuk menghitung gaya geser akibat balok, perlu untuk mengetahui terlebih dahulu gaya tulangan dari setiap balok yang mengekang kolom. Pada *joint* yang menjadi tinjauan terdapat dua tipe balok yang mengekang kolom yakni B1 dan B4, dimana B4 mengekang kolom pada arah Y^- dan B1 pada arah Y^+ , X^+ , dan X^- . Sehingga berikut adalah perhitungan gaya tulangan balok:

Balok 1 arah Y^+ (B1)

$$\begin{aligned}\text{Tulangan atas, } A_s^{-1} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 8 \\ &= 3041,062 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan bawah, } A_s^{+1} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Balok 2 arah Y^- (B4)

$$\begin{aligned}\text{Tulangan atas, } A_s^{-2} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan bawah, } A_s^{+2} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Balok 3 arah X^- (B1)

$$\begin{aligned}\text{Tulangan atas, } A_s^{-3} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 8 \\ &= 3041,062 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan bawah, } A_s^{+3} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Balok 4 arah X^+ (B1)

$$\begin{aligned}\text{Tulangan atas, } A_s^{-4} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 8 \\ &= 3041,062 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan bawah, } A_s^{+4} &= \frac{\pi \times 22^2}{4} \times 3 \\ &= 1140,398 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tegangan probable tulangan, } f_{pr} &= 1,25f_y \\ &= 1,25 \times 420 \\ &= 525 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Gaya tulangan atas Balok 1, } F_s^{-1} &= A_s^{-1} \times f_{pr} \\ &= 3041,062 \times 525 \\ &= 1596557 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\text{Gaya tulangan bawah Balok 1, } F_s^{+1} = A_s^{+1} \times f_{pr}$$

$$\begin{aligned}
&= 1140,398 \times 525 \\
&= 598709 \text{ N} \\
\text{Gaya tulangan atas Balok 2, } F_s^{-2} &= A_s^{-2} \times f_{pr} \\
&= 1140,398 \times 525 \\
&= 598709 \text{ N} \\
\text{Gaya tulangan bawah Balok 2, } F_s^{+2} &= A_s^{+2} \times f_{pr} \\
&= 1140,398 \times 525 \\
&= 598709 \text{ N} \\
\text{Gaya tulangan atas Balok 3, } F_s^{-3} &= A_s^{-3} \times f_{pr} \\
&= 3041,062 \times 525 \\
&= 1596557 \text{ N} \\
\text{Gaya tulangan bawah Balok 3, } F_s^{+3} &= A_s^{+3} \times f_{pr} \\
&= 1140,398 \times 525 \\
&= 598709 \text{ N} \\
\text{Gaya tulangan atas Balok 4, } F_s^{-4} &= A_s^{-4} \times f_{pr} \\
&= 3041,062 \times 525 \\
&= 1596557 \text{ N} \\
\text{Gaya tulangan bawah Balok 4, } F_s^{+4} &= A_s^{+4} \times f_{pr} \\
&= 1140,398 \times 525 \\
&= 598709 \text{ N}
\end{aligned}$$

Setelah menghitung gaya tulangan pada balok, lalu dilanjutkan dengan menghitung gaya geser kolom akibat M_{pr} balok.

2.14.4 Gaya Geser Kolom

Dalam menentukan gaya geser kolom dihitung menggunakan metode *beam hinging*, sehingga perlu menghitung nilai M_{pr} tumpuan balok dan gaya geser balok (V_e) dari setiap balok yang mengekang kolom pada keempat sisinya. Berikut adalah perhitungan M_{pr} dan V_e dari tipe balok B1 dan B4.

Balok 1 arah Y^+ (B1)

$$\begin{aligned}
M_{pr^{-}1} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr^{-}}}{2} \right) \\
&= 3041,062 \times 1,25 \times 420 \times \left(524,25 - \frac{156,525}{2} \right)
\end{aligned}$$

$$= 712044450,66 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{+1} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{+}}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \times \left(536 - \frac{58,697}{2}\right) \\ &= 385919947,3332 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Balok 2 arah Y^- (B4)

$$\begin{aligned} M_{pr}^{-2} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{-}}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \times \left(536 - \frac{58,697}{2}\right) \\ &= 303336834,1788 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{+2} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{+}}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \times \left(536 - \frac{58,697}{2}\right) \\ &= 303336834,1788 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Balok 3 arah X^- (B1)

$$\begin{aligned} M_{pr}^{-3} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{-}}{2}\right) \\ &= 3041,062 \times 1,25 \times 420 \times \left(524,25 - \frac{156,525}{2}\right) \\ &= 712044450,66 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{+3} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{+}}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \times \left(536 - \frac{58,697}{2}\right) \\ &= 303336834,18 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Balok 4 arah X^+ (B1)

$$\begin{aligned} M_{pr}^{-4} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{-}}{2}\right) \\ &= 3041,062 \times 1,25 \times 420 \times \left(524,25 - \frac{156,525}{2}\right) \\ &= 712044450,66 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^{+4} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr}^{+}}{2}\right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \times \left(536 - \frac{58,697}{2}\right) \\ &= 303336834,18 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Setelah menghitung M_{pr} tumpuan balok dari kedua tipe balok tersebut kemudian dilanjutkan menghitung momen kolom akibat tulangan balok tersebut. Pada kasus ini kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, sehingga factor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 sehingga momen yang timbul pada kolom diatas joint adalah

$$\begin{aligned}
 M_{col\ 1} &= (M_{pr}^{+1} + M_{pr}^{-1}) \times DF \\
 &= (712044450,66 + 303336834,18) \times 0,5 \\
 &= 507690642,42 \text{ Nmm} \\
 M_{col\ 2} &= (M_{pr}^{+2} + M_{pr}^{-2}) \times DF \\
 &= (303336834,18 + 303336834,18) \times 0,5 \\
 &= 303336834,18 \text{ Nmm} \\
 M_{col\ 3} &= (M_{pr}^{+3} + M_{pr}^{-3}) \times DF \\
 &= (712044450,66 + 303336834,18) \times 0,5 \\
 &= 507690642,42 \text{ Nmm} \\
 M_{col\ 4} &= (M_{pr}^{+4} + M_{pr}^{-4}) \times DF \\
 &= (712044450,66 + 303336834,18) \times 0,5 \\
 &= 507690642,42 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas dipilih gaya terbesar yang disesuaikan dengan arah tinjauannya, sehingga akan menjadi seperti berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{col\ \text{arah x}} &= \text{MAX}(M_{col\ 1}; M_{col\ 2}) \\
 &= \text{MAX}(507690642,42; 303336834,18) \\
 &= 507690642,42 \text{ Nmm} \\
 M_{col\ \text{arah y}} &= \text{MAX}(M_{col\ 3}; M_{col\ 4}) \\
 &= \text{MAX}(507690642,42; 507690642,42) \\
 &= 507690642,42 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Lalu berdasarkan momen yang telah dipilih sesuai dengan arah tinjauannya, dilanjutkan dengan menghitung gaya geser kolom sesuai arah tinjauan.

$$V_{goyangan\ \text{arah x}} = \frac{(2 \times M_{col\ \text{arah x}}) \times DF}{L_n}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(2 \times 507690642,42) \times 0,5}{2800} \\
&= 362636,173 \text{ N} \\
V_{\text{goyangan arah y}} &= \frac{(2 \times M_{\text{col arah y}}) \times DF}{L_n} \\
&= \frac{(2 \times 507690642,42) \times 0,5}{2800} \\
&= 362636,173 \text{ N}
\end{aligned}$$

Setelah menghitung gaya geser kolom sesuai dengan arah tinjauannya, kemudian dapat menghitung gaya geser *joint* yang ditinjau pada gempal arah x dengan arah gempal dari kiri ke kanan (X^-), dan arah gempal dari kanan ke kiri (X^+), begitu juga untuk tinjauan pada arah y dengan arah gempal dari kiri ke kanan (Y^-), dan arah gempal dari kanan ke kiri (Y^+). Sehingga berikut adalah perhitungan gaya geser *joint* yang ditinjau dari beberapa arah gempal tersebut

$$\begin{aligned}
V_{\text{joint}, X^-} &= V_{\text{goyangan arah x}} - F_s^{-3} - F_s^{+4} \\
&= 362636,173 - 1596557 - 598709 \\
&= ABS(-1832630 \times 10^{-3}) \\
&= 1832,6302 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{\text{joint}, X^+} &= V_{\text{goyangan arah x}} - F_s^{-4} - F_s^{+3} \\
&= 362636,173 - 1596557 - 598709 \\
&= ABS(-1832630 \times 10^{-3}) \\
&= 1832,6302 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{\text{joint}, Y^-} &= V_{\text{goyangan arah y}} - F_s^{-2} - F_s^{+1} \\
&= 362636,173 - 598709 - 598709 \\
&= ABS(-834781,87 \times 10^{-3}) \\
&= 834,7819 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{\text{joint}, Y^+} &= V_{\text{goyangan arah y}} - F_s^{-1} - F_s^{+2} \\
&= 362636,173 - 1596557 - 598709 \\
&= ABS(-1832630,2334 \times 10^{-3}) \\
&= 1832,6302 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2.14.5 Perhitungan Kuat Geser *Joint*

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.2, mengatur bahwa suatu muka *joint* dianggap terkekang oleh balok apabila lebar balok tersebut paling tidak tiga perempat dari lebar efektif *joint*. Lebar balok yang menumpu pada *joint* memiliki lebar 400 mm dan lebar efektif *joint* 650 mm, sehingga $400 \leq \frac{3}{4} \times 650$, $400 \text{ mm} \leq 487,5 \text{ mm}$. Maka keempat balok yang menumpu pada *joint* dianggap merangka atau tidak mengekang. Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 18.8.4.1, konfigurasi *joint* diambil untuk kasus-kasus lainnya dengan persamaan $1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$. Sehingga dapat dihitung kuat geser nominal *joint* ketika gempa pada arah x dan y adalah seperti berikut.

Digunakan beton normal sehingga $\lambda = 1$

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser nominal joint X, } V_{nX} &= 1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_jX \\ &= 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 422500 \\ &= 2314128 \times 10^{-3} \\ &= 2314,1278 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser nominal joint Y, } V_{nY} &= 1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_jY \\ &= 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 422500 \\ &= 2314128 \times 10^{-3} \\ &= 2314,1278 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 21.2.4.3 mengatur bahwa Untuk sambungan balok-kolom dan balok kopel dengan tulangan diagonal, ϕ untuk geser harus diambil sebesar 0,85.

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser nominal joint gempa X, } \phi V_{nX} &= 0,85 \times 2314,1278 \\ &= 1967,0086 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser nominal joint gempa Y, } \phi V_{nY} &= 0,85 \times 2314,1278 \\ &= 1967,0086 \text{ kN}\end{aligned}$$

Setelah menghitung kuat geser nominal *joint* akibat gempa pada arah x dan y, lalu mengambil nilai maksimum gaya geser *joint* akibat gempa dari arah x dan

y yang telah dihitung sebelumnya yakni $V_{joint X^-}$, $V_{joint X^+}$, $V_{joint Y^-}$, dan $V_{joint Y^+}$. Sehingga berikut adalah nilai kuat geser joint akibat gempa dari arah x dan y.

Gaya geser joint X, V_{uX} = 1832,6302 kN

Gaya geser joint Y, V_{uY} = 1832,6302 kN

Setelah menentukan gaya geser joint maka dapat mengecek kekuatan joint dengan cara seperti berikut :

Kuat geser joint gempa x, $\phi V_{nX} \geq$ Gaya geser joint x, V_{uX}

$$1967,0086 \text{ kN} \geq 1832,6302 \text{ kN}$$

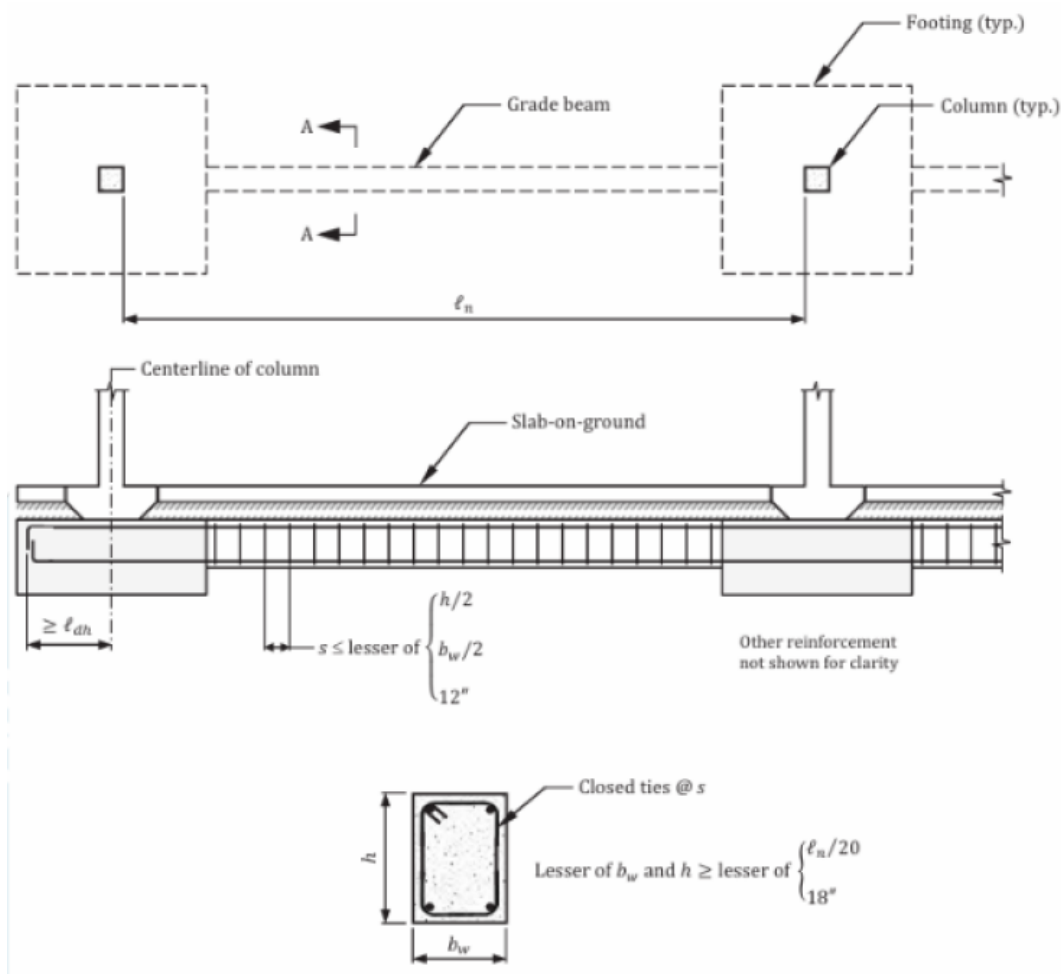
Kuat geser joint gempa y, $\phi V_{nY} \geq$ Gaya geser joint y, V_{uY}

$$1967,0086 \text{ kN} \geq 1832,6302 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil tersebut dapat diketahui bahwa kekuatan joint pada arah gempa x dan y lebih besar dari pada gaya geser joint gempa arah x dan y, sehingga disimpulkan kekuatan joint sudah memenuhi syarat. Lalu untuk penentuan tulangan transversal ditentukan berdasarkan pengecekan yang dilakukan sebelumnya yang diketahui bahwa balok yang menumpu pada joint dianggap merangka atau tidak mengekang kolom, sehingga tulangan transversal yang digunakan sama dengan tulangan transversal kolom di daerah sendi plastis yakni 4D22–100.

2.15 Perencanaan Tie Beam

Ketentuan yang dipakai dalam perhitungan ini berdasarkan dari SNI 2847-2019. Tie beam berfungsi untuk menahan gaya aksial dari kolom yang disalurkan melewati pondasi. Fungsi dari tie beam ini adalah untuk mengikat pondasi agar lebih kaku. Persyaratan detail tie beam dapat dilihat dari gambar berikut:



Gambar 2. 43 Getail *Tie Beam* (Fanella, 2020)

2.15.1 Desain dan Detail *Tie Beam*

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.13.6.2, *tie beam* harus memiliki kekuatan tarik dan tekan sebesar 10% dari parameter percepatan respons spektral pada periode pendek (S_{DS}) dikali dengan gaya aksial kolom akibat beban gravitasi terfaktor (P_g). Berdasarkan *output* perhitungan etabs didapatkan:

$$P_g = 3782,61$$

$$S_{DS} = 0,6709$$

Maka, didapatkan P_u sebagai berikut

$$\begin{aligned} P_u &= 10\% \times S_{DS} \times P_g \\ &= 10\% \times 0,6709 \times 3782,61 \end{aligned}$$

$$= 253,76 \text{ kN}$$

Asumsi dimensi *tie beam* adalah $300 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ dengan tidak menerima pengaruh beban gravitasi atau beban gempa dari kolom. Ini dikarenakan *tie beam* hanya berfungsi sebagai pengikat pondasi yang ditempatkan di dalam tanah sehingga lendutan yang terjadi ditopang oleh tanah.

Jarak bersih antar kolom yang berdekatan adalah 5950 mm , maka sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.13.3.2:

$$B_{wmin1} = \frac{L_n}{20} = \frac{5950}{20} = 297,5 \text{ mm (menentukan)} < B_w = 300 \text{ mm}$$

$$B_{wmin1} = 450 \text{ mm}$$

Kemudian diasumsikan rasio tulangan longitudinal *tie beam* sebesar $0,0025$, sehingga:

$$A_{st} = 0,0025 \times 300 \times 550 = 412,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter 22

$$B_{wmin1} = \frac{412,5}{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2} = 2D22$$

Digunakan tulangan longitudinal 6D22, maka sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 22.4.2.2 kekuatan yang diperlukan dalam menahan gaya aksial pada *tie beam* adalah:

$$P_0 = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$P_0 = 0,85 \times 30 \times (165000 - 412,5) + 420 \times 412,5$$

$$P_0 = 4370231,25 \text{ N} = 4370,23 \text{ kN} > 253,76 \text{ kN (OK)}$$

Pengaruh penurunan pondasi diabaikan dengan asumsi bahwa struktur tidak mengalami *settlement*, sehingga tulangan sengkang digunakan hanya sebagai pengikat. Maka berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.4.2.4

$$\text{Kaki sengkang} = 2$$

$$d_s = 13 \text{ mm}$$

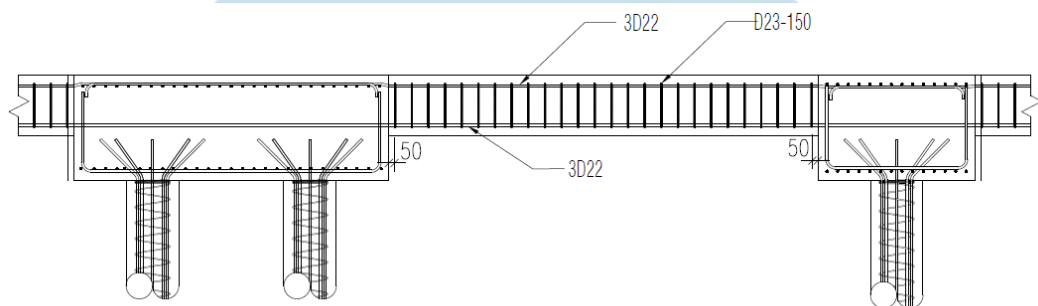
$$S_{max1} = \frac{B_w}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 300 \text{ mm}$$

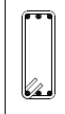
Maka digunakan tulangan sengkang 2d13-150

2.15.2 Gambar Detail Penulangan *Tie Beam*

Analisis *Tie Beam* yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2. 44 Potongan *Tie Beam*

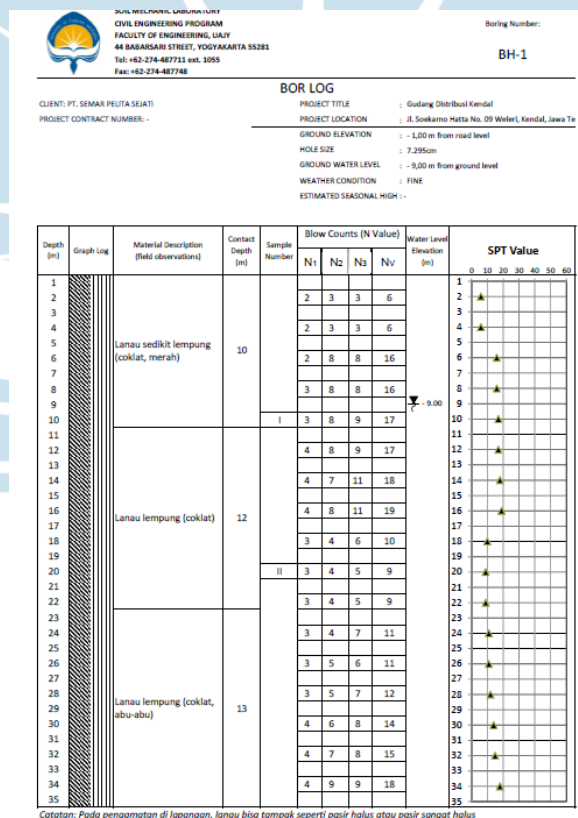
DIMENSI DAN PENULANGAN TIE BEAM		
KODE	TB	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
DIMENSI	300 x 550	300 x 550
TUL. LONGITUDINAL ATAS	3D22	3D22
TUL. SAMPING	-	-
TUL. LONGITUDINAL BAWAH	3D22	3D22
TUL. SENGKANG	2D13 - 150	2D13 - 150

Gambar 2. 45 Detail Tulangan *Tie Beam*

2.16 Perancangan Pondasi

2.16.1 Standard Penetration Test (SPT)

Standard Penetration Test (SPT) adalah metode pengujian geoteknik yang bertujuan untuk mengetahui karakteristik fisik dan mekanik tanah secara langsung di lapangan. Prosedur pengujian ini melibatkan pemukulan tabung sampel (split-spoon sampler) ke dalam tanah dengan menggunakan palu seberat 63.5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 76 cm. Jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk memasukkan tabung sampel setiap 15 cm dicatat, dan jumlah pukulan untuk 30 cm terakhir disebut sebagai nilai N-SPT. Nilai N-SPT ini digunakan untuk mengidentifikasi tipe dan sifat lapisan tanah pada kedalaman tertentu, serta untuk mengestimasi parameter tanah seperti kepadatan relatif dan sudut geser internal. Pada bangunan Rumah Susun ASN Kejaksaan Tinggi di Surakarta terdapat titik pengujian SPT sebagai berikut:



Gambar 2. 46 Hasil SPT

2.16.2 Beban Pondasi

Beban pondasi adalah semua gaya dan tekanan yang diterima oleh pondasi dari struktur bangunan yang berada di atasnya, termasuk beban mati (berat struktur bangunan itu sendiri), beban hidup (beban yang bersifat sementara seperti penghuni dan perabot), serta beban luar lainnya seperti tekanan angin, gempa, dan gaya lateral dari tanah. Beban ini harus diteruskan melalui kolom secara aman dan merata oleh pondasi ke lapisan tanah di bawahnya agar struktur bangunan tetap stabil dan tidak mengalami penurunan atau kerusakan. Dalam perhitungan yang telah dilakukan maka didapatkan beban sebagai berikut:\

P	= 931,78 Kn
	= 95015,1 kg
Mutu baja, f_y	= 420 Mpa
	= 4200 kg/cm ³
Mutu beton, f'_c	= 30 Mpa
	= 300 kg/cm ³

2.16.3 Analisa Daya Dukung Pondasi

Asumsi:

Bentuk = Silinder

Diameter = 60 cm

Luas penampang (A) = 2826 cm²

Keliling tiang (Kt) = 125.6 cm

$$\begin{aligned} \text{Pijin} &= 0,33 \times \sigma_{ijin} \times A \\ &= 0,33 \times 250 \times 2826 \\ &= 337077,11 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

2.16.4 Analisis Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah pondasi tiang pancang berdasarkan data SPT dapat dilakukan dengan metode Meyerhof, yang dijelaskan sebagai berikut:

Kedalaman = 17 m

Karena tanah merupakan tanah lempung dengan $N < 30$ maka $q_c = 1,25N$

$$\begin{aligned}
 q_c &= 14,5 \text{ (Hasil Interpolasi)} \\
 &= 1,25 \times 14,5 \text{ (Hasil Interpolasi)} \\
 &= 18,125 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_c \text{ rata rata} &= 1,25 \times N \text{ rata rata} \\
 &= 1,25 \times 13,1765 \\
 &= 16,4706 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ijin} &= \frac{40 \cdot q_c \cdot A}{3} + \frac{0,2 \times \text{Tebal Selimut} \times q_c \text{ rata-rata}}{3} \\
 &= \frac{40 \cdot 18,125 \cdot 2826}{3} + \frac{0,2 \times 0,75 \times 16,4706}{3} \\
 &= 682950 + 0,25 \\
 &= 682950,25 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_{ijin} \text{ yang dibunakan} = 337077,11 \text{ kg/cm}^2$$

2.16.5 Perhitungan jumlah Pondasi

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{P_{ijin}} \\
 &= \frac{95015,1}{337077,11} \\
 &= 0,28 \\
 &= 1 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Cek:

$$\frac{P}{n} = 95015,10 \leq P_{ijin} = 337077,11 \dots \text{OK}$$

2.16.6 Tulangan Pondasi *Bore Pile*

1. Tulangan Utama

$$\begin{aligned}
 A &= 1\% \times A_{tiang} \\
 &= 1\% \times 2826 \\
 &= 28,26 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22

$$\begin{aligned}
 A_{tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times \left(\frac{22}{10}\right)^2
 \end{aligned}$$

$$= 3,8 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Tulangan} &= \frac{A}{A_{tul}} \\ &= \frac{28,26}{3,8} \\ &= 7,44 \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Cek

$$\begin{aligned} A_{total} &= 3,8 \times 8 \\ &= 30,40 \text{ cm}^2 \leq 28,26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

2. Tulangan Sengkang

Karena tulangan Sengkang hanya berfungsi sebagai tulangan bagi atau pengikat maka untuk tulangan Sengkang menggunakan tulangan d10-150

2.16.7 Perancangan *Pile Cap*

$$\begin{aligned} P &= 931,78 \text{ Kn} \\ &= 95015,1 \text{ kg} \\ \text{Mutu baja, } f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ &= 4200 \text{ kg/cm}^3 \\ \text{Mutu beton, } f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ &= 300 \text{ kg/cm}^3 \\ \text{Rencana tebal } \textit{pile cap} &= 50 \text{ cm} \\ \text{Selimut beton} &= 7,5 \text{ cm} \\ \text{Tinggi efektif (d)} &= 50 - 7,5 \\ &= 42,5 \text{ cm} \\ \text{Jumlah tiang pancang} &= 1 \text{ (D=60cm)} \\ \text{Jarak tiang pancang} &= D_{tiang} \times 3 \\ &= 60 \times 3 \\ &= 180 \text{ cm} \\ \text{Jarak tinag pancang ke tepi} &= D_{tiang} \times 1,5 \\ &= 60 \times 1,5 \end{aligned}$$

$$= 90 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak pons} &= \frac{1}{2} \times d \times 2 \\ &= \frac{1}{2} \times 42,5 \times 2 \\ &= 42,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak as ke kolom as pile} &= \frac{\text{Jarak Tiang Pancang}}{2} \\ &= \frac{180}{2} \end{aligned}$$

$$= 90 \text{ cm}$$

$$\text{Ukuran kolom} = 65 \times 65 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak luar kolom ke as pile} &= \frac{B_{pile \text{ cap}}}{2} - \frac{B_{kolom}}{2} \\ &= \frac{180}{2} - \frac{65}{2} \\ &= 57,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cek Tegangan

Terhadap Panjang Kolom

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Ijin Pons} &= 0,65 \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,65 \times \sqrt{300} \\ &= 11,26 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Pons} &= \frac{P}{4 \times (\text{panjang kolom} + \text{jarak pons}) \times d} \\ &= \frac{95015,1}{4 \times (65 + 42,5) \times 42,5} \\ &= 4,9 < 0,7 \times 11,26 \dots \text{ AMAN} \end{aligned}$$

Terhadap Lebar Kolom

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Ijin Pons} &= 0,65 \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,65 \times \sqrt{300} \\ &= 11,26 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Pons} &= \frac{P}{4 \times (\text{panjang kolom} + \text{jarak pons}) \times d} \\ &= \frac{95015,1}{4 \times (65 + 42,5) \times 42,5} \\ &= 4,9 < 0,7 \times 11,26 \dots \text{ AMAN} \end{aligned}$$

2.16.8 Penulangan Pile Cap

Momen

Ketika ada beban vertikal P yang tidak tepat jatuh di tengah pondasi, maka muncul momen:

$$M = P \times e$$

M = momen

P = beban vertikal

e = eksentrisitas (Jarak Luar Kolom Ke As Pile)

Dari rumus momen yang telah di tuliskan di atas diperoleh nilai:

$$\begin{aligned} M &= P \times e \\ &= (285,45 \times 1000) \times 2 \times (57,5/100) \\ &= 328272,33 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1,5 \times M_u}{f \times b \times d^2} \\ &= \frac{1,5 \times 328272,33 \times 10^4}{0,8 \times 1000 \times (92,5 \times 10)^2} \\ &= 7,19 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2A_s}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,19}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,02188 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,00333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times 100 \times d \\ &= 0,00333 \times 100 \times 92,5 \\ &= 30,83 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 22 mm

$$\begin{aligned} A_{s,\text{tul}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times d \left(\frac{22}{2} \right)^2 \end{aligned}$$

$$= 3,7994 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah} &= \frac{A_s}{A_{tul}} \\ &= \frac{30,83}{3,7994} \end{aligned}$$

$$= 8,12 \approx 9 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak} &= \frac{100}{9} \\ &= 111 \end{aligned}$$

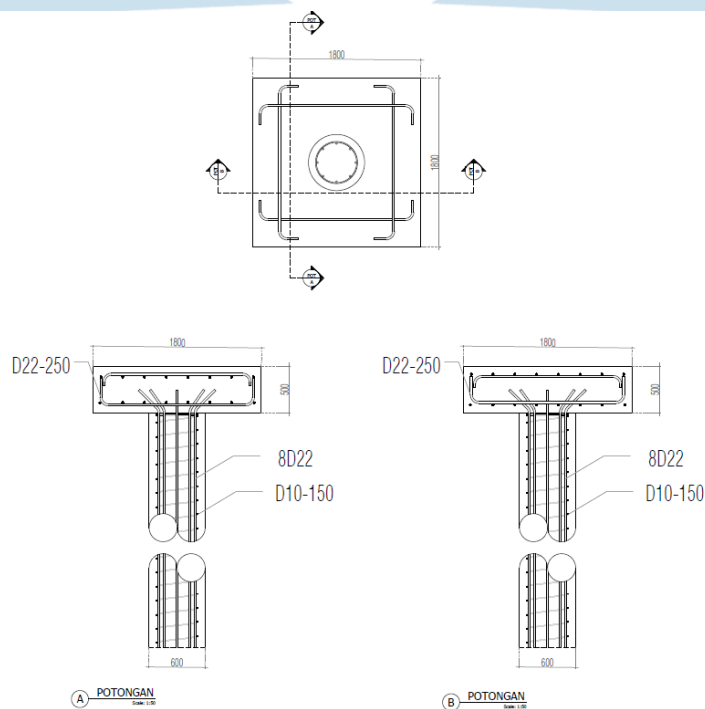
Spasi yang dipakai = 110 mm

Cek

$$\begin{aligned} A_{\text{tot}} &= A_{\text{tul}} \times \frac{100}{110} \\ &= 34,195 \geq 30,83 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

2.16.9 Gambar Detail Penulangan Pondasi

Analisis pondasi yang dilakukan diatas kemudian didetailkan pada gambar yang dapat dilihat pada gambar 2.47.



Gambar 2. 47 Detail Tulangan Pondasi Tipe 1