

BAB 5

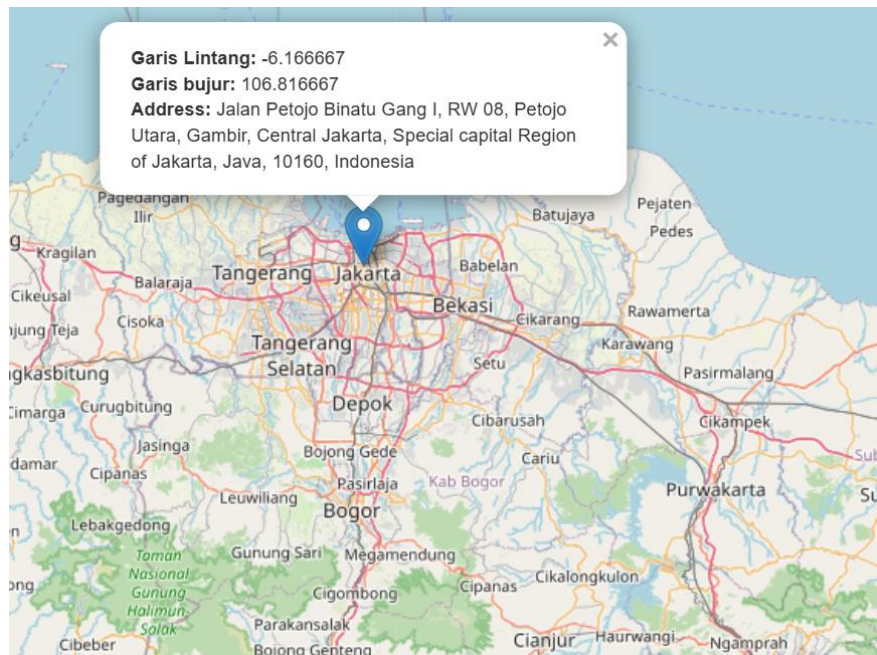
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Spesifikasi Gedung

5.1.1 Data perencanaan

Berikut ini merupakan data perencanaan yang digunakan dalam penelitian.

- a. Fungsi bangunan : Gedung perkantoran
- b. Panjang bangunan : 30 m
- c. Lebar bangunan : 18 m
- d. Luas bangunan : 540 m²
- e. Tinggi bangunan : 28 m
- f. Tinggi antar lantai : 4 m
- g. Jumlah lantai : 10 lantai
- h. Lokasi bangunan : Jakarta
- i. Mutu beton : 30 Mpa : K-305,915
- j. f_y tulangan : 420 Mpa
- k. Jenis tanah : Tanah lunak (SE)



Gambar 5.1 Lokasi Gedung Rencana

(Sumber: Google Earth Pro)

Fungsi bangunan dipilih sebagai gedung perkantoran dan berlokasi di Jakarta karena pusat pemerintahan dan perekonomian Indonesia berada di Jakarta dengan sehingga dibutuhkan gedung perkantoran untuk memenuhi kebutuhan yang ada. Jenis tanah lunak dipilih karena mempunyai karakteristik mekanis yang terburuk sehingga penting untuk memahami perilaku struktur gedung dengan keadaan terburuk.

Nilai kuat tekan beton sebesar 30 Mpa digunakan karena sudah memenuhi standar pemakaian kuat tekan beton untuk sistem struktur SRPMK dengan jenis beton normal yang diatur dalam SNI 2847:2019 Tabel 19.2.1.1 Hal-433. Nilai kuat tarik baja tulangan sebesar 420 Mpa, dan modulus elastisitas sebesar 200000 Mpa digunakan karena nilai ini mewakili material yang umum digunakan dalam konstruksi bangunan yang memenuhi standar kekuatan dan ketersediaan material di pasar Indonesia.

5.1.2 Data Jumlah dan Fungsi Lantai

Berikut ini merupakan data jumlah dan fungsi lantai beserta beban hidup yang dipikul pada setiap lantai sesuai SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1 Hal 26

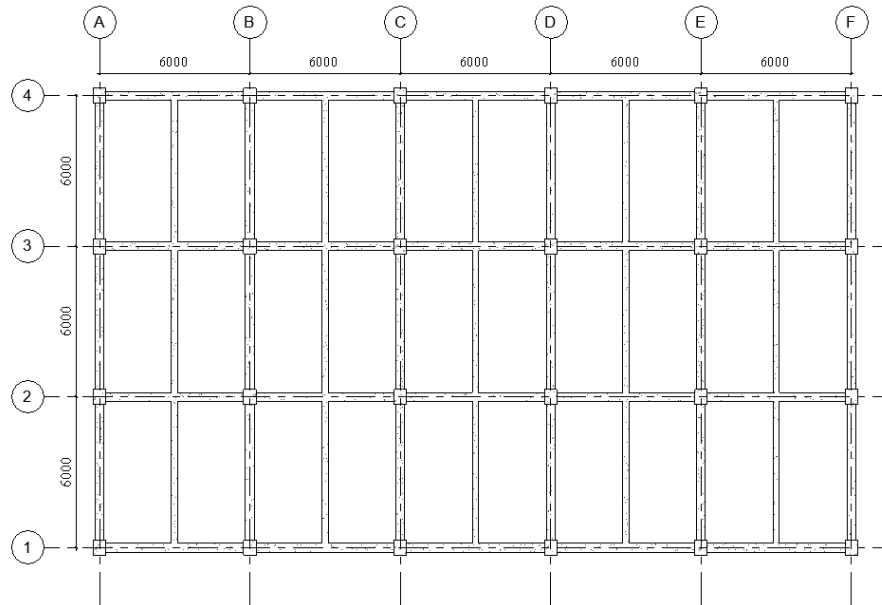
Tabel 5.1 Jumlah dan Fungsi Lantai

Lantai	Tinggi lantai (m)	Elevasi (m)	Fungsi lantai	LL (kg/m ²)
Lantai 10	4	+40	Balkon/Dak	367,1
Lantai 9	4	+36	Kantor	244,73
Lantai 8	4	+32	Kantor	244,73
Lantai 7	4	+28	Kantor	244,73
Lantai 6	4	+24	Kantor	244,73
Lantai 5	4	+20	Kantor	244,73
Lantai 4	4	+16	Kantor	244,73
Lantai 3	4	+12	Kantor	244,73
Lantai 2	4	+8	Kantor	244,73
Lantai 1	4	+4	Kantor	244,73
BASE	-	±0		

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

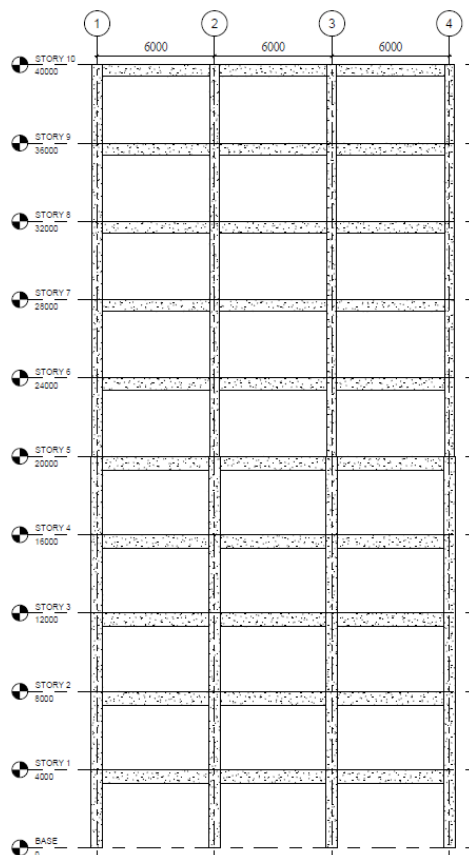
5.1.3 Geometri Struktur

Berikut ini geometri struktur yang digunakan dalam penelitian.



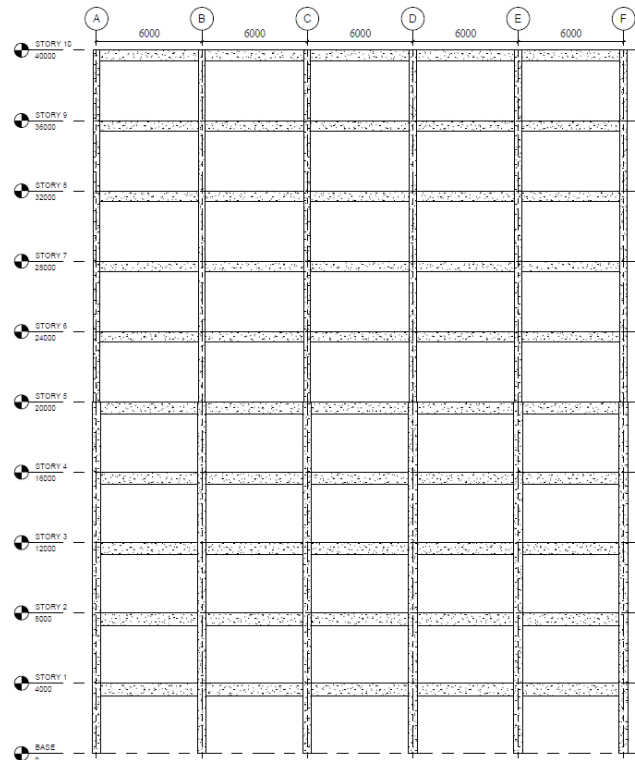
Gambar 5.2 Denah Bangunan

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.3 Potongan A-A

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.4 Potongan 1-1

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.2 Analisis Pembebanan

Pembebanan menggunakan beban gravitasi yaitu beban mati (DL), beban mati tambahan (SDL), beban hidup (LL) dan beban lateral yang berupa beban gempa (E). Pembebanan mengacu pada SNI 1727:2020 yang mengatur Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain.

5.2.1 Beban mati (DL)

Beban mati dihitung secara otomatis oleh program *ETABS* dan *TSD* berdasarkan input data dimensi dan karakteristik material yang digunakan. Beban yang digunakan berdasarkan PPURG 1987, PBI 1983, dan referensi lain.

Berat jenis material beton (DL) = 2400 kg/m^3

Berat jenis material baja (DL) = 7850 kg/m^3

5.2.2 Beban mati tambahan (SDL)

Berikut beban mati tambahan ini yang terdistribusi pada pelat.

Keramik (SDL) = 24 kg/m^2

Plester 2 cm (SDL) = 53 kg/m^2

MEP (SDL) = 25 kg/m^2

Plafond dan penggantung (SDL)	= 18 kg/m ²
Total SDL pelat lantai	= 120 kg/m ²
Pasangan dinding ½ batu (SDL)	= 250 kg/m ²

Dinding berada pada balok perimeter bangunan pada semua lantai. Khusus lantai 10, tinggi dinding hanya 1m.

5.2.3 Beban hidup (LL)

Beban hidup mengacu pada Tabel 4.3-1 SNI 1727:2020 Hal 26 yang terdistribusi pada pelat. Berikut beban hidup yang dipakai pada penelitian ini.

Perkantoran	= 2,4 kN/m ²	= 244,732 kg/m ²
Balok/dak beton	= 3,6 kN/m ² (1,5 x 2,4 = 3,6 kN/m ²)	= 367,098 kg/m ²

5.2.4 Beban gempa

Beban gempa mengacu pada SNI 1726:2019, berikut uraian analisis beban gempa.

a. Kategori risiko : II (Gedung perkantoran, Tabel 3 SNI 1726:2019 Hal 24)

Tabel 5.2 Kategori Risiko

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	II
- Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
- Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber: Tabel 3 SNI 1727:2020 Hal 24)

- b. Faktor keutamaan untuk kategori risiko II adalah 1,0 (Tabel 4 SNI 2716:2019 Hal 25).

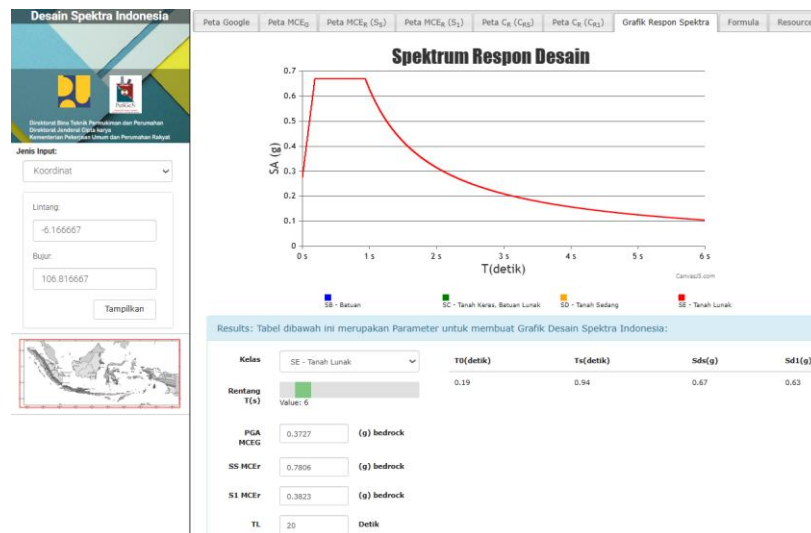
Tabel 5.3 Pemilihan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber: Tabel 4 SNI 1727:2020 Hal 25)

- c. Klasifikasi situs berdasarkan jenis tanah adalah SE (Tanah lunak)
- d. Parameter respon spektrum diambil dari website RSA Cipta Karya yang disajikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} SS &= 0,7806 \text{ g} \\ S1 &= 0,3823 \text{ g} \\ TL &= 20 \text{ detik} \\ Sds &= 0,6638 \text{ g} \\ Sd1 &= 0,6297 \text{ g} \\ T0 &= 0,1897 \text{ detik} \\ Ts &= 0,9487 \text{ detik} \end{aligned}$$



Gambar 5.5 Website RSA Cipta Karya

(Sumber : rsa.ciptakarya.pu.go.id)

- e. Kategori desain seismik berdasarkan Tabel 8 dan Tabel 9 SNI 1726:2019 Hal 37 adalah D.

$$\begin{aligned} Fa &= 1,2755 \text{ (Tabel 6 SNI 1726:2019 Hal 34)} \\ Fv &= 2,4708 \text{ (Tabel 7 SNI 1726:2019 Hal 34)} \\ Sms &= Fa \times Ss = 1,2755 \times 0,7806 = 0,9957 \text{ g} \\ Sm1 &= Fv \times S1 = 2,4708 \times 0,3823 = 0,9446 \text{ g} \\ Sds &= \frac{2}{3} \times Sms \\ &= \frac{2}{3} \times 0,9957 \\ &= 0,6638 \text{ g (Tabel 8 SNI 1726:2019 Hal 37, kategori D)} \\ Sd1 &= \frac{2}{3} \times Sm1 \end{aligned}$$

$$= 2/3 \times 0,9446$$

$$= 0,6297 \text{ g (Tabel 9 SNI 1726:2019 Hal 37, kategori D)}$$

Tabel 5.4 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S .					
	$S \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS					

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 3 Hal 34)

Tabel 5.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1 .					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2
SF	SS					

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 4 Hal 34)

Tabel 5.6 Kategori Desain Seismik Periode Pendek

Nilai SDS	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,5$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 8 Hal 37)

Tabel 5.7 Kategori Desain Seismik Periode 1 Detik

Nilai SDS	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,2$	C	D
$0,20 \leq SD1$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 9 Hal 37)

- f. Sistem struktur yang digunakan menurut SNI 1726:2019 Tabel 12 Hal 49 adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan nilai $R = 8$; $\Omega_0 = 3$; $C_d = 5,5$.

Tabel 5.8 Pemilihan Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respon	Faktor kuat lebih sistem	Faktor pembesaran defleksi	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	40	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul beban	6	3	5,4	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3	5,5	10	10	10	10	10

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 12 Hal 50)

- g. Prosedur analisis yang digunakan dalam penelitian ini adalah analisis spektrum respon ragam atau analisis gaya lateral equivalen. Prosedur ini dipilih karena periode yang digunakan dalam analisis, $T < 3,5 T_s$. Untuk periode (T) yang dipakai sebesar 1,805 detik untuk arah x dan arah y. Untuk pembahasan periode akan dibahas pada poin selanjutnya.

Tabel 5.9 Prosedur Analisis Yang Diizinkan

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 11
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 11
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 16 Hal 68)

$$\begin{aligned}
 T &< 3,5 T_s \\
 1,805 &< 3,5 (0,9487) \\
 1,805 \text{ detik} &< 3,32 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena $T < 3,5 T_s$, maka prosedur analisis gaya lateral ekuivalen dapat digunakan untuk menganalisis gempa yang terjadi pada permodelan struktur.

- h. Kurva spektrum respons ragam desain harus mengacu pada SNI 1726:2019 Gambar 3 Hal 36 yang merupakan grafik hubungan antara percepatan respons spektra (S_a) dan periode (T).

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\
 &= 0,2 \times \frac{0,6297}{0,6638} \\
 &= 0,1897 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\
 &= \frac{0,6297}{0,6638} \\
 &= 0,9487 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , $T = 0$

$$S_a = S_{ds} \left(0,4 + 0,6 \times \frac{T}{T_0} \right)$$

$$= 0,6638 (0,4 + 0,6 \times \frac{0}{0,1897})$$

$$= 0,2655$$

Untuk periode T antara $T_0 = 0,1897$ dan $T_s = 0,9487$

$$S_a = S_{ds} = 0,6638$$

Untuk periode yang lebih besar dari $T_s, T > 0,9487$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$= \frac{0,6297}{0,95}$$

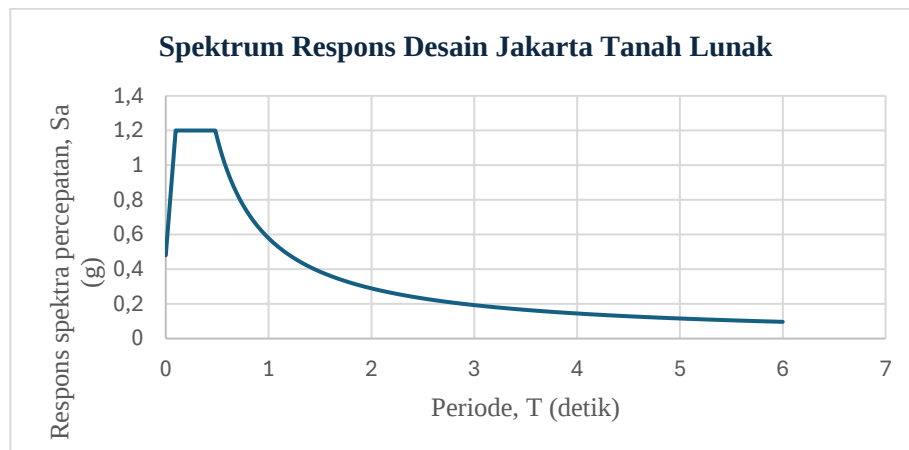
$$= 0,6629$$

Untuk periode $T > T_L = 20$

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2}$$

$$= \frac{0,6297 \times 20}{T^2}$$

$$= \frac{12,5945}{T^2}$$



Gambar 5.6 Grafik Spektrum Respons Desain Jakarta Dengan Tanah Lunak

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.3 Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.5.3 gaya seismik untuk memikul kombinasi beban yang ditetapkan yaitu 100% gaya satu arah ditambah 30% gaya untuk arah

tegak lurus. Pada pasal 7.3.4.2 untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sebesar 1,3 yang penentuan nilainya akan dibahas pada poin selanjutnya.

e. Kombinasi beban dasar

- 1) $1,4D$
- 2) $1,2D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- 3) $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
- 4) $1,2D + E + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- 5) $0,9D + E$

f. Kombinasi yang digunakan

- 1) $1,4D$
- 2) $1,2D + 1,6 L$
- 3) $1,2D + E + L$
- 4) $0,9D + E$

Dikarenakan dalam perencanaan beban mati terbagi menjadi dua yaitu *Super Dead Load* (SDL) dan *Dead Load* (DL).

- 1) $1,4DL + 1,4 SDL$
- 2) $1,2D + 1,2 SDL + 1,6 L$
- 3) $1,2D + 1,2 SDL + E + L$
- 4) $0,9D + 0,9 SDL + E$

g. Pengaruh beban gempa horizontal (E_h) dan vertikal (E_v)

Pada SNI 1726:2019 dijabarkan pengaruh beban gempa. Pengaruh beban gempa (E) pada kombinasi 3 harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$E = E_h + E_v$$

Sedangkan untuk kombinasi 4, beban gempa dijabarkan sebagai berikut.

$$E = E_h - E_v$$

$$E_h = \rho \times Q_E$$

$$E_v = 0,2S_{DS} \times D$$

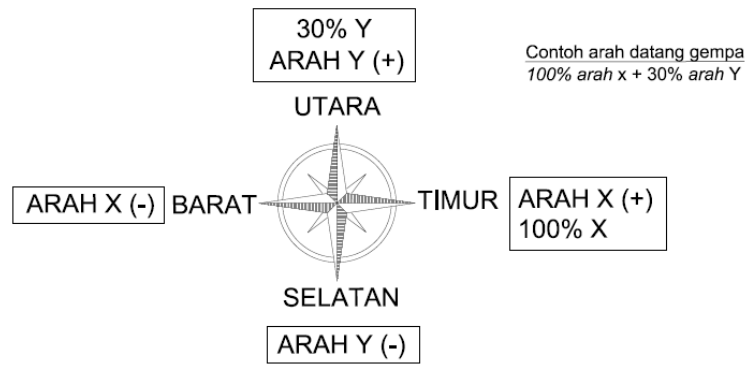
Keterangan:

ρ = faktor reduksi

Q_E = Pengaruh gaya gempa horizontal

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

h. Arah pembebanan



Gambar 5.7 Ilustrasi Arah Datang Gempa

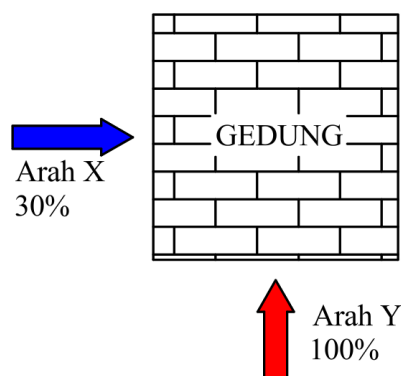
(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan gambar diatas maka kombinasi beban gempa dijabarkan menjadi:

- 1) 1,4DL + 1,4 SDL
- 2) 1,2D + 1,2 SDL + 1,6 L
- 3) $(1,2 + 0,2S_{DS}) DL + (1,2 + 0,2S_{DS}) SDL + 1. \rho . Ex + 0,3. \rho . Ey + L$
- 4) $(1,2 + 0,2SDS) DL + (1,2 + 0,2SDS) SDL + 0,3. \rho . Ex + 1. \rho . Ey + L$
- 5) $(0,9 - 0,2SDS) DL + (0,9 - 0,2SDS) SDL + 1. \rho . Ex + 0,3. \rho . Ey$
- 6) $(0,9 - 0,2SDS) DL + (0,9 - 0,2SDS) SDL + 0,3. \rho . Ex + 1. \rho . Ey$

i. Turunan kombinasi

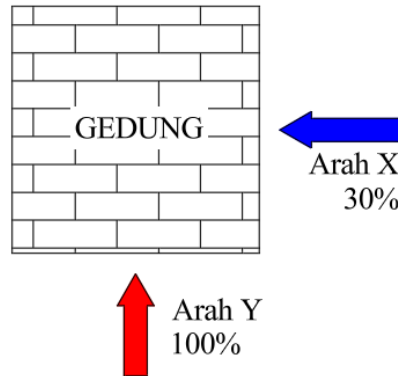
- 1) 1,4DL + 1,4 SDL
- 2) 1,2D + 1,2 SDL + 1,6 L
- 3) $(1,2 + 0,2SDS) DL + (1,2 + 0,2SDS) SDL + 0,3. \rho . Ex + 1. \rho . Ey + L$



Gambar 5.8 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 3

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

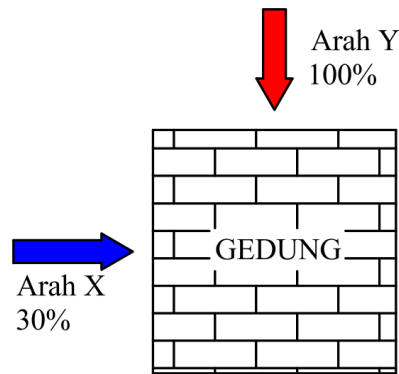
$$4) (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{SDL} - 0,3. \rho . \text{Ex} + 1. \rho . \text{Ey} + \text{L}$$



Gambar 5.9 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 4

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

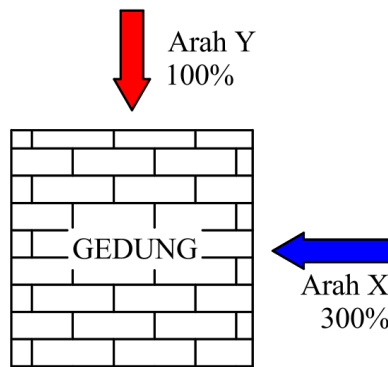
$$5) (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{SDL} + 0,3. \rho . \text{Ex} - 1. \rho . \text{Ey} + \text{L}$$



Gambar 5.10 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 5

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

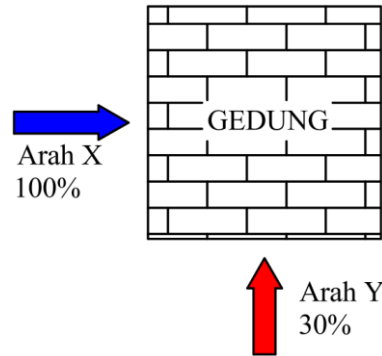
$$6) (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{SDL} - 0,3. \rho . \text{Ex} - 1. \rho . \text{Ey} + \text{L}$$



Gambar 5.11 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 6

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

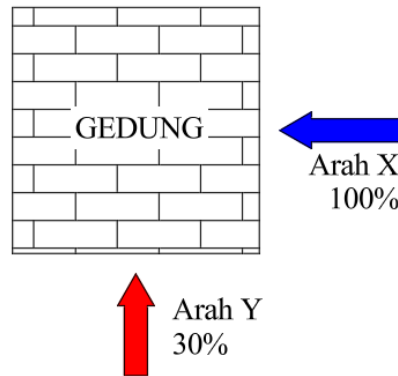
7) $(1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{SDL} + 1. \rho \cdot \text{Ex} + 0,3. \rho \cdot \text{Ey} + \text{L}$



Gambar 5.12 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 7

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

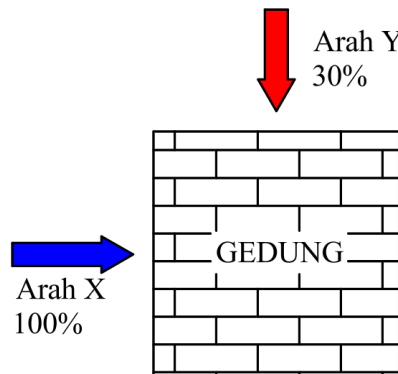
8) $(1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{SDL} - 1. \rho \cdot \text{Ex} + 0,3. \rho \cdot \text{Ey} + \text{L}$



Gambar 5.13 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 8

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

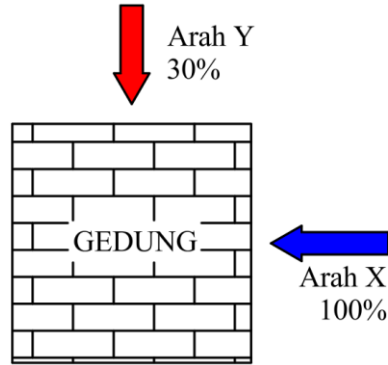
9) $(1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{SDL} + 1. \rho \cdot \text{Ex} - 0,3. \rho \cdot \text{Ey} + \text{L}$



Gambar 5.14 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 9

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

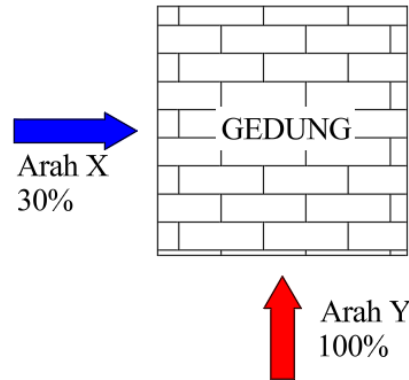
$$10) (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (1,2 + 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} - 1. \rho . \text{Ex} - 0,3. \rho . \text{Ey} + \text{L}$$



Gambar 5.15 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 10

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

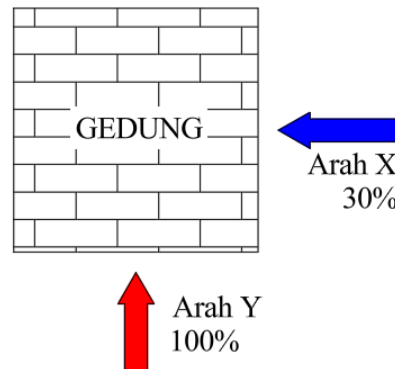
$$11) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} + 0,3. \rho . \text{Ex} + 1. \rho . \text{Ey}$$



Gambar 5.16 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 11

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

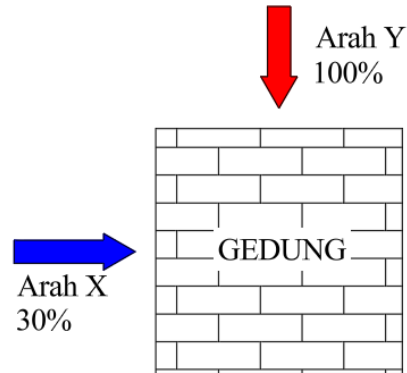
$$12) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} - 0,3. \rho . \text{Ex} + 1. \rho . \text{Ey}$$



Gambar 5.17 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 12

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

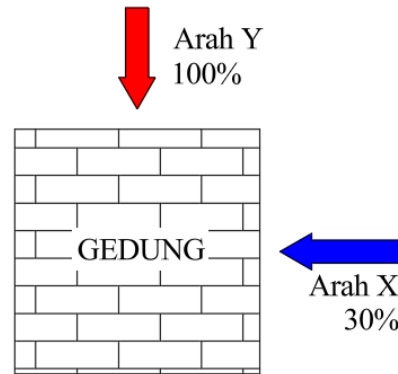
$$13) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} + 0,3. \rho . \text{Ex} - 1. \rho . \text{Ey}$$



Gambar 5.18 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 13

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

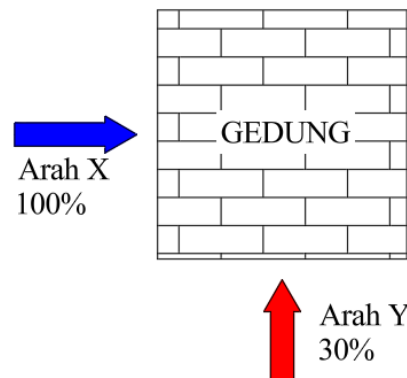
$$14) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} - 0,3. \rho . \text{Ex} - 1. \rho . \text{Ey}$$



Gambar 5.19 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 14

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

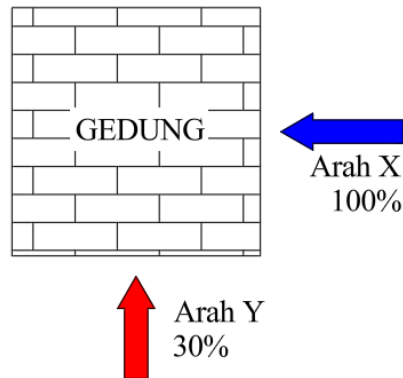
$$15) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} + 1. \rho . \text{Ex} + 0,3. \rho . \text{Ey}$$



Gambar 5.20 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 15

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

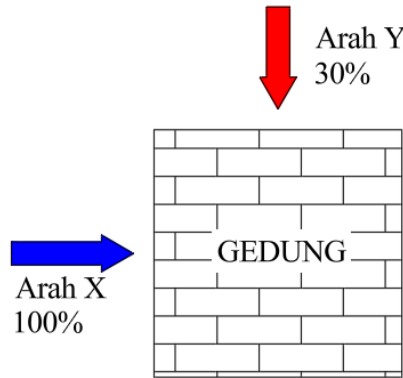
$$16) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} - 1. \rho \cdot E_x + 0,3. \rho \cdot E_y$$



Gambar 5.21 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 16

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

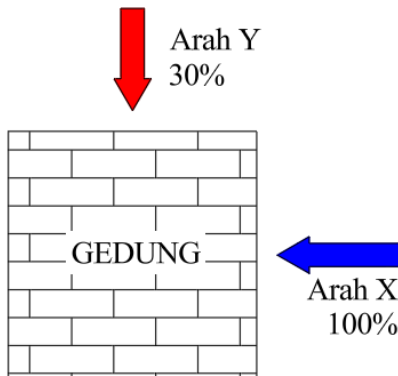
$$17) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} + 1. \rho \cdot E_x - 0,3. \rho \cdot E_y$$



Gambar 5.22 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 17

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$18) (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ DL} + (0,9 - 0,2\text{SDS}) \text{ SDL} - 1. \rho \cdot E_x - 0,3. \rho \cdot E_y$$



Gambar 5.23 Ilustrasi Arah Gaya Gempa Kombinasi 18

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

j. Rekapitulasi kombinasi beban yang digunakan

Dalam hal ini, faktor redudansi (ρ) = 1,3 dan $S_d = 0,6638$. Sehingga kombinasi pembebanan menjadi sebagai berikut.

Tabel 5.10 Rekapitulasi Kombinasi Beban

Kombinasi	Jenis Beban				
	DL	SDL	LL	EX	EY
K1	1,4	1,4	-	-	-
K2	1,2	1,2	1,6	-	-
K3	1,333	1,333	1	0,39	1,3
K4	1,333	1,333	1	-0,39	1,3
K5	1,333	1,333	1	0,39	-1,3
K6	1,333	1,333	1	-0,39	-1,3
K7	1,333	1,333	1	1,3	0,39
K8	1,333	1,333	1	-1,3	0,39
K9	1,333	1,333	1	1,3	-0,39
K10	1,333	1,333	1	-1,3	-0,39
K11	0,767	0,767	-	0,39	1,3
K12	0,767	0,767	-	-0,39	1,3
K13	0,767	0,767	-	0,39	-1,3
K14	0,767	0,767	-	-0,39	-1,3
K15	0,767	0,767	-	1,3	0,39
K16	0,767	0,767	-	-1,3	0,39
K17	0,767	0,767	-	1,3	-0,39
K18	0,767	0,767	-	-1,3	-0,39

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.4 Perkiraan Awal Dimensi Struktur

5.4.1 Perkiraan awal dimensi balok

Pada preliminary design balok mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1 Hal 180. Dikarenakan jarak antar kolom simetris, maka bentang terpanjang diambil 6m. Untuk pengecekan batasan dimensi balok pada SRPMK akan dibahas selanjutnya.

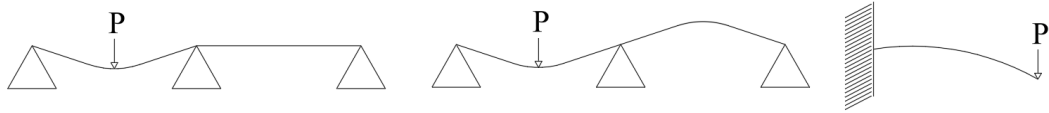
Tabel 5.11 Pemilihan Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi perletakan	Minimum, h
Perletakan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/5$

(Sumber : SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1 Hal 180)

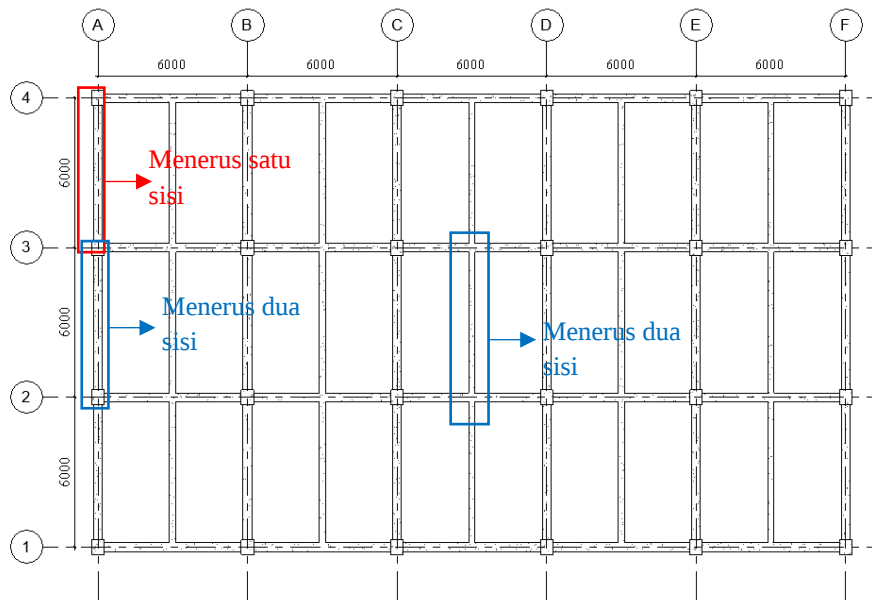
Kondisi perletakan sederhana yaitu balok yang menahan suatu beban di satu bentang dan menyebabkan momen lentur dan kelengkungan hanya pada batang tersebut. Kondisi perletakan menerus yaitu balok yang menahan suatu beban di satu bentang yang dapat menyebabkan timbulnya momen dan kelengkungan pada

bentang tersebut dan pada bentang lainnya. Kondisi perletakan kantilever yaitu balok yang dijepit kaku pada satu sisinya sedangkan ujung lainnya bebas. Pada penelitian ini kondisi perletakan balok ada yang mengalami kondisi perletakan menerus satu sisi atau menerus dua sisi.



Gambar 5.24 Ilustrasi Kondisi Perletakan (a) Perletakan sederhana, (b) Perletakan menerus, dan (c) Perletakan kantilever

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.25 Ilustrasi Kondisi Perletakan Balok Pada Penelitian

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

a. Balok induk (B1)

$$h = \frac{\text{Panjang Bentang}}{18,5} = \frac{6000}{18,5} = 324,324 \text{ mm, digunakan } 500 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5 \times h = 0,5 \times 500 = 250 \text{ mm}$$

$$b_{\max} = 0,75 \times h = 0,75 \times 500 = 375 \text{ mm}$$

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

b. Balok induk (B2)

$$h = \frac{\text{Panjang Bentang}}{18,5} = \frac{6000}{18,5} = 324,324 \text{ mm, digunakan } 450 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5 \times h = 0,5 \times 450 = 225 \text{ mm}$$

$$b_{\max} = 0,75 \times h = 0,75 \times 450 = 337,5 \text{ mm}$$

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

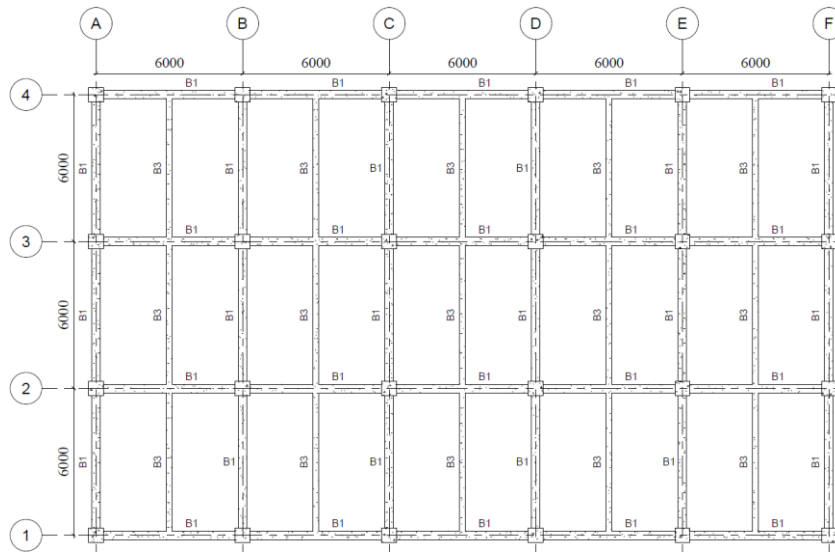
c. Balok anak (B3)

$$h = \frac{\text{Panjang Bentang}}{18,5} = \frac{6000}{21} = 285,714 \text{ mm, digunakan } 400 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 0,5 \times h = 0,5 \times 400 = 200 \text{ mm}$$

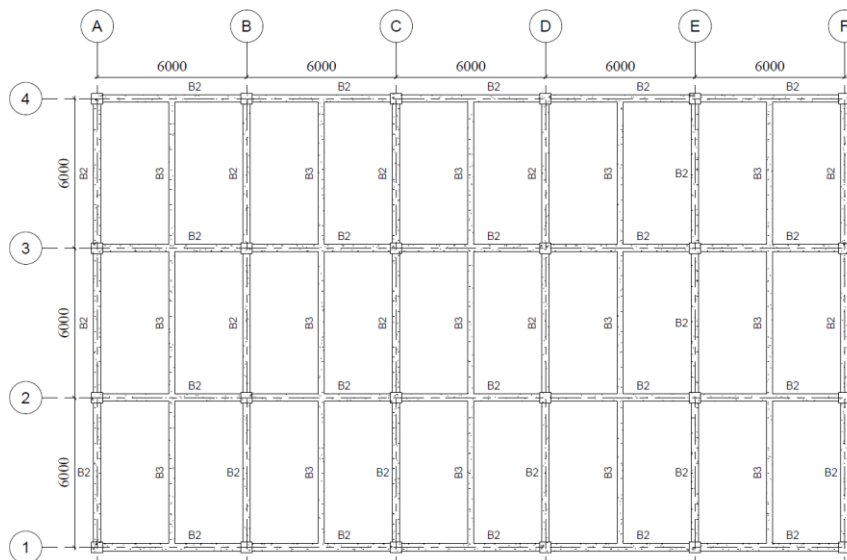
$$b_{\max} = 0,75 \times h = 0,75 \times 400 = 300 \text{ mm}$$

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



Gambar 5.26 Denah Balok Lantai 1-5

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

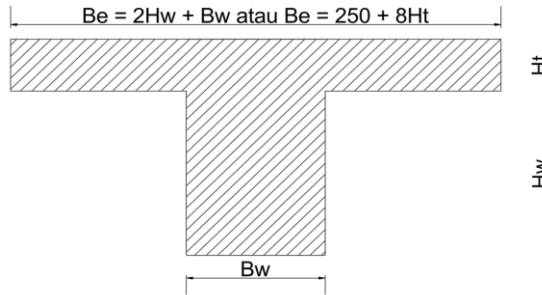


Gambar 5.27 Denah Balok Lantai 6-10

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.4.2 Perkiraan awal dimensi pelat

Batasan dimensi pelat mengacu pada Tabel 8.3.1.2 SNI 2847:2019 Hal 134. Pada penelitian ini tebal pelat diasumsikan sebesar 130 mm.



Gambar 5.28 Penampang Balok – Pelat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan preliminary design, ditentukan bahwa nilai $B_w = 250$ mm, $H_w = 270$ mm, dan $H_t = 130$ mm.

$$Be_1 = 2 H_w \times B_w = 2 \times 270 \times 250 = 790 \text{ mm}$$

$$Be_2 = B_w + 8 H_t = 250 + 8 \times 130 = 1290 \text{ mm}$$

Be diambil dari nilai terkecil dari dua diatas yaitu sebesar 790 mm. Kemudian dihitung nilai titik berat penampang (y) dari balok T untuk kemudian dihitung momen inersianya.

$$\begin{aligned} \text{Luas bagian sayap} &= B_e \times H_t \\ &= 790 \times 130 = 102700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bagian badan} &= B_w \times H_w = 250 \times 270 \\ &= 67500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total penampang} &= 102700 + 67500 \\ &= 170200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik berat penampang} &= \frac{102700 \times \left(\frac{130}{2}\right) + 67500 \times \left(130 + \frac{270}{2}\right)}{170200} \\ &= 144,318 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen inersia balok T:

$$\begin{aligned} I_b &= \left(\frac{1}{12} \times 790 \times 130^3\right) + \left(102700 \times \left(144,318 - \left(\frac{130}{2}\right)\right)^2\right) + \left(\frac{1}{12} \times 250 \times 270^3\right) \\ &\quad + \left(67500 \times \left(144,318 - \left(130 + \frac{270}{2}\right)\right)^2\right) \end{aligned}$$

$$= 2183899273 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat arah pendek:

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} \times L_y \times H t^3 \\ &= \frac{1}{12} \times (6000 - 250) \times 130^3 \\ &= 1052729167 \text{ mm}^4 \\ \alpha_{fs} &= \frac{E_b \times I_b}{E_s \times I_s} = \frac{4700 \sqrt{30} \times 2183899273}{4700 \sqrt{30} \times 1052729167} = 2,0745 \end{aligned}$$

Momen inersia pelat arah panjang:

$$\begin{aligned} I_l &= \frac{1}{12} \times L_x \times H t^3 \\ &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{6000}{2} - \frac{250}{2} - \frac{250}{2} \right) \times 130^3 \\ &= 503479166,7 \text{ mm}^4 \\ \alpha_{fl} &= \frac{E_b \times I_b}{E_s \times I_l} = \frac{4700 \sqrt{30} \times 2183899273}{4700 \sqrt{30} \times 503479166,7} = 4,338 \end{aligned}$$

Kemudian dapat dihitung nilai α_{fm} dan β , untuk menentukan tebal pelat minimum sesuai dengan SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2 Hal 134.

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{fs} + \alpha_{fl}}{2} = \frac{2,0745 + 4,338}{2} = 3,206$$

Tabel 5.12 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Dengan Balok Di Antara Tumpuan Pada Semua Sisinya

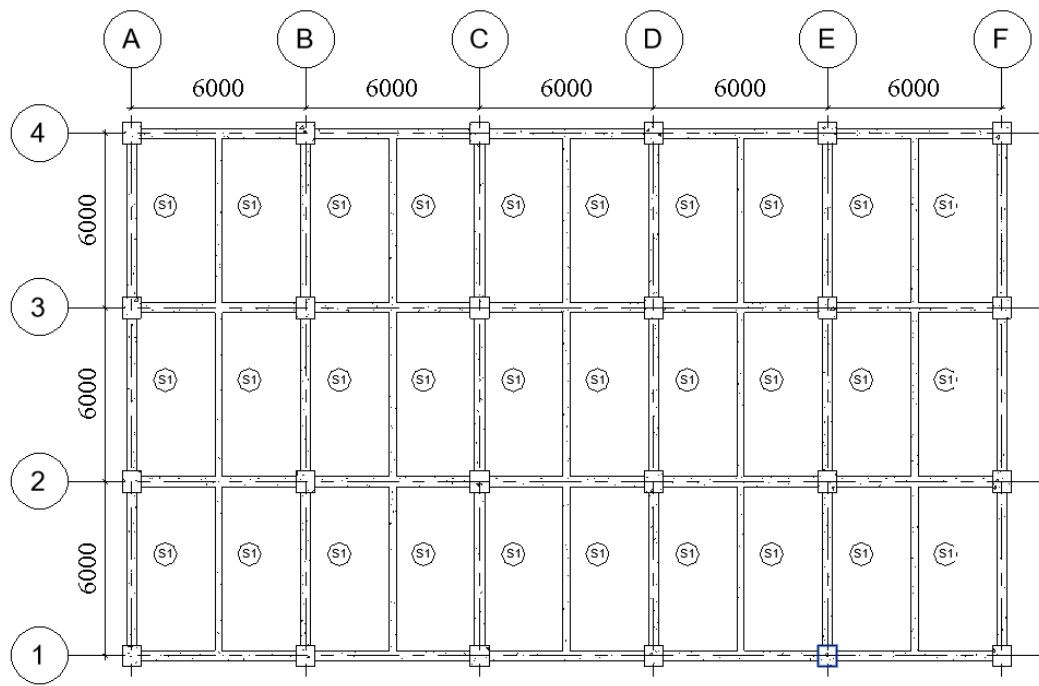
α_{fm}	h minimum, mm		
$\alpha_{fm} < 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fm} \geq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

(Sumber: Tabel 8.3.1.2 SNI 2847:2019 Hal 134)

Karena $\alpha_{fm} > 2$, maka tebal minimum h:

$$\begin{aligned}\beta &= \frac{6000}{\frac{6000}{2}} \\ &= 2 \\ l_n &= 6000 \text{ mm} \\ h &= \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{6000 \left(0,8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(2)} \\ &= 122,222 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka perkiraan awal dengan tebal pelat sebesar 130mm telah memenuhi syarat dan dapat digunakan.

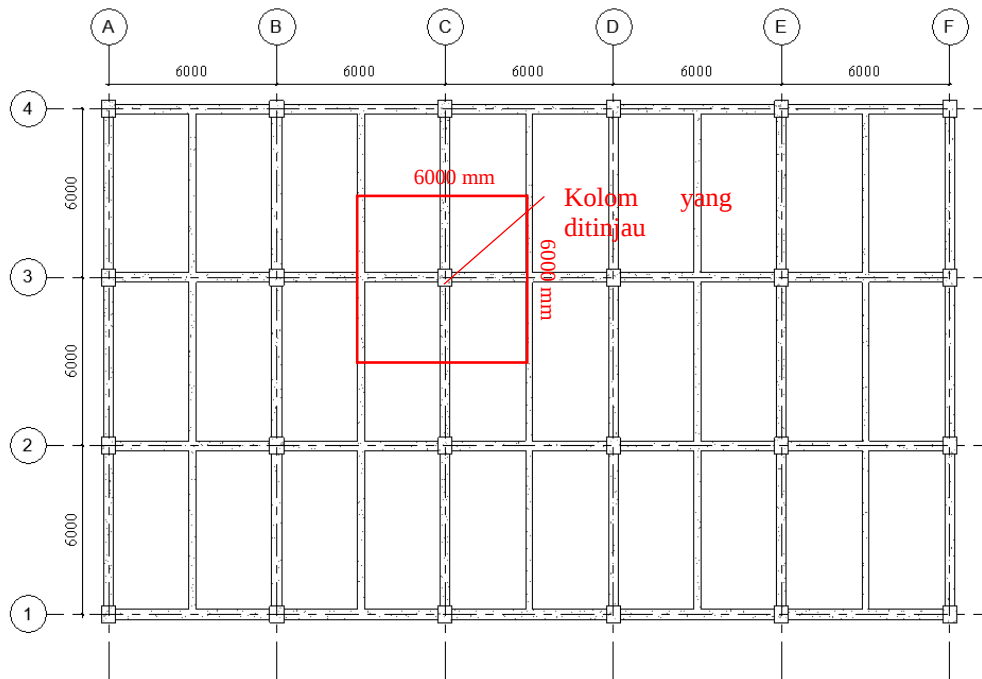


Gambar 5.29 Denah Pelat Lantai 1-10

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

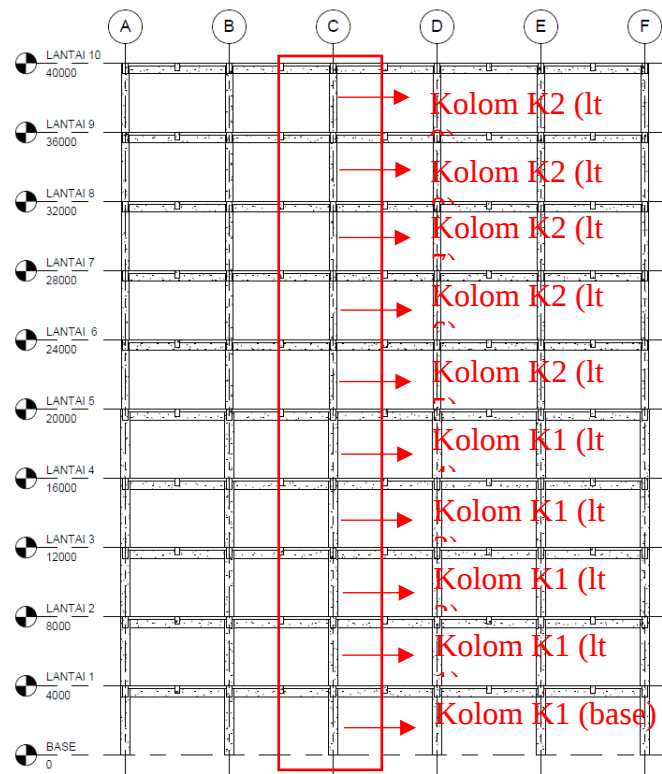
5.4.3 Perkiraan awal dimensi kolom

Untuk memperkirakan dimensi awal kolom kita perlu mengambil sebuah kolom yang sekiranya memikul beban terbesar. Pada kasus ini diambil kolom yang berada di tengah bangunan yaitu pada grid C3.



Gambar 5.30 Lokasi Kolom Yang Ditinjau

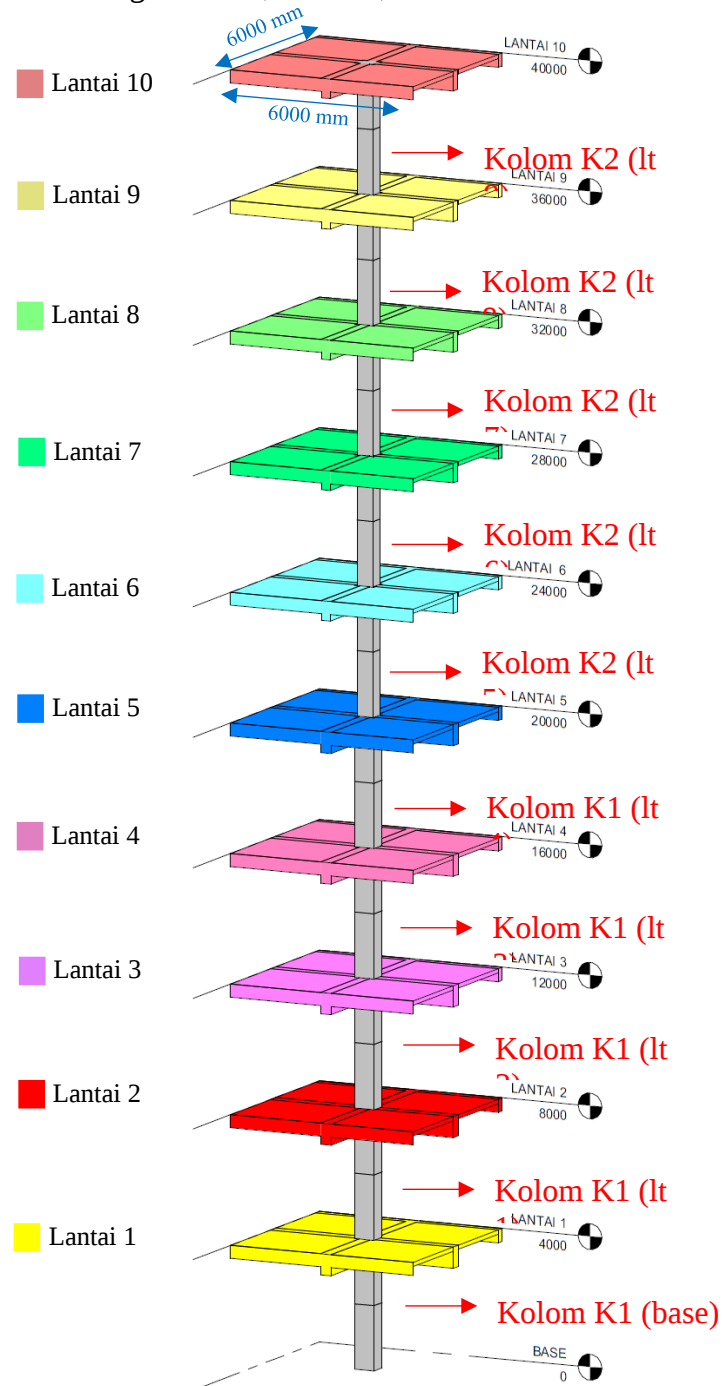
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.31 Potongan Kolom Yang Ditinjau

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Untuk mencari dimensi kolom yang dibutuhkan, perlu dicari terlebih dahulu beban yang dipikul oleh kolom tersebut. Dikarenakan jarak antar kolom C-3 dengan kolom disekitarnya yang simetris maka luas beban yang dipikul oleh kolom C-3 seluas 6m x 6m dihitung dari as kolom C-3. Berikut perhitungan beban yang dipikul kolom C-3 dengan kombinasi gravitasi 1,2DL + 1,6LL.



Gambar 5.32 3D Tributary Area Kolom C-3

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Setelah beban diketahui, maka dapat dicari kebutuhan dimensi kolom dengan menggunakan rumus tegangan (σ)

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Dalam penelitian ini digunakan tegangan beton (f_c') sebesar 30 Mpa, namun untuk mencari kebutuhan dimensi kolom dalam persamaan digunakan tegangan beton maksimal sebesar $0,4f_c'$ karena beton masih bersifat elastis. Dalam penelitian ini digunakan nilai $0,4f_c'$ dengan harapan dapat digunakan dimensi kolom sekecil mungkin.

a. Kolom (K2) lt 9

Berikut pembebanan tributary area lantai 10.

Tabel 5.13 Pembebanan Tributary Area Lantai 10

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B2		0,25	0,45	12	2400	3240	kg
2	Balok	B3		0,25	0,4	6	2400	1440	kg
3	Pelat		36		0,13		2400	11232	kg
4	Plester 2cm		36				53	1908	kg
5	Keramik		36				24	864	kg
6	MEP		36				25	900	kg
7	Plafond dan penggantung		36				18	648	kg
8	LL Atap		36				367,0978	13215,5	kg
Total Beban mati								15912	kg
Total Beban mati tambahan								4320	kg
Total Beban hidup								13215,5	kg
Total Pembebanan (kombinasi 2) 1,2(DL+SDL)+1,6LL								45423,2	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Setelah mencari beban yang dipikul oleh kolom, selanjutnya bisa dicari dimensi kolom yang dibutuhkan sesuai beban yang dipikul. Berikut perhitungan dimensi kolom yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban lt 10}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{45423,2}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 19,27 \text{ cm,}
 \end{aligned}$$

Dipakai dimensi 45cm x 45cm mengikuti kebutuhan dimensi kolom lt 5 yang akan dihitung selanjutnya.

b. Kolom (K2) lt 8

Berikut pembebanan tributary area lantai 5-9.

Tabel 5.14 Pembebanan Tributary Area Per Lantai 5-9

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B2		0,25	0,45	12	2400	3240	kg
2	Balok	B3		0,25	0,4	6	2400	1440	kg
3	Kolom	K2		0,45	4	0,45	2400	1944	kg
4	Pelat		36		0,13		2400	11232	kg
5	Plester 2cm		36				53	1908	kg
6	Keramik		36				24	864	kg
7	MEP		36				25	900	kg
8	Plafond dan penggantung		36				18	648	kg
9	LL Atap		36				244,7319	8810,45	kg
Total Beban mati								17856	kg
Total Beban mati tambahan								4320	kg
Total Beban hidup								8810,45	kg
Total Pembebanan (kombinasi 2) 1,2(DL+SDL)+1,6LL								40707,8	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{40707,8 + 45423,2}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 26,53 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 45\text{cm} \times 45\text{cm}.
 \end{aligned}$$

c. Kolom (K2) lt 7

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{40707,8 + 45423,2 \times 2}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 32,2 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 45\text{cm} \times 45\text{cm}.
 \end{aligned}$$

d. Kolom (K2) lt 6

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{40707,8 + 45423,2 \times 3}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 37 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 45\text{cm} \times 45\text{cm}.
 \end{aligned}$$

e. Kolom (K2) lt 5

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7 + lt 6)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{40707,8 + 45423,2 \times 4}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 41,25 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 45\text{cm} \times 45\text{cm.}
 \end{aligned}$$

f. Kolom (K1) lt 4

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7 + lt 6 + lt 5)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{40707,8 + 45423,2 \times 5}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 45,1 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dipakai dimensi 60cm x 60cm mengikuti kebutuhan dimensi pedestal yang akan dihitung selanjutnya.

g. Kolom (K1) lt 3

Berikut pembebanan tributary area per lantai 1-4.

Tabel 5.15 Pembebanan Tributary Area Per Lantai 1-4

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B1		0,25	0,5	12	2400	3600	kg
2	Balok	B3		0,25	0,4	6	2400	1440	kg
3	Kolom	K1		0,6	4	0,6	2400	3456	kg
4	Pelat		36		0,13		2400	11232	kg
5	Plester 2cm		36				53	1908	kg
6	Keramik		36				24	864	kg
7	MEP		36				25	900	kg
8	Plafond dan penggantung		36				18	648	kg
9	LL Perkantoran		36				244,7319	8810,45	kg
Total Beban mati								19728	kg
Total Beban mati tambahan								4320	kg
Total Beban hidup								8810,45	kg
Total Pembebanan (kombinasi 2) 1,2(DL+SDL)+1,6LL								42954,2	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7 + lt 6 + lt 5 + lt 4)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{43818,157 + 46719,235 \times 5 + 42954,2}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 48,84 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 60\text{cm} \times 60\text{cm}.
 \end{aligned}$$

h. Kolom (K1) lt 2

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7 + lt 6 + lt 5 + lt 4 + lt 3)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{43818,157 + 46719,235 \times 5 + 42954,2 \times 2}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 52,31 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 60\text{cm} \times 60\text{cm}.
 \end{aligned}$$

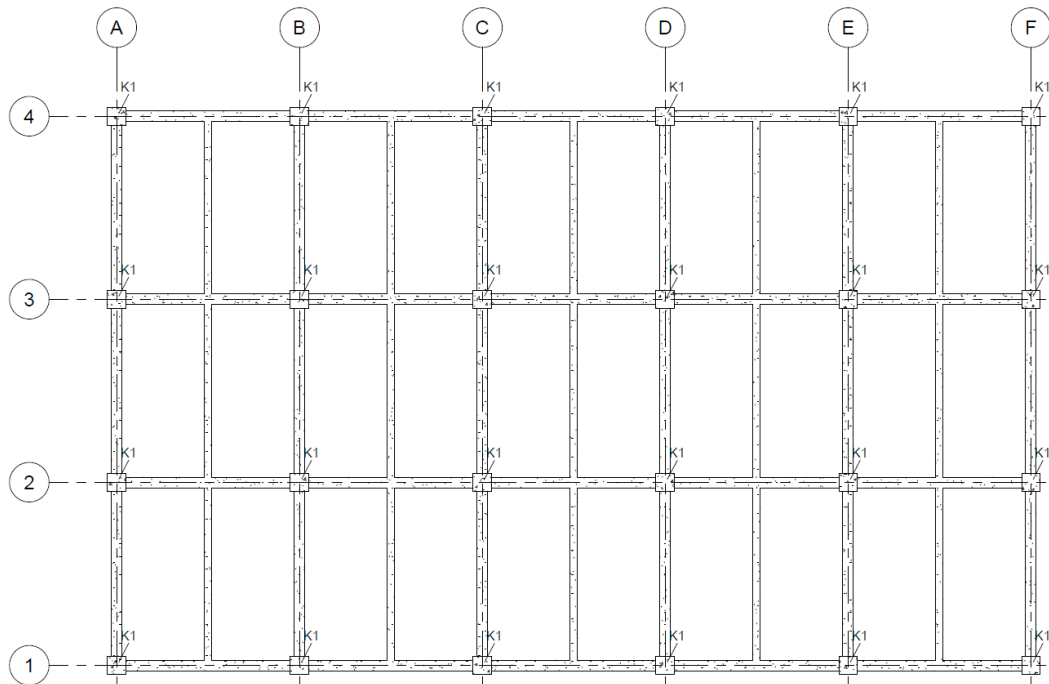
i. Kolom (K1) lt 1

$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7 + lt 6 + lt 5 + lt 4 + lt 3 + lt 2)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{43818,157 + 46719,235 \times 5 + 42954,2 \times 3}{0,4 \times 305,915}} \\
 &= 55,57 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 60\text{cm} \times 60\text{cm}.
 \end{aligned}$$

j. Kolom (K1) pedestal

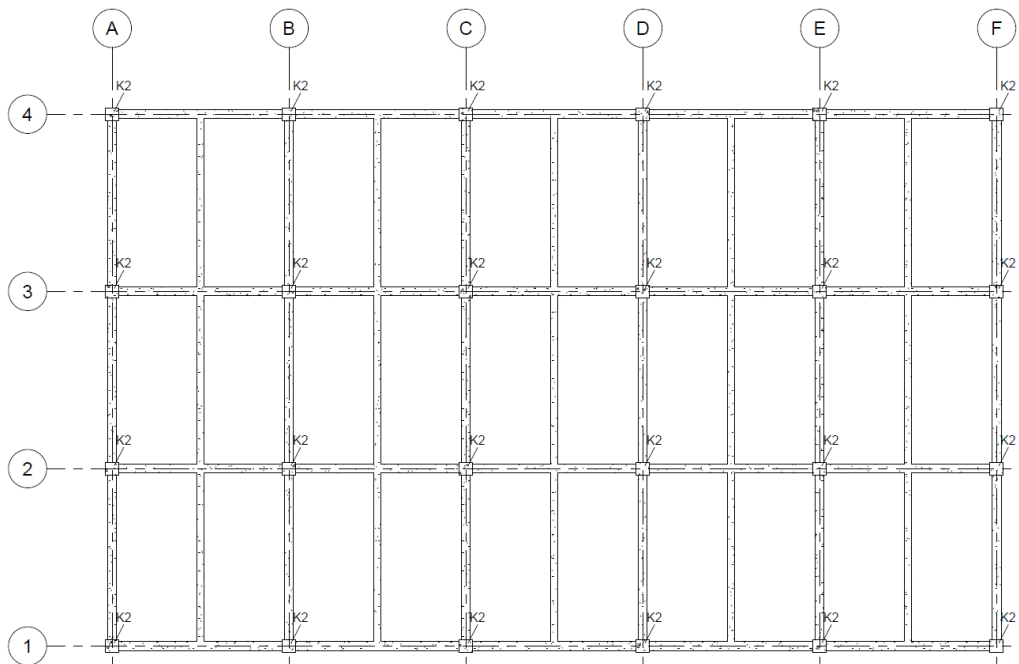
$$\begin{aligned}
 b = h &= \sqrt{\frac{\text{Beban (lt 10 + lt 9 + lt 8 + lt 7 + lt 6 + lt 5 + lt 4 + lt 3 + lt 2 + lt 1)}}{0,4 \times f_c}} \\
 &= \sqrt{\frac{43818,157 + 46719,235 \times 5 + 42954,2 \times 4}{0,3 \times 305,915}} \\
 &= 58,64 \text{ cm, dipakai dimensi kolom } 60\text{cm} \times 60\text{cm}.
 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan perhitungan, didapat dimensi kolom (K1) sebesar 60cm x 60cm dan dimensi kolom (K2) sebesar 45cm x 45cm. Untuk pengecekan batasan dimensi kolom pada SRPMK akan dibahas pada poin selanjutnya.



Gambar 5.33 Denah Kolom Lantai 1-4

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.34 Denah Kolom Lantai 5-9

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.5 Permodelan Struktur

Struktur dimodelkan pada perangkat lunak *ETABS* dan *TSD*. Struktur dimodelkan dalam skala 3 dimensi dengan memasukkan elemen struktur yang berupa kolom,

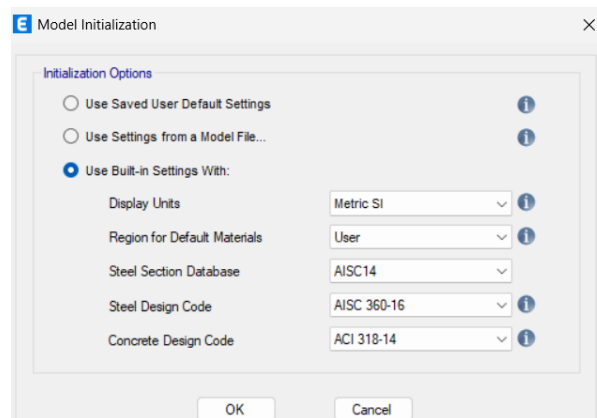
balok, dan pelat. Pelat beton dimodelkan sebagai *shell* (pada *ETABS*) dan *slab on beams* (pada *TSD*) dengan asumsi pelat membantu dalam menahan gaya yang terjadi. Beban struktur meliputi beban mati (DL), beban mati tambahan (SDL), beban hidup (LL), dan beban gempa. Jenis tumpuan berupa perletakan jepit. Tahapan permodelan pada kedua perangkat lunak tidak jauh berbeda.

5.5.1 Permodelan struktur pada *ETABS*

Berikut step step permodelan struktur pada perangkat lunak *ETABS*.

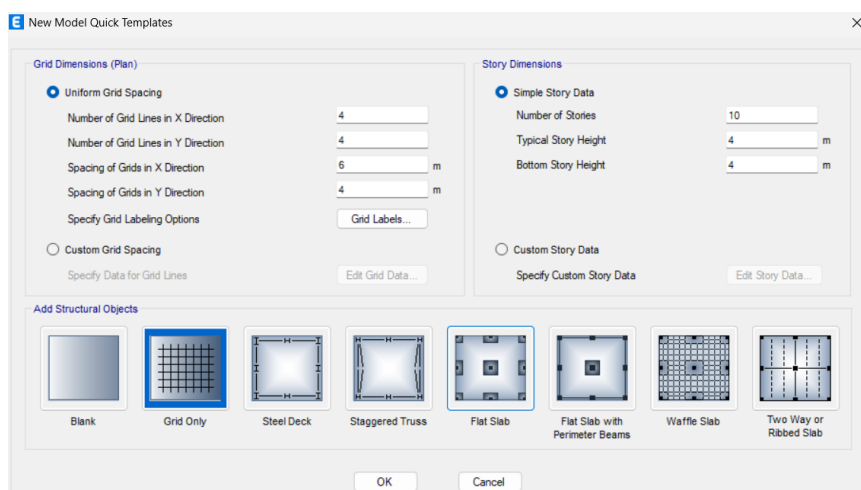
a. Pengaturan permodelan dan pembuatan grid

Permodelan menggunakan unit *Metric SI* dengan kode desain beton ACI 318:14 sesuai acuan dari standar peraturan Indonesai yaitu SNI 2847:2019. Grid dan jumlah lantai mengikuti data pada poin sebelumnya.



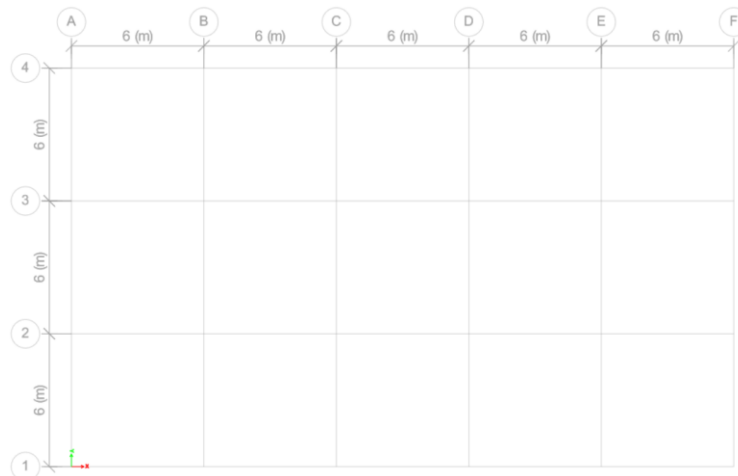
Gambar 5.35 Pengaturan Permodelan Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.36 Pengaturan *Grid* Dan *Story* Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

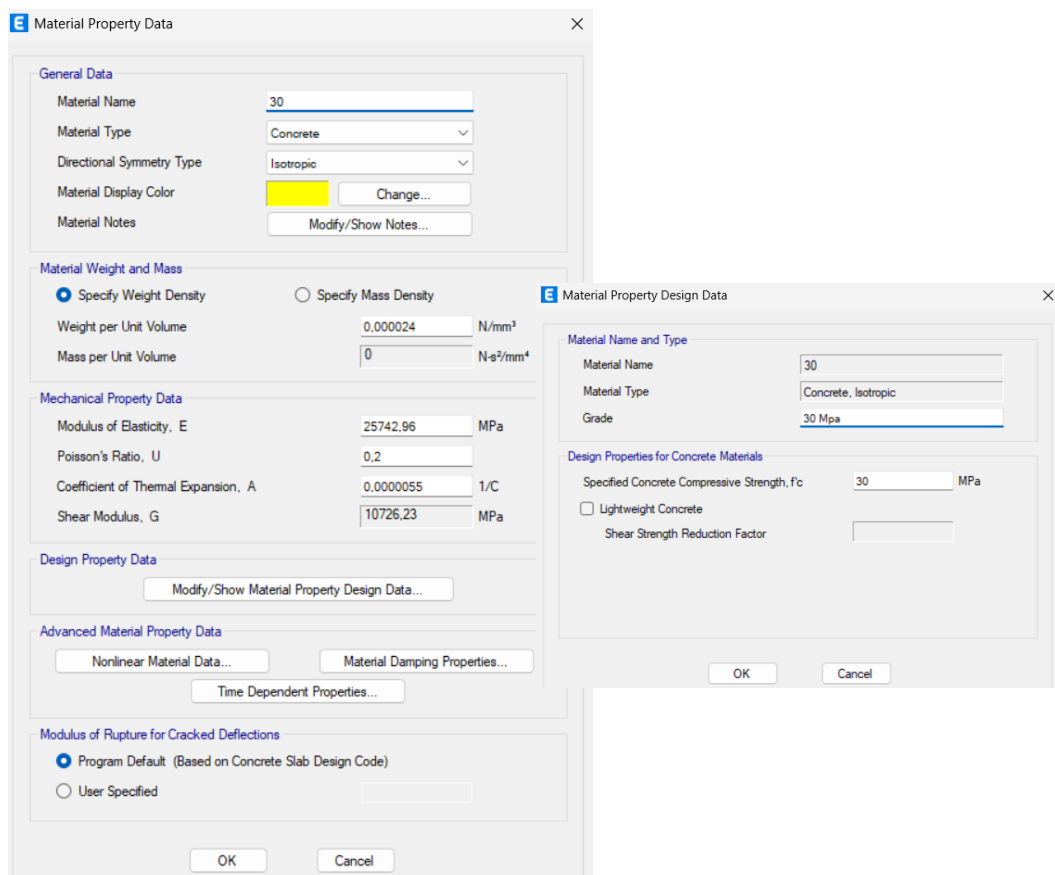


Gambar 5.37 Denah *Grid* Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

b. Pendefinisian material

Material beton menggunakan mutu benton $f_c' 30 \text{ Mpa}$, berat jenis 2400 kg/m^3 , dan modulus elastisitas beton sebesar $4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$.



Gambar 5.38 Pendefinisian Material Beton $F_c' 30 \text{ Mpa}$ Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

c. Pendefinisian elemen struktur (balok kolom pelat)

Berikut ukuran elemen struktur:

Ukuran balok induk (B1) = 250 x 500 mm

Ukuran balok induk (B2) = 250 x 450 mm

Ukuran balok anak (B3) = 250 x 400 mm

Ukuran kolom (K1) = 600 x 600 mm

Ukuran kolom (K2) = 450 x 450 mm

Ukuran pelat = 130 mm dimodelkan sebagai *membrane*

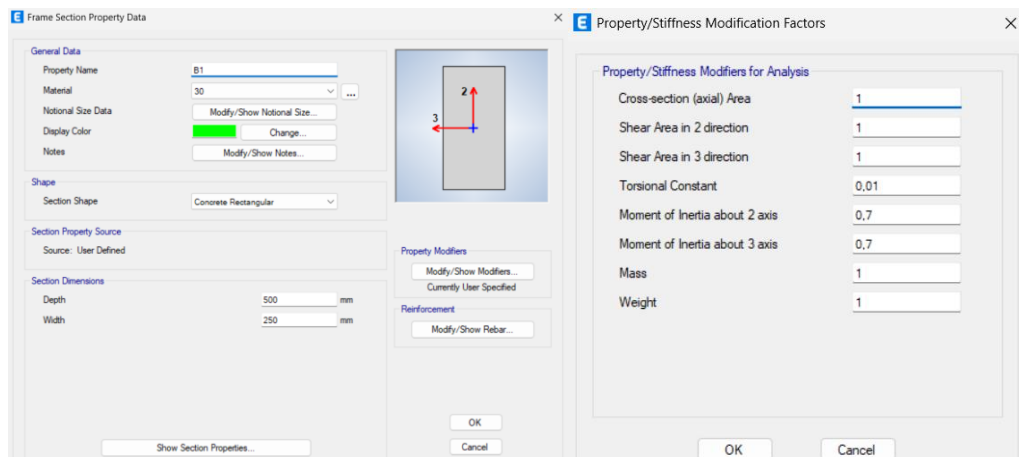
Pada pendefinisian elemen struktur, dibutuhkan besaran momen inersia dan luas penampang yang diatur berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 6.6.3.1.1(a) atau Tabel 6.6.3.1.1(b) Hal 103.

Tabel 5.16 Momen Inersia Dan Luas Penampang Yang Diizinkan Untuk Analisis Elastis Pada Level Beban Terfaktor

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

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 6.6.3.1.1(a) Hal 103)

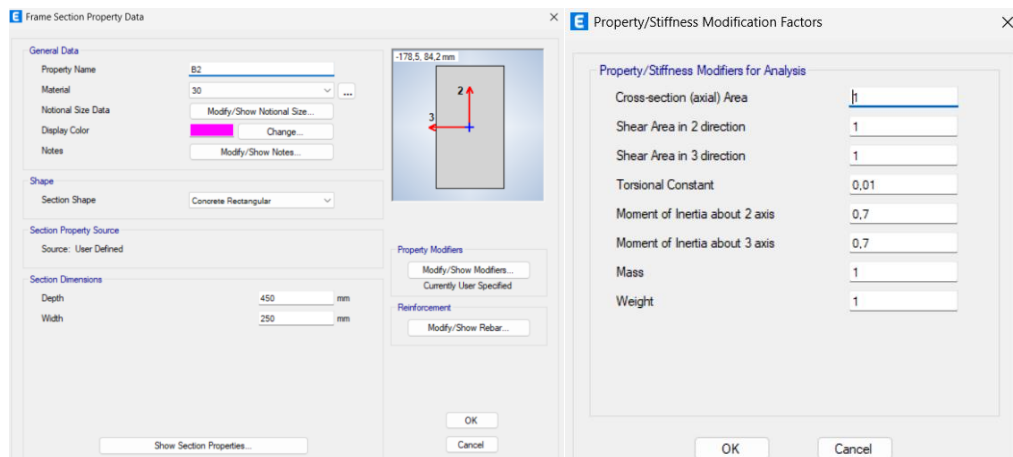
Berikut pendefinisian elemen balok induk (B1) 250 mm x 500 mm pada ETABS.



Gambar 5.39 Pendefinisian Elemen Balok Induk (B1) Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

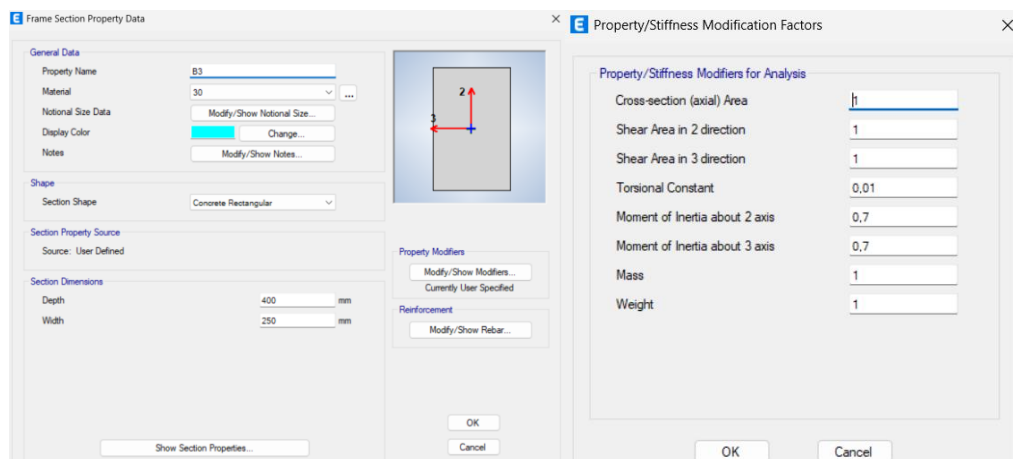
Berikut pendefinisian elemen balok induk (B2) 250 mm x 450 mm pada ETABS.



Gambar 5.40 Pendefinisian Elemen Balok Induk (B2) Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

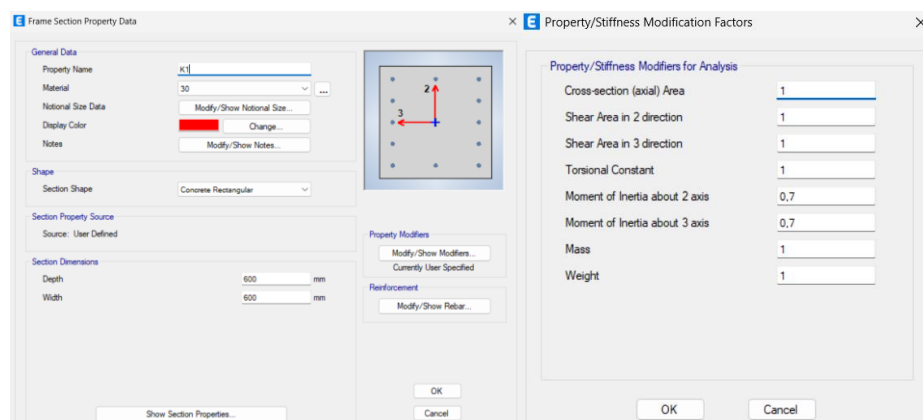
Berikut pendefinisian elemen balok anak (B3) 250 mm x 400 mm pada ETABS.



Gambar 5.41 Pendefinisian Elemen Balok Anak (B3) Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

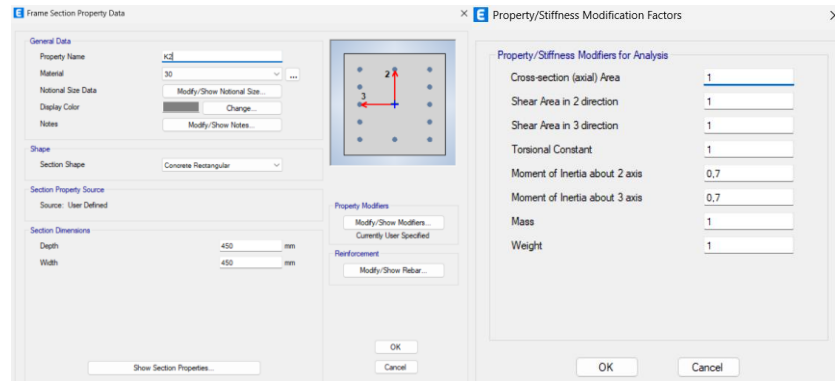
Berikut pendefinisian elemen kolom (K1) 600 mm x 600 mm pada ETABS.



Gambar 5.42 Pendefinisian Elemen Kolom (K1) Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

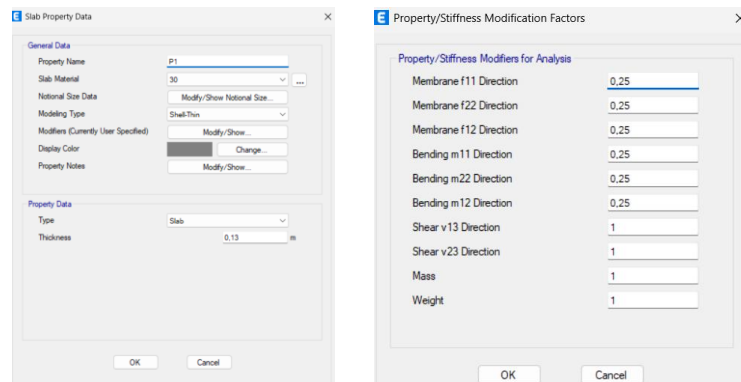
Berikut pendefinisian elemen kolom (K2) 450 mm x 450 mm pada *ETABS*.



Gambar 5.43 Pendefinisian Elemen Kolom (K2) Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut pendefinisian elemen pelat dengan tebal 130 mm pada *ETABS*.

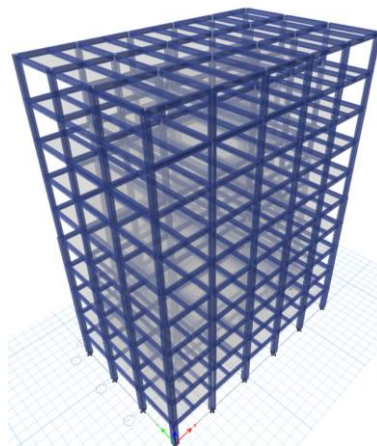


Gambar 5.44 Pendefinisian Elemen Pelat Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

d. Permodelan struktur pada *ETABS*

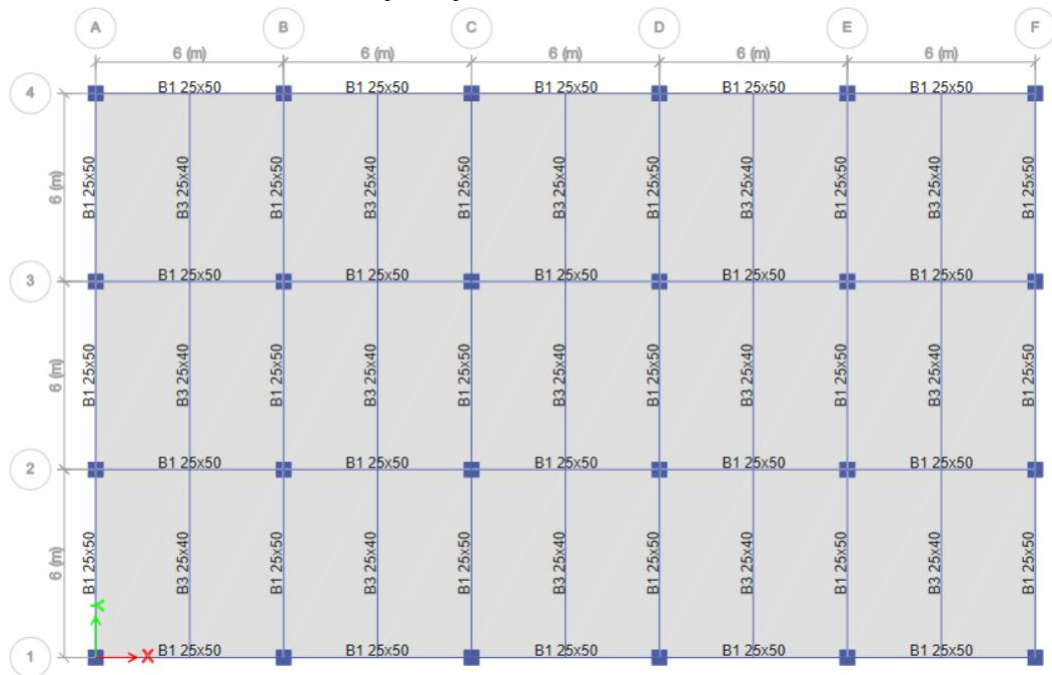
Berikut permodelan struktur pada *ETABS*.



Gambar 5.45 Permodelan Struktur Pada *ETABS*

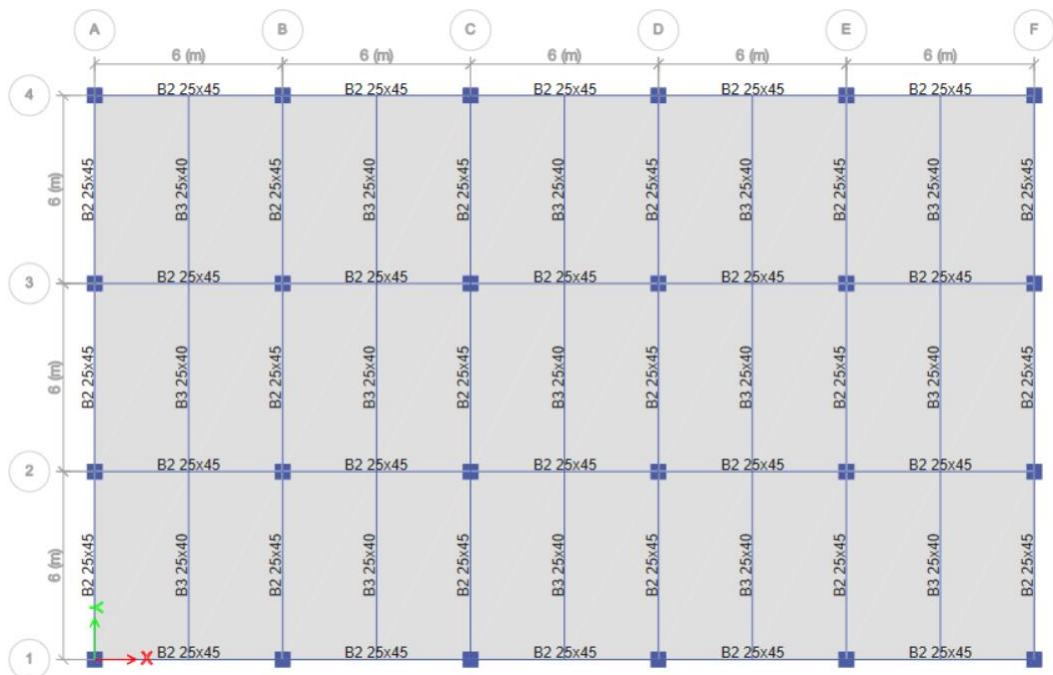
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut denah lantai 1-10 pada permodelan *ETABS*.



Gambar 5.46 Denah Lantai 1-5 Pada *ETABS*

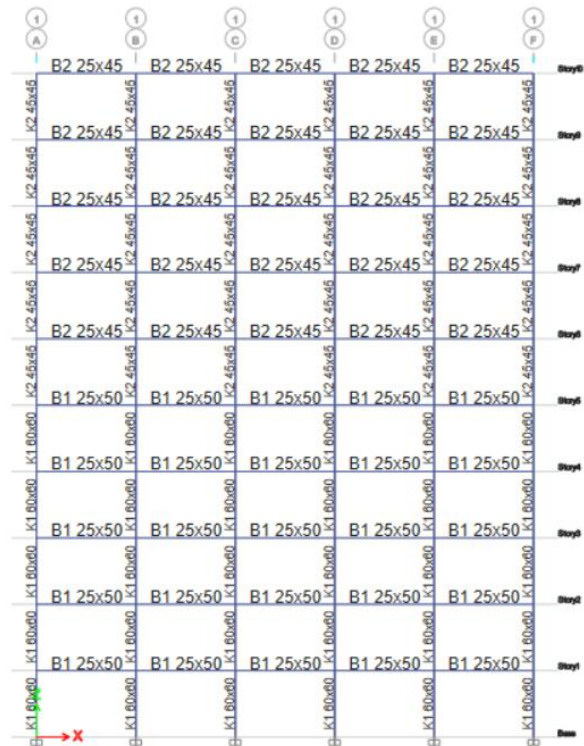
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.47 Denah Lantai 6-10 Pada *ETABS*

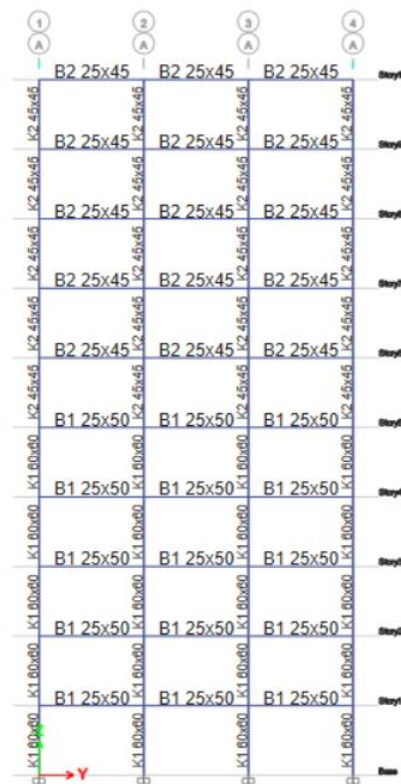
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut potongan 1-1 dan potongan A-A pada permodelan *ETABS*.



Gambar 5.48 Potongan 1 - 1 Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.49 Potongan A - A Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

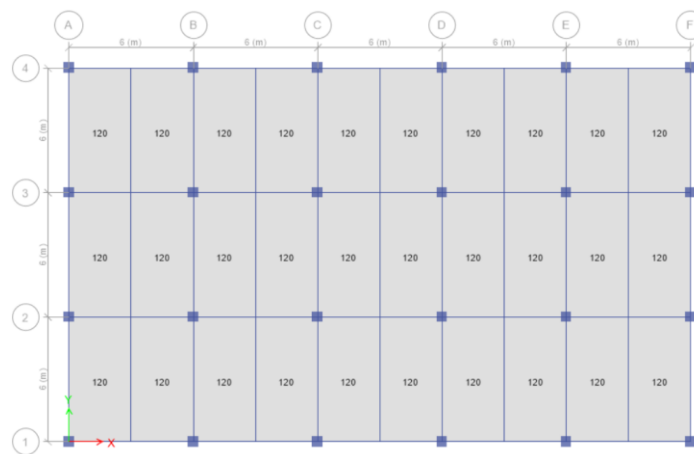
e. Penginputan beban

Beban yang diinput berupa beban mati tambahan (SDL), beban hidup (LL), dan beban gempa. Untuk beban mati (DL) dihitung secara otomatis oleh *ETABS*.

1) Beban mati tambahan (SDL)

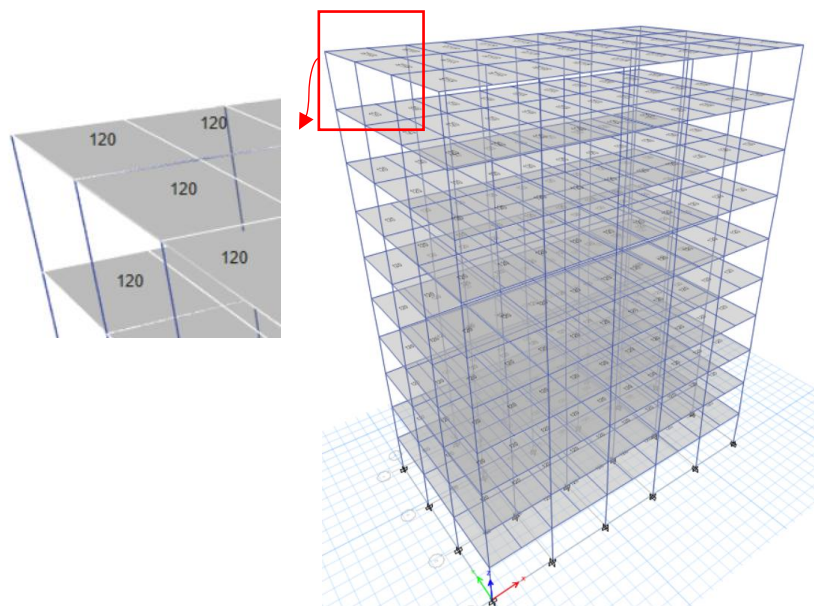
Beban mati tambahan berupa beban yang ada pada pelat yang telah dihitung sebelumnya sebesar 120 kg/m^2 pada semua lantai dan beban akibat dinding yang ada pada balok perimeter bangunan, khusus untuk lantai 10 tinggi dinding hanya 1m.

Beban mati tambahan (SDL) pelat lantai 1-10 = 120 kg/m^2



Gambar 5.50 Beban Mati Tambahan (SDL) Pelat Lantai 1-10 Pada *ETABS*

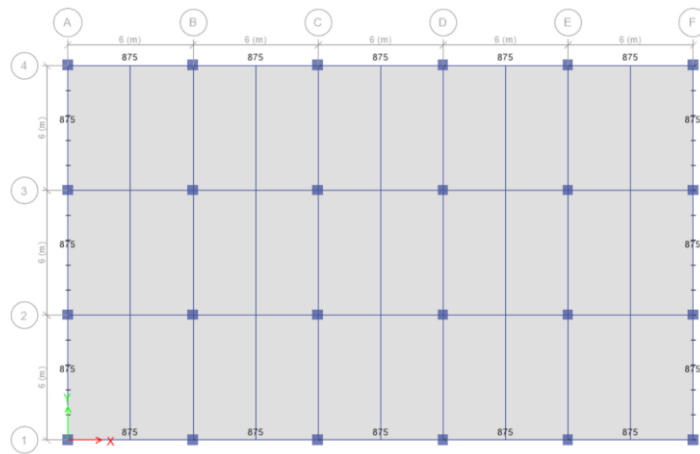
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.51 Tampak 3D Beban Mati Tambahan (SDL) Pelat Pada *ETABS*

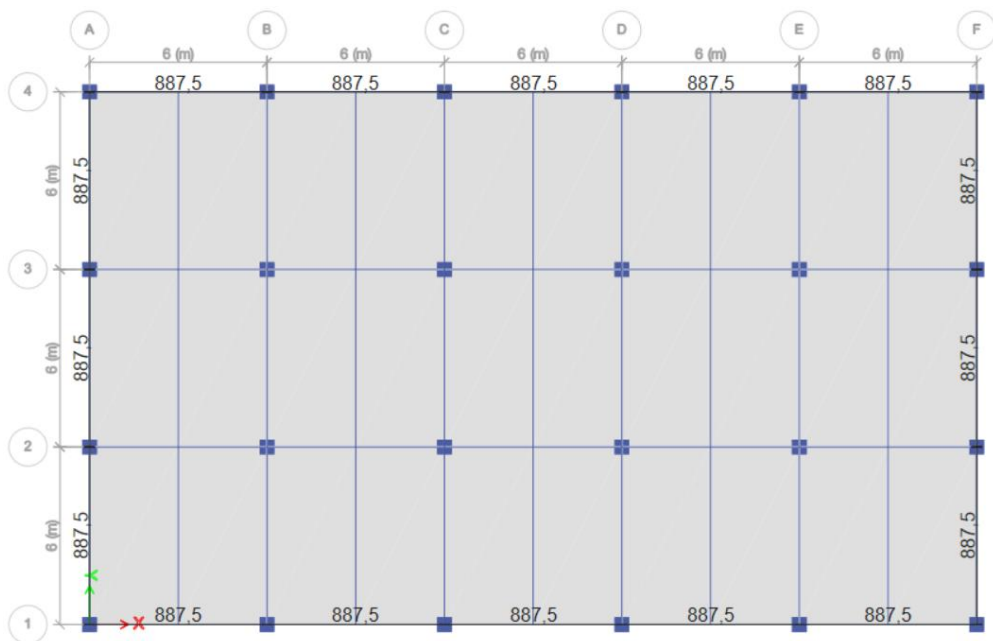
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}\text{Beban mati tambahan (SDL) dinding lantai 1-4} &= (4 - 0,5)\text{m} \times 250 \text{ kg/m}^2 \\ &= 875 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$



Gambar 5.52 Beban Mati Tambahan (SDL) Dinding Lantai 1-4 Pada *ETABS*
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}\text{Beban mati tambahan (SDL) dinding lantai 5-9} &= (4 - 0,45)\text{m} \times 250 \text{ kg/m}^2 \\ &= 887,5 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$



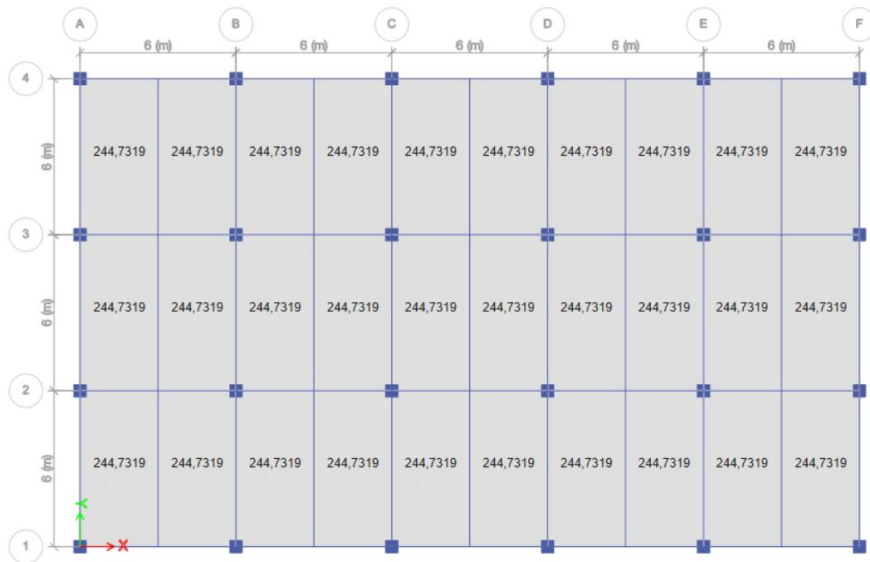
Gambar 5.53 Beban Mati Tambahan (SDL) Dinding Lantai 5-9 Pada *ETABS*
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}\text{Beban mati tambahan (SDL) dinding lantai 10} &= 1 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 \\ &= 250 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

2) Beban hidup (LL)

Beban hidup mengacu pada Tabel 4.3-1 SNI 1727:2020 Hal 26 yang terdistribusi pada pelat. Beban hidup pada lantai 1-9 dengan fungsi lantai perkantoran sebesar $2,4 \text{ kN/m}^2$ dan beban hidup pada lantai 10 dengan fungsi lantai balkon atau dak sebesar $1,5 \times 2,4 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

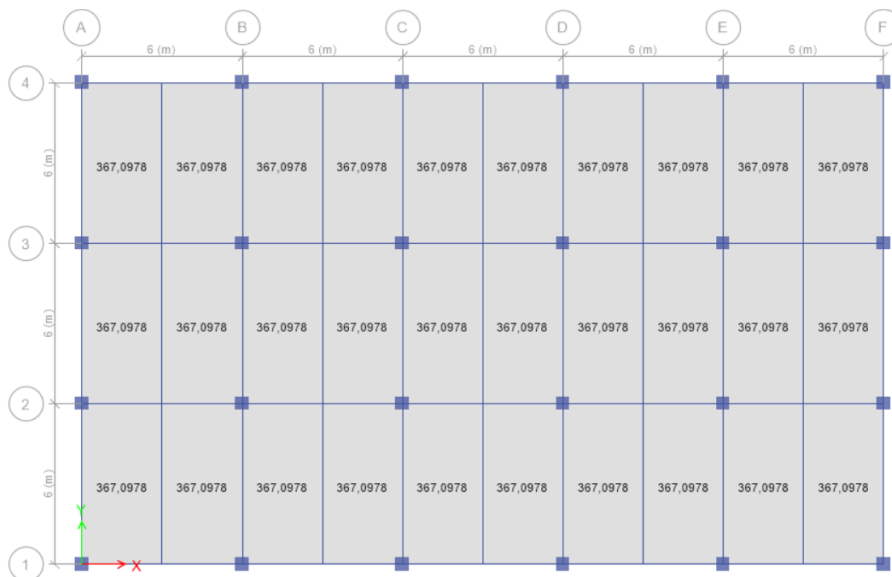
Beban hidup (LL) lantai 1-9 = $2,4 \text{ kN/m}^2 \times 101,972 = 244,7319 \text{ kg/m}^2$



Gambar 5.56 Beban Hidup (LL) Lantai 1-9 Pada ETABS

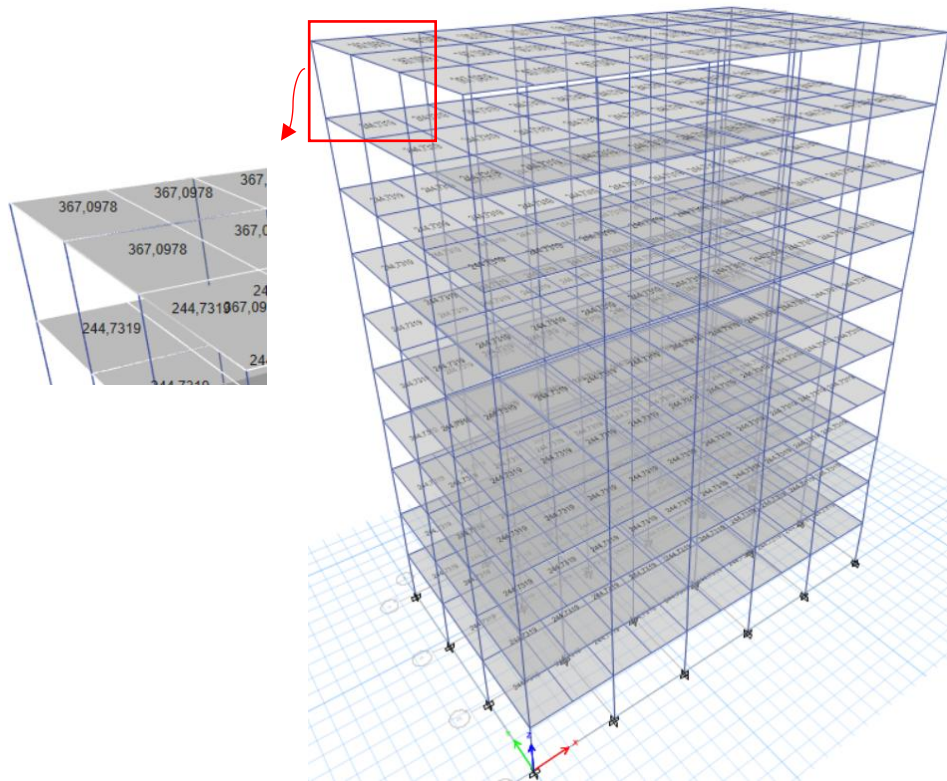
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Beban hidup (LL) lantai 10 = $1,5 \times 2,4 \text{ kN/m}^2 \times 101,972 = 367,0978 \text{ kg/m}^2$



Gambar 5.57 Beban Hidup (LL) Lantai 10 Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.58 Tampak 3D Beban Hidup (LL) Pelat Pada *ETABS*

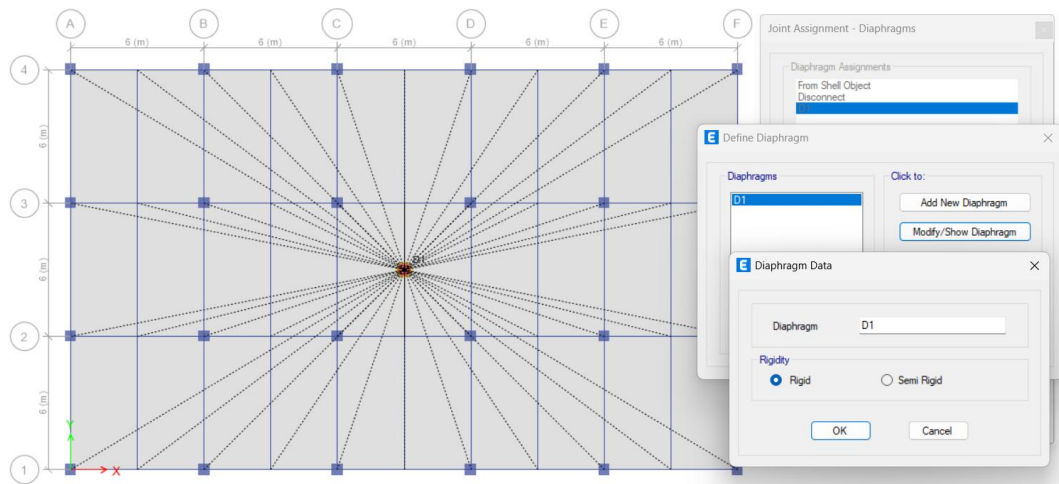
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

3) Beban gempa

a) Karena dalam kasus penelitian ini perbandingan panjang penutup lantai

dengan lebar penutup lantai sebesar $\frac{30}{18} = 1,667 \leq 3$ (SNI 1726:2020

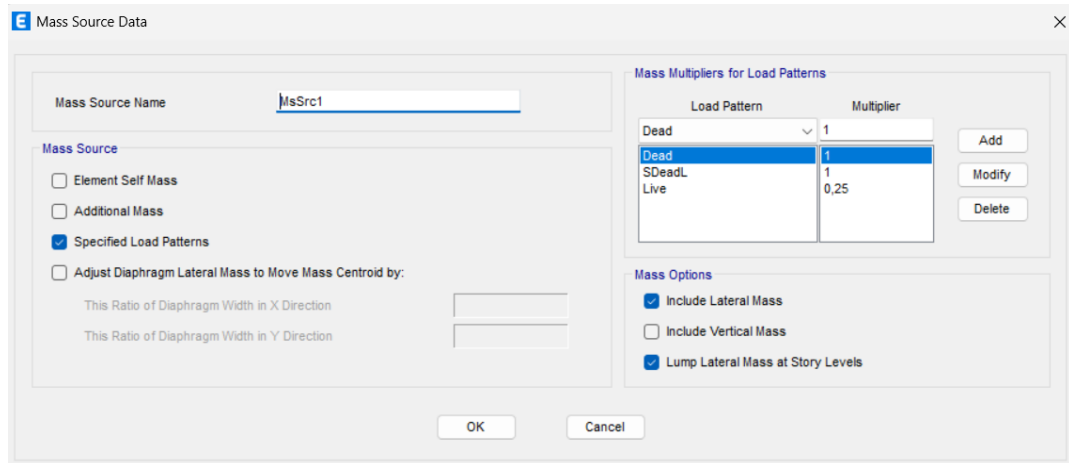
Pasal 7.3.1.2 Hal 56) maka diafragma pelat yang digunakan adalah rigid.



Gambar 5.59 Permodelan Diafragma Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

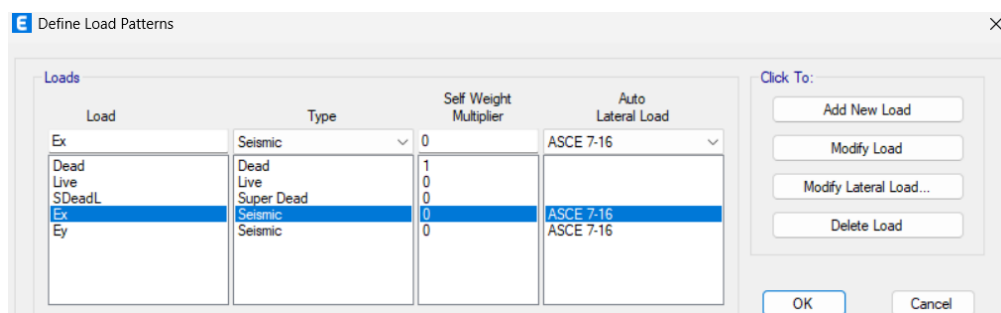
- b) Berat seismik mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2 Hal 68.
- Beban yang harus disertakan ke dalam permodelan yaitu 100% beban mati (DL), 100% beban mati tambahan (SDL), dan minimal 25% beban hidup (LL). Untuk penginputan beban seismik pada *ETABS* dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 5.60 Penginputan *Mass Source* Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- c) Beban gempa statis diinput sesuai data parameter respon spektrum yang diambil dari website RSA Cipta Karya. Untuk penggunaan nilai periode akan dijelaskan pada poin selanjutnya. Berikut penginputan beban gempa statis pada *ETABS*.



Gambar 5.61 Penamaan Beban Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

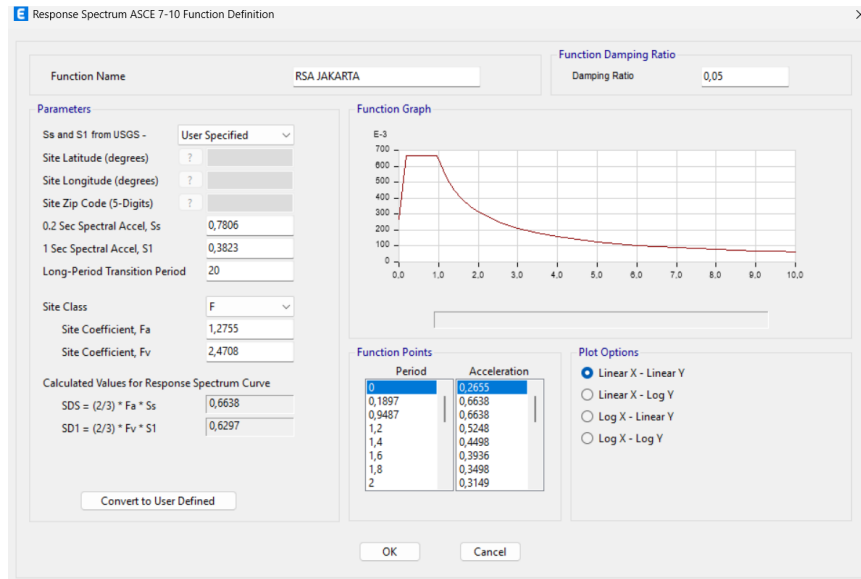
The screenshot shows the 'ASCE 7-16 Seismic Loading' dialog box. The 'Direction and Eccentricity' section has 'X Dir' selected. The 'Time Period' section has 'User Defined' selected with a value of 1.805 sec. The 'Story Range' section has 'Top Story for Seismic Loads' set to 'Story10' and 'Bottom Story for Seismic Loads' set to 'Base'. The 'Seismic Coefficients' section shows values for 0.2 Sec Spectral Accel, Ss (0.7806), 1 Sec Spectral Accel, S1 (0.3823), Long-Period Transition Period (20), Site Class (F), Site Coefficient, Fa (1.2755), Site Coefficient, Fv (2.4708), and Calculated Coefficients (SDS = 0.6638, SD1 = 0.6297). The 'Factors' section shows values for Response Modification, R (8), System Overstrength, Omega (3), Deflection Amplification, Cd (5.5), and Occupancy Importance, I (1).

Gambar 5.62 Penginputan Beban Gempa Statis Arah X Pada *ETABS*
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

The screenshot shows the 'ASCE 7-16 Seismic Loading' dialog box. The 'Direction and Eccentricity' section has 'Y Dir' selected. The 'Time Period' section has 'User Defined' selected with a value of 1.805 sec. The 'Story Range' section has 'Top Story for Seismic Loads' set to 'Story10' and 'Bottom Story for Seismic Loads' set to 'Base'. The 'Seismic Coefficients' section shows values for 0.2 Sec Spectral Accel, Ss (0.7806), 1 Sec Spectral Accel, S1 (0.3823), Long-Period Transition Period (20), Site Class (F), Site Coefficient, Fa (1.2755), Site Coefficient, Fv (2.4708), and Calculated Coefficients (SDS = 0.6638, SD1 = 0.6297). The 'Factors' section shows values for Response Modification, R (8), System Overstrength, Omega (3), Deflection Amplification, Cd (5.5), and Occupancy Importance, I (1).

Gambar 5.63 Penginputan Beban Gempa Statis Arah Y Pada *ETABS*
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- d) Beban gempa dinamik diinput sesuai data parameter respon spektrum yang diambil dari website RSA Cipta Karya.

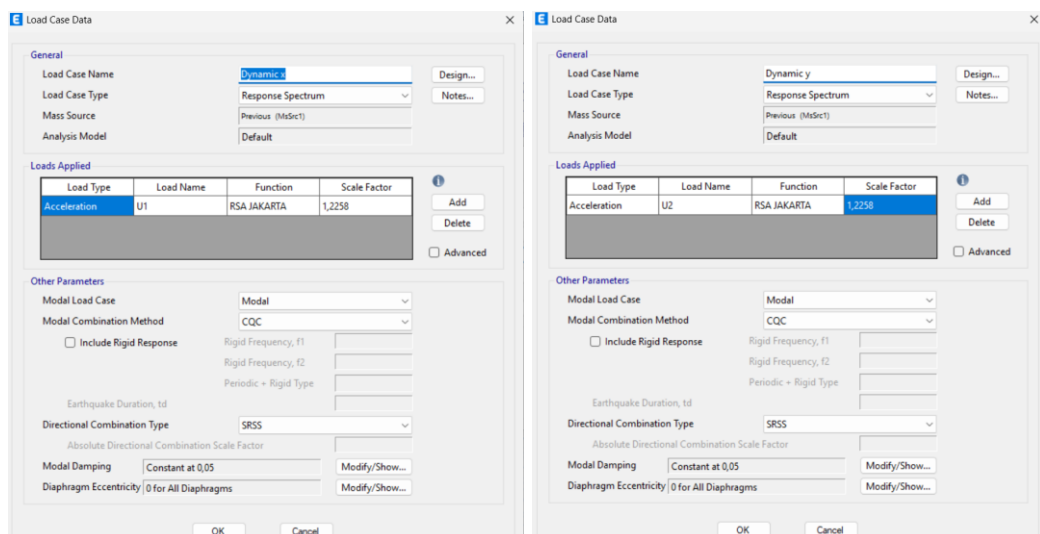


Gambar 5.64 Penginputan Respon Spektrum Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Lalu perlu didefinisikan beban gempa dinamik untuk pengecekan apakah gempa dinamik lebih besar dari statik. Pada kolom *scale* diisi dengan menggunakan rumus berikut.

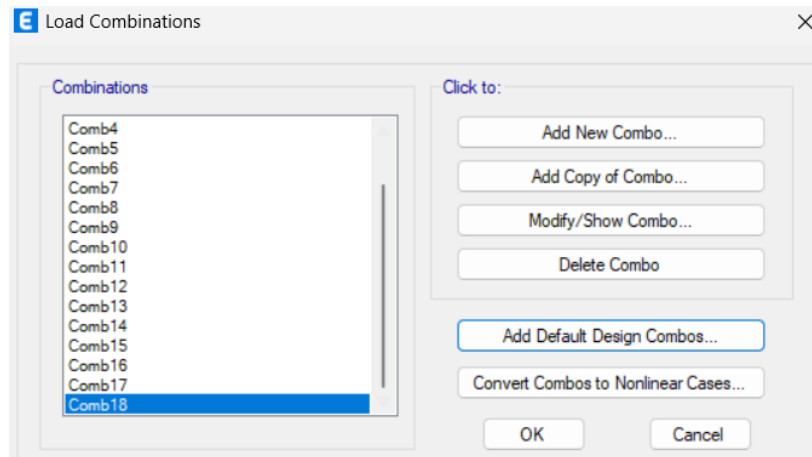
$$\begin{aligned}
 - \text{Arah x (U1)} &= \frac{g}{R} = \frac{9,81}{8} = 1,22625 \\
 - \text{Arah y (U2)} &= \frac{g}{R} = \frac{9,81}{8} = 1,22625
 \end{aligned}$$



Gambar 5.65 Pendefinisian Beban Gempa Dinamik Arah X dan Y Pada ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- f. Kombinasi beban yang telah dibuat pada poin sebelumnya perlu diinput pada *ETABS* untuk mengetahui pengaruh gaya yang terjadi pada setiap kombinasi terhadap struktur yang telah dimodelkan.

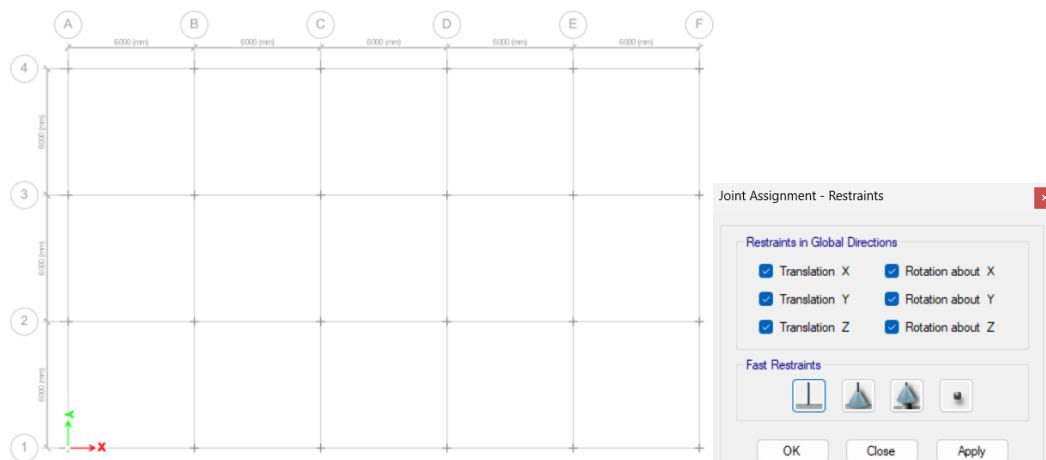


Gambar 5.66 Penginputan Kombinasi Beban Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- g. Jenis perletakan

Perletakan kolom dimodelkan sebagai jepit.

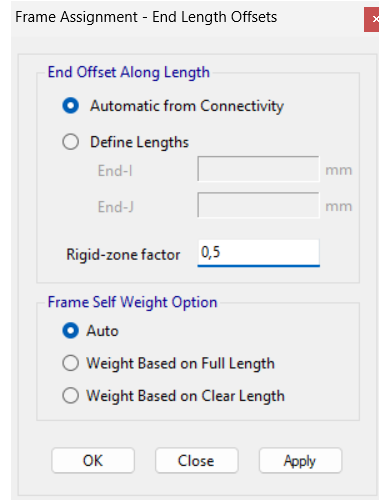


Gambar 5.67 Jenis Perletakan Kolom Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada setiap pertemuan kolom balok, *End length offset* atau pemotongan panjang pada setiap pertemuan kolom balok akan dihitung secara otomatis oleh *ETABS*. Untuk *rigid zone factor* atau faktor zona kekakuan sambungan pada kolom balok digunakan sebesar 0,5. Angka 0,5 diambil karena secara aktual sambungan kolom balok tidak sepenuhnya kaku, melainkan memiliki sedikit fleksibilitas.

Maka dari itu nilai 0,5 merupakan nilai pendekatan untuk menggambarkan sambungan kolom balok secara aktual.

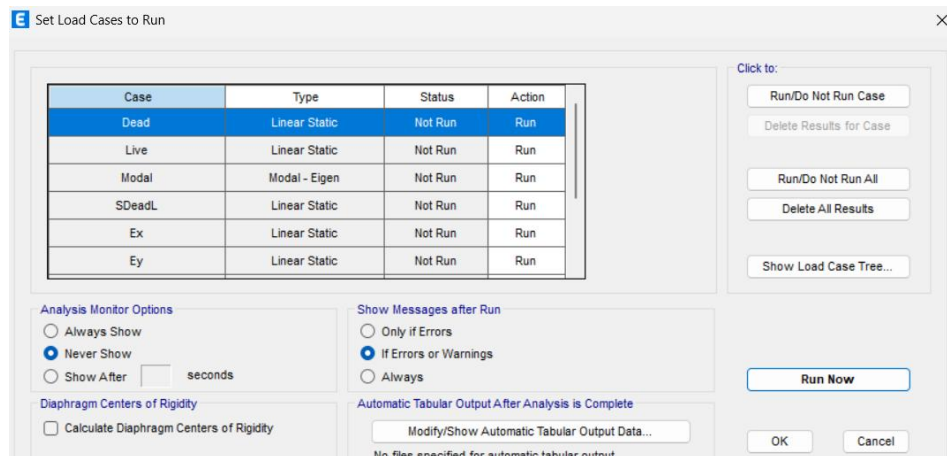


Gambar 5.68 *End Length Offset Dan Rigid Zone Factor* Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

h. Running permodelan

Untuk melihat hasil analisis struktur, perlu di running agar perhitungan analisis struktur dihitung otomatis oleh *ETABS*.



Gambar 5.69 *Pengaturan Load Case Yang Akan Running* Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

i. Permodelan *uncrack*

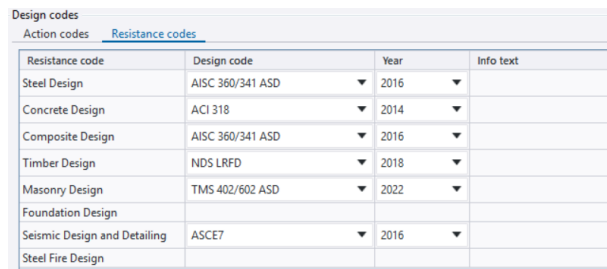
Setelah permodelan *crack* dibuat pada poin sebelumnya, perlu dibuat permodelan *uncrack* pada file *ETABS* terpisah untuk digunakan mencari periode yang akan dipakai. Perbedaan permodelan *uncrack* dan *crack* hanya pada modifikasi faktor elemen yang bernilai 1.

5.5.2 Permodelan struktur pada TSD

Berikut step step permodelan struktur pada perangkat lunak TSD.

a. Pengaturan permodelan dan pembuatan grid

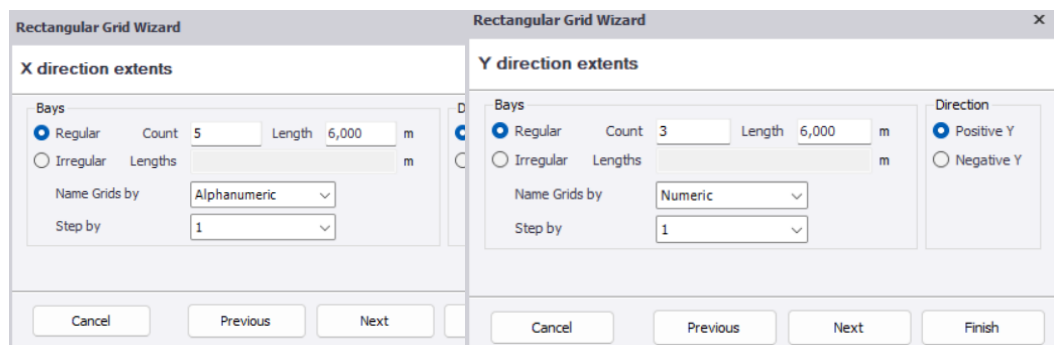
Permodelan menggunakan kode desain beton ACI 318-14 dan kode desain seismik ASCE7-16 sesuai acuan dari standar peraturan Indonesia yaitu SNI 2847:2019 dan SNI 1726:2019. Grid dan jumlah lantai mengikuti data pada poin sebelumnya.



Resistance code	Design code	Year	Info text
Steel Design	AISC 360/341 ASD	2016	
Concrete Design	ACI 318	2014	
Composite Design	AISC 360/341 ASD	2016	
Timber Design	NDS LRFD	2018	
Masonry Design	TMS 402/602 ASD	2022	
Foundation Design			
Seismic Design and Detailing	ASCE7	2016	
Steel Fire Design			

Gambar 5.70 Pengaturan Kode Desain Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.71 Pengaturan Grid Pada TSD

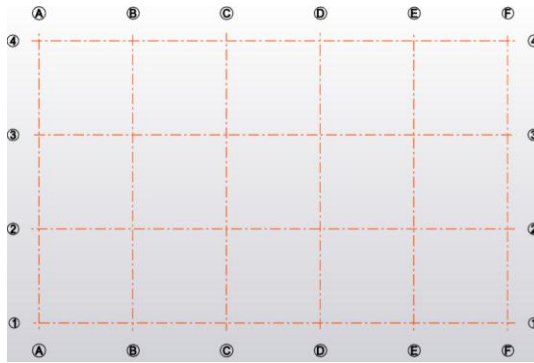
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Ref	Name	Type	Level [m]	Spacing [m]	Source	Slab Th. [mm]	Floor
10	10	S.S.L	40,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
9	9	S.S.L	36,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
8	8	S.S.L	32,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
7	7	S.S.L	28,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
6	6	S.S.L	24,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
5	5	S.S.L	20,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
4	4	S.S.L	16,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
3	3	S.S.L	12,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
2	2	S.S.L	8,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
1	1	S.S.L	4,000	4,000	-uniq...	0,0	☒
Base	Base	S.S.L	0,000		-uniq...	0,0	☒

Gambar 5.72 Pengaturan Jumlah Dan Ketinggian Lantai Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

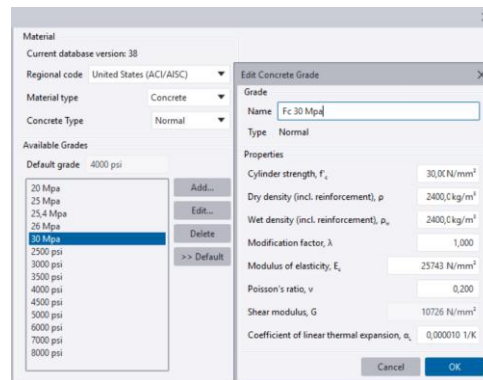


Gambar 5.73 Denah *Grid* Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

b. Pendefinisian material

Material beton menggunakan mutu benton $f_c' 30 \text{ Mpa}$, berat jenis 2400 kg/m^3 , dan modulus elastisitas beton sebesar $4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$.



Gambar 5.74 Pendefinisian Material Beton $F_c' 30 \text{ Mpa}$ Pada *ETABS*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

c. Pendefinisian elemen struktur (balok kolom pelat)

Berikut ukuran elemen struktur:

Ukuran balok induk (B1) = $250 \times 500 \text{ mm}$

Ukuran balok induk (B2) = $250 \times 450 \text{ mm}$

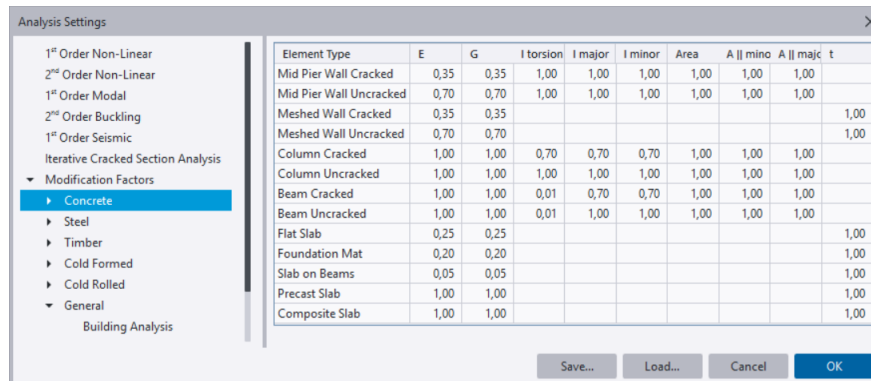
Ukuran balok anak (B3) = $250 \times 400 \text{ mm}$

Ukuran kolom (K1) = $600 \times 600 \text{ mm}$

Ukuran kolom (K2) = $450 \times 450 \text{ mm}$

Ukuran pelat = 130 mm dimodelkan sebagai *slab on beams*

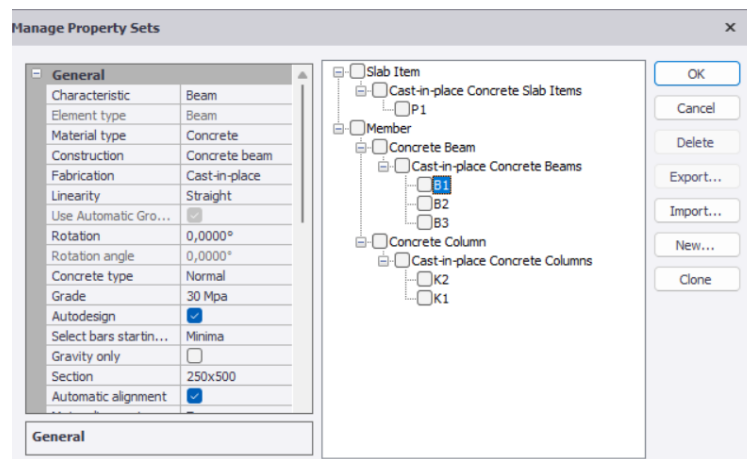
Perlu diatur modifikasi faktor setiap elemen seperti yang diatur SNI 2847:2019 Tabel 6.6.3.1.1(a) dan Tabel 6.6.3.1.1(b) Hal 103. Berikut pengaturan modifikasi faktor pada *TSD*.



Gambar 5.75 Modifikasi Faktor Elemen Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

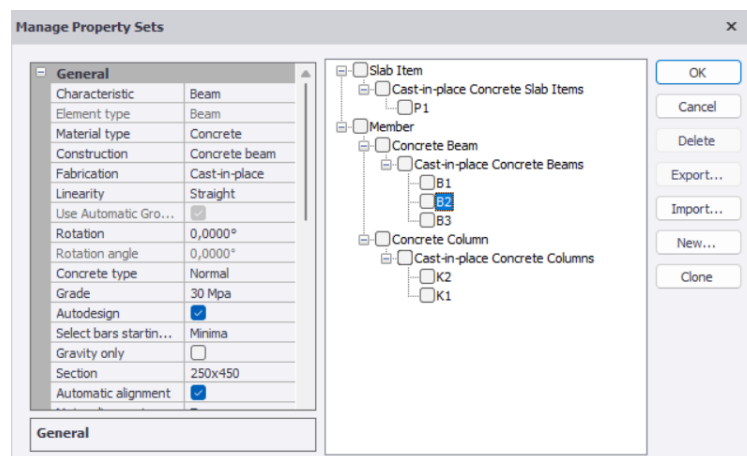
Berikut pendefinisian elemen balok induk (B1) 250 mm x 500 mm pada TSD.



Gambar 5.76 Pendefinisian Elemen Balok Induk (B1) Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

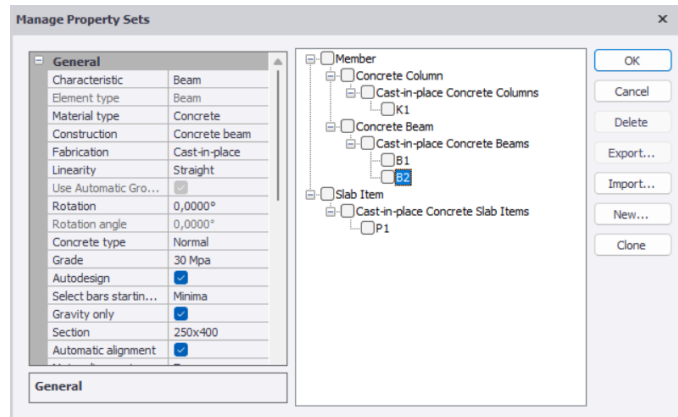
Berikut pendefinisian elemen balok induk (B2) 250 mm x 450 mm pada TSD.



Gambar 5.77 Pendefinisian Elemen Balok Induk (B2) Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

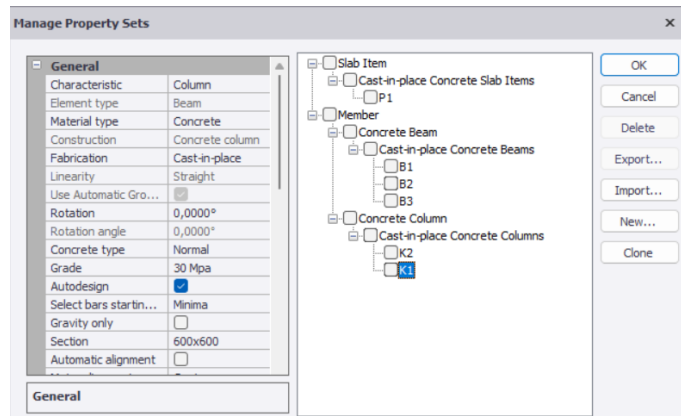
Berikut pendefinisian elemen balok anak (B3) 250 mm x 400 mm pada *TSD*.



Gambar 5.78 Pendefinisian Elemen Balok Anak (B3) Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

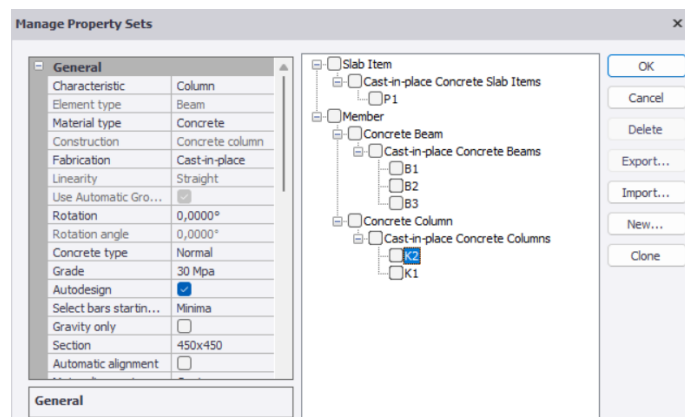
Berikut pendefinisian elemen kolom (K1) 600 mm x 600 mm pada *TSD*.



Gambar 5.79 Pendefinisian Elemen Kolom (K1) Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

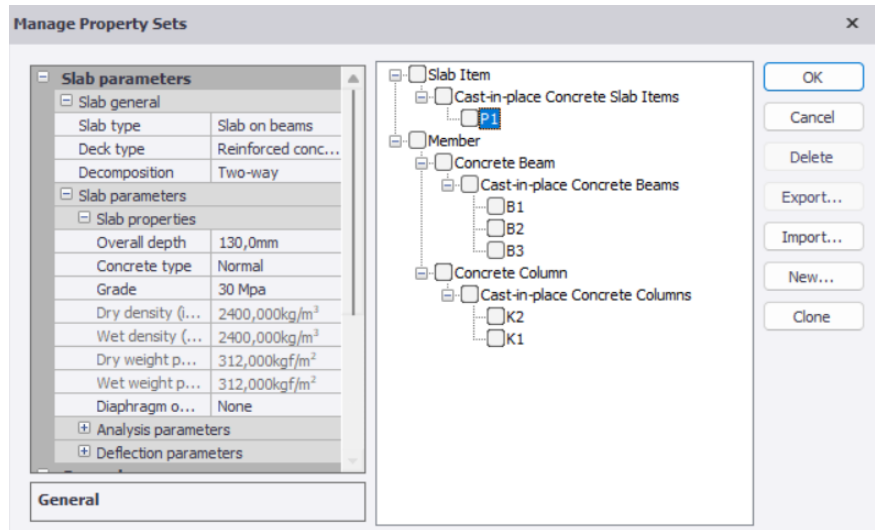
Berikut pendefinisian elemen kolom (K2) 450 mm x 450 mm pada *TSD*.



Gambar 5.80 Pendefinisian Elemen Kolom (K2) Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut pendefinisian elemen pelat dengan tebal 130 mm pada *TSD*.

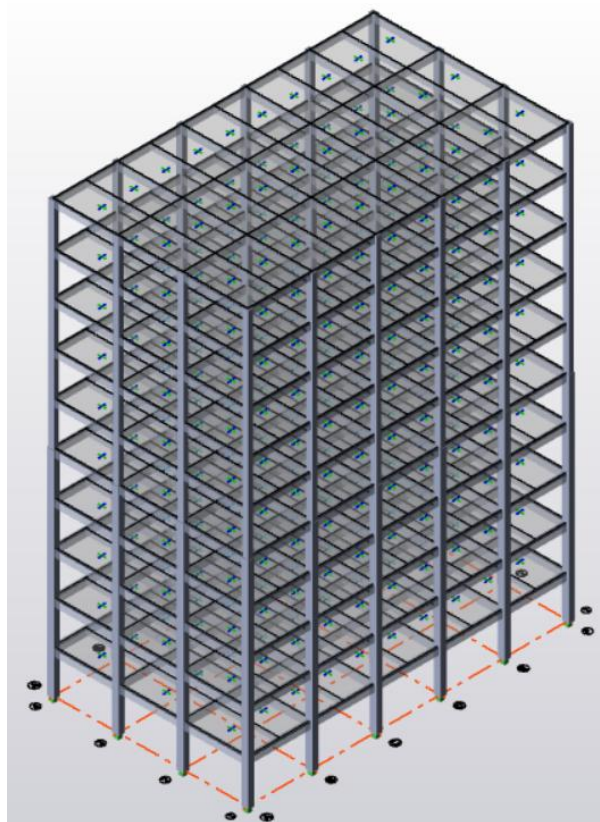


Gambar 5.81 Pendefinisian Elemen Pelat Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

d. Permodelan struktur pada *TSD*

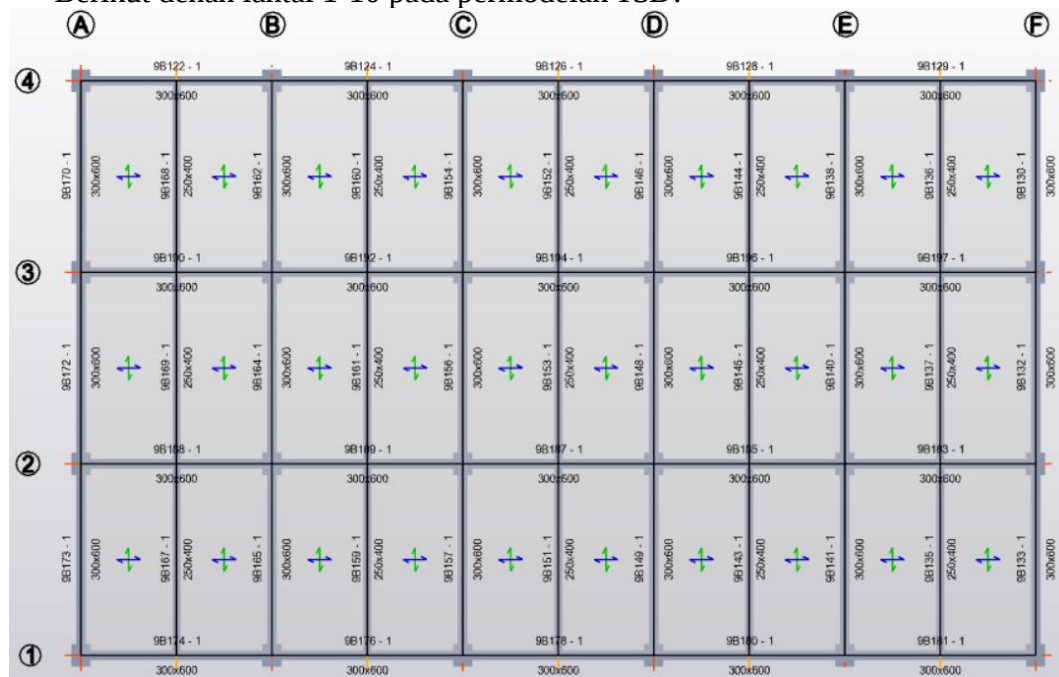
Berikut permodelan struktur pada *TSD*.



Gambar 5.82 Permodelan 3D Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut denah lantai 1-10 pada permodelan *TSD*.



Gambar 5.83 Denah Lantai 1-10 Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

e. Penginputan beban

Beban yang diinput berupa beban mati tambahan (SDL), beban hidup (LL), dan beban gempa. Untuk beban mati (DL) dihitung secara otomatis oleh *TSD*.

1) Beban mati tambahan (SDL)

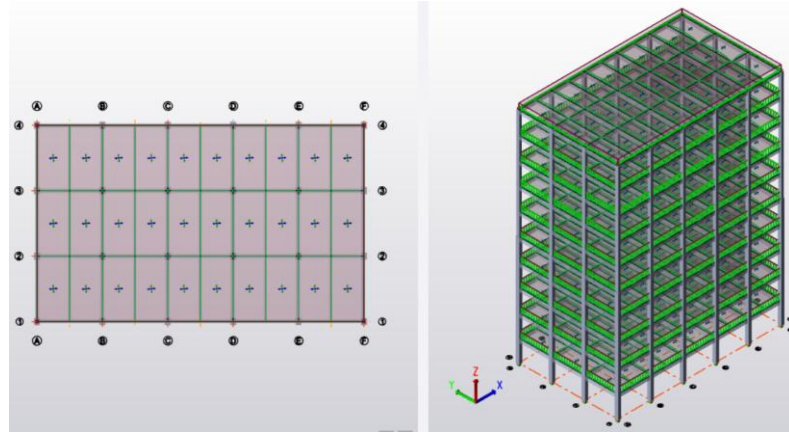
Beban mati tambahan berupa beban mati tambahan yang ada pada pelat yang telah dihitung sebelumnya sebesar 120 kg/m^2 pada semua lantai dan beban mati tambahan akibat dinding yang ada pada balok perimeter bangunan, khusus untuk lantai 10 tinggi dinding hanya 1m.

Beban mati tambahan (SDL) pelat lantai 1-10 = 120 kg/m^2

Beban mati tambahan (SDL) dinding lantai 1-4 = $(4 - 0,5)\text{m} \times 250 \text{ kg/m}^2$
= 875 kg/m^2

Beban mati tambahan (SDL) dinding lantai 5-9 = $(4 - 0,45)\text{m} \times 250 \text{ kg/m}^2$
= $887,5 \text{ kg/m}^2$

Beban mati tambahan (SDL) dinding lantai 10 = $1 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2$
= 250 kg/m^2



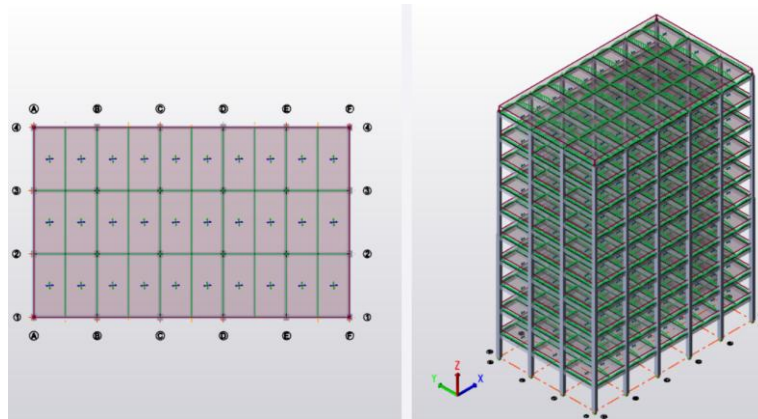
Gambar 5.84 Beban Mati Tambahan (SDL) Pelat dan Dinding Lantai 1-10 Pada *TSD*
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

2) Beban hidup (LL)

Beban hidup mengacu pada Tabel 4.3-1 SNI 1727:2020 Hal 26 yang terdistribusi pada pelat. Beban hidup pada lantai 1-9 dengan fungsi lantai perkantoran sebesar $2,4 \text{ kN/m}^2$ dan beban hidup pada lantai 10 dengan fungsi lantai balkon atau dak sebesar $1,5 \times 2,4 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Beban hidup (LL) lantai 1-9 = $2,4 \text{ kN/m}^2 \times 101,972 = 244,7319 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (LL) lantai 10 = $1,5 \times 2,4 \text{ kN/m}^2 \times 101,972 = 367,098 \text{ kg/m}^2$



Gambar 5.85 Beban Hidup (LL) Lantai 1-10 Pada *TSD*
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

3) Beban gempa

Beban gempa statis diinput sesuai data parameter respon spektrum yang diambil dari website RSA Cipta Karya. Untuk penggunaan nilai periode akan dijelaskan pada poin selanjutnya. Berikut penginputan beban gempa statis pada *TSD*.

Seismic Wizard

Basic Information

Structure Details

Height to the highest level: 40,000 m

Ignore seismic in floor (and below): St. Base (Base)

Number of stories: 10

Site & Occupancy

Site class: E – very loose sand/soft clay

☐ Site specific velocity measurements made

Risk category: II

I_e - importance factor: 1,000 ☐ Override

Seismic Design Category

Seismic design category: D

☐ Alternative SDC determination - from Table 11.6-1 alone

☐ User defined SDC

☒ Include vertical seismic load effect

MCE_s spectral response acceleration for site class BC

S_s - short period (0.2s): 78,060 %g

S_1 - 1s period: 38,230 %g

Design Spectral Response Acceleration

S_{DS} - short period: 66,378 %g

S_{D1} - 1s period: 62,972 %g

MCE_s spectral response acceleration adjusted for site class

S_{MS} - short period: 99,567 %g

S_{M1} - 1s period: 94,458 %g

Geodatabase ASCE Hazard Tool - Seismic

Cancel Step 2 of 7 < Back Next > Finish

Gambar 5.86 Penginputan Beban Gempa Statis Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada permodelan *TSD*, kita perlu menginput ketidakberaturan struktur yang terjadi pada model struktur. Analisis ketidakberaturan struktur akan dibahas pada poin selanjutnya. Pada kasus ini struktur tidak termasuk ketidakberaturan struktur vertikal maupun horizontal.

Seismic Wizard

Structure Irregularities

Structure Plan Irregularities

☒ No plan irregularities

☐ Plan irreg 1 - torsion

☐ Plan irreg 2 - re-entrant corners

☐ Plan irreg 3 - diaphragm discontinuity

☐ Plan irreg 4 - out of plane

☐ Plan irreg 5 - Non parallel systems

Structure Vertical Irregularities

☒ No vertical irregularities

☐ Vert irreg 1a - soft storey

☐ Vert irreg 1b - extreme soft storey

☐ Vert irreg 2 - geometric

☐ Vert irreg 3 - in plane

☐ Vert irreg 4a - weak storey

☐ Vert irreg 4b - extreme weak storey

Analysis Procedure to be Used

☒ Equivalent Lateral Force Procedure

☐ Modal Response Spectrum Analysis

☒ Use orthogonal seismic combinations

☐ Amplify accidental torsional moment

Analysis Procedure Description

Equivalent Lateral Force Procedure is permitted (ASCE7-22 12.8).
With orthogonal seismic combination procedure (ASCE7-22 12.5.3).

Cancel Step 3 of 7 < Back Next > Finish

Gambar 5.87 Analisis Gempa Statik Dan Ketidakberaturan Struktur Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Sistem struktur merupakan sistem rangka beton pemikul momen khusus. Periode arah x dan arah y diinput sebesar 1,805 detik. Untuk perhitungan periode yang dipakai akan dibahas pada poin selanjutnya.

Fundamental Period

Fundamental Period Definition

☐ Use approx fundamental period T_A
☒ User defined structure fundamental period
☐ Use modal analysis

Fundamental Period

T_L - long period transition: 20,000 sec
 $T_S (= S_D/S_{DS})$: 0,949 sec

Fundamental Period Dir 1

Structure type: Concrete moment-resisting frames

T_A - approx fundamental period: 1,289 sec
 T_{Dir1} - fundamental period: 1,805 sec

Fundamental Period Dir 2

Structure type: Concrete moment-resisting frames

T_A - approx fundamental period: 1,289 sec
 T_{Dir2} - fundamental period: 1,805 sec

Cap to user input fundamental period applied to both design and drift (conservative)

Cancel Step 4 of 7 < Back Next > Finish

Gambar 5.88 Penginputan Periode Dan Tipe Struktur Pada TSD
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Seismic Force Resisting System

Seismic Force Resisting System Dir 1

System: C. Moment-Resisting Frame Systems

Type: 5.Special reinforced concrete moment frames

Coefficients & Factors Dir 1

R - response modification coefficient: 8,000
 Ω_0 - system over-strength factor: 3,000
 C_d - deflection amplification factor: 5,500
 ρ - redundancy factor: 1,300

Seismic Force Resisting System Dir 2

System: C. Moment-Resisting Frame Systems

Type: 5.Special reinforced concrete moment frames

Coefficients & Factors Dir 2

R - response modification coefficient: 8,000
 Ω_0 - system over-strength factor: 3,000
 C_d - deflection amplification factor: 5,500
 ρ - redundancy factor: 1,300

Cancel Step 5 of 7 < Back Next > Finish

Gambar 5.89 Penginputan Sistem Struktur Pada TSD
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Untuk berat seismik sama seperti sebelumnya yaitu 100% beban mati (DL), 100% beban mati tambahan (SDL), dan 25% beban hidup (LL).

Effective Seismic Weight

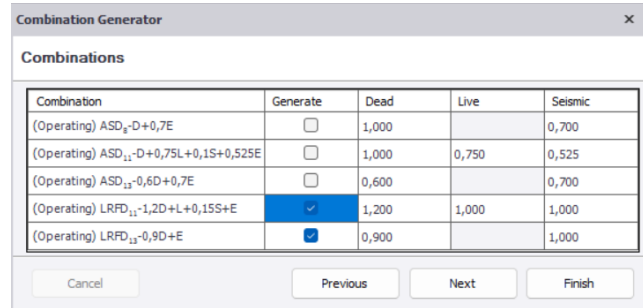
Available loadcases >> << Included loadcases

Loadcase Title	Type	Loadcase Title	Factor
		1 Self weight - excluding slabs	1,000
		2 Slab self weight	1,000
		3 Dead	1,000
		4 Live	0,250

☐ Applied mass in dir Z

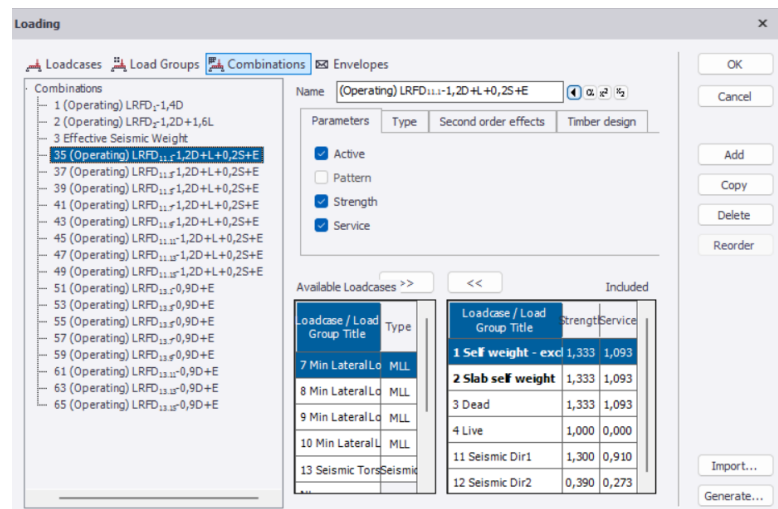
Cancel Step 6 of 7 < Back Next > Finish

Gambar 5.90 Penginputan Berat Seismik Pada TSD
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.90 Pemilihan Kombinasi Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

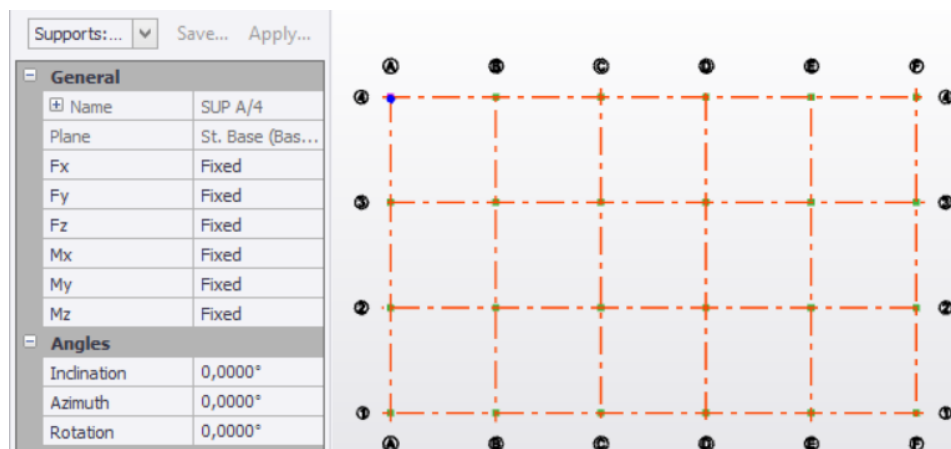


Gambar 5.91 Hasil *Generate* Otomatis Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

f. Jenis perletakan

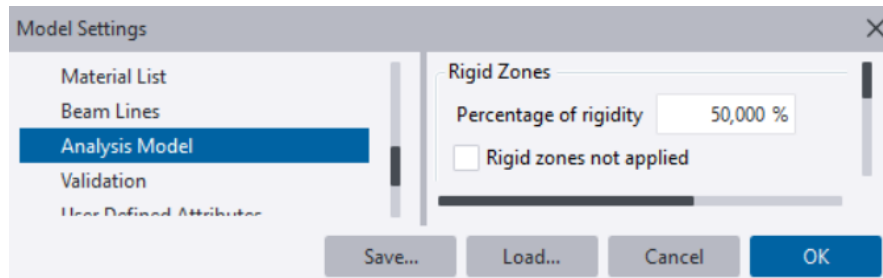
Perletakan kolom dimodelkan sebagai jepit.



Gambar 5.92 Jenis Perletakan Kolom Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Seperti pada *ETABS*, *end length offset* dan *Rigid zone factor* juga perlu diatur pada *TSD* yakni sebesar 0,5 atau 50%.

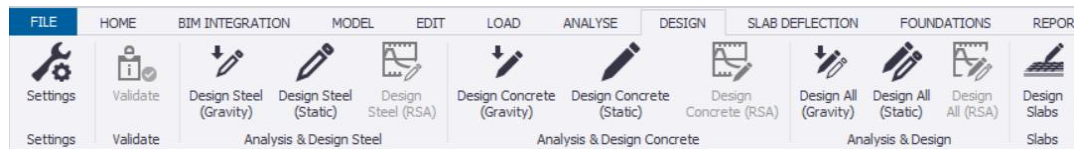


Gambar 5.93 *End Length Offset* Dan *Rigid Zone Factor* Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

g. Running permodelan

Untuk melihat hasil analisis struktur, perlu di running agar perhitungan analisis struktur dihitung otomatis oleh *TSD*. Hasil *running TSD* juga bisa langsung mendesain kebutuhan tulangan pada setiap elemen.



Gambar 5.94 Fitur Analisis Dan Desain Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

h. Permodelan *uncrack*

Setelah permodelan *crack* dibuat pada poin sebelumnya, perlu dibuat permodelan *uncrack* pada file *TSD* terpisah untuk digunakan mencari periode yang akan dipakai. Perbedaan permodelan *uncrack* dan *crack* hanya pada modifikasi faktor elemen yang bernilai 1.

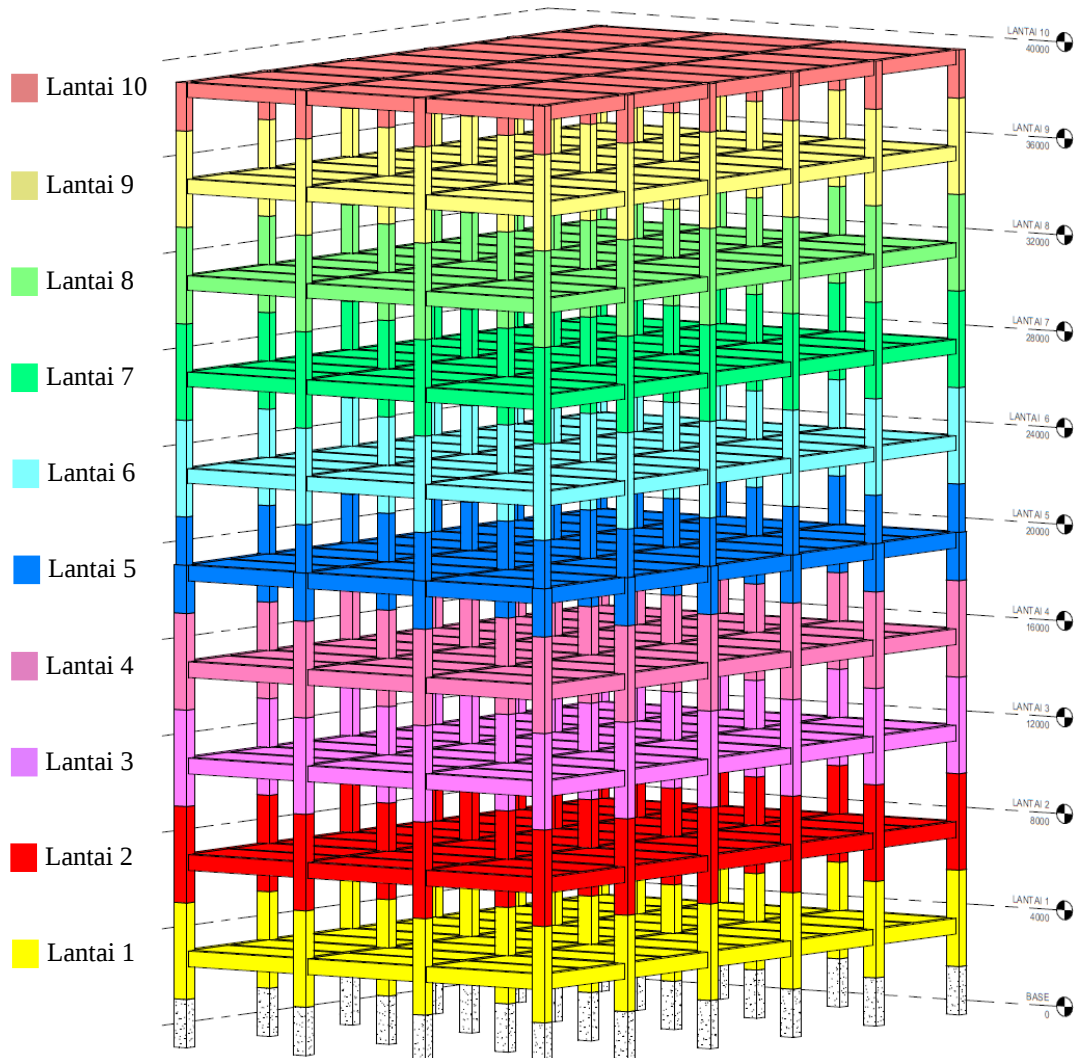
5.6 Hasil Analisis Struktur

Hasil analisis struktur yang diamati yaitu berat seismik aktif, waktu getar alami, gaya gempa, simpangan antar lantai, pengaruh P- Δ , dan ketidakberaturan struktur. Berikut hasil analisis struktur yang dihasilkan pada kedua perangkat lunak.

5.6.1 Berat seismik aktif

Berat seismik aktif dihitung secara manual dan otomatis oleh kedua perangkat lunak dengan kombinasi beban mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2 Hal 68 yakni 100% beban mati (DL), 100% beban mati tambahan (SDL), dan 25% beban hidup

(LL). Berikut perhitungan berat seismik aktif yang dihitung secara manual dan otomatis oleh kedua perangkat lunak. Berat seismik aktif setiap lantai dihitung dari $\frac{1}{2}$ lantai keatas dan $\frac{1}{2}$ lantai kebawah.



Gambar 5.95 Ilustrasi Konsep Distribusi Berat Seismik Aktif Tiap Lantai

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.17 Perhitungan Manual Berat Seismik Aktif Lantai 10

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B2		0,3	0,6	209,1	2400	90331,2	kg
2	Balok	B3		0,25	0,4	90	2400	21600	kg
3	Kolom	K2		0,45	48	0,55	2400	28512	kg
4	Pelat		540		0,13		2400	168480	kg
5	Plester 2cm		540				53	28620	kg
6	Keramik		540				24	12960	kg
7	MEP		540				25	13500	kg
8	Plafond dan penggantung		540				18	9720	kg

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
9	Dinding (tinggi 1m)				1	96	250	24000	kg
10	LL Atap		540				367,0978	198232,832	kg
Total Beban mati								308923,2	kg
Total Beban mati tambahan								88800	kg
Total Beban hidup								198232,832	kg
Total Pembebanan 1(DL+SDL)+0,25LL								447281,408	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.18 Perhitungan Manual Berat Seismik Aktif Lantai 6-9

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B2		0,3	0,6	209,1	2400	90331,2	kg
2	Balok	B3		0,25	0,4	90	2400	21600	kg
3	Kolom	K2		0,45	96	0,55	2400	57024	kg
4	Pelat		540		0,13		2400	168480	kg
5	Plester 2cm		540				53	28620	kg
6	Keramik		540				24	12960	kg
7	MEP		540				25	13500	kg
8	Plafond dan penggantung		540				18	9720	kg
9	Dinding				3,55	96	250	85200	kg
10	LL Perkantoran		540				244,7319	132155,221	kg
Total Beban mati								337435,2	kg
Total Beban mati tambahan								150000	kg
Total Beban hidup								132155,221	kg
Total Pembebanan 1(DL+SDL)+0,25LL								520474,005	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.19 Perhitungan Manual Berat Seismik Aktif Lantai 5

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B1		0,35	0,65	205,3	2400	112093,8	kg
2	Balok	B3		0,25	0,4	90	2400	21600	kg
3	Kolom	K2		0,45	48	0,55	2400	28512	kg
4	Kolom	K1		0,55	48	0,65	2400	41184	kg
5	Pelat		540		0,13		2400	168480	kg
6	Plester 2cm		540				53	28620	kg
7	Keramik		540				24	12960	kg
8	MEP		540				25	13500	kg
9	Plafond dan penggantung		540				18	9720	kg
10	Dinding				3,55	96	250	85200	kg
11	LL Perkantoran		540				244,7319	132155,221	kg
Total Beban mati								371869,8	kg
Total Beban mati tambahan								150000	kg
Total Beban hidup								132155,221	kg
Total Pembebanan 1(DL+SDL)+0,25LL								554908,605	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.20 Perhitungan Manual Berat Seismik Aktif Lantai 1-4

No	Jenis Bahan	Tipe	Luas	Lebar	Tinggi	Panjang	BJ	Total	Satuan
1	Balok	B1		0,35	0,65	205,3	2400	112093,8	kg
2	Balok	B2		0,25	0,4	90	2400	21600	kg
3	Kolom	K1		0,55	96	0,65	2400	82368	kg
4	Pelat lantai 12cm		540		0,13		2400	168480	kg
5	Plester 2cm		540				53	28620	kg
6	Keramik		540				24	12960	kg
7	MEP		540				25	13500	kg
8	Plafond dan penggantung		540				18	9720	kg
9	Dinding				3,5	96	250	84000	kg
9	LL Perkantoran		540				244,7319	132155,221	kg
Total Beban mati								384541,8	kg
Total Beban mati tambahan								148800	kg
Total Beban hidup								132155,221	kg
Total Pembebanan 1(DL+SDL)+0,25LL								566380,605	kg

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Berat Seismik Aktif Manual Dan Perangkat Lunak

STORY	Manual (kg)	ETABS (kg)	TSD (kg)
Story10	447281,408	447281,405	451558,279
Story9	520474,005	520474,023	520474,066
Story8	520474,005	520474,023	520474,066
Story7	520474,005	520474,023	520474,066
Story6	520474,005	520474,023	520474,066
Story5	554908,605	554908,604	556124,161
Story4	566380,605	566380,619	566380,568
Story3	566380,605	566380,619	566380,568
Story2	566380,605	566380,619	566380,568
Story1	566380,605	566380,619	566380,568
Σ	5349608,456	5349608,578	5355100,977

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.22 Perbandingan Hasil Berat Seismik Aktif ETABS dengan TSD

STORY	ETABS (kg)	TSD (kg)	Selisih (kg)
Story10	408709,202	411333,636	2624,434
Story9	476717,830	476717,839	0,010
Story8	476717,830	476717,839	0,010
Story7	476717,830	476717,839	0,010
Story6	476717,830	476717,839	0,010
Story5	499478,770	502038,413	2559,643
Story4	516422,798	516422,836	0,037
Story3	516422,798	516422,836	0,037

STORY	ETABS (kg)	TSD (kg)	Selisih (kg)
Story2	516422,798	516422,836	0,037
Story1	516422,798	516422,836	0,037
Σ	4880750,484	4885934,748	5184,264

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada berat seismik aktif dengan perhitungan manual dan *ETABS*, semua berat per lantai adalah sama. Namun pada *TSD* terdapat perbedaan berat seismik aktif pada lantai 5 dan lantai 10. Berat seismik aktif pada *TSD* cenderung lebih besar dibandingkan manual dan *ETABS*. Berikut hasil perhitungan berat oleh kedua perangkat lunak.

5.6.2 Periode getar alami

Pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.1 Hal 72, periode fundamental pendekatan (T_a) dihitung berdasarkan persamaan berikut.

Tabel 5.23 Pemilihan Nilai Parameter Periode Pendekatan

Tipe struktur	C_1	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismik yang diisyaratkan 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 tekekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 18 Hal 72)

$$T_a = C_t \times h^x = 0,0466 \times 40^{0,9} = 1,289 \text{ detik}$$

Dimana h adalah tinggi struktur dari dasar sampai atas setinggi 40 meter dan C_t serta x dapat diambil dari nilai pada SNI 1726:2019 Tabel 18 Hal 72.

Pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2 Hal 71, periode fundamental struktur tidak boleh melebihi hasil perkalian C_u dengan T_a . Koefisien C_u mengacu pada SNI 1726:2019 Tabel 17 Hal 72.

Tabel 5.24 Koefisien Batas Atas Periode

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik,SD1	Koefisien Cu
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 17 Hal 72)

$$T_{max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 1,289 = 1,805 \text{ detik}$$

Maka didapat T_a arah x dan y sebesar 1,289 detik dan T_{max} arah x dan y sebesar 1,309 detik. Periode getar alami juga dihitung secara otomatis oleh kedua perangkat lunak pada permodelan *crack* maupun *uncrack*. Terdapat perbedaan periode getar alami yang dihasilkan oleh kedua perangkat. Hasil periode getar alami yang dihasilkan *TSD* cenderung lebih besar dibandingkan *ETABS*. Untuk periode yang dipakai diseragamkan sebesar 1,805 detik pada arah x dan arah y untuk meminimalisir perbedaan yang lebih jauh dalam perhitungan gempa.

Tabel 5.25 Hasil Output Periode Getar Alami

Arah	ETABS				TSD			
	Tmin (s)	Tcrack (s)	Tuncrack (s)	Tempiris (s)	Tmin (s)	Tcrack (s)	Tuncrack (s)	Tempiris (s)
Arah X	1,289	2,616	2,238	1,805	1,289	2,618	2,203	1,805
Arah Y	1,289	2,736	2,192	1,805	1,289	2,738	2,307	1,805

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.26 Hasil Output Periode Getar Alami

ARAH	Tcrack (s)			Tuncrack (s)		
	ETABS	TSD	Selisih	ETABS	TSD	Selisih
Arah X	2,616	2,618	0,002	2,238	2,203	0,035
Arah Y	2,736	2,738	0,002	2,192	2,307	0,115

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.6.3 Gaya lateral akibat gempa

Gaya lateral pada setiap lantai akibat prosedur analisis gempa statik dihitung secara otomatis oleh kedua perangkat lunak. Pada poin sebelumnya terdapat perbedaan berat seismik yang dapat mempengaruhi gaya lateral akibat gempa statik pada setiap lantai yang dihasilkan oleh kedua perangkat lunak. Berikut perhitungan manual gaya lateral yang terjadi pada struktur.

a. Koefisien seismik (C_s)

Dalam perhitungan C_{sperlu} , karena nilai periode (T) pada arah x dan y adalah sama maka nilai C_{sperlu} pada arah x dan arah y pun akan sama.

1) Perhitungan C_{smax}

$$C_{smax} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{smax} = \frac{0,6638}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_{smax} = 0,083$$

2) Perhitungan C_{smin}

$$C_{smin} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,001$$

$$C_{smin} = 0,044 \times 0,6638 \times 1 \geq 0,001$$

$$C_{smin} = 0,0292 \geq 0,001 \dots \text{OKE}$$

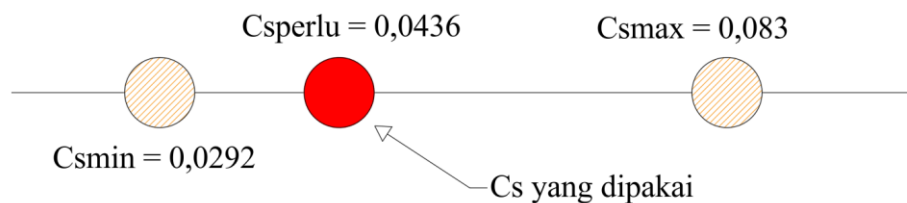
3) Perhitungan C_{sperlu}

$$C_{sperlu} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{sperlu} = \frac{0,630}{1,805 \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_{sperlu} = 0,0436$$

Berdasarkan hasil analisis sebelumnya, diketahui nilai C_{smin} sebesar 0,0292, nilai C_{smax} sebesar 0,083, dan nilai C_{sperlu} sebesar 0,0436, sehingga $C_{smin} < C_{sperlu} < C_{smax}$ ($0,0292 < 0,0436 < 0,083$), Maka nilai C_s yang digunakan pada arah x dan arah y adalah 0,0436.



Gambar 5.96 Ilustrasi Penggunaan C_{sperlu} Arah X

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

b. Nilai Gaya Geser Gempa (V)

Nilai V dapat diperoleh dengan menggunakan rumus berikut.

$$V = C_s \times W_{\text{total}}$$

Karena C_s arah x = C_s arah y maka $V_x = V_y$, dengan $W_{\text{total}} = 5349608,456 \text{ kg}$

$$V_x = V_y = C_{s \text{ arah x}} \times W_{\text{total}}$$

$$V_x = V_y = 0,0436 \times 5349608,456$$

$$V_x = V_y = 233353,7 \text{ kg}$$

c. Nilai k

Selanjutnya mencari nilai k dengan aturan sebagai berikut.

- 1) Untuk struktur yang mempunyai $T \leq 0,5$ detik nilai $k = 1$
- 2) Untuk struktur yang mempunyai $T \geq 2,5$ detik nilai $k = 2$
- 3) Untuk struktur yang mempunyai $0,5 < T < 2,5$ detik nilai k diperoleh menggunakan interpolasi

Karena nilai $T_{\text{arah x}} = T_{\text{arah y}} = 1,805$ detik, maka nilai k arah x dan y diperoleh melalui interpolasi.

$$k_x = k_y = y_1 + (y_2 - y_1) \times \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

$$k_x = k_y = 1 + (2 - 1) \times \frac{1,805 - 0,5}{2,5 - 0,5}$$

$$k_x = k_y = 1,652$$

d. Nilai C_v

Pada perhitungan nilai k pada arah x dan y didapat hasilnya sama, maka koefisien seismik terjadi pada arah x dan y akan sama pada masing masing sumbu. Berikut perhitungan nilai C_v

$$\text{Tinggi antar lantai} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Berat seismik aktif lantai} = 566380,605 \text{ kg}$$

$$C_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{k=0}^n w_i h_i^k}$$

$$C_{vx} = \frac{566380,605 \times 4^{1,652}}{970695440,501}$$

$$C_v = 0,006$$

e. Gaya seismik tiap lantai

Pada perhitungan koefisien seismik (C_v) pada kedua arah sumbunya adalah sama, maka gaya seismik pada setiap lantainya akan sama pada masing-masing sumbunya. Berikut perhitungan nilai gaya gempa per-lantai

$$F_x = F_y = C_v \times V$$

$$F_x = F_y = 0,006 \times 233353,70$$

$$F_x = F_y = 1345,264 \text{ kg}$$

Berikut merupakan rekapitulasi gempa statik ekuivalen tiap lantai dengan perhitungan manual.

Tabel 5.27 Perhitungan Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen Arah X

Story	h _x (m)	W _x (kg)	W _x .h _x (kgm)	W _x .h _x ^k	C _{vx}	F _x (kg)	V _x (kg)
Story 10	40	447281,408	17891256,318	198436369,264	0,204	47703,800	47703,800
Story 9	36	520474,005	18737064,191	194015132,550	0,200	46640,942	94344,742
Story 8	32	520474,005	16655168,170	159704691,585	0,165	38392,764	132737,506
Story 7	28	520474,005	14573272,148	128085258,101	0,132	30791,501	163529,007
Story 6	24	520474,005	12491376,127	99285259,800	0,102	23868,025	187397,032
Story 5	20	554908,605	11098172,106	78320988,400	0,081	18828,246	206225,278
Story 4	16	566380,605	9062089,685	55289578,327	0,057	13291,530	219516,808
Story 3	12	566380,605	6796567,264	34372441,372	0,035	8263,082	227779,891
Story 2	8	566380,605	4531044,842	17589745,329	0,018	4228,548	232008,439
Story 1	4	566380,605	2265522,421	5595975,772	0,006	1345,264	233353,703
Σ				970695440,501	1,000	233353,703	

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.28 Perhitungan Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen Arah Y

Story	h _y (m)	W _y (kg)	W _y .h _y (kgm)	W _y .h _y ^k	C _{vy}	F _y (kg)	V _y (kg)
Story 10	40	447281,408	17891256,318	198436369,264	0,204	47703,800	47703,800
Story 9	36	520474,005	18737064,191	194015132,550	0,200	46640,942	94344,742
Story 8	32	520474,005	16655168,170	159704691,585	0,165	38392,764	132737,506
Story 7	28	520474,005	14573272,148	128085258,101	0,132	30791,501	163529,007
Story 6	24	520474,005	12491376,127	99285259,800	0,102	23868,025	187397,032
Story 5	20	554908,605	11098172,106	78320988,400	0,081	18828,246	206225,278
Story 4	16	566380,605	9062089,685	55289578,327	0,057	13291,530	219516,808
Story 3	12	566380,605	6796567,264	34372441,372	0,035	8263,082	227779,891
Story 2	8	566380,605	4531044,842	17589745,329	0,018	4228,548	232008,439
Story 1	4	566380,605	2265522,421	5595975,772	0,006	1345,264	233353,703
Σ				970695440,501	1,000	233353,703	

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut rekapitulasi hasil gaya lateral dengan perhitungan manual dan perangkat lunak menggunakan prosedur analisis gempa statik.

Tabel 5.29 Hasil Gaya Lateral Dengan Prosedur Analisis Gempa Statik Arah X

Story	Arah X			Arah Y		
	Vx Manual (kg)	Vx ETABS (kg)	Vx TSD (kg)	Vy Manual (kg)	Vy ETABS (kg)	Vy TSD (kg)
Story 10	43524,455	43516,960	43767,342	43524,455	43516,960	43767,342
Story 9	86180,091	86164,230	86386,279	86180,091	86164,230	86386,279
Story 8	121292,327	121268,640	121467,372	121292,327	121268,640	121467,372
Story 7	149452,802	149421,980	149602,056	149452,802	149421,980	149602,056
Story 6	171281,387	171244,280	171409,911	171281,387	171244,280	171409,911
Story 5	188203,409	188160,730	188401,748	188203,409	188160,730	188401,748
Story 4	200304,341	200257,060	200490,076	200304,341	200257,060	200490,076
Story 3	207827,252	207776,620	208004,670	207827,252	207776,620	208004,670
Story 2	211677,024	211624,320	211849,816	211677,024	211624,320	211849,816
Story 1	212901,785	212848,230	213072,864	212901,785	212848,230	213072,864

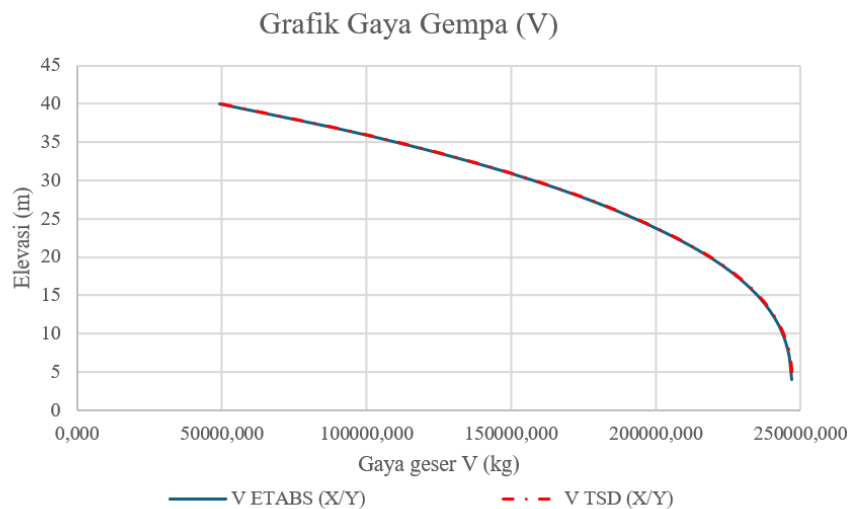
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.30 Perbandingan Gaya Lateral ETABS Dengan TSD

Story	Arah X			Arah Y		
	Vx ETABS (kg)	Vx TSD (kg)	Selisih (kg)	Vx ETABS (kg)	Vy TSD (kg)	Selisih (kg)
Story 10	43516,960	43767,342	250,382	43516,960	43767,342	250,382
Story 9	86164,230	86386,279	222,049	86164,230	86386,279	222,049
Story 8	121268,640	121467,372	198,732	121268,640	121467,372	198,732
Story 7	149421,980	149602,056	180,076	149421,980	149602,056	180,076
Story 6	171244,280	171409,911	165,631	171244,280	171409,911	165,631
Story 5	188160,730	188401,748	241,018	188160,730	188401,748	241,018
Story 4	200257,060	200490,076	233,016	200257,060	200490,076	233,016
Story 3	207776,620	208004,670	228,050	207776,620	208004,670	228,050
Story 2	211624,320	211849,816	225,496	211624,320	211849,816	225,496
Story 1	212848,230	213072,864	224,634	212848,230	213072,864	224,634

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Dari hasil diatas, gaya gempa setiap lantai antara perhitungan manual dengan ETABS maupun TSD pada arah x dan y mempunyai perbedaan yang sangat kecil. Seperti pada poin berat seismik aktif sebelumnya, berat seismik TSD cenderung lebih besar dibandingkan dengan manual maupun ETABS yang mempengaruhi hasil gaya lateral tiap lantai pada TSD, hal ini sesuai dengan hasil penelitian yang dilakukan oleh (Rifandi, 2020) bahwa semakin besar berat bangunan maka semakin besar juga gaya gempa yang terjadi. Sehingga hasil TSD lebih besar dibandingkan dengan ETABS dengan selisih terbesar pada lantai 10 sebesar 250,382 kg pada arah x dan arah y, hal ini bertolak belakang dengan penelitian yang disusun oleh (Aziz dkk, 2023) dengan hasil gaya gempa statik yang dihasilkan ETABS lebih besar dibandingkan TSD.



Gambar 5.97 Grafik Gaya Gempa

(Sumber : Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.6.4 Displacement

Displacement pada setiap lantai dihitung secara otomatis pada kedua perangkat lunak dan memiliki hasil *displacement* pada setiap lantai yang berbeda pada kedua perangkat lunak. Nilai *displacement* yang dihasilkan dari prosedur analisis gempa statik memiliki perbedaan nilai sebagai berikut.

Tabel 5.31 Hasil Output *Displacement* Dengan Prosedur Analisis Gempa Statik

Story	Z	MovX (mm)			MovY (mm)		
	[m]	ETABS	TSD	Selisih	ETABS	TSD	Selisih
Story 10	40	146,396	144,800	1,596	160,602	157,100	3,502
Story 9	36	139,666	138,400	1,266	152,984	150,000	2,984
Story 8	32	127,93	126,900	1,030	140,004	137,500	2,504
Story 7	28	111,613	110,900	0,713	122,079	120,100	1,979
Story 6	24	91,877	91,300	0,577	100,488	99,000	1,488
Story 5	20	71,453	71,100	0,353	78,209	77,200	1,009
Story 4	16	55,403	55,100	0,303	60,416	59,700	0,716
Story 3	12	38,958	38,800	0,158	42,276	41,800	0,476
Story 2	8	22,583	22,500	0,083	24,332	24,000	0,332
Story 1	4	7,91	7,900	0,010	8,426	8,300	0,126

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.6.5 Simpangan struktur

Pemeriksaan simpangan antartingkat mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6. Simpangan antartingkat desain yang diizinkan mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 Tabel 20 Hal 88 dengan jenis gedung adalah gedung perkantoran dengan kategori risiko II. Pada SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1.1 Hal 88, simpangan

antartingkat tidak boleh melebihi $\frac{\Delta a}{\rho}$. Dengan nilai redudansi (ρ) sebesar 1,3 karena syarat pada setiap tingkat untuk menahan minimal 35% gaya geser dasar tidak terpenuhi pada arah x maupun y yang diatur pada SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4.2 Hal 64.

Tabel 5.32 Pengecekan Syarat Redudansi

Story	ETABS		TSD	
	Vx (kg)	Vy (kg)	Vx (kg)	Vy (kg)
Story10	49401,56	49401,56	50081,9342	50081,9342
Story9	99221,83	99221,83	99811,6584	99811,6584
Story8	140230,6	140230,6	140745,82	140745,82
Story7	173119,1	173119,1	173574,564	173574,564
Story6	198611,8	198611,8	199020,868	199020,868
Story5	218484,9	218484,9	218880,454	218880,454
Story4	232383	232383	232753,285	232753,285
Story3	241022,7	241022,7	241377,229	241377,229
Story2	245443,5	245443,5	245790,051	245790,051
Story1	246849,7	246849,7	247193,69	247193,69
35% V	86397,39	86397,39	86517,7915	86517,7915
CEK	NOT OK	NOT OK	NOT OK	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.33 Simpangan Antar Tingkat Izin Menurut SNI 1726:2019

Tipe 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.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

(Sumber: Pada SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1.1 Hal 88)

Simpangan antar izin diambil semua struktur lainnya dengan kategori resiko II = 0,020 h_{sx} . Nilai h_{sx} merupakan tinggi antar tingkat sebesar 4000 mm. Berikut perhitungan simpangan dengan prosedur analisis statik sebagai berikut.

$$\Delta_{izin} = 0,020 \times \frac{h_{sx}}{\rho} = 0,020 \times \frac{4000}{1,5} = 61,538 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5 \text{ (SRPMK, SNI 2716:2019 Tabel 12 Hal 49)}$$

$$I_e = 1 \text{ (Kategori risiko II, SNI 1726:2019 Tabel 3 Hal 24)}$$

a. Simpangan antar tingkat (Δ) ETABS

$$\delta_{ex} = 7,91$$

$$\Delta_x = \frac{C_d \times (\delta_{ex} \text{ lt } 1)}{I_e} = \frac{5,5 \times (7,91)}{1}$$

$$= 43,505 \text{ mm} < 61,538 \text{ mm (memenuhi syarat)}$$

$$\delta_{ey} = 8,426$$

$$\Delta_y = \frac{C_d \times (\delta_{ey} \text{ lt } 1)}{I_e}$$

$$= \frac{5,5 \times (8,426)}{1}$$

$$= 46,343 \text{ mm} < 61,538 \text{ mm (memenuhi syarat)}$$

b. Simpangan antar tingkat (Δ) TSD

$$\delta_{ex} = 7,9$$

$$\Delta_x = \frac{C_d \times (\delta_{ex} \text{ lt } 1)}{I_e} = \frac{5,5 \times (7,9)}{1}$$

$$= 43,45 \text{ mm} < 61,538 \text{ mm (memenuhi syarat)}$$

$$\delta_{ey} = 8,4$$

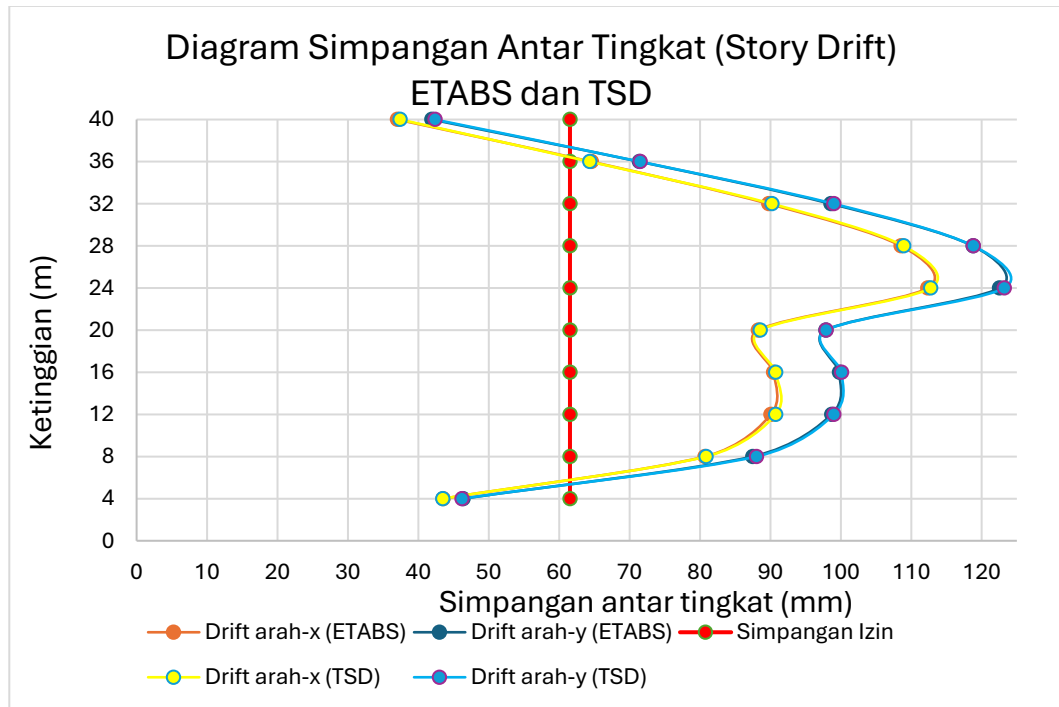
$$\Delta_y = \frac{C_d \times (\delta_{ey} \text{ lt } 1)}{I_e} = \frac{5,5 \times (8,4)}{1} = 46,2 \text{ mm} < 61,538 \text{ mm (memenuhi syarat)}$$

Berikut rekapitulasi analisis simpangan dengan prosedur analisis gempa statik pada kedua perangkat lunak.

Tabel 5.34 Hasil Analisis Simpangan Antar Lantai

Story	Drift Limit	ETABS				TSD			
		$\Delta X (mm)$	Ratio	$\Delta Y (mm)$	Ratio	$\Delta X (mm)$	Ratio	$\Delta Y (mm)$	Ratio
	(mm)								
Story 10	61,538	37,015	0,601	41,899	0,681	37,400	0,608	42,350	0,688
Story 9	61,538	64,548	1,049	71,390	1,160	64,350	1,046	71,500	1,162
Story 8	61,538	89,744	1,458	98,588	1,602	90,200	1,466	99,000	1,609
Story 7	61,538	108,548	1,764	118,751	1,930	108,900	1,770	118,800	1,931
Story 6	61,538	112,332	1,825	122,535	1,991	112,750	1,832	123,200	2,002
Story 5	61,538	88,275	1,434	97,862	1,590	88,550	1,439	97,900	1,591
Story 4	61,538	90,448	1,470	99,770	1,621	90,750	1,475	100,100	1,627
Story 3	61,538	90,063	1,464	98,692	1,604	90,750	1,475	99,000	1,609
Story 2	61,538	80,702	1,311	87,483	1,422	80,850	1,314	88,000	1,430
Story 1	61,538	43,505	0,707	46,343	0,753	43,450	0,706	46,200	0,751
Rata-rata			1,308		1,435		1,313		1,440

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



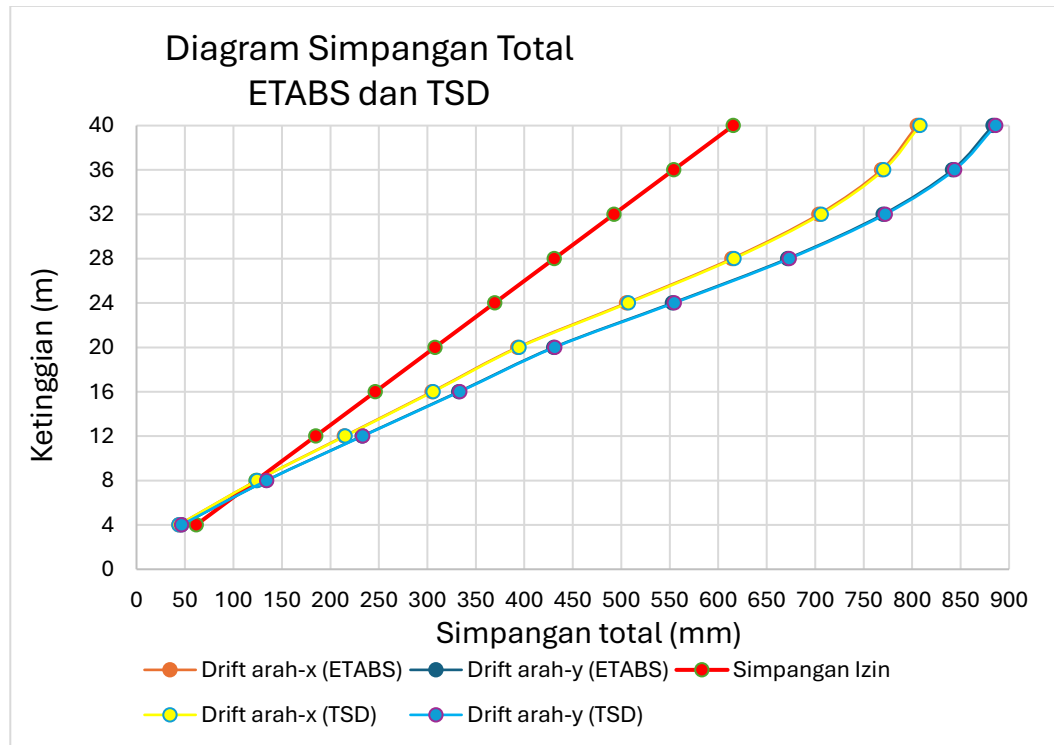
Gambar 5.98 Grafik Simpangan Antar Lantai

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.35 Hasil Analisis Simpangan Total

Story	Drift Limit	ETABS				TSD			
		ΔX (mm)	Ratio	ΔY (mm)	Ratio	ΔX (mm)	Ratio	ΔY (mm)	Ratio
	(mm)								
Story 10	615,385	805,178	1,308	883,311	1,435	807,950	1,313	886,050	1,440
Story 9	553,846	768,163	1,387	841,412	1,519	770,550	1,391	843,700	1,523
Story 8	492,308	703,615	1,429	770,022	1,564	706,200	1,434	772,200	1,569
Story 7	430,769	613,872	1,425	671,435	1,559	616,000	1,430	673,200	1,563
Story 6	369,231	505,324	1,369	552,684	1,497	507,100	1,373	554,400	1,502
Story 5	307,692	392,992	1,277	430,150	1,398	394,350	1,282	431,200	1,401
Story 4	246,154	304,717	1,238	332,288	1,350	305,800	1,242	333,300	1,354
Story 3	184,615	214,269	1,161	232,518	1,259	215,050	1,165	233,200	1,263
Story 2	123,077	124,207	1,009	133,826	1,087	124,300	1,010	134,200	1,090
Story 1	61,538	43,505	0,707	46,343	0,753	43,450	0,706	46,200	0,751
Rata-rata			1,231		1,342		1,235		1,346

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.99 Grafik Simpanan Total

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada prosedur analisis gempa statik, nilai simpangan antar lantai yang kedua perangkat lunak hasilkan masih melebihi simpangan antar lantai maksimum yang dibatasi oleh SNI 1726 Pasal 7.12.1.1 Hal 88. Sehingga perlu merubah konfigurasi dimensi maupun posisi elemen struktur sampai simpangan yang dihasilkan tidak melebihi simpangan yang diizinkan. Berikut konfigurasi dimensi elemen struktur dengan simpangan antar tingkat kurang dari simpangan yang diizinkan.

Tabel 5.36 Penggantian Dimensi Elemen Struktur

Elemen	Lebar (b)	Tinggi (h)	Tebal (t)
B1	350	650	-
B2	300	600	-
B3	250	400	-
Pelat	-	-	130
K1	650	750	-
K2	600	700	-

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut rekapitulasi berat seismik aktif, periode getar alami, gaya lateral akibat gempa statik, dan simpangan yang terjadi setelah penggantian dimensi elemen struktur pada kedua perangkat lunak.

Tabel 5.37 Rekapitulasi Berat Seismik Aktif Setelah Pergantian Dimensi Struktur

STORY	ETABS (kg)	TSD (kg)	Selisih (kg)
Story10	464691	471948,6267	7257,627
Story9	557755,6	557755,6046	0,005
Story8	557755,6	557755,6046	0,005
Story7	557755,6	557755,6046	0,005
Story6	557755,6	557755,6046	0,005
Story5	587681,8	588350,2521	668,452
Story4	594257,8	594257,7741	0,026
Story3	594257,8	594257,7741	0,026
Story2	594257,8	594257,7741	0,026
Story1	594257,8	594257,7741	0,026
Σ	5660426,4	5668352,394	7925,994

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.38 Rekapitulasi Periode Getar Alami Setelah Pergantian Dimensi Struktur

STORY	Tcrack (s)			Tuncrack (s)		
	ETABS	TSD	Selisih	ETABS	TSD	Selisih
Arah X	1,698	1,698	0,000	1,433	1,435	0,002
Arah Y	1,707	1,706	0,001	1,421	1,447	0,026

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.39 Rekapitulasi Gaya Lateral Setelah Pergantian Dimensi Struktur

Story	Arah X			Arah Y		
	Vx ETABS (kg)	Vx TSD (kg)	Selisih (kg)	Vy ETABS (kg)	Vy TSD (kg)	Selisih (kg)
Story 10	49401,560	50081,934	680,374	49401,560	50081,934	680,374
Story 9	99221,830	99811,658	589,828	99221,830	99811,658	589,828
Story 8	140230,580	140745,820	515,240	140230,580	140745,820	515,240
Story 7	173119,130	173574,564	455,434	173119,130	173574,564	455,434
Story 6	198611,800	199020,868	409,068	198611,800	199020,868	409,068
Story 5	218484,940	218880,454	395,514	218484,940	218880,454	395,514
Story 4	232383,040	232753,285	370,245	232383,040	232753,285	370,245
Story 3	241022,650	241377,229	354,579	241022,650	241377,229	354,579
Story 2	245443,480	245790,051	346,571	245443,480	245790,051	346,571
Story 1	246849,690	247193,690	344,000	246849,690	247193,690	344,000

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan penelitian yang disusun oleh (Rifandi, 2020) dengan hasil bahwa semakin besar berat bangunan (W) akan semakin besar pula gaya geser yang terjadi. Hal ini sesuai dengan hasil penelitian ini bahwa semakin besar berat bangunan maka semakin besar juga gaya geser yang terjadi.

Tabel 5.40 Rekapitulasi Simpangan Antar Lantai Setelah Pergantian Dimensi Struktur

Story	Drift Limit (mm)	ETABS				TSD			
		ΔX (mm)	Ratio	ΔY (mm)	Ratio	ΔX (mm)	Ratio	ΔY (mm)	Ratio
Story 10	61,538	14,647	0,238	16,605	0,270	14,300	0,232	16,500	0,268
Story 9	61,538	24,585	0,400	26,032	0,423	24,750	0,402	25,850	0,420
Story 8	61,538	33,869	0,550	35,052	0,570	34,100	0,554	35,200	0,572
Story 7	61,538	40,623	0,660	41,520	0,675	40,700	0,661	41,800	0,679
Story 6	61,538	41,470	0,674	42,306	0,687	41,250	0,670	42,350	0,688
Story 5	61,538	37,356	0,607	38,951	0,633	37,400	0,608	38,500	0,626
Story 4	61,538	38,550	0,626	39,749	0,646	39,050	0,635	40,150	0,652
Story 3	61,538	39,122	0,636	39,732	0,646	39,050	0,635	39,600	0,644
Story 2	61,538	36,779	0,598	36,234	0,589	36,850	0,599	36,300	0,590
Story 1	61,538	22,083	0,359	20,482	0,333	22,000	0,358	20,350	0,331
Rata-rata			0,535		0,547		0,535		0,547

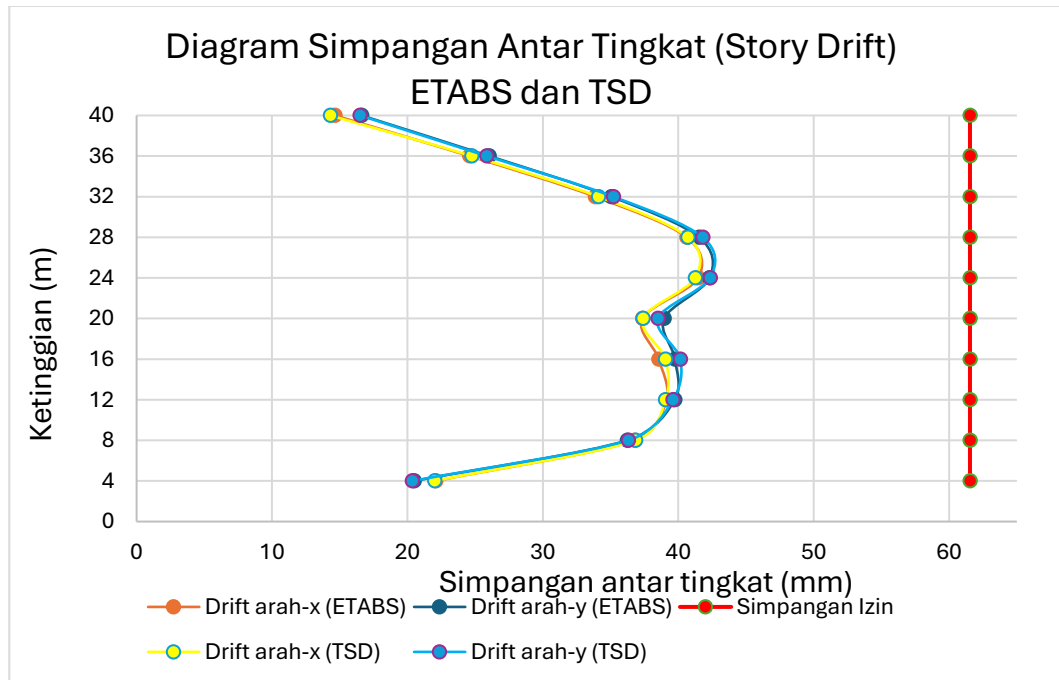
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.41 Rekapitulasi Simpangan Total Setelah Pergantian Dimensi Struktur

Story	Drift Limit (mm)	ETABS				TSD			
		ΔX (mm)	Ratio	ΔY (mm)	Ratio	ΔX (mm)	Ratio	ΔY (mm)	Ratio
Story 10	615,385	329,082	0,535	336,661	0,547	338,250	0,550	336,600	0,547
Story 9	553,846	314,435	0,568	320,056	0,578	321,750	0,581	320,100	0,578
Story 8	492,308	289,850	0,589	294,025	0,597	295,900	0,601	294,250	0,598
Story 7	430,769	255,981	0,594	258,973	0,601	260,700	0,605	259,050	0,601
Story 6	369,231	215,358	0,583	217,454	0,589	218,900	0,593	217,250	0,588
Story 5	307,692	173,888	0,565	175,148	0,569	176,550	0,574	174,900	0,568
Story 4	246,154	136,532	0,555	136,197	0,553	138,050	0,561	136,400	0,554
Story 3	184,615	97,983	0,531	96,448	0,522	97,900	0,530	96,250	0,521
Story 2	123,077	58,861	0,478	56,716	0,461	58,300	0,474	56,650	0,460
Story 1	61,538	22,083	0,359	20,482	0,333	22,000	0,358	20,350	0,331
Rata-rata			0,536		0,535		0,543		0,535

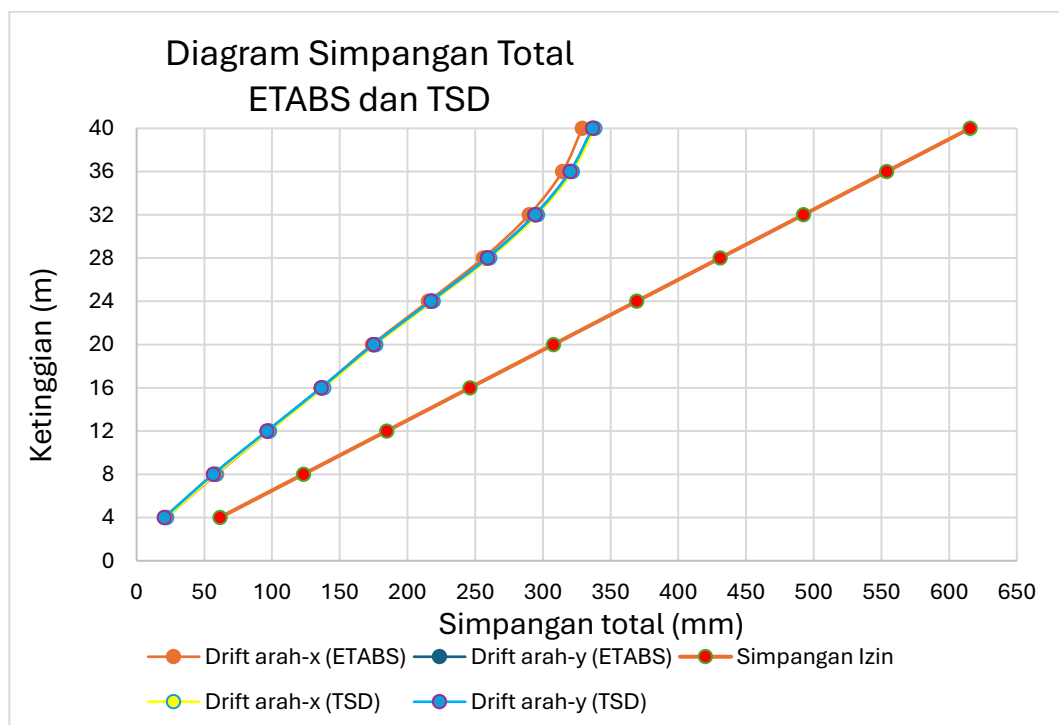
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil yang didapat yaitu simpangan antar tingkat pada TSD memiliki rasio rata-rata yang sama dengan ETABS yaitu sebesar 0,535 pada arah x dan 0,547 pada arah y. Hal tidak sesuai dengan penelitian yang dilakukan oleh (Aziz dkk, 2023) dengan hasil penelitian yang didapat ialah nilai simpangan yang dihasilkan pada ETABS lebih besar dibandingkan dengan TSD dan penelitian yang disusun oleh (Rusliyana, 2024) dengan hasil simpangan TSD lebih kecil dibandingkan dengan SAP2000.



Gambar 5.100 Grafik Simpangan Antar Lantai Setelah Pergantian Dimensi Struktur

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.101 Grafik Simpangan Total Setelah Pergantian Dimensi Struktur

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.6.6 Pengaruh P-Δ

Analisa pengaruh P-Δ mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7 Hal 76. Berdasarkan pasal tersebut dikatakan bahwa pengaruh P-Δ tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) $\leq 0,10$. Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi $\theta_{\max}$ karena struktur berpotensi tidak stabil. Dalam analisis pengaruh P-Δ menggunakan nilai beban aksial (P) total pada tingkat yang diambil dari kombinasi 1DL + 1SDL + 1LL, gaya geser seismik (V) yang bekerja pada tingkat, simpangan antar tingkat (Δ), dan tinggi tingkat dibawah lantai yang ditinjau (h_s). Berikut perhitungan analisis pengaruh P-Δ pada kedua perangkat lunak.

- a. Pengaruh P-Δ dengan output yang dihasilkan *ETABS*

$$C_d = 5,5 \text{ (SRPMK, SNI 2716:2019 Tabel 12 Hal 49)}$$

$$I_e = 1 \text{ (Kategori risiko II, SNI 1726:2019 Tabel 3 Hal 24)}$$

$$\beta = 1 \text{ (Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser, SNI 1726:2019)}$$

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} = \frac{0,5}{1 \times 5,5} = 0,091$$

$$P = 6710274,800 \text{ kg}$$

$$V_x = V_y = 246911,804 \text{ kg}$$

$$\Delta_x = 22,083 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = 20,482 \text{ mm}$$

$$h_s = 4000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\theta_x &= \frac{P \Delta_x I_e}{V_x h_s C_d} \\ &= \frac{6710274,800 \times 22,083 \times 1}{246911,804 \times 4000 \times 5,5} \\ &= 0,027 < 0,091 \text{ (pengaruh P-}\Delta \text{ tidak perlu diperhitungkan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_y &= \frac{P \Delta_y I_e}{V_y h_s C_d} \\ &= \frac{6710274,800 \times 20,482 \times 1}{246911,804 \times 4000 \times 5,5} \\ &= 0,025 < 0,091 \text{ (pengaruh P-}\Delta \text{ tidak perlu diperhitungkan)}\end{aligned}$$

- b. Pengaruh P-Δ dengan output yang dihasilkan *TSD*

$$C_d = 5,5 \text{ (SRPMK, SNI 2716:2019 Tabel 12 Hal 49)}$$

$I_e = 1$ (Kategori risiko II, SNI 1726:2019 Tabel 3 Hal 24)

$\beta = 1$ (Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser, SNI 1726:2019)

$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{\beta C_d} = \frac{0,5}{1 \times 5,5} = 0,091$$

$$P = 6756109,479 \text{ kg}$$

$$V_x = V_y = 246849,690 \text{ kg}$$

$$\Delta_x = 22 \text{ mm}$$

$$\Delta_y = 20,35 \text{ mm}$$

$$h_s = 4000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \theta_x &= \frac{P \Delta_x I_e}{V_x h_s C_d} \\ &= \frac{6756109,479 \times 22 \times 1}{246849,690 \times 4000 \times 5,5} \end{aligned}$$

$$= 0,027 < 0,091 \text{ (pengaruh P-}\Delta \text{ tidak perlu diperhitungkan)}$$

$$\begin{aligned} \theta_y &= \frac{P \Delta_y I_e}{V_y h_s C_d} \\ &= \frac{6756109,479 \times 20,35 \times 1}{246849,690 \times 4000 \times 5,5} \end{aligned}$$

$$= 0,025 < 0,091 \text{ (pengaruh P-}\Delta \text{ tidak perlu diperhitungkan)}$$

Berikut rekapitulasi pengaruh P- Δ setiap lantai pada hasil output kedua perangkat lunak.

Tabel 5.42 Hasil Analisis Pengaruh P- Δ Setiap Lantai (ETABS)

Story	h (mm)	P (kg)	Vx (kg)	Vy (kg)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	θ_x	θ_y	θ_{max}	Cek
Story 10	4000	661749,640	49410,061	49410,061	14,647	16,605	0,009	0,010	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 9	4000	1318621,640	99240,097	99240,097	24,585	26,032	0,015	0,016	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 8	4000	1975493,720	140257,983	140257,983	33,869	35,052	0,022	0,022	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 7	4000	2632365,720	173154,865	173154,865	40,623	41,520	0,028	0,029	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 6	4000	3289237,640	198654,877	198654,877	41,470	42,306	0,031	0,032	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 5	4000	3983811,880	218534,568	218534,568	37,356	38,951	0,031	0,032	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 4	4000	4677186,120	232437,951	232437,951	38,550	39,749	0,035	0,036	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 3	4000	5370560,280	241081,411	241081,411	39,122	39,732	0,040	0,040	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 2	4000	6063934,520	245504,613	245504,613	36,779	36,234	0,041	0,041	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 1	4000	6710274,800	246911,804	246911,804	22,083	20,482	0,027	0,025	0,909	$\leq \theta_{max}$

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.43 Hasil Analisis Pengaruh P-Δ Setiap Lantai (TSD)

Story	h (mm)	P (kg)	Vx (kg)	Vy (kg)	Δx (mm)	Δy (mm)	θx	θy	θmax	Cek
Story 10	4000	661749,729	49401,560	49401,560	13,750	15,400	0,008	0,009	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 9	4000	1318621,818	99221,830	99221,830	23,650	24,750	0,014	0,015	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 8	4000	1975493,907	140230,580	140230,580	33,550	33,550	0,021	0,021	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 7	4000	2632365,996	173119,130	173119,130	39,600	40,150	0,027	0,028	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 6	4000	3289238,085	198611,800	198611,800	40,700	40,700	0,031	0,031	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 5	4000	3982612,367	218484,940	218484,940	37,400	37,950	0,031	0,031	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 4	4000	4675986,645	232383,040	232383,040	37,950	39,050	0,035	0,036	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 3	4000	5369360,923	241022,650	241022,650	39,050	39,050	0,040	0,040	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 2	4000	6062735,201	245443,480	245443,480	36,300	35,200	0,041	0,040	0,909	$\leq \theta_{max}$
Story 1	4000	6756109,479	246849,690	246849,690	22,000	20,350	0,027	0,025	0,909	$\leq \theta_{max}$

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.6.7 Analisa ketidakberaturan struktur

Klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan diatur dalam SNI 1726:2019; Pasal 7.3.2; Hal-57. Klasifikasi ini berdasarkan kondisi horizontal dan vertikal struktur yang diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2 Tabel 13 Hal-59 (Ketidakberaturan horizontal) dan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2 Tabel 14 Hal-61 (Ketidakberaturan vertikal). Berikut analisis ketidakberaturan pada hasil permodelan kedua perangkat lunak.

a. Ketidakberaturan struktur horizontal

Dalam analisa ketidakberaturan horizontal, terdapat beberapa kategori (1a, 1b, 2, 3, 4, 5a, 5b) yang perlu diperhitungkan yang sesuai dengan isi dari SNI 1726:2019 Tabel 13 Hal-59. Berikut analisa ketidakberaturan horizontal dalam kasus ini.

Tabel 5.44 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

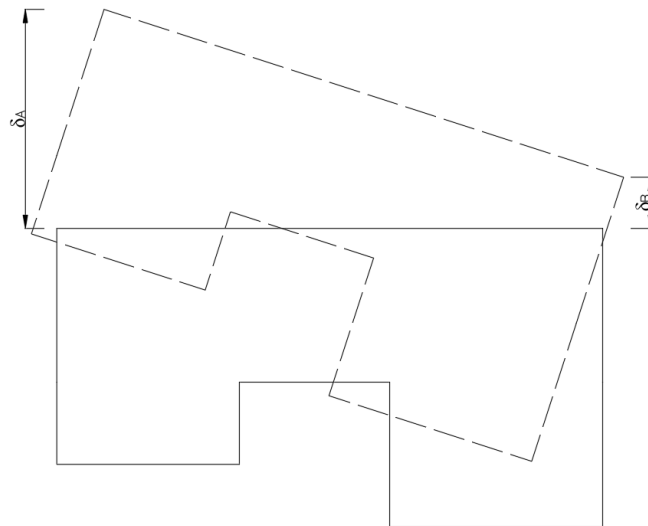
Kategori	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan
1a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.
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 diafragmanya kaku atau setengah kaku.
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.

Kategori	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan
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.
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.
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.

(Sumber: SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2 Tabel 13 Hal-59)

1) Kategori 1a dan 1b

Kategori 1a dan 1b adalah menganalisa simpangan maksimum yang terjadi akibat gempa disetiap tingkatnya dengan syarat simpangan maksimumnya melebihi 1,2 simpangan rata – rata untuk kategori 1a ($\delta_{\max} > 1,2 \delta_{\text{avg}}$) dan melebihi 1,4 simpangan rata-rata untuk kategori 1b ($\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$).



Gambar 5.102 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 1a dan 1b

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berikut perhitungan ketidakberaturan horizontal pada kedua perangkat lunak.

- Gempa arah x (ETABS)

$$\delta_A = 4,015 \text{ mm}$$

$$\delta_B = 4,015 \text{ mm}$$

$$1,2 \delta_{\text{Average}} = 1,2 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,2 \times \frac{4,015 + 4,015}{2}$$

$$= 4,818 \text{ mm}$$

$$1,4 \delta_{Average} = 1,4 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,4 \times \frac{4,015 + 4,015}{2}$$

$$= 5,621 \text{ mm}$$

$\delta_{Max} = 4,015 \text{ mm} < 1,2 \delta_{Average} < 1,4 \delta_{Average}$ (tidak termasuk kategori 1a dan 1b)

- Gempa arah y (ETABS)

$$\delta_A = 3,724 \text{ mm}$$

$$\delta_B = 3,724 \text{ mm}$$

$$1,2 \delta_{Average} = 1,2 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,2 \times \frac{3,724 + 3,724}{2}$$

$$= 4,469 \text{ mm}$$

$$1,4 \delta_{Average} = 1,4 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,4 \times \frac{3,724 + 3,724}{2}$$

$$= 5,214 \text{ mm}$$

$\delta_{Max} = 4,469 \text{ mm} < 1,2 \delta_{Average} < 1,4 \delta_{Average}$ (tidak termasuk kategori 1a dan 1b)

- Gempa arah x (TSD)

$$\delta_A = 4 \text{ mm}$$

$$\delta_B = 4 \text{ mm}$$

$$1,2 \delta_{Average} = 1,2 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,2 \times \frac{4 + 4}{2}$$

$$= 4,8 \text{ mm}$$

$$1,4 \delta_{Average} = 1,4 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,4 \times \frac{4 + 4}{2}$$

$$= 5,6 \text{ mm}$$

$$\delta_{Max} = 4 \text{ mm} < 1,2 \delta_{Average} < 1,4 \delta_{Average} \text{ (tidak termasuk)}$$

kategori 1a dan 1b)

- Gempa arah y (TSD)

$$\delta_A = 3,7 \text{ mm}$$

$$\delta_B = 3,7 \text{ mm}$$

$$1,2 \delta_{Average} = 1,2 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,2 \times \frac{3,7 + 3,7}{2}$$

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

$$1,4 \delta_{Average} = 1,4 \times \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$= 1,4 \times \frac{3,7 + 3,7}{2}$$

$$= 5,18 \text{ mm}$$

$$\delta_{Max} = 4,4 \text{ mm} < 1,2 \delta_{Average} < 1,4 \delta_{Average} \text{ (tidak termasuk)}$$

kategori 1a dan 1b)

Berikut rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan horizontal kategori 1a dan 1b setiap lantai pada hasil output kedua perangkat lunak.

Tabel 5.45 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 1a dan 1b Arah X (ETABS)

Story	height (mm)	Perpindahan		δ_{max} (mm)	1,2 δ_{avg} (mm)	1,4 δ_{avg} (mm)	$\delta_{max} > 1,2 \delta_{avg}$ atau $\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$
		δa (mm)	δb (mm)				
Story 10	4000	59,833	59,833	59,833	71,800	83,766	NOT OK
Story 9	4000	57,170	57,170	57,170	68,604	80,038	NOT OK
Story 8	4000	52,700	52,700	52,700	63,240	73,780	NOT OK
Story 7	4000	46,542	46,542	46,542	55,850	65,159	NOT OK
Story 6	4000	39,156	39,156	39,156	46,987	54,818	NOT OK
Story 5	4000	31,616	31,616	31,616	37,939	44,262	NOT OK
Story 4	4000	24,824	24,824	24,824	29,789	34,754	NOT OK
Story 3	4000	17,815	17,815	17,815	21,378	24,941	NOT OK
Story 2	4000	10,702	10,702	10,702	12,842	14,983	NOT OK
Story 1	4000	4,015	4,015	4,015	4,818	5,621	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.46 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 1a dan 1b Arah Y (ETABS)

Story	height (mm)	Perpindahan		δ_{max} (mm)	1,2 δ_{avg} (mm)	1,4 δ_{avg} (mm)	$\delta_{max} > 1,2 \delta_{avg}$ atau $\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$
		δa (mm)	δb (mm)				
Story 10	4000	61,211	61,211	61,211	73,453	85,695	NOT OK
Story 9	4000	58,192	58,192	58,192	69,830	81,469	NOT OK
Story 8	4000	53,459	53,459	53,459	64,151	74,843	NOT OK
Story 7	4000	47,086	47,086	47,086	56,503	65,920	NOT OK
Story 6	4000	39,537	39,537	39,537	47,444	55,352	NOT OK
Story 5	4000	31,845	31,845	31,845	38,214	44,583	NOT OK
Story 4	4000	24,763	24,763	24,763	29,716	34,668	NOT OK
Story 3	4000	17,536	17,536	17,536	21,043	24,550	NOT OK
Story 2	4000	10,312	10,312	10,312	12,374	14,437	NOT OK
Story 1	4000	3,724	3,724	3,724	4,469	5,214	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.47 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 1a dan 1b Arah X (TSD)

Story	height (mm)	Perpindahan		δ_{max} (mm)	1,2 δ_{avg} (mm)	1,4 δ_{avg} (mm)	$\delta_{max} > 1,2 \delta_{avg}$ atau $\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$
		δa (mm)	δb (mm)				
Story 10	4000	58,9	58,9	58,900	70,680	82,460	NOT OK
Story 9	4000	56,4	56,4	56,400	67,680	78,960	NOT OK
Story 8	4000	52,1	52,1	52,100	62,520	72,940	NOT OK
Story 7	4000	46	46	46,000	55,200	64,400	NOT OK
Story 6	4000	38,8	38,8	38,800	46,560	54,320	NOT OK
Story 5	4000	31,4	31,4	31,400	37,680	43,960	NOT OK
Story 4	4000	24,6	24,6	24,600	29,520	34,440	NOT OK
Story 3	4000	17,7	17,7	17,700	21,240	24,780	NOT OK
Story 2	4000	10,6	10,6	10,600	12,720	14,840	NOT OK
Story 1	4000	4	4	4,000	4,800	5,600	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

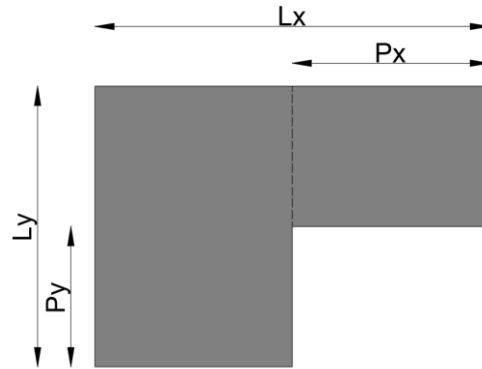
Tabel 5.48 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 1a dan 1b Arah Y (TSD)

Story	height (mm)	Perpindahan		δ_{max} (mm)	1,2 δ_{avg} (mm)	1,4 δ_{avg} (mm)	$\delta_{max} > 1,2 \delta_{avg}$ atau $\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$
		δa (mm)	δb (mm)				
Story 10	4000	59,3	59,3	59,300	71,160	83,020	NOT OK
Story 9	4000	56,5	56,5	56,500	67,800	79,100	NOT OK
Story 8	4000	52	52	52,000	62,400	72,800	NOT OK
Story 7	4000	45,9	45,9	45,900	55,080	64,260	NOT OK
Story 6	4000	38,6	38,6	38,600	46,320	54,040	NOT OK
Story 5	4000	31,2	31,2	31,200	37,440	43,680	NOT OK
Story 4	4000	24,3	24,3	24,300	29,160	34,020	NOT OK
Story 3	4000	17,2	17,2	17,200	20,640	24,080	NOT OK
Story 2	4000	10,1	10,1	10,100	12,120	14,140	NOT OK
Story 1	4000	3,7	3,7	3,700	4,440	5,180	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

2) Kategori 2

Kategori ini merupakan parameter yang mengindikasikan sebuah struktur memiliki ketidakberaturan sudut dalam. Dalam penelitian ini denah yang digunakan adalah persegi panjang tanpa adanya cekungan atau sudut dalam didenahnya, sehingga struktur tidak tergolong kategori 2.



Gambar 5.103 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 2

(Sumber: SNI 1726:2019)

3) Kategori 3

Kategori ini merupakan parameter yang mengindikasikan sebuah struktur memiliki diskontinuitas diafragma dengan luasan lantai terbuka lebih dari 50%. Pada penelitian ini setiap lantai ditutup oleh pelat sehingga tidak termasuk kategori 3.



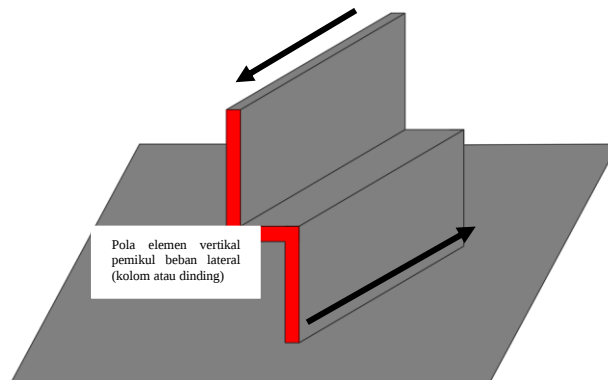
Gambar 5.104 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 3

(Sumber: SNI 1726:2019)

4) Kategori 4

Kategori ini merupakan parameter yang mengindikasikan sebuah struktur memiliki diskontinuitas dalam lintasan gaya lateral. Dalam penelitian ini

struktur tidak menggunakan *shear wall* yang menahan gaya lateral. Sehingga tidak tergolong kategori 4.

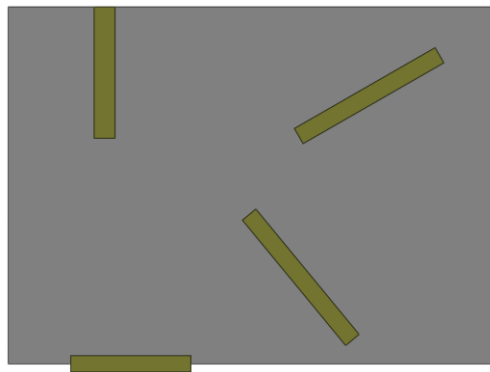


Gambar 5.105 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 4

(Sumber: SNI 1726:2019)

5) Kategori 5

Kategori ini merupakan parameter yang mengindikasikan sebuah struktur memiliki ketidakberaturan sistem non paralel. Pada penelitian ini kolom posisinya paralel terhadap sumbu utama struktur. Jadi tidak tergolong kategori 5.



Gambar 5.106 Ketidakberaturan Horizontal Kategori 5

(Sumber: SNI 1726:2019)

b. Analisa ketidakberaturan vertikal

Dalam analisa ketidakberaturan vertikal, terdapat beberapa kategori (1a, 1b, 2, 3, 4, 5a, 5b) yang perlu diperhitungkan yang sesuai dengan isi dari SNI 1726:2019; Tabel 14; Hal-61. Berikut analisis ketidakberaturan vertikal dalam kasus ini.

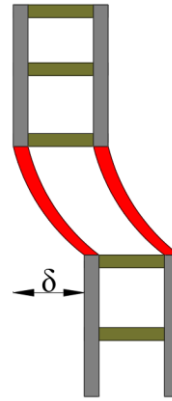
Tabel 5.49 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

Kategori	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan
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.
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.
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.
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 didekatnya.
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.
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.
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.

(Sumber: SNI 1726:2019; Tabel 14; Hal-61)

1) Kategori 1a dan 1b

Kategori ini mengklasifikasikan struktur memiliki kekakuan tingkat lunak dengan ketentuan kekakuan lateral kurang dari 70% kekakuan di tingkat atasnya atau 80% kekakuan lateral dari rata-rata tiga tingkat di atasnya (kategori 1a). Sedangkan untuk kategori 1b parameter yang dipakai yaitu <60% dan <70%.



Gambar 5.107 Ketidakberaturan Vertikal Kategori 1a dan 1b

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berikut perhitungan analisis ketidakberaturan vertikal kategori 1a dan 1b pada setiap lantai

$$E_{\text{beton}} = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa}$$

$$I_x (K2 = 600/700) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{600 \times 700^3}{12} = 17150000000 \text{ mm}^4$$

$$I_y (K2 = 600/700) = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{700 \times 600^3}{12} = 12600000000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} K_x (K2 = 600/700) &= \frac{12 \times E \times I_y}{L^3} \times n \text{ kolom pada lantai yang ditinjau} \\ &= \frac{12 \times 25742,96 \times 12600000000}{4000^3} \times 24 \\ &= 1459625,843 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_y (K2 = 600/700) &= \frac{12 \times E \times I_x}{L^3} \times n \text{ kolom pada lantai yang ditinjau} \\ &= \frac{12 \times 25742,96 \times 17150000000}{4000^3} \times 24 \\ &= 1986712,954 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$I_x (K1 = 650/750) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{650 \times 750^3}{12} = 22851562500 \text{ mm}^4$$

$$I_y (K1 = 650/750) = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{750 \times 650^3}{12} = 17164062500 \text{ mm}^4$$

$$K_x (K1 = 650/750) = \frac{12 \times E \times I_y}{L^3} \times n \text{ kolom pada lantai yang ditinjau}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{12 \times 25742,96 \times 17164062500}{4000^3} \times 24 \\
&= 1988342 \text{ N/mm} \\
K_y (K1 = 650/750) &= \frac{12 \times E \times I_x}{L^3} \times n \text{ kolom pada lantai yang ditinjau} \\
&= \frac{12 \times 25742,96 \times 22851562500}{4000^3} \times 24 \\
&= 2647200,888 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

Tabel 5.50 Rekapitulasi Kekakuan Lateral Setiap Lantai

Story	L (mm)	Jumlah Kolom (n)	Jenis Kolom	b (mm)	h (mm)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	K _x (N/mm)	K _y (N/mm)
Story 10	4000	24	K2	600	700	17150000000,000	12600000000,000	1459625,843	1986712,954
Story 9	4000	24	K2	600	700	17150000000,000	12600000000,000	1459625,843	1986712,954
Story 8	4000	24	K2	600	700	17150000000,000	12600000000,000	1459625,843	1986712,954
Story 7	4000	24	K2	600	700	17150000000,000	12600000000,000	1459625,843	1986712,954
Story 6	4000	24	K2	600	700	17150000000,000	12600000000,000	1459625,843	1986712,954
Story 5	4000	24	K1	650	750	22851562500,000	17164062500,000	1988342,000	2647200,888
Story 4	4000	24	K1	650	750	22851562500,000	17164062500,000	1988342,000	2647200,888
Story 3	4000	24	K1	650	750	22851562500,000	17164062500,000	1988342,000	2647200,888
Story 2	4000	24	K1	650	750	22851562500,000	17164062500,000	1988342,000	2647200,888
Story 1	4000	24	K1	650	750	22851562500,000	17164062500,000	1988342,000	2647200,888

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

a) Lantai 1

$$K_x \text{ lantai 1} = K_x \text{ lantai 2} = K_x \text{ lantai 3} = K_x \text{ lantai 4} = 1988342 \text{ N/mm}$$

$$K_y \text{ lantai 1} = K_y \text{ lantai 2} = K_y \text{ lantai 3} = K_y \text{ lantai 4} = 2647200,888 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
70\% K_x \text{ lantai 2} &= \frac{70}{100} \times 1988342 \\
&= 1391839,400 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
60\% K_x \text{ lantai 2} &= \frac{60}{100} \times 1988342 \\
&= 1193005,200 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
80\% (\text{rata-rata } K_x \text{ lantai 2 sampai 4}) &= \frac{80}{100} \times \frac{1988342 \times 3}{3} \\
&= 1590673,600 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 70\% \text{ (rata-rata } K_x \text{ lantai 2 sampai 4)} &= \frac{70}{100} \times \frac{1988342 \times 3}{3} \\
 &= 1391839,400 \text{ N/mm} \\
 70\% K_y \text{ lantai 2} &= \frac{70}{100} \times 2647200,888 \\
 &= 1853040,622 \text{ N/mm} \\
 60\% K_y \text{ lantai 2} &= \frac{60}{100} \times 2647200,888 \\
 &= 1588320,533 \text{ N/mm} \\
 80\% \text{ (rata-rata } K_y \text{ lantai 2 sampai 4)} &= \frac{80}{100} \times \frac{2647200,888 \times 3}{3} \\
 &= 2117760,710 \text{ N/mm} \\
 70\% \text{ (rata-rata } K_y \text{ lantai 2 sampai 4)} &= \frac{70}{100} \times \frac{2647200,888 \times 3}{3} \\
 &= 1853040,622 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Berikut rekapitulasi analisis ketidakberaturan vertikal kategori 1a dan 1b.

Tabel 5.51 Analisa Ketidakberaturan Vertikal Kategori 1a

Story	Kx	Cek Persyaratan kategori 1a				Ky	Cek Persyaratan kategori 1a			
	N/mm	<70%		<80%		N/mm	<70%		<80%	
Story 10	1459625,843	-		-		1986712,954	-		-	
Story 9	1459625,843	1021738,090	NOT OK	-		1986712,954	1390699,068	NOT OK	-	
Story 8	1459625,843	1021738,090	NOT OK	-		1986712,954	1390699,068	NOT OK	-	
Story 7	1459625,843	1021738,090	NOT OK	1167700,675	NOT OK	1986712,954	1390699,068	NOT OK	1589370,363	NOT OK
Story 6	1459625,843	1021738,090	NOT OK	1167700,675	NOT OK	1986712,954	1390699,068	NOT OK	1589370,363	NOT OK
Story 5	1988342,000	1021738,090	NOT OK	1167700,675	NOT OK	2647200,888	1390699,068	NOT OK	1589370,363	NOT OK
Story 4	1988342,000	1391839,400	NOT OK	1308691,650	NOT OK	2647200,888	1853040,622	NOT OK	1765500,479	NOT OK
Story 3	1988342,000	1391839,400	NOT OK	1449682,625	NOT OK	2647200,888	1853040,622	NOT OK	1941630,595	NOT OK
Story 2	1988342,000	1391839,400	NOT OK	1590673,600	NOT OK	2647200,888	1853040,622	NOT OK	2117760,710	NOT OK
Story 1	1988342,000	1391839,400	NOT OK	1590673,600	NOT OK	2647200,888	1853040,622	NOT OK	2117760,710	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.52 Analisa Ketidakberaturan Vertikal Kategori 1b

Story	Kx	Cek Persyaratan kategori 1b				Ky	Cek Persyaratan kategori 1b			
	N/mm	<60%		<70%		N/mm	<60%		<70%	
Story 10	1459625,843	-		-		1986712,954	-		-	
Story 9	1459625,843	875775,506	NOT OK	-		1986712,954	1192027,772	NOT OK	-	
Story 8	1459625,843	875775,506	NOT OK	-		1986712,954	1192027,772	NOT OK	-	
Story 7	1459625,843	875775,506	NOT OK	1021738,090	NOT OK	1986712,954	1192027,772	NOT OK	1390699,068	NOT OK
Story 6	1459625,843	875775,506	NOT OK	1021738,090	NOT OK	1986712,954	1192027,772	NOT OK	1390699,068	NOT OK
Story 5	1988342,000	875775,506	NOT OK	1021738,090	NOT OK	2647200,888	1192027,772	NOT OK	1390699,068	NOT OK
Story 4	1988342,000	1193005,200	NOT OK	1145105,194	NOT OK	2647200,888	1588320,533	NOT OK	1544812,919	NOT OK

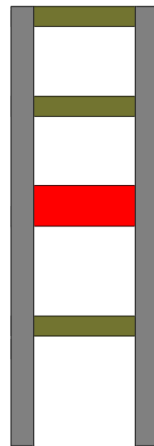
Story	Kx	Cek Persyaratan kategori 1b				Ky	Cek Persyaratan kategori 1b			
	N/mm	<60%		<70%		N/mm	<60%		<70%	
Story 3	1988342,000	1193005,200	NOT OK	1268472,297	NOT OK	2647200,888	1588320,533	NOT OK	1698926,770	NOT OK
Story 2	1988342,000	1193005,200	NOT OK	1391839,400	NOT OK	2647200,888	1588320,533	NOT OK	1853040,622	NOT OK
Story 1	1988342,000	1193005,200	NOT OK	1391839,400	NOT OK	2647200,888	1588320,533	NOT OK	1853040,622	NOT OK

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Dapat disimpulkan bahwa antara parameter ketidakberaturan vertikal kategori 1a dan kategori 1b tidak ada satupun yang memenuhi. Sehingga struktur dapat dikatakan tidak tergolong ketidakberaturan vertikal kategori 1a dan 1b.

2) Kategori 2

Kategori ini mengklasifikasikan struktur memiliki ketidakberaturan berat (massa) jika massa disuatu tingkat melebihi 150% massa tingkat didekatnya (SNI 1726:2019; Gambar 6b; Hal-62). Pada penelitian ini tidak ada massa di suatu tingkat yang melebihi 150% massa tingkat didekatnya, maka tidak termasuk ketidakberaturan vertikal kategori 2.



Gambar 5.109 Ketidakberaturan Vertikal Kategori 2

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 5.53 Analisa Ketidakberaturan Massa Kategori 2

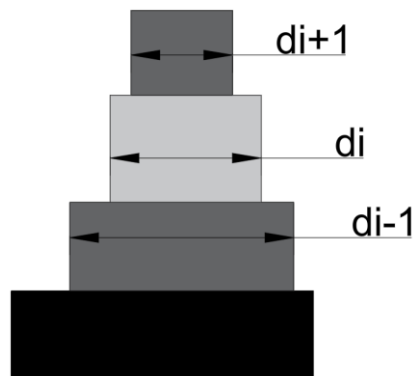
Story	ETABS					TSD				
	Berat (kg)	Diatas W_i		Dibawah W_i		Berat (kg)	Diatas W_i		Dibawah W_i	
		$1,5 W_{i+1}$		$1,5 W_{i-1}$			$1,5 W_{i+1}$		$1,5 W_{i-1}$	
Story 10	464691,000	-	-	836633,400	NOT OK	471948,627	-	-	836633,407	NOT OK
Story 9	557755,600	697036,500	NOT OK	836633,400	NOT OK	557755,605	707922,940	NOT OK	836633,407	NOT OK

Story	ETABS					TSD				
	Berat (kg)	Diatas W_i		Dibawah W_i		Berat (kg)	Diatas W_i		Dibawah W_i	
		1,5 W_{i+1}		1,5 W_{i-1}			1,5 W_{i+1}		1,5 W_{i-1}	
Story 8	557755,600	836633,400	NOT OK	836633,400	NOT OK	557755,605	836633,407	NOT OK	836633,407	NOT OK
Story 7	557755,600	836633,400	NOT OK	836633,400	NOT OK	557755,605	836633,407	NOT OK	836633,407	NOT OK
Story 6	557755,600	836633,400	NOT OK	881522,700	NOT OK	557755,605	836633,407	NOT OK	882525,378	NOT OK
Story 5	587681,800	836633,400	NOT OK	891386,700	NOT OK	588350,252	836633,407	NOT OK	891386,661	NOT OK
Story 4	594257,800	881522,700	NOT OK	891386,700	NOT OK	594257,774	882525,378	NOT OK	891386,661	NOT OK
Story 3	594257,800	891386,700	NOT OK	891386,700	NOT OK	594257,774	891386,661	NOT OK	891386,661	NOT OK
Story 2	594257,800	891386,700	NOT OK	891386,700	NOT OK	594257,774	891386,661	NOT OK	891386,661	NOT OK
Story 1	594257,800	891386,700	NOT OK	-	-	594257,774	891386,661	NOT OK	-	-

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

3) Kategori 3

Kategori ini mengklasifikasikan ketidakberaturan dari geometri vertikal struktur jika dimensi horizontal disebarkan tingkat melebihi 130% dari dimensi terdekatnya. Pada penelitian ini, dimensi horizontal setiap lantai adalah sama, maka struktur tidak termasuk ketidakberaturan vertikal kategori 3.

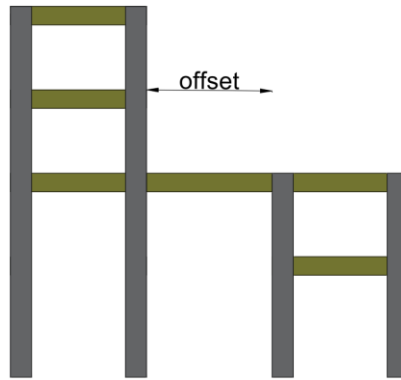


Gambar 5.109 Ketidakberaturan Vertikal Kategori 3

(Sumber: SNI 1726:2019)

4) Kategori 4

Kategori ini terkait diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral. Pada penelitian ini elemen vertikal seperti kolom saling menerus dari bawah keatas, sehingga tidak tergolong kategori 4.

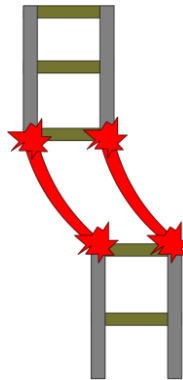


Gambar 5.10 Ketidakberaturan Vertikal Kategori 4

(Sumber: SNI 1726:2019)

5) Kategori 5a dan 5b

Kategori ini terkait tingkat tinggi lemah akibat diskontinuitas kekuatan lateral. Pada penelitian ini seperti pada perhitungan kekakuan lateral sebelumnya, bahwa kekakuan lateral tiap lantai relatif sama sehingga dapat disimpulkan struktur tidak tergolong kategori 5a dan 5b.



Gambar 5.111 Ketidakberaturan Vertikal Kategori 5

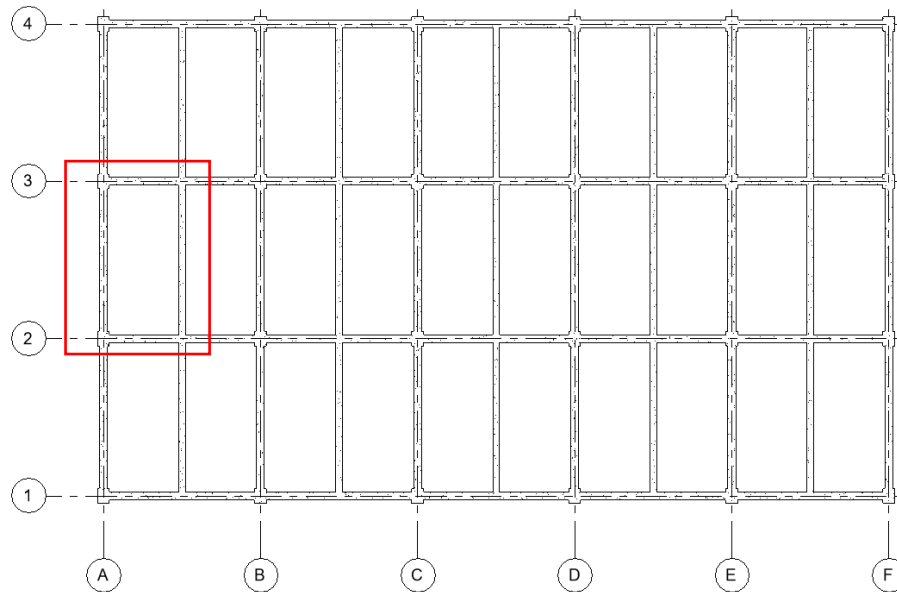
(Sumber: SNI 1726:2019)

5.7 Desain Elemen Struktur

Elemen struktur yang didesain meliputi pelat, balok, kolom, dan hubungan balok-kolom.

5.7.1 Desain pelat

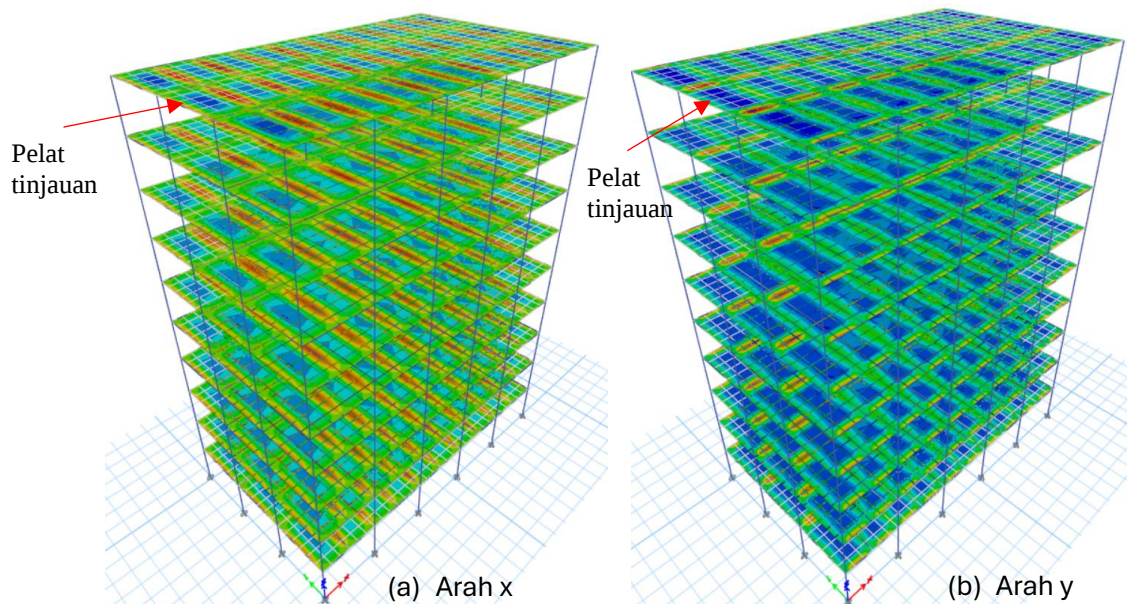
Pelat yang didesain merupakan pelat yang berada di lantai 10 dengan panjang 6000 mm, lebar 3000 mm, tebal pelat 130 mm, selimut setebal 20 mm, mutu kuat tekan beton (f_c') sebesar 30 Mpa, dan mutu tulangan leleh baja (f_y) sebesar 420 Mpa. Berikut perhitungan desain pelat pada kedua perangkat lunak.



Gambar 5.112 Pelat Yang Didesain Pada Lantai 10 Grid 2-3/A-B

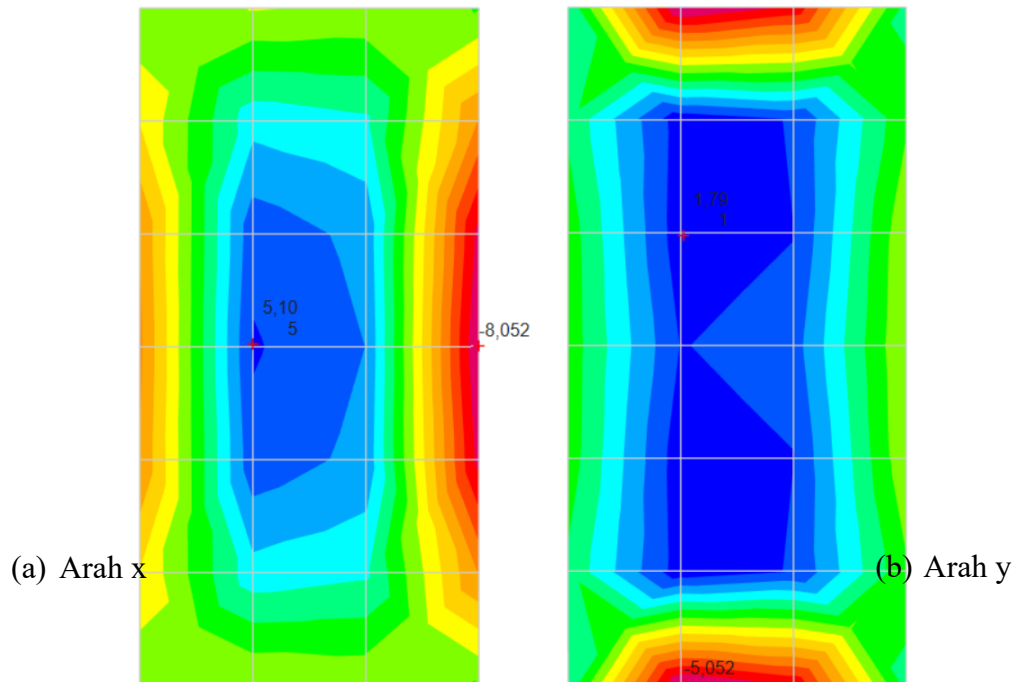
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada saat permodelan struktur dengan *ETABS*, pelat dimodelkan sebagai *shell*, pelat difungsikan untuk membantu menahan gaya yang terjadi. Gaya dalam yang terjadi dapat dilihat pada *ETABS*.



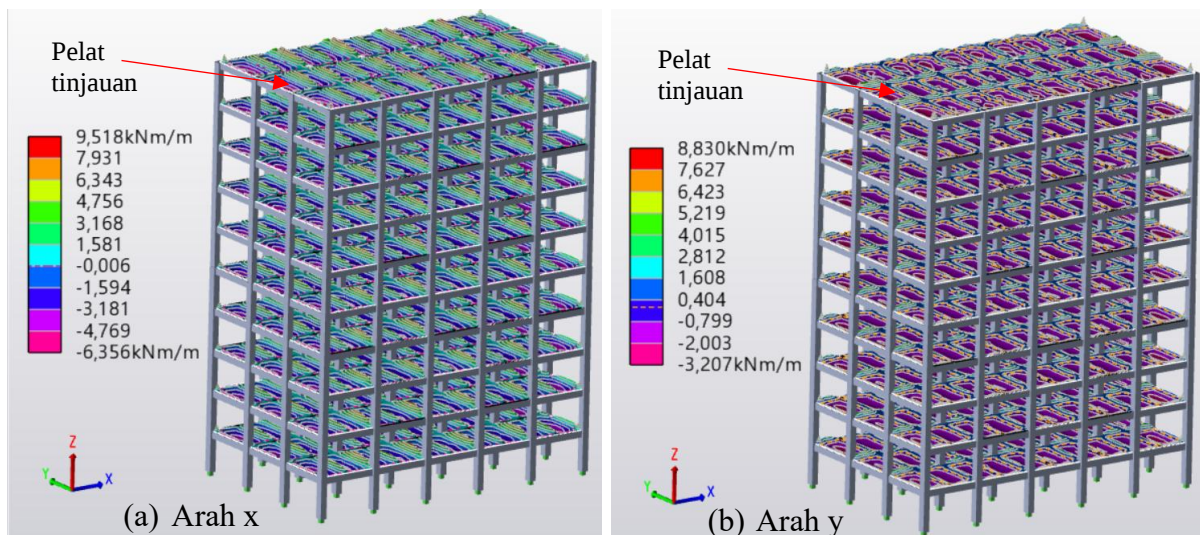
Gambar 5.113 Distribusi Momen Pelat Pada *ETABS* (a) Arah x (b) Arah Y

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

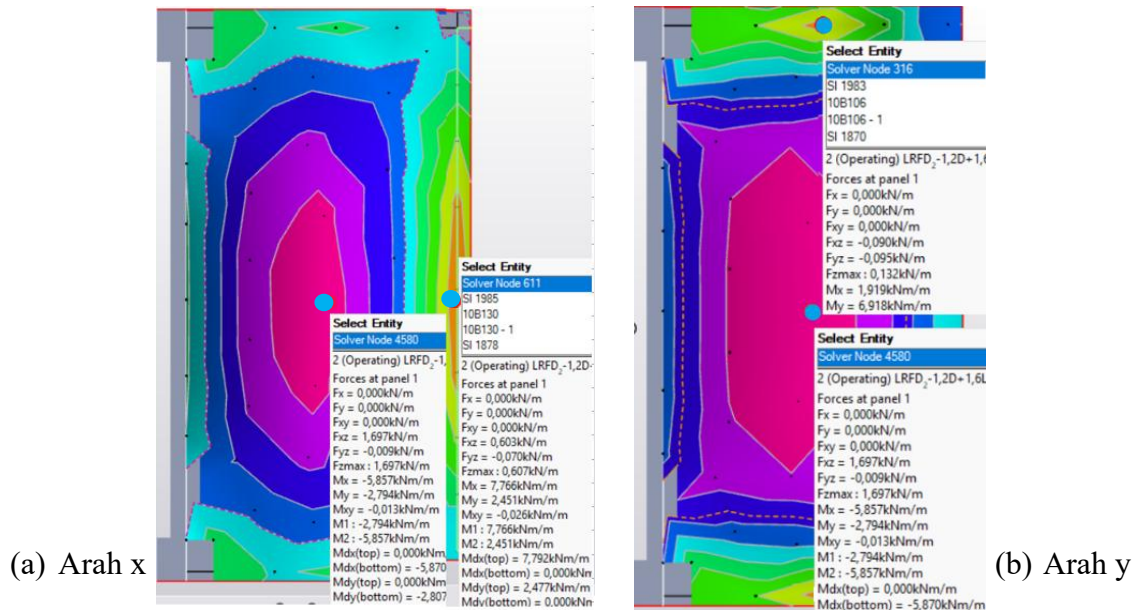


Gambar 5.114 Distribusi Momen Pelat Tinjauan Pada *ETABS* (a) Arah x (b) Arah Y
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada saat permodelan struktur dengan *TSD*, pelat dimodelkan sebagai *slab on beam*, pelat difungsikan untuk membantu menahan gaya yang terjadi. Gaya dalam yang terjadi dapat dilihat pada *TSD*.



Gambar 5.115 Distribusi Momen Pelat Pada *TSD* (a) Arah x (b) Arah Y
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.116 Distribusi Momen Pelat Tinjauan Pada TSD (a) Arah x (b) Arah Y
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.54 Rekapitulasi Gaya Momen Yang Terjadi Pada Pelat Lantai

Posisi	Mu ETABS (kNm)	Mu TSD (kNm)	COMB
MLX	5,105	5,857	COMB2
MTX	8,05	7,77	COMB2
MLY	1,791	2,794	COMB2
MTY	5,052	6,918	COMB2

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut merupakan perhitungan tulangan lentur pada lapangan arah x pada ETABS dengan momen sebesar 5105000 Nmm, dicoba menggunakan tulangan lentur (D_t) 10 mm.

a. Step 1, menghitung nilai momen nominal M_n

Nilai awal ϕ diasumsikan sebesar $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5105000}{0,9} = 5672222,222 \text{ Nmm}$$

b. Step 2, menghitung luas tulangan minimum

Berdasarkan SNI 2847-2019; Tabel 7.6.1.1; Hal-123, nilai A_{smin} untuk $f_y \geq 420$ Mpa diambil dari nilai terbesar dua persamaan berikut:

$$A_{smin1} = 0,0014 A_g = 0,0014 \times 1000 \times 130 = 182 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 130 = 234 \text{ mm}^2$$

Maka diambil luas tulangan minimum sebesar, $A_{smin} = 234 \text{ mm}^2$

c. Step 3, hitung nilai R_n dan m

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok (d)} &= (h - t_s - \frac{1}{2} \times D_t) \\ &= (130 - 20 - \frac{1}{2} \times 10) \\ &= 105 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Coefficient of resistance (R}_n\text{)} &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{5672222,222}{1000 \times 105^2} \\ &= 0,514 \end{aligned}$$

$$\text{Nilai parameter (m)} = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,471$$

d. Step 4, hitung nilai rasio tulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,514}{420}} \right) = 0,0123$$

e. Step 5, hitung nilai luas tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} \text{Tulangan (A}_{\text{perlu}}\text{)} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0123 \times 1000 \times 105 \\ &= 129,9462 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_{\text{perlu}} < A_{\text{smin}}$, dipakai luas tulangan perlu sebesar $A_{\text{smin}} = 234 \text{ mm}^2$

f. Step 6, hitung jarak spasi pelat (s) dan jarak spasi maksimum pelat (s_{max})

$$s_{\text{perlu}} = \frac{b \times 1/4 \times \pi \times D_t^2}{A_{\text{s perlu}}} = \frac{1000 \times 1/4 \times \pi \times 10^2}{234} = 335,64 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 Hal-126, nilai spasi pelat maksimal harus kurang dari $3h$ atau 450 mm.

$$s_{\text{max1}} = 3 \times h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$$

$$s_{\text{max2}} = 450 \text{ mm}$$

Maka jarak spasi (s) pelat digunakan 330 mm

Jadi dengan jarak spasi 330 mm, didapat $A_{\text{sterpasang}}$ sebesar:

$$A_{\text{sterpasang}} = \frac{b \times 1/4 \times \pi \times D_t^2}{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times 1/4 \times \pi \times 10^2}{234} = 238 \text{ mm}$$

g. Step 7, hitung nilai a berdasarkan tulangan pakai

$$a = \frac{A_{sterpasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{238 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 3,92 \text{ mm}$$

h. Step 8, hitung nilai tinggi garis netral (c)

$$\beta = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_c' - 28}{7} \right) \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3 Hal-478)}$$

$$= 0,836$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3,92}{0,836} = 4,691 \text{ mm}$$

i. Step 9, cek kategori penampang

Dikarenakan satu lapis, maka $d_t = d$. Maka untuk cek kategori penampang menggunakan:

$$\frac{c}{d_t} < 0,375$$

$$\frac{4,691}{105} < 0,375$$

$0,0447 < 0,375$ (Terkontrol tarik), sehingga nilai reduksi yang digunakan adalah

$$\phi = 0,9$$

j. Step 10, hitung dan periksa kapasitas penampang

$$\phi M_n = \phi \times A_{sterpasang} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 238 \times 420 \times \left(105 - \frac{3,92}{2} \right)$$

$$= 9269869,30 \text{ Nmm} > 5105000,00 \text{ Nmm (Mu).....(OK)}$$

$\phi M_n > M_u$, sehingga tulangan D10-330 mm dapat digunakan untuk menahan momen lapangan pelat arah x.

Dalam mendesain tulangan lentur pada *TSD* dapat dilakukan secara otomatis oleh *TSD* itu sendiri dengan mengacu ACI 318-14. Perhitungan meliputi pengecekan syarat dan juga perhitungan desain tulangan lentur pada tulangan atas dan bawah arah x maupun arah y. Berikut tampilan perhitungan otomatis desasin tulangan lentur bawah arah x pada *TSD*.

SI 1982 results (ACI 318, 2014)	
- Reinforcement Design Summary - Panel Details - Reinforcement Design Details - Bottom-X - Summary - Reinforcement Capacity Check - Limiting Reinforcement Panel - Bottom-Y - Top-X - Top-Y - Span - Effective Depth Check	Reinforcement Design Details - Bottom-X - Moment Capacity Check
$A_{s,prov} \times \text{Bottom}$	238 mm ² /m
$M_{ult} \text{ Bottom}$	-5,870 kNm/m
$A_{s,req} \times \text{Bottom}$	166 mm ² /m
Strength reduction factor	$\phi = 0,900$ ACI 318-14 Section 21.2
For unit width of slab	$b = 1,000$
Effective depth	$d = 95,8$ mm
Design moment	$M_u = 5,870$ kNm/m
Nominal strength coefficient of resistance	$R_n = M_u / (\phi \times b \times d^2) = 0,723$ N/mm ²
Stress block depth factor	$\beta_1 = 0,836$ ACI 318-14 Section 22.2.2.4.3
Concrete compressive strength	$f'_c = 30,000$ N/mm ²
Steel yield strength	$f_y = 420,000$ N/mm ²
Allowable steel yield strength	$f_y = \text{MIN}[f_{y,allow}, 550 \text{ MPa}] = 420,000$ N/mm ² ACI 318-14 Table 20.2.2.4(a)
Steel modulus of elasticity	$E_s = 200,000$ N/mm ²
ω_b	$\omega_b = 0,319 \times \beta_1 = 0,267$
Limiting strength coefficient of resistance	$R_{n,lim} = \omega_b \times (1 - (0,59 \times \omega_b)) \times f'_c = 6,740$ N/mm ² Notes on ACI 318-11 Section 10.3.4
$R_n \leq R_{n,lim}$: compression reinforcement not required	
Required tension reinforcement ratio	$\rho = \text{MIN}[0,85 \times (f'_c / f_y) \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times R_n / (0,85 \times f'_c))}), \omega_b \times f'_c / f_y] = 0,002$ Notes on ACI 318-11 Section 7 Eq. 3
Required tension steel area for bending in region	$A_{s,req} = \rho \times b \times d = 166$ mm ² /m
Utilization ratio	$A_{s,prov} / A_{s,req} = 0,697$
Pass	

Gambar 5.117 Tampilan Perhitungan Otomatis Desain Tulangan Lentur Pelat Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

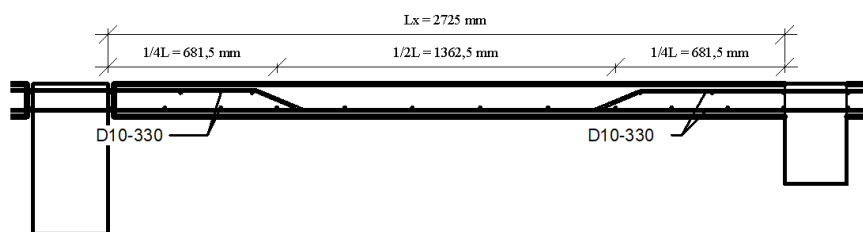
Berikut rekapitulasi hasil desain tulangan lentur pada pelat.

Tabel 5.55 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Pelat

Posisi	ETABS				TSD			
	Tulangan Lentur	ØMn (kNm)	Mu (kNm)	Ratio	Tulangan Lentur	ØMn (kNm)	Mu (kNm)	Ratio
MLX	D10-330	9,270	5,105	0,551	D10-330	9,270	5,857	0,632
MTX	D10-330	9,270	8,052	0,869	D10-330	9,270	7,766	0,838
MLY	D10-330	8,370	1,791	0,214	D10-390	8,370	2,794	0,334
MTY	D10-330	8,370	5,052	0,604	D10-330	8,370	6,918	0,827
Rata-rata				0,559	Rata-rata			0,657

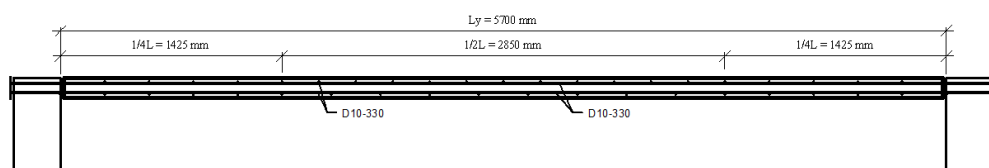
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil desain tulangan lentur pelat didapat hasil bahwa rasio tulangan rata-rata yang dihasilkan oleh TSD cenderung lebih besar dibandingkan dengan ETABS. Rasio tulangan yang dihasilkan oleh TSD sebesar 0,657, sedangkan ETABS memiliki rasio lebih kecil yaitu sebesar 0,559.



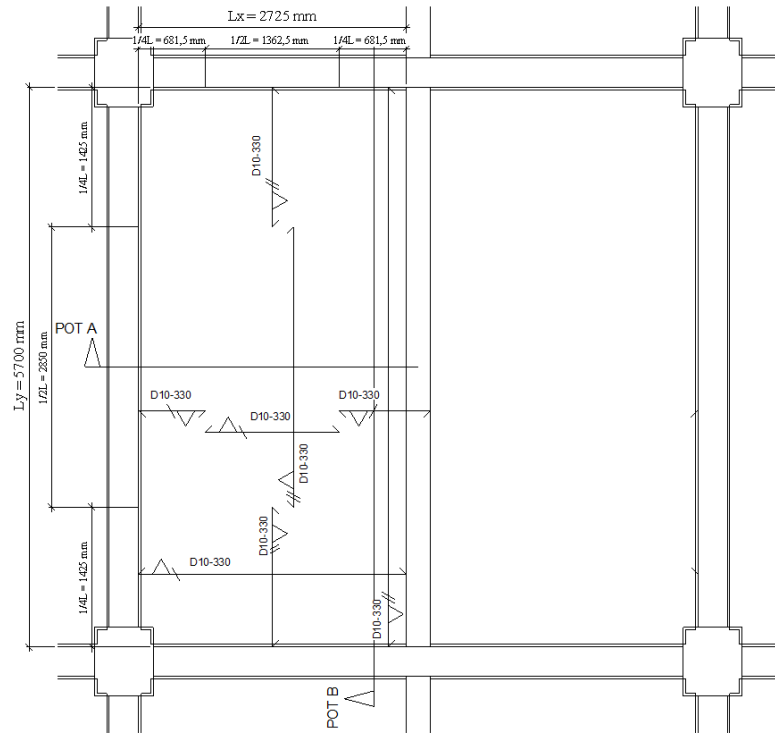
Gambar 5.118 Potongan A-A Pelat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



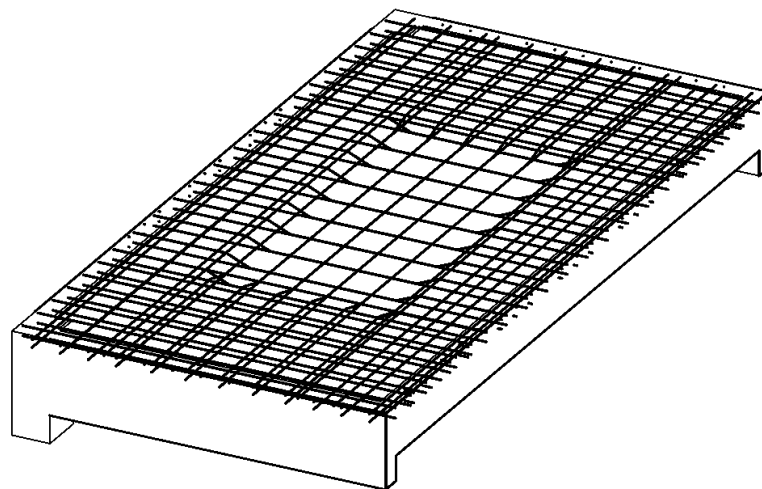
Gambar 5.119 Potongan B-B Pelat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.120 Penulangan Pelat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

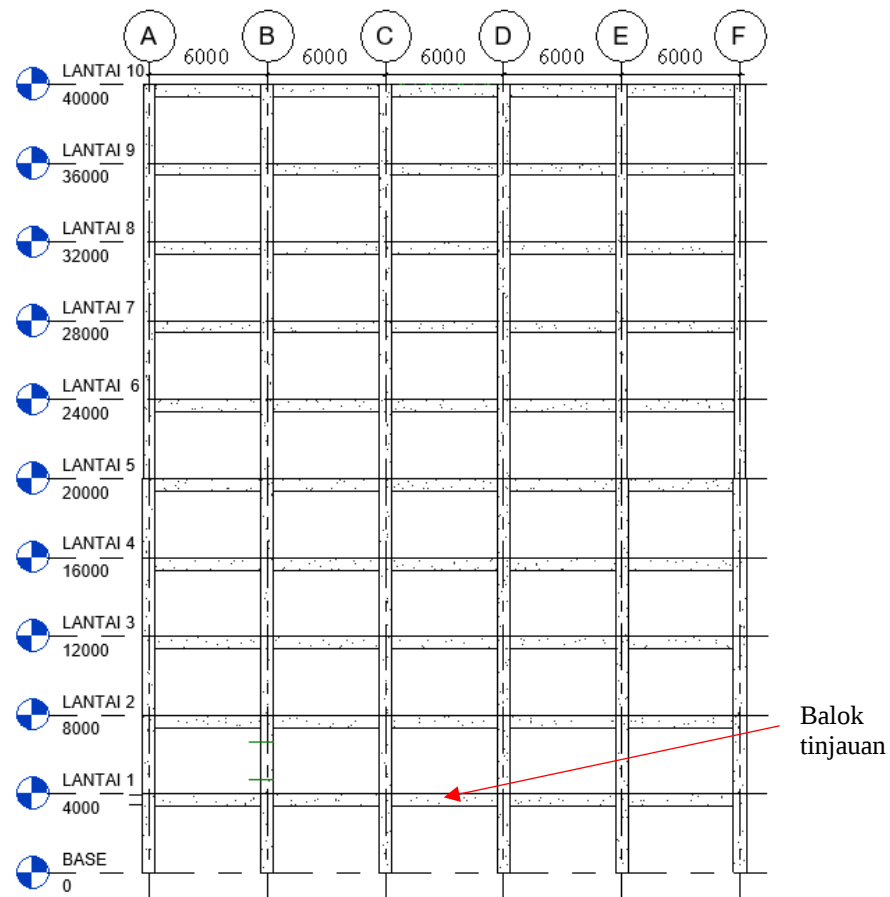


Gambar 5.121 3D Penulangan Pelat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.7.2 Desain balok

Desain pada balok meliputi desain tulangan lentur, tulangan geser, dan tulangan torsi. Setelah melakukan pendesain-an tulangan, perlu dilakukan pengecekan syarat-syarat yang berlaku untuk balok SRPMK mengacu SNI 2847:2019 Pasal 18.6 Hal-376. Pada penelitian ini balok yang ditinjau pada grid 2C-D lantai 1



Gambar 5.122 Balok Tinjauan (Grid 2/C-D Lantai 1)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

a. Desain tulangan lentur

Pada desain tulangan lentur, hasil analisis yang dikeluarkan berupa momen yang terjadi pada balok. Untuk mendapatkan konfigurasi tulangan balok, perlu dihitung dengan mengacu SNI 2847:2019 Pasal 9. Berikut rekapitulasi momen ultimit yang terjadi pada balok yang dihasilkan oleh kedua perangkat lunak.

Tabel 5.56 Rekapitulasi Momen Ultimit Pada Balok (Grid 2C-D)

Posisi	Mu ETABS (kNm)	COMB	Mu TSD (kNm)	COMB
Tumpuan atas	-357,4222	Comb9	-351,103	COMB9
Tumpuan bawah	165,1698	Comb16	160,572	COMB15
Lapangan atas	-126,3375	Comb9	-102,485	COMB18
Lapangan bawah	133,0535	Comb2	132,252	COMB2

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut perhitungan tulangan lentur tumpuan atas pada balok B1 350 x 650 (grid 2C-D) dengan momen ultimate sebesar -357422200 Nmm. Tulangan balok dicoba dengan tulangan utama (D_t) 22 mm dan tulangan sengkang ($\emptyset s$) 10 mm.

- 1) Step 1, menghitung nilai momen nominal M_n

Nilai awal ϕ diasumsikan sebesar $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{357422200,00}{0,9} = 397135777,8 \text{ Nmm}$$

- 2) Step 2, menghitung rasio minimum dan maksimum

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 9.7.1.2; Hal-189, nilai rasio minimum diambil dari nilai terbesar dua persamaan berikut:

$$\rho_{\min 1} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Maka diambil rasio minimum sebesar, $\rho_{\min} = 0,00333$. Nilai rasio maksimum mengacu pada SNI 2847-2019; Pasal 18.6.3.1; Hal-378, bahwa nilai rasio tidak boleh melebihi dari 0,025.

- 3) Step 3, hitung nilai R_n dan m

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok (d)} &= (h - t_s - \phi_s - \frac{1}{2} \times D_t) \\ &= (650 - 50 - 10 - \frac{1}{2} \times 22) \\ &= 579 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Coefficient of resistance (R}_n\text{)} &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{397135777,8}{350 \times 579^2} \\ &= 3,385 \end{aligned}$$

$$\text{Nilai parameter (m)} = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,471$$

- 4) Step 4, hitung nilai rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 3,385}{420}} \right) \\ &= 0,00868 \end{aligned}$$

Karena nilai $\rho > \rho_{\min}$ maka $\rho_{\text{pakai}} = \rho = 0,00868 < 0,025 (\rho_{\max})$ (memenuhi syarat).

5) Step 5, hitung nilai luas tulangan tarik yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}\text{Tulangan tarik (As)} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00868 \times 350 \times 579 \\ &= 1758,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

6) Step 6, hitung nilai luasan pakai

$$\begin{aligned}n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As hitung}}{1/4 \times \pi \times D_t^2} \\ &= \frac{1758,8}{1/4 \times \pi \times 22^2} \\ &= 4,62 \text{ tulangan, dipakai 5 tulangan}\end{aligned}$$

Perlu dipastikan spasi tulangan bila dipasang dalam satu lapis

$$\begin{aligned}S_{\min} &= \frac{b - (2 \times t_s) - (2 \times \emptyset_s) - (n \times D_t)}{(n-1)} \\ &= \frac{350 - (2 \times 50) - (2 \times 10) - (5 \times 22)}{(5-1)} \\ &= 30 \text{ mm} > 25 \text{ mm (SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 Hal 559)}\end{aligned}$$

Jadi tulangan bisa dipasang dalam satu lapis sebanyak 5D22 mm. Sehingga tulangan pakai adalah:

$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= (1/4 \times \pi \times D_t^2) \times n \\ &= (1/4 \times \pi \times 22^2) \times 5 \\ &= 1900,663 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

7) Step 7, hitung nilai a berdasarkan tulangan pakai

$$\begin{aligned}a &= \frac{\text{As pakai} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1900,663 \times 420}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 89,443 \text{ mm}\end{aligned}$$

8) Step 8, hitung nilai tinggi garis netral (c)

$$\begin{aligned}\beta &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_c' - 28}{7} \right) \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3 Hal-478)} \\ &= 0,836 \\ c &= \frac{a}{\beta} = \frac{89,443}{0,836} = 107,026 \text{ mm}\end{aligned}$$

9) Step 9, cek kategori penampang

Dikarenakan satu lapis, maka $d_t = d$. Maka untuk cek kategori penampang menggunakan:

$$\frac{c}{d_t} < 0,375$$

$$\frac{107,026}{579} < 0,375$$

$0,185 < 0,375$ (Terkontrol tarik), sehingga nilai reduksi yang digunakan adalah $\phi = 0,9$

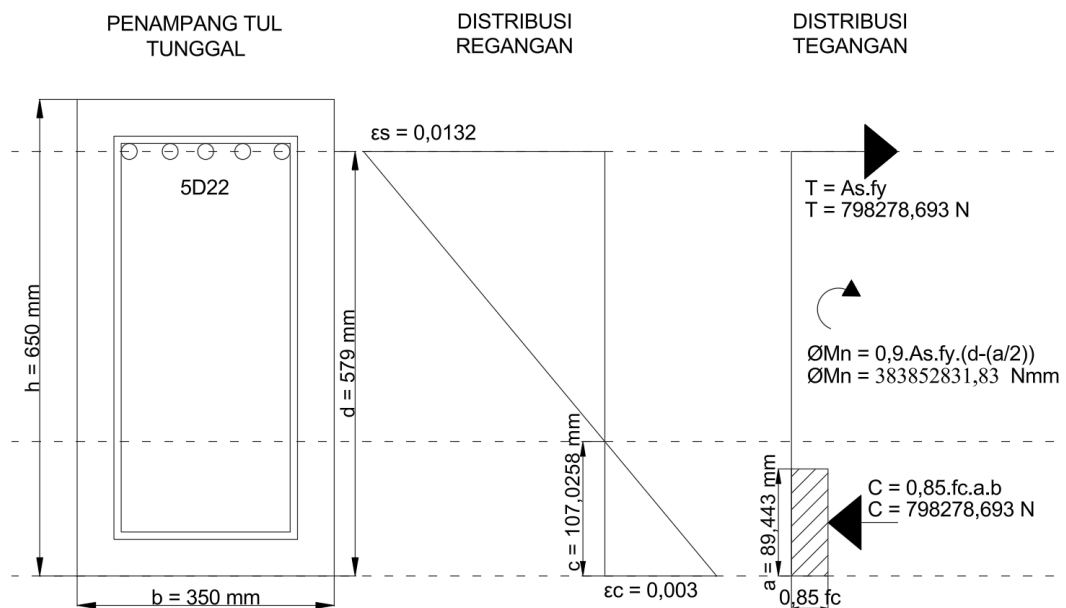
10) Step 10, hitung dan periksa kapasitas penampang

$$\phi M_n = \phi \times A_{spakai} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 1900,663 \times 420 \times \left(579 - \frac{89,443}{2}\right)$$

$$= 383852831,83 \text{ Nmm} > 357422200 \text{ Nmm (Mu)} \dots \dots \text{(OK)}$$

$\phi M_n > M_u$, sehingga tulangan 5D22 dapat digunakan.



Gambar 5.123 Diagram Tegangan Regangan pada Balok Tulangan Tumpuan Atas
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Desain tulangan lentur balok pada *TSD* dapat dihitung secara otomatis oleh *TSD* dengan menghitung sesuai kebutuhan momen ultimit yang terjadi. Perhitungan tulangan lentur balok pada *TSD* mengacu pada ACI 318-14. Berikut tampilan perhitungan otomatis tulangan lentur balok pada tumpuan atas oleh *TSD*.

1B121 - 1 350x650	1B121 - 1 350x650 - Longitudinal Bars - Top: 4,013 - 5,350 - 3D Building Analysis - 37 (Operating) LRFD _{10.3-1,2D+L+0,25+E}
Design summary be	Largest applied negative moment in region
Design summary be	Largest applied moment in span
Design summary be	Partial fixity coefficient
Design summary sh	Design moment in region
Design summary sh	Strength reduction factor
Concrete Cover	Effective depth in region
Longitudinal Bars	Width of compression face
Shear Links	Nominal strength coefficient of resistance
Axial Force	Stress block depth factor
Minor Axis Shear	Concrete compressive strength
Minor Axis Moment	Steel yield strength
Seismic	Allowable steel yield strength
	ω_s
	Limiting strength coefficient of resistance
	$R_n \leq R_{n,comp}$: compression reinforcement not required
	Required tension reinforcement ratio
	Required compression steel area for bending in region
	Required tension steel area for bending in region
	Additional required steel area for torsion in region
	Required tension steel area in region
	Provided tension steel area in region
	Tension steel utilization ratio
	Provided tension bars: 5 D22
	Pass
	Compression steel utilization ratio
	Provided compression bars: 2 D22
	Pass

Gambar 5.124 Tampilan Perhitungan Otomatis Tulangan Lentur Tumpuan Atas Balok (Grid 2C-D Lantai 1) Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut rekapitulasi hasil desain tulangan lentur balok (grid 2C-D).

Tabel 5.57 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Lentur Balok (Grid 2C-D Lantai 1)

Posisi	ETABS				TSD			
	Tulangan Lentur	ØMn (kNm)	Mu (kNm)	Ratio	Tulangan Lentur	ØMn (kNm)	Mu (kNm)	Ratio
Tumpuan atas	5D22	383,853	357,422	0,931	5D22	383,853	351,103	0,915
Tumpuan bawah	3D22	238,023	165,170	0,694	3D22	238,023	160,572	0,675
Lapangan atas	2D22	161,252	126,338	0,783	2D22	161,252	102,485	0,636
Lapangan bawah	2D22	161,252	133,054	0,825	2D22	161,252	132,252	0,820
Rata-rata				0,808	Rata-rata			0,761

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil perencanaan tulangan lentur balok didapat hasil bahwa rata-rata rasio tulangan yang dihasilkan oleh ETABS lebih besar dibandingkan TSD. Hasil rata-rata rasio tulangan pada ETABS sebesar 0,808, sedangkan TSD sebesar 0,761.

b. Desain tulangan geser

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tulangan lentur balok mencapai $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kuat lentur $\phi = 1$. Berikut perhitungan desain tulangan geser.

1) Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri

a) Kondisi 1

$$a_{pr1} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 1900,663 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 350} = 111,804 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr1}}{2}\right) \\ &= 1,25 \cdot 1900,663 \cdot 420 \cdot \left(579 - \frac{111,804}{2}\right) \\ &= 521972615,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

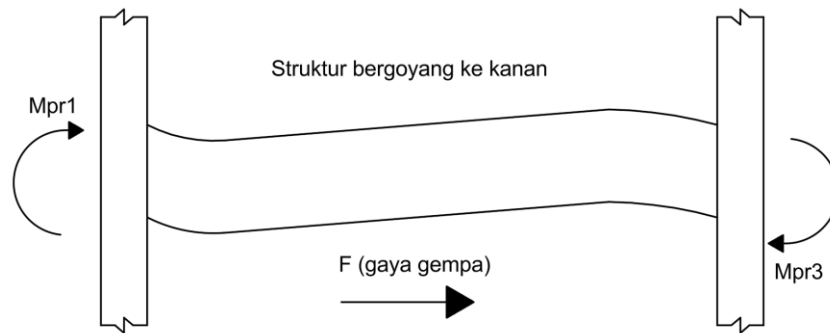
Momen primer searah jarum jam dimuka kolom kiri.

b) Kondisi 3

$$a_{pr3} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \cdot 1140,398 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 350} = 67,082 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr1}}{2}\right) \\ &= 1,25 \cdot 1140,398 \cdot 420 \cdot \left(579 - \frac{67,082}{2}\right) \\ &= 326571150,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen primer searah jarum jam dimuka kolom kanan.



Gambar 5.125 Kuat Lentur Mungkin Maksimum (M_{pr1} dan M_{pr3}) Pada Balok

Akibat Goyangan ke Kanan

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

c) Kondisi 2

Karena *detailing* penampang kedua ujung balok adalah identik, kapasitas momen probabel ujung-ujung balok ketika struktur bergoyang ke kanan akan sama dengan pada saat struktur bergoyang yang ke kiri, hanya arahnya saja yang berbeda.

$$a_{pr2} = 111,804 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = 521972615,3 \text{ Nmm}$$

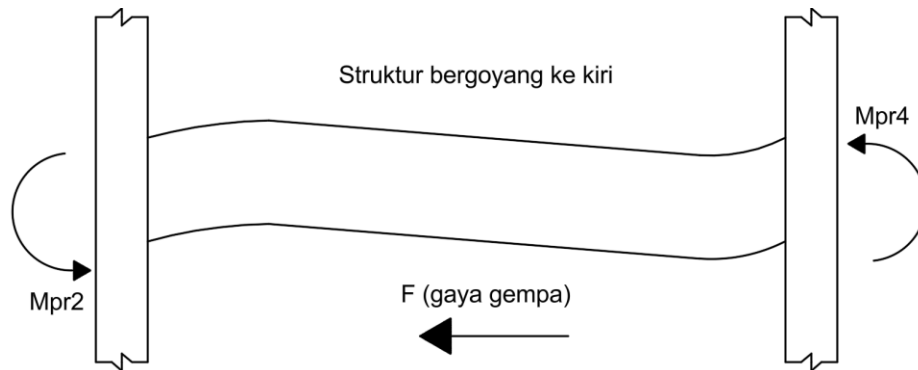
Momen primer berlawanan arah jarum jam dimuka kolom kiri

d) Kondisi 4

$$a_{pr4} = 67,082 \text{ mm}$$

$$M_{pr4} = 326571150,5 \text{ Nmm}$$

Momen primer berlawanan arah jarum jam dimuka kolom kanan



Gambar 5.126 Kuat Lentur Mungkin Maksimum (M_{pr2} dan M_{pr4}) Pada Balok

Akibat Goyangan ke Kiri

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Untuk menentukan gaya geser ultimit, perlu dikeluarkan terlebih dahulu gaya geser yang bekerja pada ujung kanan dan kiri pada struktur dengan 18 kombinasi yang telah dimasukkan dan kombinasi 1,2D + 1LL.

$$V_{(1,2D+1LL)} = 91964,2 \text{ N (COMB 1,2D+LL)}$$

$$V_{(envelope)} = 183257,1 \text{ N (COMB 9)}$$

1) Struktur begoyang ke kiri

$$\begin{aligned} V_{\text{sway ka}} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr3}}{l_n} \\ &= \frac{521972615,3 + 326571150,5}{(6000 - 650)} \\ &= 158606,311 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Total gaya geser ujung kiri balok} = 158606,311 + 91964,2$$

$$= 250570,511 \text{ N (kearah atas)}$$

$$\text{Total reaksi geser ujung kanan balok} = 158606,311 - 91964,2$$

$$= 66642,111 \text{ N (kearah bawah)}$$

2) Struktur begroyang ke kanan

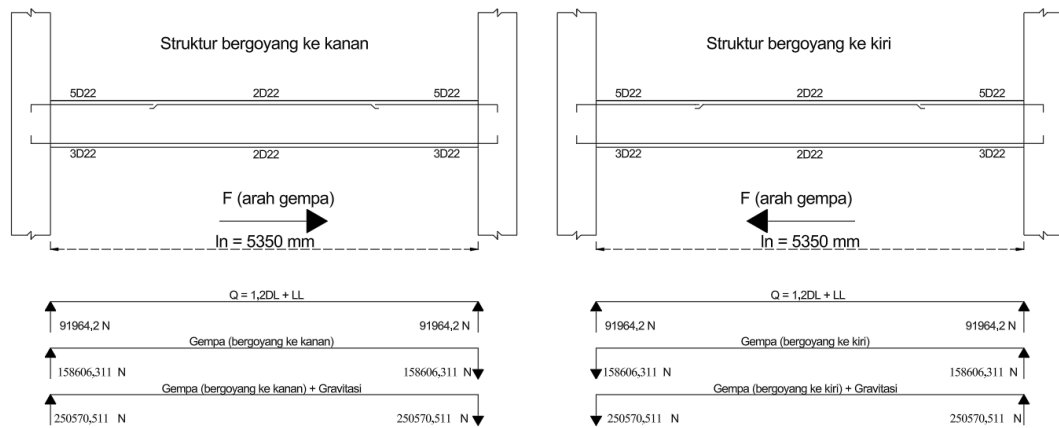
$$V_{\text{sway ka}} = \frac{M_{\text{pr2}} + M_{\text{pr4}}}{l_n}$$

$$= \frac{521972615,3 + 326571150,5}{(6000 - 650)}$$

$$= 158606,311 \text{ N}$$

Total reaksi geser ujung kiri balok = 158606,311 - 91964,2
= 66642,111 N (kearah bawah)

Total reaksi geser ujung kanan balok = 158606,311 + 91964,2
= 250570,511 N (kearah atas)



Gambar 5.127 Diagram Gaya Geser Balok (Grid 2C-D Lantai 1) ETABS

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Untuk menghitung kebutuhan sengkang, harus pilih gaya geser yang terjadi pada struktur dengan memilih gaya geser terbesar antara $V_{(\text{envelope})}$ dan $V_{(\text{sway})} + V_{(1,2D+1LL)}$ setelah pentotalan goyangan ke arah kiri dan kanan.

Tabel 5.58 Pemilihan V_e Pakai

Gaya geser	ETABS (N)	TSD (N)
$V_{(1,2D+LL)}$	91964,200	122125
$V_{(\text{sway kanan})}$	158606,311	
$V_{(\text{sway kanan})} + V_{(1,2D+LL)}$	250570,511	280731,311
$V_{(\text{sway kiri})}$	158606,311	
$V_{(\text{sway kiri})} + V_{(1,2D+LL)}$	250570,511	280731,311
$V_{(\text{comb})}$	183257,100 (COMB9)	203601 (COMB10)
$V_{e(\text{pakai})}$	250570,511	280731,311

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Pada SNI 2847-2019 Pasal 18.6.5.2 Hal 382, kontribusi beton dalam menahan geser, V_c harus diambil = 0 pada didaerah sendi plastis apabila:

- 1) Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis diujung-ujung balok melebihi $\frac{1}{2}$ (atau lebih) kuat geser perlu maksimum, V_u di sepanjang bentang. Pada arah gempa ke kanan, gaya geser akibat momen gempa dan gravitasi dengan $V_{\text{sway-ka}}$ yang pada dasarnya sudah melebihi $\frac{1}{2}$ gaya geser perlu maksimum di ujung balok.

Tabel 5.59 Syarat Gaya Geser di Muka Kolom Kiri dan Kanan

Perangkat Lunak	Arah gempa	$V_{\text{sway}} \text{ (N)}$	Ujung Kiri		Ujung Kanan		CEK
			$V_u \text{ (N)}$	$1/2V_u \text{ (N)}$	$V_u \text{ (N)}$	$1/2V_u \text{ (N)}$	
ETABS	Kanan	158606,311	250570,511	125285,256	250570,511	125285,256	$V_c = 0$
	Kiri	158606,311	250570,511	125285,256	250570,511	125285,256	$V_c = 0$
TSD	Kanan	158606,311	280731,311	140365,656	280731,311	140365,656	$V_c = 0$
	Kiri	158606,311	280731,311	140365,656	280731,311	140365,656	$V_c = 0$

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- 2) Gaya tekan aksial terfaktor, termasuk akibat pembebanan gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

$$A_g f_c' / 20 = (350.650).(30)/20 = 341250 \text{ N}$$

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

$$A_g f_c' / 20 \geq P_u, \text{ maka } V_c = 0$$

Karena salah satu pada kedua syarat diatas terpenuhi, sehingga pada perencanaan tulangan geser dilakukan dengan tidak memperhitungkan kontribusi beton (V_c) disepanjang zona sendi plastis di masing-masing muka kolom. Berikut perhitungan tulangan geser pada sendi plastis dengan gaya dalam yang dihasilkan ETABS.

- 1) Muka kolom kiri ($V_u = 250570,511 \text{ N}$)

$$V_c = 0 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{250570,511}{0,75} - 0 = 334094,015 \text{ N}$$

$$V_{\text{smax}} = \frac{2 \cdot \sqrt{f_c'}}{3} \cdot b_w \cdot d = \frac{2 \cdot \sqrt{30}}{3} \cdot 350.579 = 739973,175 \text{ N}$$

Mencari spasi tulangan dengan mencoba diameter tulangan sengkang D10 dipasang 3 kaki.

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(3.1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 350.579}{334094,015} = 171,502 \text{ mm}$$

Pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.4 Hal-381 diperlukan sengkang tertutup di sepanjang $2h = 2(650) = 1300$ mm dari sisi (muka) kolom terdekat yang sengkang pertamanya dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat, dan yang berikutnya dipasang dengan spasi terkecil antara poin berikut.

- a) $d/4 = 579/4 = 144,75$ mm
- b) $6D_t = 6(22) = 132$ mm
- c) 150 mm

Sengkang yang dipasang tidak perlu lebih kecil dari 100 mm, maka pada daerah sendi plastis dipasang tulangan sengkang tertutup 3 kaki D10 dengan spasi 130 mm. Kemudian hitung V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{(3.1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 350 \cdot 579}{130} \\ &= 440753,366 \text{ N} \geq 334094,015 \text{ N } (V_u) \text{ (memenuhi geser rencana)} \end{aligned}$$

Maka dari perhitungan diatas pada zona sendi plastis muka kolom kiri menggunakan sengkang tertutup 3 kaki D10 dengan spasi 130 mm.

- 2) Muka kolom kanan ($V_u = 250570,511$ N).

Karena gaya geser yang dibutuhkan sama, maka tulangan sengkang yang dibutuhkan pada muka kolom kanan akan sama seperti muka kolom kiri, diperlukan tulangan sengkang tertutup 3 kaki D10 dengan spasi 130 mm.

- 3) Ujung zona sendi plastis

Gaya geser maksimum, V_u diujung zona sendi plastis yaitu $2h = 2(650) = 1300$ mm dari muka kolom adalah

$$\begin{aligned} V_{u2} &= V_u - (2h \times \frac{2V_u}{l_n}) \\ &= 250570,511 - (1300 \times \frac{250570,511 \times 2}{5,35}) \\ &= 128797,926 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = (1/6) \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d = (1/6) \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 579 = 184993,294 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{166051,028}{0,75} - 184993,294 = -13262,725 \text{ N}$$

$$V_{smax} = \frac{2 \cdot \sqrt{f_c'}}{3} \cdot b_w \cdot d = \frac{2 \cdot \sqrt{30}}{3} \cdot 350 \cdot 579 = 739973,175 \text{ N}$$

Pada SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.6 Hal-381 spasi maksimum tulangan geser di sepanjang balok SRPMK adalah $d/2$.

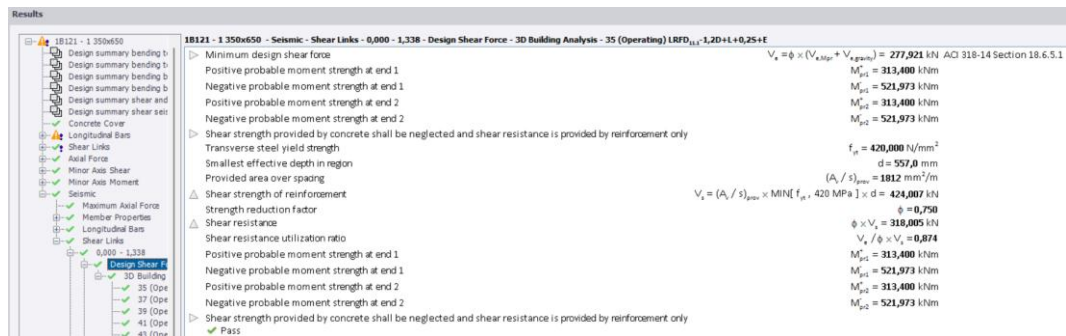
$$s_{max} = d/2 = 579/2 = 289,5 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang dengan spasi 280 mm. Kemudian hitung V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{(3 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 350 \cdot 579}{280} \\ &= 229191,75 \text{ N} \geq 166051,028 \text{ N} (V_{u2}) \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka dari perhitungan diatas untuk diluar zona sendi plastis digunakan sengkang 3 kaki D10 dengan spasi 280mm.

Desain tulangan geser balok dapat dihitung oleh *TSD* dengan menghitung sesuai kebutuhan geser ultimit akibat gempa yang terjadi. Perhitungan tulangan geser balok pada *TSD* mengacu pada ACI 318-14. Berikut tampilan perhitungan otomatis tulangan lentur balok pada sendi plastis oleh *TSD*.



Gambar 5.128 Tampilan Perhitungan Otomatis Tulangan Geser Sendi Plastis Balok (Grid 2C-D) Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Berikut merupakan rekapitulasi hasil desain tulangan geser balok (Grid 2C-D).

Tabel 5.60 Hasil Desain Tulangan Geser Pada Balok

Perangkat Lunak	Posisi	Tulangan geser	Vs (kN)	Vc (kN)	ØVn (kN)	Ve (kN)	Ratio	Rasio Rata-rata
ETABS	Sendi plastis	3D10-130	440,753	0,000	330,565	250,571	0,758	0,599
	Luar sendi plastis	3D10-280	204,635	184,993	292,222	128,798	0,441	
TSD	Sendi plastis	3D10-130	440,753	0,000	330,565	280,731	0,849	0,672
	Luar sendi plastis	3D10-280	204,635	184,993	292,222	144,301	0,494	

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil perencanaan tulangan geser balok didapat hasil bahwa rata-rata rasio tulangan yang dihasilkan oleh *TSD* lebih besar dibandingkan *ETABS*. Hasil rata-rata rasio tulangan pada *TSD* sebesar 0,672, sedangkan *TSD* sebesar 0,599.

c. Desain tulangan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.7.1.1 Hal-509, pengaruh torsi dapat diabaikan jika $\phi T_{th} \geq T_u$. T_{th} adalah nilai ambang batas torsi. Persamaan T_{th} termuat dalam SNI 2847:2019 Tabel 22.7.4.1 (a) Hal-512. Pada balok (grid 2C-D), torsi maksimum yang terjadi sebesar 711200 Nmm pada *ETABS* dan 732000 Nmm pada *TSD*.

$$\phi T_{th} \geq T_u$$

$$\phi \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \geq 711200 \text{ Nmm}$$

$$\phi \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(b \times h)^2}{2 \times (b + h)} \right) \geq 711200 \text{ Nmm}$$

$$0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(350 \times 650)^2}{2 \times (350 + 650)} \right) \geq 711200 \text{ Nmm}$$

$$8823335,423 \text{ Nmm} \geq 1733500 \text{ Nmm}$$

Tabel 5.61 Rekapitulasi Perhitungan Desain Tulangan Torsi Balok (Grid 2C-D)

Perangkat Lunak	ϕT_{th} (kNm)	T_u (kNm)	Ratio
<i>ETABS</i>	8,823	0,711	0,081
<i>TSD</i>	8,823	0,732	0,083

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

d. Kontrol syarat SRPMK

Ada beberapa syarat yang harus dipenuhi dalam mendesain balok SRPMK. Berikut syarat yang harus dipenuhi berdasarkan SNI 2847:2019.

- 1) Gaya aksial tekan terfaktor maksimum $0,1A_g f_c'$ (SNI 2847:2019 Pasal R18.6.1 Hal-376)

$$\begin{aligned} 0,1A_g f_c' &= 0,1 \times 350 \times 650 \times 30 \\ &= 682500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ max (ETABS)} = 0 \text{ N}$$

$$P_u \text{ max (TSD)} = 0 \text{ N}$$

Maka $P_u \text{ max}$ pada *ETABS* maupun *TSD* $< 0,1A_g f_c'$ (memenuhi syarat)

- 2) Bentang bersih balok (l_n) harus minimal $4d$ (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1 poin (a) Hal-377)

$$4d = 4(h - \text{seimut beton}) = 4(650 - 50) = 2400 \text{ mm}$$

$$l_n = 6000 - h_{K1} = 6000 - 750 = 5250 \text{ mm}$$

Maka $l_n \geq 4d$ (memenuhi syarat)

1B62 - 2 350x650 - Seismic - Member Properties - Maximum Allowed Effective Depth	
Largest effective depth in span	$d = 576,0 \text{ mm}$
Clear span length	$l_n = 5,350 \text{ m}$
Maximum allowed effective depth $d_{max} = 0.25 \times l_n$	$= 1337,5 \text{ mm}$ ACI 318-14 Section 18.6.2.1(a)
✔ Pass	

Gambar 5.129 Perhitungan Otomatis Maksimum Tinggi Efektif Izin Balok Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- 3) Lebar penampang (b_w) minimal nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1 poin (b) Hal-377)

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$0,3h = 0,3(650) = 195 \text{ mm}$$

Maka $b_w > 250 \text{ mm} > 0,3h$ (memenuhi syarat)

1B62 - 2 350x650 - Seismic - Member Properties - Minimum Allowed Width	
Beam width	$b_w = 350,0 \text{ mm}$
Overall beam depth	$h = 650,0 \text{ mm}$
Minimum allowed width $b_{w,min} = \text{MAX}[0.3 \times h, 250\text{mm}]$	$= 250,0 \text{ mm}$ ACI 318-14 Section 18.6.2.1(b)
✔ Pass	

Gambar 5.130 Perhitungan Otomatis Minimum Lebar Izin Balok Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- 4) Lebar penampang (b_w) tidak boleh melebihi lebar pendukung (c_2) ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen struktur (c_1) (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1 poin (c) Hal-377)

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

$$c_1 = 750 \text{ mm}$$

$$c_2 = 650 \text{ mm}$$

$$0,75c_1 = 0,75(750) = 562,5 \text{ mm}$$

$$c_2 + 2 \times 0,75c_1 = 650 + 2 \times 562,5 = 1875 \text{ mm}$$

Maka $b_w < c_2 + 2 \times 0,75c_1$ (memenuhi syarat)

1B62 - 2 350x650 - Seismic - Member Properties - Maximum Allowed Width		
Beam width	$b_w = 350,0$ mm	
Breadth of the supporting member	$c_1 = 650,0$ mm	
Width of the supporting member	$c_2 = 550,0$ mm	
△ Maximum allowed width at end 1	$b_{w,max,1} = c_2 + (2 \times \text{MIN}[c_2, 0.75 \times c_1]) = 1525,0$ mm	ACI 318-14 Section 18.6.2.1(c)
Breadth of the supporting member	$c_1 = 650,0$ mm	
Width of the supporting member	$c_2 = 550,0$ mm	
△ Maximum allowed width at end 2	$b_{w,max,2} = c_2 + (2 \times \text{MIN}[c_2, 0.75 \times c_1]) = 1525,0$ mm	ACI 318-14 Section 18.6.2.1(c)
✔ Pass		

Gambar 5.131 Perhitungan Otomatis Maksimum Lebar Balok Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- 5) Kekuatan momen positif pada muka *joint* harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka *joint* tersebut (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.2 Hal-379).

$$\phi M_{n(-)} \text{ tumpuan B1(Grid 2C-D)} = 426503146,48 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_{n(+)} \text{ tumpuan B1(Grid 2C-D)} = 264469939,95 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_{n(+)} \text{ tumpuan B1(Grid 2C-D)} \geq 0,5 \cdot \phi M_{n(-)} \text{ tumpuan B1(Grid 2C-D)}$$

$$264469939,95 \geq 0,5 \cdot 426503146,48$$

$$264469939,95 \text{ Nmm} \geq 213251573,2 \text{ Nmm (memenuhi syarat)}$$

1B121 - 1 350x650 - Seismic - Longitudinal Bars - Bottom: 0,000 - 0,803 - Flexural Strength		
Strength reduction factor	$\phi = 1,000$	
Tension reinforcement area provided for flexure	$A_s = 1140,399$ mm ²	
Steel yield strength	$f_{y, user} = 420,000$ N/mm ²	
Allowable steel yield strength	$f_y = \text{MIN}[f_{y, user}, 420 \text{ MPa}] = 420,000$ N/mm ²	ACI 318-14 Table 20.2.2.4(a)
Concrete compressive strength	$f'_c = 30,000$ N/mm ²	
Beam width	$b_w = 350,0$ mm	
Compression block height	$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f'_c \times b_w) = 53,7$ mm	
Effective depth in region	$d = 557,0$ mm	
△ Nominal moment strength	$\phi \times M_n = \phi \times A_s \times f_y \times (d - (a / 2)) = 253,933$ kNm	
Positive nominal moment strength at end 1	$M_{n1}^+ = 253,933$ kNm	
Negative nominal moment strength at end 1	$M_{n1}^- = 426,503$ kNm	
Positive nominal moment strength at end 2	$M_{n2}^+ = 253,933$ kNm	
Negative nominal moment strength at end 2	$M_{n2}^- = 426,503$ kNm	
△ Minimum nominal moment strength	$M_{n,min} = (1 / 4) \times \text{MAX}[M_{n1}^+, M_{n2}^+, M_{n1}^-, M_{n2}^-] = 106,626$ kNm	ACI 318-14 Section 18.6.3.2
Flexural strength utilization ratio	$M_{n,min} / M_n = 0,420$	
✔ Pass		
Negative nominal moment strength at this end	$M_n^- = 426,503$ kNm	
△ Minimum nominal moment strength for bottom support regions	$M_{n,min} = (1 / 2) \times M_n^- = 213,252$ kNm	ACI 318-14 Section 18.6.3.2
Flexural strength utilization ratio	$M_{n,min} / M_n = 0,840$	
✔ Pass		

Gambar 5.132 Perhitungan Syarat Momen Tumpuan Balok SRPMK Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.62 Pengecekan Kekuatan Momen Pada Tumpuan Balok SRPMK

Perangkat Lunak	Mn (kNm)			Cek syarat
	Tumpuan atas	Tumpuan bawah	1/2 Tumpuan atas	
ETABS	426,503	264,470	213,252	Memenuhi syarat
TSD	426,503	264,470	213,252	Memenuhi syarat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- 6) Kekuatan momen negatif dan positif pada sebarang penampang di sepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua *joint* (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.3.2 Hal-379).

$$M_{n(max)} = 426503146,48 \text{ Nmm}$$

$$M_{n(min)} = 179169310,65 \text{ Nmm}$$

$$M_{n(min)} \geq 0,25 \cdot M_{n(max)}$$

$$179169310,65 \geq 0,25 \cdot 426503146,48$$

$$179169310,65 \text{ Nmm} \geq 106625786,6 \text{ Nmm (memenuhi syarat)}$$

18121 - 1 350x650 - Seismic - Longitudinal Bars - Top: 1,338 - 4,013 - Flexural Strength	
Strength reduction factor	$\phi = 1,000$
Tension reinforcement area provided for flexure	$A_s = 760,266 \text{ mm}^2$
Steel yield strength	$f_{y, user} = 420,000 \text{ N/mm}^2$
Allowable steel yield strength	$f_y = \text{MIN}[f_{y, user}, 420 \text{ MPa}] = 420,000 \text{ N/mm}^2$ ACI 318-14 Table 20.2.2.4(a)
Concrete compressive strength	$f'_c = 30,000 \text{ N/mm}^2$
Beam width	$b_w = 350,0 \text{ mm}$
Compression block height	$a = (A_s \times f_y) / (0,85 \times f'_c \times b_w) = 35,8 \text{ mm}$
Effective depth in region	$d = 579,0 \text{ mm}$
Nominal moment strength	$\phi \times M_n = \phi \times A_s \times f_y \times (d - (a / 2)) = 179,169 \text{ kNm}$
Positive nominal moment strength at end 1	$M_{n1}^+ = 253,933 \text{ kNm}$
Negative nominal moment strength at end 1	$M_{n1}^- = 426,503 \text{ kNm}$
Positive nominal moment strength at end 2	$M_{n2}^+ = 253,933 \text{ kNm}$
Negative nominal moment strength at end 2	$M_{n2}^- = 426,503 \text{ kNm}$
Minimum nominal moment strength	$M_{n,min} = (1 / 4) \times \text{MAX}[M_{n1}^+, M_{n1}^-, M_{n2}^+, M_{n2}^-] = 106,626 \text{ kNm}$ ACI 318-14 Section 18.6.3.2
Flexural strength utilization ratio	$M_{n,min} / M_n = 0,595$
Pass	

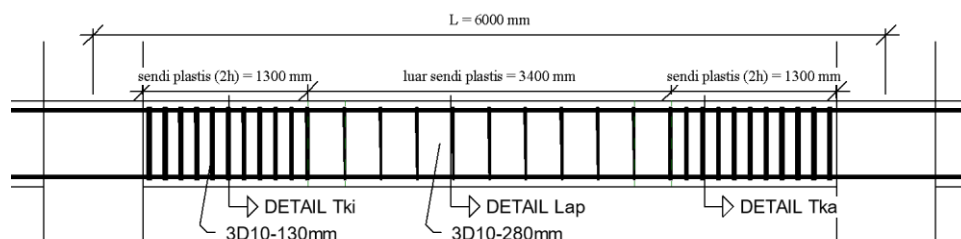
Gambar 5.133 Perhitungan Syarat Momen Tumpuan Balok SRPMK Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.63 Pengecekan Kekuatan Momen Pada Sepanjang Bentang Balok SRPMK

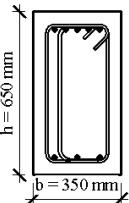
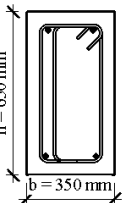
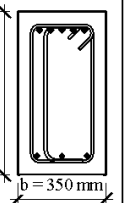
Perangkat Lunak	Posisi	Mn (kNm)	0,25.M _{n(max)} (kNm)	Cek syarat
ETABS	Tumpuan atas	426,503	106,626	Memenuhi syarat
	Tumpuan bawah	264,470		Memenuhi syarat
	Lapangan atas	179,169		Memenuhi syarat
	Lapangan bawah	179,169		Memenuhi syarat
TSD	Tumpuan atas	426,503	106,626	Memenuhi syarat
	Tumpuan bawah	264,470		Memenuhi syarat
	Lapangan atas	179,169		Memenuhi syarat
	Lapangan bawah	179,169		Memenuhi syarat

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



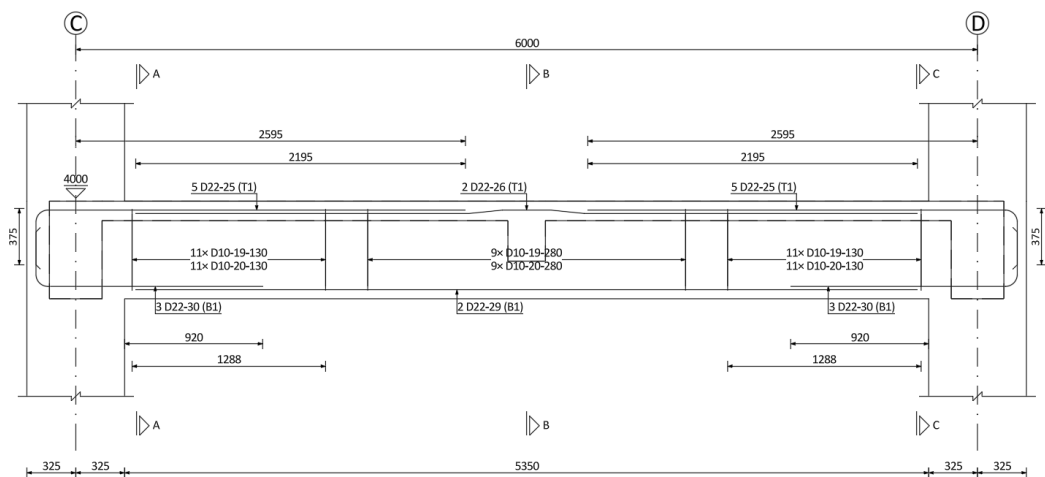
Gambar 5.134 Potongan Portal Balok B1(Grid 2C-D)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

TYPE	B1		
POSITION	LEFT SUP	MIDSPAN	RIGHT SUP
SECTION			
DIMENSI	350X650	350X650	350X650
TOP BAR	5D22	2D22	5D22
BOT BAR	3D22	2D22	3D22
SENGKANG	3D10-130mm	3D10-280mm	3D10-130mm
Cover	50 mm	50 mm	50 mm

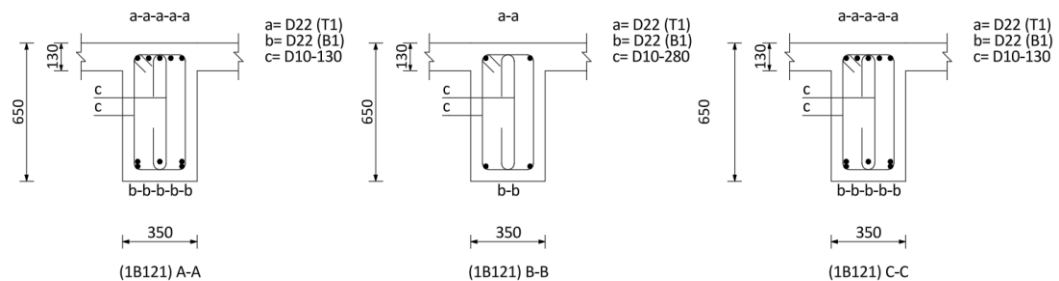
Gambar 5.135 Detail Penulangan Balok B1 (Grid 2C-D)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.136 Potongan Portal Balok B1 (Grid 2C-D) Hasil TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

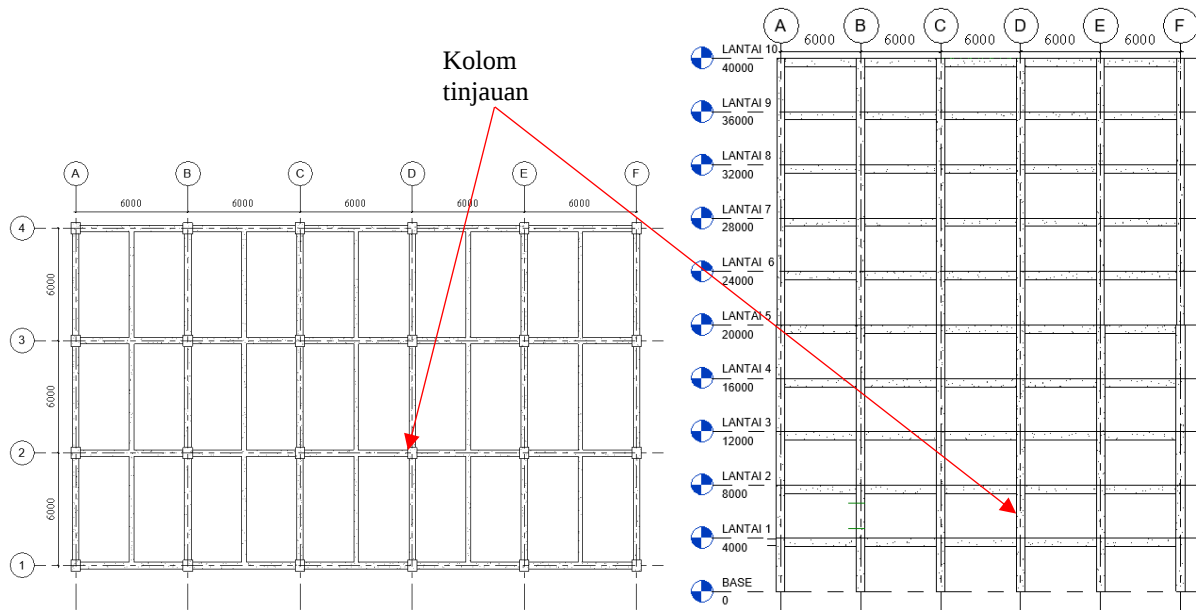


Gambar 5.137 Detail Penulangan Balok B1 (Grid 2C-D) Hasil TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.7.3 Desain kolom

Desain pada kolom meliputi pengecekan kelangsingan kolom, desain tulangan lentur, tulangan geser, dan pada kolom SRPMK perlu dicek kekuatan momen kolom terhadap balok yang mengekang kolom. Setelah melakukan pendesain-an tulangan, perlu dilakukan pengecekan syarat-syarat yang berlaku untuk kolom SRPMK. Kolom yang ditinjau yaitu kolom pada grid 2/D lantai 1.



Gambar 5.138 Lokasi Kolom Kolom Tinjauan (Grid 2/D Lantai 1)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

a. Pengecekan kolom bergoyang/tidak bergoyang

Perlu dicari *stability index* (Q) untuk mengetahui kolom bergoyang atau tidak. Dikatakan tidak bergoyang jika Q kurang dari 0,05. Pengecekan pada kolom dilakukan pada setiap jenis kolom di setiap lantainya. Pada *ETABS* dilakukan secara manual untuk perhitungan indeks stabilitas, pada *TSD* stabilitas indeks sudah dihitung secara otomatis namun tidak diperlihatkan hasil perhitungannya.

$$P_u = 6894000,265 \text{ kg (COMB2)}$$

$$\Delta_0 = 36,778 \text{ mm}$$

$$V_u = 246849,69 \text{ kg}$$

$$L_c = \text{Tinggi antar lantai} = 4000 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{P_u \Delta_0}{V_u L_c}$$

$$Q = \frac{6894000,265 \times 36,778}{246849,69 \times 4000}$$

$$Q = 0,257 > 0,05, \text{ maka kolom bergoyang.}$$

SNI 2847:2019 Pasal 6.2.5 Hal-91 mengizinkan untuk memperhitungkan kolom menahan goyangan samping apabila elemen pengaku menahan pergerakan lateral sebuah tingkat dengan kekakuan total sebesar paling sedikit 12 kali kekakuan lateral bruto kolom dalam arah tinjauan, diizinkan untuk memperhitungkan kolom dalam tingkat yang ditahan terhadap goyangan samping. Karena pada denah penelitian terdapat jumlah kolom 24 sehingga dapat diizinkan memperhitungkan kolom menahan goyangan samping.

b. Pengecekan kolom pendek/panjang

Untuk mengetahui jenis kolom pendek/panjang, dilakukan perhitungan nilai faktor kelangsingan (kI/r). Karena kolom pada penelitian ini adalah kolom tidak bergoyang maka untuk pengecekan kolom pendek/panjang dikatakan kolom pendek jika faktor kelangsingan $< (34 - 12(M1/M2))$. Pada pengecekan ini dilakukan pada masing-masing arah, pada penelitian ini balok yang mengekang kolom memiliki dimensi dan panjang yang sama maka dapat dilakukan satu arah saja untuk mewakili. Perhitungan menggunakan arah timur-barat.

$$I_{K(3B-1)} = I_{K.atas} = I_{K.bawah} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 650 \times 750^3 = 22851562500 \text{ mm}^4$$

$$I_{B.kiri} = I_{B.kanan} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 350 \times 650^3 = 8009895833 \text{ mm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I_K}{A_g}} = \sqrt{\frac{22851562500}{650 \times 750}} = 216,506 \text{ mm}$$

$$\Psi_a = \frac{\frac{EI}{L_{c(top)}} + \frac{EI}{L_{c(mid)}}}{\frac{EI}{L_{B.Kanan}} + \frac{EI}{L_{B.Kiri}}}$$

$$= \frac{\frac{25742,9602 \times 22851562500}{3350} + \frac{25742,9602 \times 22851562500}{3350}}{\frac{25742,9602 \times 8009895833}{5250} + \frac{25742,9602 \times 8009895833}{5250}}$$

$$= 4,471$$

$$\Psi_b = \frac{\frac{EI}{L_{c(bot)}} + \frac{EI}{L_{c(mid)}}}{\frac{EI}{L_{B.Kanan}} + \frac{EI}{L_{B.Kiri}}}$$

$$= \frac{\frac{25742,9602 \times 22851562500}{3350} + \frac{25742,9602 \times 22851562500}{3350}}{\frac{25742,9602 \times 8009895833}{5250} + \frac{25742,9602 \times 8009895833}{5250}}$$

$$= 4,471$$

Untuk mencari nilai faktor panjang efektif (k) diambil dari nilai terkecil dari:

$$k_1 = 0,7 + 0,05 \times (\Psi_a + \Psi_b) \leq 1$$

$$k_1 = 0,7 + 0,05 \times (4,471 + 4,471) \leq 1$$

$$k_1 = 1,15 \leq 1 \text{ (diambil nilai = 1)}$$

$$k_2 = 0,85 + 0,05 \times \Psi_{\min} \leq 1$$

$$k_2 = 0,85 + 0,05 \times 4,471 \leq 1$$

$$k_2 = 1,07 \leq 1 \text{ (diambil nilai = 1)}$$

Digunakan nilai k terkecil yaitu k_1 sebesar 1. Selanjutnya dapat diperoleh nilai faktor kelangsingan sebagai berikut dengan nilai momen diambil pada salah satu kolom yaitu kolom pada lantai K1 grid 3B dengan nilai momen $M_{1(\text{comb } 11)} = -207,9862 \text{ kNm}$ dan $M_{2(\text{comb } 11)} = 358,0303 \text{ kNm}$

$$\frac{k \cdot L_u}{r} < 34 - 12 \times \frac{M_1}{M_2} < 40$$

$$\frac{1 \times 3350}{216,506} < 34 - 12 \times \frac{-207,9862}{358,0303} < 40$$

$15,473 < 40$, maka kolom dikategorikan sebagai kolom pendek dan tidak perlu memperhitungkan efek kelangsingan.

Pengecekan kolom pendek/panjang juga dapat dilakukan secara otomatis oleh TSD. Berikut tampilan pengecekan kelangsingan kolom.

Stack 1 650x750 - Longitudinal Bars - 3D Building Analysis - 47 (Operating) LRFD _{11,13} -1,2D+L+0,25+E - Design moments major		
Braced stack in this direction		
Moment at the top		$M_{top} = -215,885 \text{ kNm}$
Moment at the bottom		$M_{botm} = 354,467 \text{ kNm}$
$M_{top} < M_{botm} : M_2 = M_{botm} , M_1 = M_{top}$		
Mid-fifth moment		$M_{mid} = 126,326 \text{ kNm}$
Largest applied compressive force		$P_u = 4003,702 \text{ kN}$
Unsupported length		$l_u = 3,350 \text{ m}$
Ψ_A	$\Psi_A = \text{MIN}[\text{MAX}[\Sigma (E \times I / l_c)_{col} / \Sigma (E \times I / l_c)_{beam}, 0.2] , 1000] = 4,47$	
Ψ_B	$\Psi_B = \text{MIN}[\text{MAX}[\Sigma (E \times I / l_c)_{col} / \Sigma (E \times I / l_c)_{beam}, 0.2] , 1000] = 4,47$	
Effective length factor	$k = \text{MIN}[0.7 + (0.05 \times (\Psi_A + \Psi_B)) , 0.85 + (0.05 \times \text{MIN}[\Psi_A, \Psi_B]) , 1] = 1,000$	
Effective length	$l_e = k \times l_u = 3,350 \text{ m}$	
No point of zero shear exists in the unrestrained length		
Lateral loads are not significant		
Slenderness ratio		$l_e / r = 15,473$
Limiting slenderness ratio	$\text{MIN}[34 - (12 \times M_1 / M_2) , 40] = 40,000$	
$l_e / r \leq$ limiting slenderness ratio : short		ACI 318-14 Section 6.2.5
Top end design moment		$M_{des,top} = M_{top} = -215,885 \text{ kNm}$
Bottom end design moment		$M_{des,botm} = M_{botm} = 354,467 \text{ kNm}$
Mid-fifth design moment		$M_{des,mid} = M_{mid} = 126,326 \text{ kNm}$

Gambar 5.139 Perhitungan Otomatis Pengecekan Kolom Pendek/Panjang Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.64 Pengecekan Kelangsingan Kolom

Perangkat Lunak	k.lu/r	M1 (kNm)	M2 (kNm)	Syarat langsing	Cek
				$(34 - 12 \times (M1/M2)) < 40$	
ETABS	15,47298721	-207,9862	358,0303	40,00	Tidak Langsing
TSD	15,47298721	-215,885	354,467	40,00	Tidak Langsing

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

c. Perhitungan desain tulangan lentur kolom

Pada desain tulangan lentur kolom dengan *ETABS*, dilakukan dengan perhitungan manual dengan mengambil gaya-gaya yang bekerja pada kolom yang dihasilkan oleh *ETABS* untuk pengecekan dalam diagram interaksi P-M. Perhitungan dilakukan pada tinjauan desak aksial, tekan menentukan, tarik menentukan, dan tinjauan lentur murni. Sebelum dilakukan perhitungan untuk kondisi tersebut, perlu dihituung parameter pendukung sebagai berikut (arah x). Tulangan dicoba menggunakan 14D22 dengan diameter sengkang 13 mm.

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif (d)} &= h - t_s - \phi_{tul_v} - \frac{\phi_{tul}}{2} \\
 &= 750 - 50 - 13 - \frac{22}{2} \\
 &= 676 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tul. total (A}_{s\text{total}}) &= n \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= 14 \frac{1}{4} \pi 22^2 \\
 &= 5321,858 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Regangan leleh baja} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

Setelah dilakukan perhitungan diperoleh data nilai ϕM_n dan ϕP_n (arah x) sebagai berikut.

1) Analisa kolom dalam kondisi aksial tekan sentris ($M_u = 0$)

a) Rasio tulangan

$$\rho_g = \frac{A_{s \text{ total}}}{bh} = \frac{5321,858}{650 \times 750} = 0,0109$$

b) Kapasitas nominal tekan (P_n)

$$P_n = P_0 = A_g [0,85f_c' + \rho_g (f_y - 0,85f_c')]$$

$$P_n = P_0 = 650 \times 750 [0,85 \times 30 + 0,0109 (420 - 0,85 \times 30)]$$

$$P_n = P_0 = 14531 \text{ kN}$$

c) Kapasitas ultimate tekan (P_u)

$$P_u = \phi P_n = 0,65 \times 14531 = 9445 \text{ kN}$$

$$P_n \text{ desain} = 0,8 P_0 = 0,8 \times 9445 = 7556 \text{ kN}$$

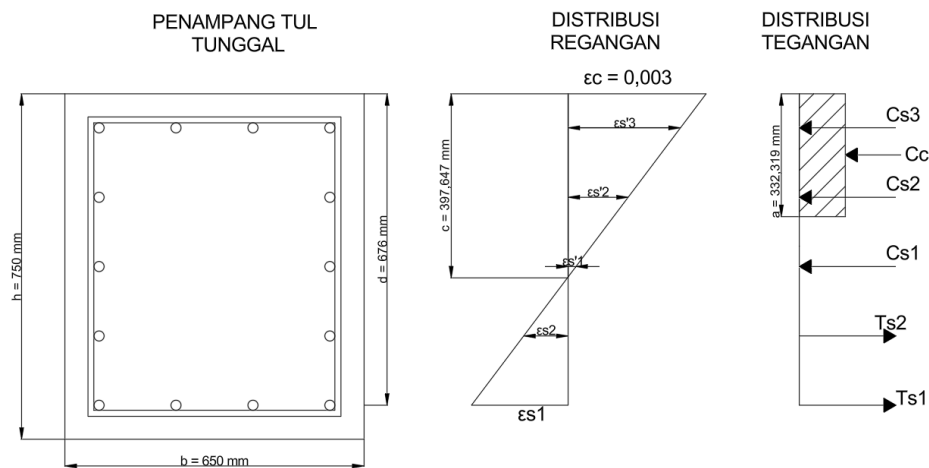
d) Kesimpulan

$$P_{n_{\max}} = 14531 \text{ kN}$$

$$P_u = 9445 \text{ kN}$$

$$P_{n_{\text{desain}}} = 7556 \text{ kN}$$

2) Analisa kolom dalam kondisi keadaan berimbang ($c = c_b$)



Gambar 5.140 Diagram Tegangan Regangan Kondisi $c = c_b$

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

a) Garis netral

$$c = \frac{600d}{600+f_y} = \frac{600 \times 676}{600+420} = 397,647 \text{ mm}$$

b) Tinggi blok tekan

$$a = \beta \times c = 0,836 \times 397,647 = 332,319 \text{ mm}$$

c) Gaya tekan dari tulangan tekan

$$A_s' = n \frac{1}{4} \pi D^2 = 8 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 3041,062 \text{ mm}^2$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3041,062 \times 420 = 1277245,909 \text{ N}$$

d) Gaya tarik dari tulangan tarik

$$T = A_s f_y = 3041,062 \times 420 = 957934,4319 \text{ N}$$

e) Gaya tekan dari beton

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = 0,85 \times 30 \times 650 \times 332,319 = 5508192,857 \text{ N}$$

f) Kapasitas aksial tekan nominal

$$\begin{aligned} P_{nb} &= C_c + C_s - T_s \\ &= 1277245,909 + 5508192,857 - 957934,4319 \\ &= 5827504 \text{ N} = 5828 \text{ kN} \end{aligned}$$

g) Kapasitas momen nominal

$$\begin{aligned} M_{nb} &= M_{nCs} + M_{nC_c} + M_{nT} \\ &= C_c \left(\frac{(h/2) - a}{2} \right) + C_s \left(\frac{(h/2)}{2} - d' \right) + T \left(\frac{(h/2)}{2} - d' \right) \\ &= 5508192,857 \left(\frac{(750/2) - 332,319}{2} \right) + 1277245,909 \\ &\quad \left(\frac{(750/2)}{2} - 74 \right) + 957934,4319 \left(\frac{(750/2)}{2} - 74 \right) \\ &= 1823122130 \text{ Nmm} = 1823 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h) Kesimpulan

Kuat nominal:

$$P_{nb} = 5828 \text{ kN}$$

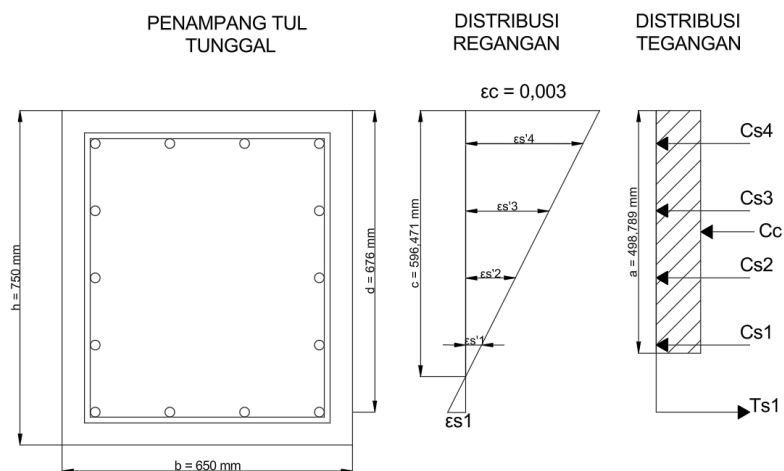
$$M_{nb} = 1823 \text{ kNm}$$

Kuat ultimate:

$$P_{ub} = \phi P_{nb} = 0,65 \times 5828 = 3788 \text{ kN}$$

$$M_{ub} = \phi M_{nb} = 0,65 \times 1823 = 1185 \text{ kNm}$$

3) Analisa kolom dalam kondisi keruntuhan tekan ($c > c_b$)



Gambar 5.141 Diagram Tegangan Regangan Kondisi $c > c_b$

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

a) Gaya tekan dari tulangan tekan

$$A_s' = n \frac{1}{4} \pi D^2 = 10 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$$

$$C_s = A_s' f_s' = 3801,327 \times 420 = 1596557,387 \text{ N}$$

b) Gaya tarik dari tulangan tarik

$$T = A_s f_y = 1520,53 \times 80 = 121642,4675 \text{ N}$$

c) Gaya tekan dari beton

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = 0,85 \times 30 \times 650 \times 1,5 \times 397,647 = 8262289,286 \text{ N}$$

d) Kapasitas aksial tekan nominal

$$\begin{aligned} P_{nb} &= C_c + C_s - T_s \\ &= 8262289,286 + 1596557,387 - 121642,4675 \\ &= 9737204 \text{ N} = 9737 \text{ kN} \end{aligned}$$

e) Kapasitas momen nominal

$$\begin{aligned} M_{nb} &= M_{nC_s} + M_{nC_c} + M_{nT} \\ &= C_c \left(\frac{(h/2) - a}{2} \right) + C_s \left(\frac{(h/2)}{2} - d' \right) + T \left(\frac{(h/2)}{2} - d' \right) \\ &= 8262289,286 \left(\frac{(750/2) - 498,479}{2} \right) + 1596557,387 \\ &\quad \left(\frac{(750/2)}{2} - 74 \right) + 121642,4675 \left(\frac{(750/2)}{2} - 74 \right) \\ &= 1556247823 \text{ Nmm} = 1556 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f) Kesimpulan

Kuat nominal:

$$P_{nb} = 9737 \text{ kN}$$

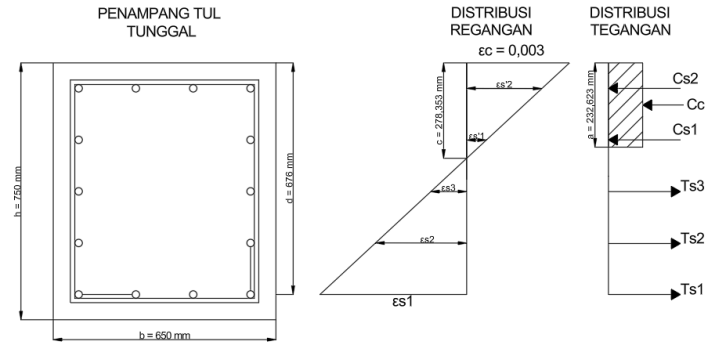
$$M_{nb} = 1556 \text{ kNm}$$

Kuat ultimate:

$$P_{ub} = \phi P_{nb} = 0,65 \times 9737 = 6329 \text{ kN}$$

$$M_{ub} = \phi M_{nb} = 0,65 \times 1556 = 1012 \text{ kNm}$$

4) Analisa kolom dalam kondisi keruntuhan tarik ($c < c_b$)



Gambar 5.142 Diagram Tegangan Regangan Kondisi $c < c_b$

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

a) Gaya tekan dari tulangan tekan

$$A_s' = n \frac{1}{4} \pi D^2 = 6 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

$$C_s = A_s' f_s' = 2945,243 \times 420 = 957934,4319 \text{ N}$$

b) Gaya tarik dari tulangan tarik

$$T = A_s f_y = 3041,06 \times 420 = 1277245,909 \text{ N}$$

c) Gaya tekan dari beton

$$C_c = 0,85 f_c' \cdot b \cdot a = 0,85 \times 30 \times 650 \times 0,7 \times 397,647 = 3855735 \text{ N}$$

d) Kapasitas aksial tekan nominal

$$\begin{aligned} P_{nb} &= C_c + C_s - T_s \\ &= 3855735 + 957934,4319 - 1277245,909 \\ &= 3536424 \text{ N} = 3536 \text{ kN} \end{aligned}$$

e) Kapasitas momen nominal

$$\begin{aligned} M_{nb} &= M_{nC_c} + M_{nCs} + M_{nT} \\ &= C_c \left(\frac{(h/2) - a}{2} \right) + C_s \left(\frac{(h/2)}{2} - d' \right) + T \left(\frac{(h/2)}{2} - d' \right) \\ &= 3855735 \left(\frac{(750/2) - 232,626}{2} \right) + 957934,4319 \\ &\quad \left(\frac{(750/2)}{2} - 74 \right) + 1277245,909 \left(\frac{(750/2)}{2} - 74 \right) \\ &= 1670222566 \text{ Nmm} = 1670 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f) Kesimpulan

Kuat nominal:

$$P_{nb} = 3536 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = 1670 \text{ kNm}$$

Kuat ultimate:

$$P_{ub} = \phi P_{nb} = 0,65 \times 3536 = 2299 \text{ kN}$$

$$M_{ub} = \phi M_{nb} = 0,65 \times 1670 = 1086 \text{ kNm}$$

5) Analisa kolom dalam kondisi lentur murni ($P_u = 0$)

a) Tinggi blok tegangan tekan

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{2660,93 \times 420}{0,85 \times 30 \times 650} = 67,426 \text{ mm}$$

b) Momen nominal kondisi lentur

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2660,93 \times 420 \times \left(676 - \frac{67,426}{2} \right) \\ &= 717813496 \text{ Nmm} = 718 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c) Kesimpulan

Kuat nominal:

$$P_{nb} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = 718 \text{ kNm}$$

Kuat ultimate:

$$P_{ub} = \phi P_{nb} = 0,9 \times 0 = 0 \text{ kN}$$

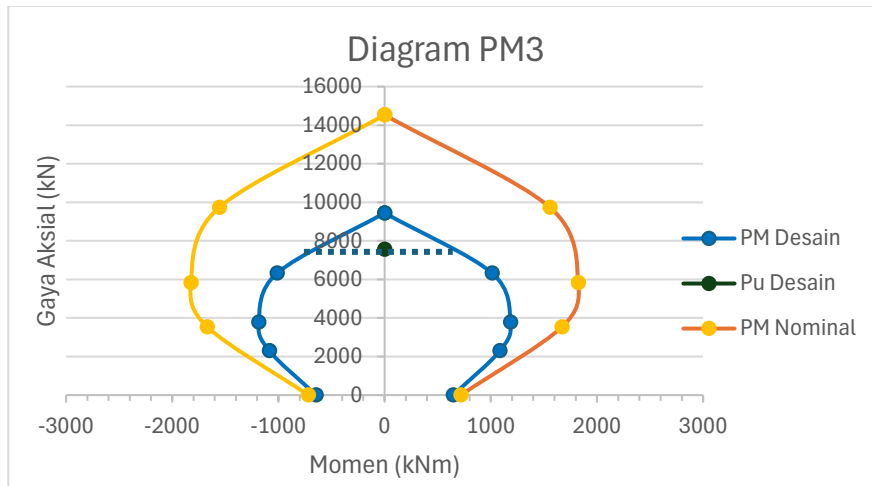
$$M_{ub} = \phi M_{nb} = 0,9 \times 718 = 646 \text{ kNm}$$

Dengan cara yang sama, kemudian dilakukan perhitungan yang sama untuk nilai ϕM_n dan ϕP_n pada arah Y. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan nilai ϕM_n dan ϕP_n dalam kondisi desak aksial, tekan menentukan, tarik menentukan, dan tinjauan lentur murni arah X dan arah Y.

Tabel 5.65 Rekapitulasi Perhitungan Nilai ϕM_n dan ϕP_n Arah X dan Arah Y

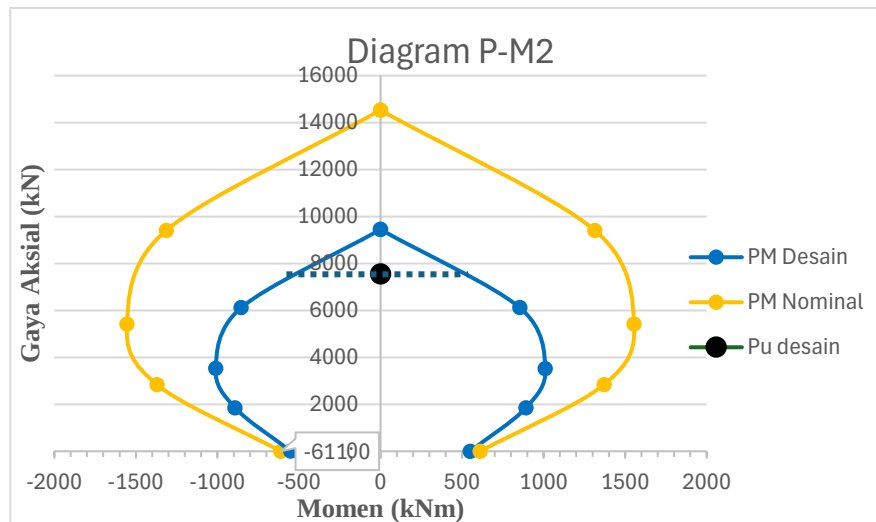
Kondisi	Arah X					Arah Y				
	Mn	Mu	Pn,max	Pu	Pn,desain	Mn	Mu	Pn,max	Pu	Pn,desain
	kNm	kN	kN	kN	kN	kNm	kN	kN	kN	kN
Desak Aksial	0	0	14531	9445	7556	0	0	14531	9445	7556
Terkendali Tekan	1556	1012	9737	-	6329	1314	854	9408	-	6115
Seimbang	1823	1185	5828	-	3788	1554	1010	5415	-	3520
Terkendali Tarik	1670	1086	3536	-	2299	1371	891	2840	-	1846
Lentur Murni	718	646	0	-	0	611	550	0	-	0

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.143 Diagram Interaksi Uniaksial (P-M3) Kapasitas Kolom K1 (Grid 2/D lantai 1)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.144 Diagram Interaksi Uniaksial (P-M2) Kapasitas Kolom K1 (Grid 2/D lantai 1)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

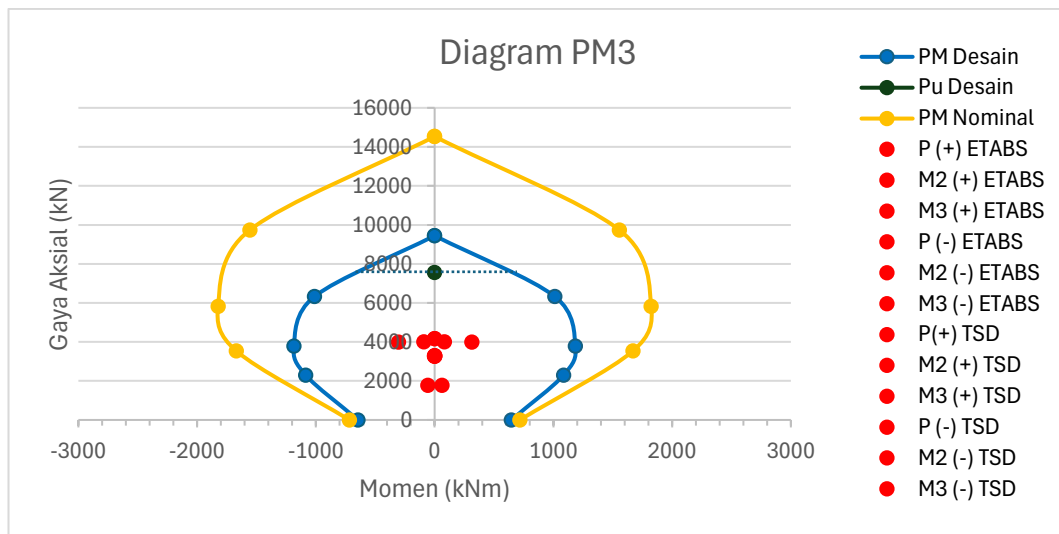
d. Pengecekan kapasitas kolom

Kolom harus dicek apakah mampu menahan beban yang ada. Pengecekan dapat dilakukan secara uniaxial dan biaxial dengan meninjau interaksi P-M3 dan P-M2. Nilai P, M2, dan M3 hasil permodelan menggunakan *ETABS*. Berikut merupakan perhitungan untuk kolom K1 pada grid 2/D lantai 1.

Tabel 5.66 Data nilai P, M3, dan M2 pada Kolom K1 (Grid 2/D Lantai 1)

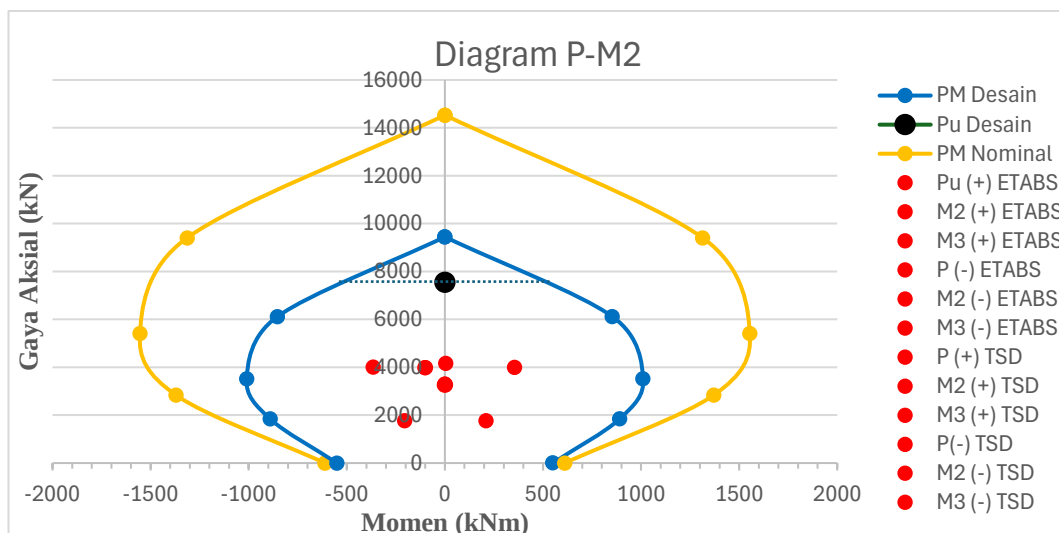
Kondisi	ETABS				TSD			
	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMB	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMB
Pu max	4168,2	-3,7	0,2	Comb2	4168,5	4,4	-0,2	Comb2
Pu min	1771,7	-204,8	-57,3	Comb11	1775,9	210,1	62,1	Comb11
M2 max	4008,5	-365,3	81,3	Comb5	4003,7	354,5	-91,7	Comb5
M2 min	3296,4	0,5	0,1	Comb1	3295,8	-0,3	0,0	Comb1
M3 max	3993,8	-99,2	313,3	Comb9	3983,3	-101,7	-305,5	Comb7
M3 min	3269,5	2,4	0,0	Comb1	3268,9	-2,6	0,0	Comb1

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.145 Pengecekan Kapasitas Pada Diagram Uniaxial (P-M3) Kolom K1
(Grid 2/D lantai 1)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.146 Pengecekan Kapasitas Pada Diagram Uniaxial (P-M2) Kolom K1
(Grid 2/D lantai 1)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Untuk pengecekan secara biaxial menggunakan metode ACI dengan menggunakan syarat rasio tegangan sebagai berikut.

$$\text{Rasio tegangan} = \frac{M_{ux}}{M_{ox}} + \frac{M_{uy}}{M_{oy}} \leq 1$$

Dengan:

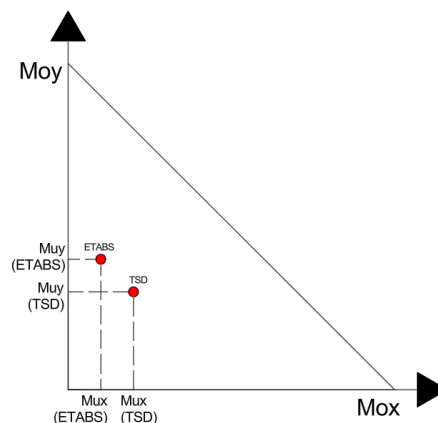
M_{ux} atau M_{uy} = Momen terfaktor arah x dan y pada beban P_u

M_{ox} atau M_{oy} = Momen kapasitas pada beban P_R

$$\begin{aligned} \text{Rasio tegangan (M2}_{\max} \text{ ETABS}) &= \frac{81,3}{1200} + \frac{365,3}{1000} \leq 1 \\ &= 0,433 \leq 1 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tegangan (M2}_{\max} \text{ TSD}) &= \frac{91,7}{1200} + \frac{354,5}{1000} \leq 1 \\ &= 0,431 \leq 1 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Berikut ilustrasi pengecekan kapasitas kolom dengan diagram biaxial.



Gambar 5.147 Diagram Biaxial Metode ACI (Beban $M2_{\max}$)

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.67 Rekapitulasi Pengecekan Kapasitas Kolom K1 (Grid 2/D Lantai 1)

Perangkat Lunak	Kondisi	P (kN)	Mux(kNm)	Muy(kNm)	Mox(kNm)	Moy(kNm)	Ratio	Ratio rata-rata
ETABS	Pu max	4168,204	0,224	3,704	1200	1000	0,004	0,184
	Pu min	1771,675	57,318	204,807	900	850	0,305	
	M2 max	4008,503	81,339	365,312	1200	1000	0,433	
	M2 min	3296,392	0,055	0,466	1200	1000	0,001	
	M3 max	3993,799	313,323	99,182	1200	1000	0,360	
	M3 min	3269,486	0,030	2,376	1200	1000	0,002	
TSD	Pu max	4168,520	0,174	4,382	1200	1000	0,005	0,185

Perangkat Lunak	Kondisi	P (kN)	Mux(kNm)	Muy(kNm)	Mox(kNm)	Moy(kNm)	Ratio	Ratio rata-rata
	Pu min	1775,857	62,125	210,056	900	850	0,316	
	M2 max	4003,702	91,748	354,467	1200	1000	0,431	
	M2 min	3295,809	0,038	0,325	1200	1000	0,000	
	M3 max	3983,250	305,464	101,701	1200	1000	0,356	
	M3 min	3268,903	0,037	2,642	1200	1000	0,003	

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil perencanaan tulangan longitudinal kolom pada grid 2/D lantai 1 didapat rasio rata-rata pada *TSD* lebih besar dari pada *ETABS* dengan rasio rata-rata pada *TSD* sebesar 0,185, dan *ETABS* sebesar 0,184.

e. Kuat kolom (*strong column weak beam*)

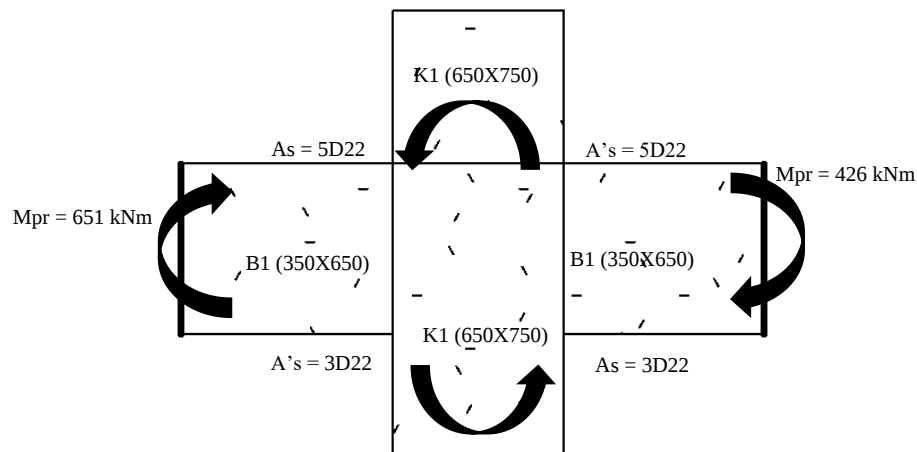
Dalam pengecekan kuat kolom, perlu dicek pada kedua arah yaitu timur-barat dan utara-selatan. Dari penelitian yang dilakukan oleh (S.E & Machmoed, 2021) dalam perencanaanya menggunakan syarat SCWB dan harus memenuhi syarat tersebut. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2 Hal-385, kolom harus memenuhi persamaan sebagai berikut.

$$\sum Mc \geq 1,2 \sum Mg$$

Dimana

$\sum Mc$ = Jumlah Mn dua kolom yang bertemu di join.

$\sum Mg$ = Jumlah Mn dua balok yang bertemu di join



Gambar 5.148 Ilustrasi Kuat Kolom Balok Lemah (Gempa Kanan)

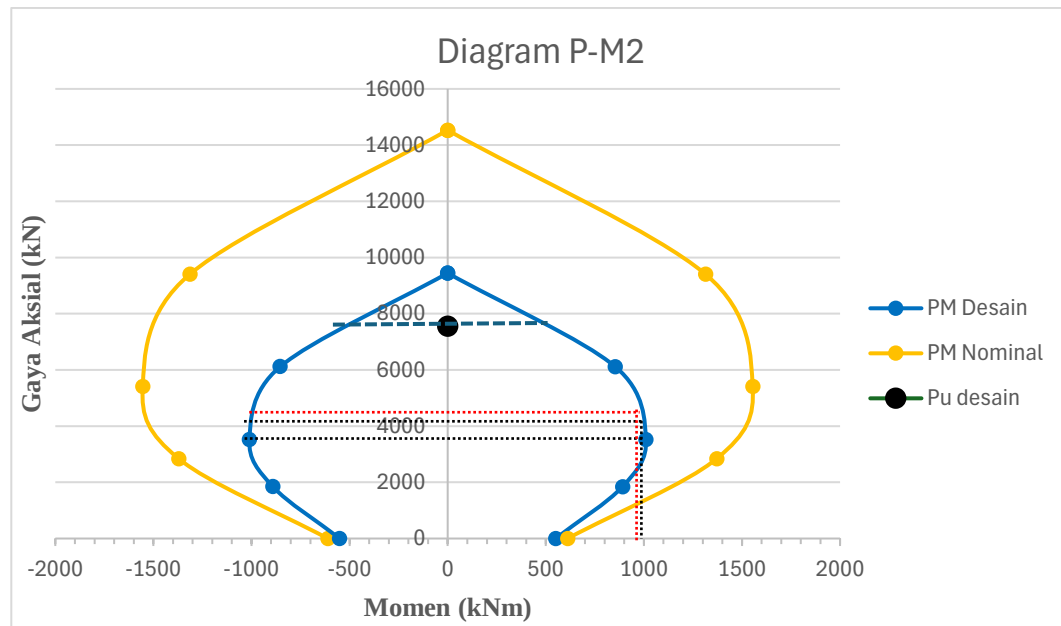
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Mengambil beban aksial (P) dari kombinasi terbesar untuk mendapatkan kapasitas momen kolom, berikut beban aksial dan momen nominal yang terjadi.

Tabel 5.68 Gaya Aksial Yang Terjadi Pada Kolom Desain, Atas, dan Bawah

Perangkat Lunak	P _{atas} (kN)	P _{desain} (kN)	P _{bawah} (kN)	ØM _{natas} (kNm)	ØM _{n_{desain}} (kNm)	ØM _{n_{bawah}} (kNm)
ETABS	3696,020	4168,204	4644,233	1000	1000	980
TSD	3696,686	4168,520	4643,836	1000	1000	980
COMBO	COMB2	COMB2	COMB2			

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.149 Diagram Interaksi Kapasitas Momen Kolom Desain

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Digunakan diagram interaksi P-M2 karena lebih konservatif. Selanjutnya, dilakukan pengecekan syarat kuat kolom untuk kolom lantai atas dan kolom lantai bawah pada arah gempa kanan sebagai berikut.

- 1) Cek kolom lantai atas $\sum Mc \geq 1,2 \sum Mg$

$$\phi M_{n\text{desain}} + \phi M_{n\text{atas}} \geq 1,2 (\text{Mpr}_1 \text{ Balok timur} + \text{Mpr}_3 \text{ Balok barat})$$

$$1000 + 1000 \geq 1,2 (521,97 + 326,57)$$

$$2000 \text{ kNm} \geq 1018,25 \text{ kNm (Memenuhi syarat)}$$

- 2) Cek kolom lantai bawah $\sum Mc \geq 1,2 \sum Mg$

$$\phi M_{n\text{desain}} + \phi M_{n\text{bawah}} \geq 1,2 (\text{Mpr}_1 \text{ Balok timur} + \text{Mpr}_3 \text{ Balok barat})$$

$$1000 + 980 \geq 1,2 (521,97 + 326,57)$$

$$1980 \text{ kNm} \geq 1018,25 \text{ kNm (Memenuhi syarat)}$$

Perhitungan diatas merupakan perhitungan pada arah gempa kanan, untuk arah gempa kiri nilainya sama saja. Berdasarkan pengecekan syarat kuat kolom

diatas, kolom yang di desain sudah memenuhi syarat kuat kolom balok lemah. Pengecekan syarat kuat kolom pada *TSD* juga dapat dihitung secara otomatis, berikut pengecekan SCWB dengan kombinasi 7 pada perangkat lunak *TSD*.

Stack 1 650x750 - Seismic - Longitudinal Bars - Flexural Strength - 3D Building Analysis - 35 (Operating) LRFD _{11.1} -1,2D+L+0,2S+E - Major Load Direction		
Nominal moment strength in this stack for sway left case	$M_{nc,l,bot} = -1489,236$ kNm	
Nominal moment strength in stack above for sway left case	$M_{nc,l,top} = 1443,368$ kNm	
△ Sum of nominal moment strengths for sway left case	$\Sigma(M_{nc,l}) = M_{nc,l,bot} + M_{nc,l,top} = 2932,604$ kNm	
Nominal moment strength in this stack for sway right case	$M_{nc,r,bot} = 1489,236$ kNm	
Nominal moment strength in stack above for sway right case	$M_{nc,r,top} = -1443,368$ kNm	
△ Sum of nominal moment strengths for sway right case	$\Sigma(M_{nc,r}) = M_{nc,r,bot} + M_{nc,r,top} = 2932,604$ kNm	
Beam nominal moment strength on left for sway left case	$M'_{nb,l} = 253,933$ kNm	
Beam nominal moment strength on right for sway left case	$M'_{nb,r} = 426,503$ kNm	
△ Sum of beam nominal moment strengths for sway left case	$\Sigma(M_{nb,l}) = M'_{nb,l} + M'_{nb,r} = 680,436$ kNm	
Beam nominal moment strength on left for sway right case	$M'_{nb,r} = 426,503$ kNm	
Beam nominal moment strength on right for sway right case	$M'_{nb,l} = 253,933$ kNm	
△ Sum of beam nominal moment strengths for sway right case	$\Sigma(M_{nb,r}) = M'_{nb,r} + M'_{nb,l} = 680,436$ kNm	
$ \Sigma(M_{nc,l}) \geq (6/5) \times \Sigma(M_{nb,l}) $		ACI 318-14 Section 18.7.3
$ \Sigma(M_{nc,r}) \geq (6/5) \times \Sigma(M_{nb,r}) $		ACI 318-14 Section 18.7.3
✓ Pass		

Gambar 5.150 Pengecekan Otomatis Kuat Kolom Balok Lemah Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

f. Desain tulangan geser

Pada SNI 2847:2019 Pasal 18.10.7.4 Hal-413, total luas penampang hoops tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), \text{ dan } A_{sh} = \frac{0,09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}}$$

b_c = lebar penampang inti beton (terkekang)

$$\begin{aligned} &= b_w - 2(50 + 1/2 d_b) \\ &= 650 - 2(50 + 1/2 (25)) \\ &= 525 \text{ mm} \end{aligned}$$

A_{ch} = luas penampang inti beton

$$\begin{aligned} &= (b_w - 2(50)) \times (h_w - 2(50)) \\ &= (650 - 2(50)) \times (750 - 2(50)) \\ &= 357500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \left(\frac{b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 \left(\frac{525 \cdot 30}{420} \right) \left(\frac{650 \cdot 750}{357500} - 1 \right) = 4,09 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} = \frac{0,09 \cdot 525 \cdot 30}{420} = 3,38 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai yang terbesar 4,09 mm²/mm. Dengan spasi diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 Hal-389 yaitu maksimal poin (1) dan minimal poin (3) sampai (4).

$$1) \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} = \frac{1}{4} (650) = 162,5 \text{ mm}$$

$$2) 6 \text{ kali diameter tulangan longitudinal} = 6 (25) = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 3) s_o &= 100 + \frac{350 - (2/3 \times h_c - 2 \times (50 + d_b/2))}{3} \\ &= 100 + \frac{350 - (2/3 \times 750 - 2 \times (50 + 25/2))}{3} \\ &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Namun tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

Maka digunakan spasi 100 mm sehingga,

$$A_{sh} = s \times A_{sh}/s = 100 \times 4,09 = 409,091 \text{ mm}^2$$

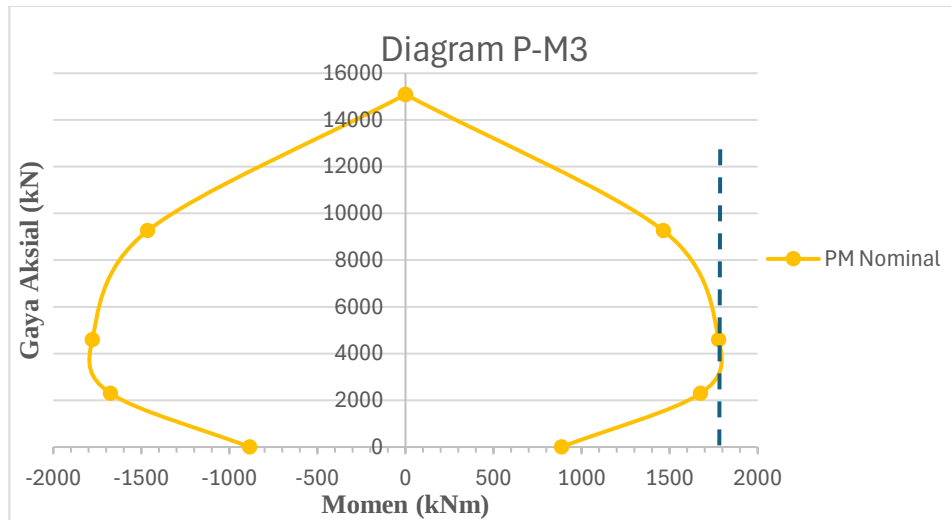
Dicoba dengan menggunakan 4 kaki baja D13 dengan luas penampang 530,93 mm² > 409,091 mm² (OK, kebutuhan $A_{sh \text{ min}}$ terpenuhi). Pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1 Hal 386, tulangan *hoop* tersebut diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, l_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara.

$$1) \text{ Tinggi elemen kolom, } h = 750 \text{ mm}$$

$$2) \frac{1}{6} \text{ tinggi bersih kolom} = \frac{1}{6} (4000 - 650) = 558,333 \text{ mm}$$

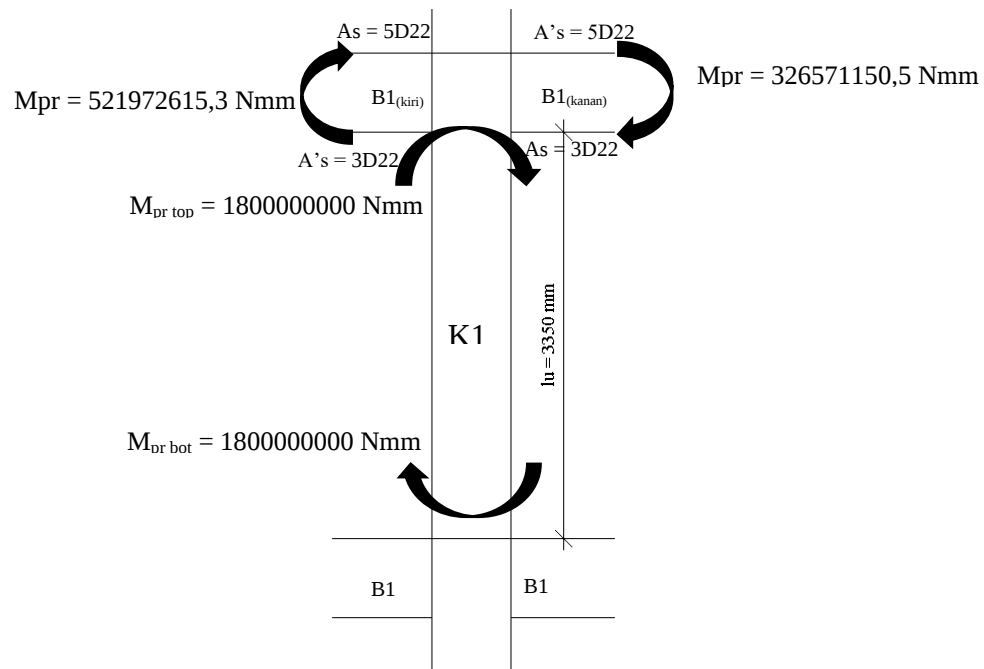
$$3) 450 \text{ mm}$$

Dipakai l_o sebesar 750 mm. Lalu dicari kebutuhan geser dari kolom dengan menggunakan diagram momen kapasitas lentur kolom, namun f_y ditingkatkan 1,25 seperti balok dan reduksi sebesar 1. Lalu mengambil momen nominal terbesar. Berikut diagram momen setelah f_y ditingkatkan menjadi 1,25 dan reduksi sebesar 1.



Gambar 5.151 Kapasitas Momen Max ($f_y = 1,25$ dan $\phi = 1$) Kolom K1
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$M_n (K1) = 1800 \text{ kNm}$$



Gambar 5.152 Momen Ujung (M_{pr}) Pada Kolom
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

$$V_e \text{ kolom} = \frac{M_{pr \text{ top}} + M_{pr \text{ bot}}}{l_n}$$

$$= \frac{1800000000 + 1800000000}{3500}$$

$$= 537313,433 \text{ N}$$

$$V_{e \text{ balok}} = \frac{M_{pr(Bki)} + M_{pr(Bka)}}{l_n}$$

$$= \frac{521972615,3 + 326571150,5}{3500}$$

$$= 303955,976 \text{ N}$$

$$V_{u(ETABS)} = 175490,8 \text{ N (COMB5)}$$

$$V_{u(TSD)} = 170254 \text{ N (COMB5)}$$

Tabel 5.69 Pemilihan Gaya Geser Ultimit Kolom

Perangkat Lunak	Vu terfaktor (kN)	COMB	Ve balok (kN)	Ve kolom (kN)	Ve pakai (kN)
ETABS	175490,8	COMB5	303955,976	537313,433	303955,976
TSD	170254,0	COMB5			303955,976

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Dalam pemakaian V_u dijelaskan pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1.1 Hal 391 bahwa gaya geser kolom tidak perlu melebihi geser balok dan tidak boleh kurang dari geser terfaktor. Karena pada perhitungan geser ultimit pada kolom lebih besar dari geser akibat M_{pr} balok dan masih lebih besar dari gaya geser terfaktor, maka digunakan gaya geser ultimit berdasarkan M_{pr} balok yaitu V_u sebesar 303955,976 N. Dalam memperhitungkan V_c sama seperti balok harus dicek terlebih dahulu apakah gaya geser disepanjang bentang lebih dari 0,5 dari gaya geser terbesar. Karena nilai V_e balok sebesar 303955,976 N sudah melebihi 0,5 dari V_e kolom, maka V_c tidak diperhitungkan dalam desain tulangan geser.

$$V_c = 0 \text{ N}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{303955,976}{0,75}$$

$$= 405274,634 \text{ N}$$

Sementara itu pada poin sebelumnya sudah kita hitung kebutuhan tulangan *confinement* yaitu A_{sh} untuk 4 kaki D13 = 531 mm².

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{531 \cdot 420 \cdot 676}{100}$$

$$= 1507414,067 \text{ N} > 405274,6344 \text{ N (OK, sudah melebihi kebutuhan geser, } V_u)$$

Perlu juga dihitung kebutuhan tulangan geser di sepanjang bentang diluar l_o dengan N_u , gaya tekan aksial terkecil dari kombinasi.

$$N_u (ETABS) = 1771674,5 \text{ N}$$

$$N_u (TSD) = 1775857 \text{ N}$$

Berikut perhitungan V_c menggunakan gaya aksial tekan dari *ETABS*

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \\ &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 650 \cdot 676 \cdot \left(1 + \frac{1771674,5}{14 \cdot 650 \cdot 750}\right) \\ &= 496601,9288 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ (perlu)}} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 405274,6344 - 496601,928 \\ &= -91327,29432 \text{ N,} \end{aligned}$$

Karena V_c sudah melebihi V_u maka digunakan tulangan geser minimum, tulangan confinement sebelumnya sudah dicari yaitu sebesar $530,929 \text{ mm}^2$ (diameter 13 mm dengan 4 kaki). Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3, spasi transversal tidak boleh melebihi nilai terkecil dari nilai dibawah ini.

$$S_{\max 1} = \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil} = 650/4 = 162,5 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 100 + \frac{350 - h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 132}{3} = 172,667 \text{ mm}$$

Dengan h_x merupakan jarak spasi kaki sengkang. Maka dipakai jarak spasi sebesar 130 mm pada luar daerah l_o . Hitung ulang nilai V_s berdasarkan luas tulangan yang dipakai dan spasi yang sudah ditentukan.

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \\ &= \frac{530,929 \cdot 420 \cdot 676}{130} \end{aligned}$$

$$= 1159549,282 \text{ N}$$

Dengan perhitungan diatas, didapat tulangan geser menggunakan 4D13-100mm pada daerah l_0 dan 4D13-130 mm pada luar daerah l_0 . Pada *TSD* juga dapat menghitung secara otomatis desain tulangan geser kolom. Berikut tampilan perhitungan otomatis desain tulangan geser kolom pada *TSD* dengan kombinasi 7.

Stack 1 650x750 - Seismic - Shear Links - Design Shear Force - 3D Building Analysis - 35 (Operating) LRFD _{11.1} -1,2D+L+0,25+E - Major Load Direction	
Design shear force	$V_e = \text{MAX}[V_{e, \text{left}}, V_{e, \text{right}}] = 249,365 \text{ kN}$ ACI 318-14 Section 18.7.6.1.1
Shear strength provided by concrete	$V_c = 0.17 \times (1 + (N_u / (14 \times A_g))) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 644,850 \text{ kN}$ ACI 318-14 Section 22.5
Transverse steel yield strength	$f_{yt} = 420,000 \text{ N/mm}^2$
Effective depth	$d = 676,0 \text{ mm}$
Provided link area over spacing in support regions	$(A_v / s)_{\text{sup}} = 2655 \text{ mm}^2/\text{m}$
Shear strength provided by reinforcement in support regions	$V_{s, \text{sup}} = (A_v / s)_{\text{sup}} \times \text{MIN}[f_{yt}, 420 \text{ MPa}] \times d = 753,705 \text{ kN}$
Strength reduction factor	$\phi = 0,750$
Total shear strength provided in support regions	$V_{n, \text{sup}} = V_c + V_{s, \text{sup}} = 1398,556 \text{ kN}$
$\phi \times V_{n, \text{sup}} \geq V_e$	
Shear resistance utilization ratio	$V_e / \phi \times V_{n, \text{sup}} = 0,238$
Pass	
Provided link area over spacing in span regions	$(A_v / s)_{\text{span}} = 2042 \text{ mm}^2/\text{m}$
Shear strength provided by reinforcement in span regions	$V_{s, \text{span}} = (A_v / s)_{\text{span}} \times \text{MIN}[f_{yt}, 420 \text{ MPa}] \times d = 579,773 \text{ kN}$
Total shear strength provided in span regions	$V_{n, \text{span}} = V_c + V_{s, \text{span}} = 1224,624 \text{ kN}$
$\phi \times V_{n, \text{span}} \geq V_e$	
Shear resistance utilization ratio	$V_e / \phi \times V_{n, \text{span}} = 0,272$
Pass	

Gambar 5.153 Tampilan Perhitungan Otomatis Desain Tulangan Geser Kolom Pada *TSD*

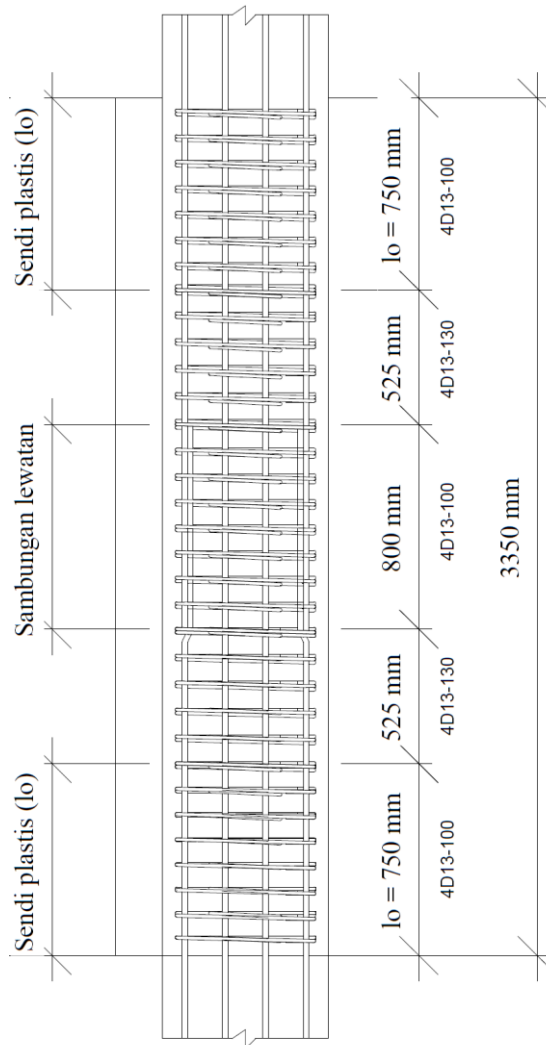
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.70 Rekapitulasi Perhitungan Desain Tulangan Geser Kolom

Perangkat Lunak	Posisi	Tulangan geser	Vc (kN)	Vs (kN)	ϕV_n (kN)	Ve (kN)	Ratio	Rata-rata Rasio
ETABS	Daerah l_0	4D13-100mm	0	1507,414	1130,561	253,297	0,224	0,214
	Luar daerah l_0	4D13-130mm	496,602	1159,549	1242,113	253,297	0,204	
TSD	Daerah l_0	4D13-100mm	0	1507,414	1130,561	253,297	0,224	0,214
	Luar daerah l_0	4D13-130mm	496,808	1159,549	1242,268	253,297	0,204	

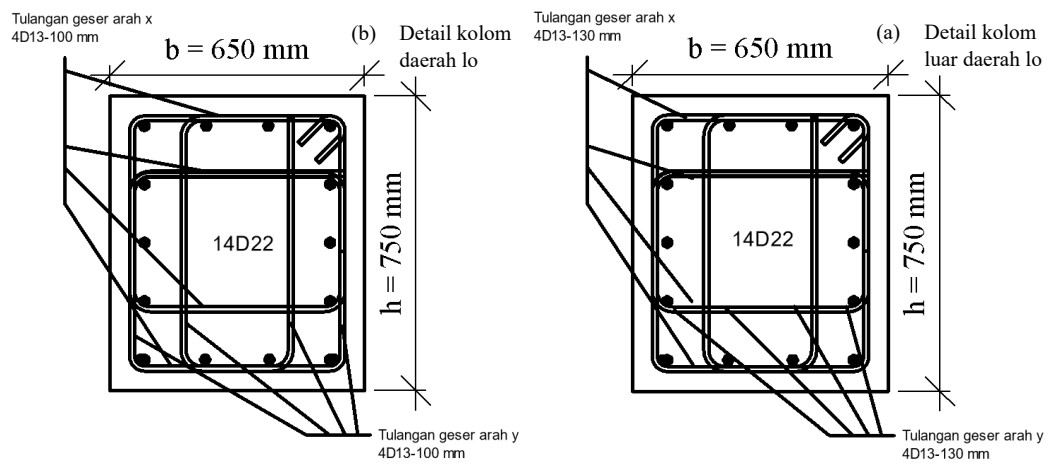
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil perencanaan tulangan geser kolom grid 2/D lantai 1 didapat bahwa rasio rata-rata yang dihasilkan oleh kedua perangkat lunak adalah sama yaitu sebesar 0,214.



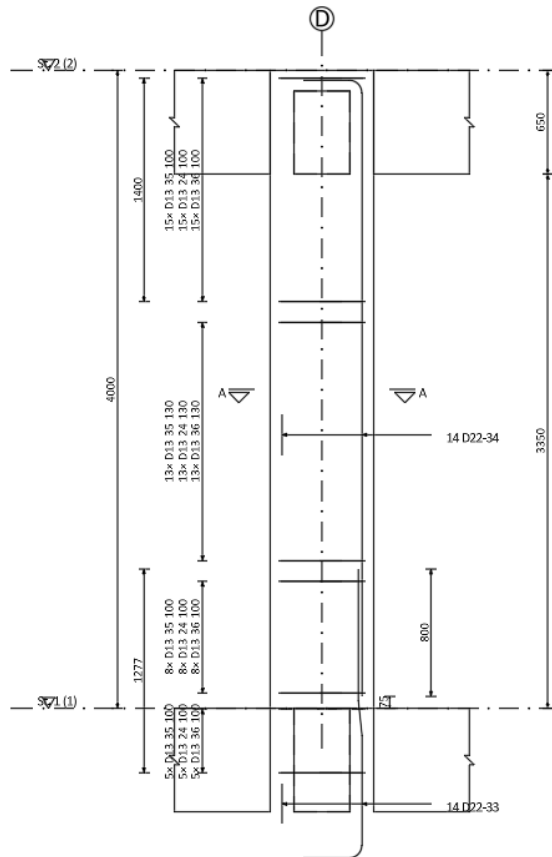
Gambar 5.154 Potongan Kolom K1 Grid 2/D Lantai 1

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

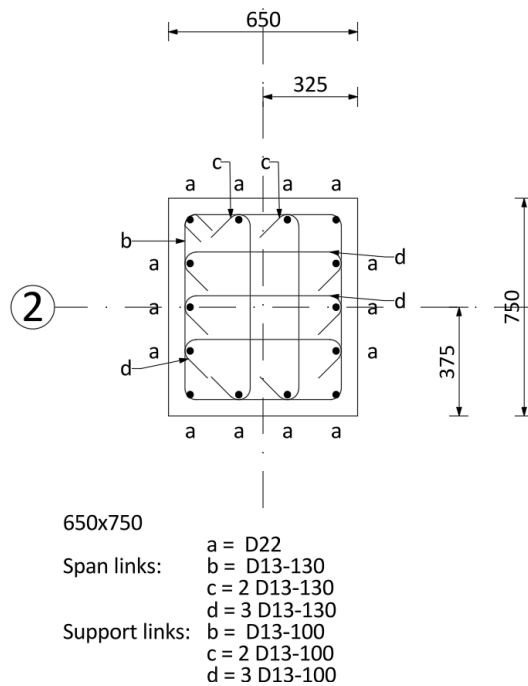


Gambar 5.155 (a) Detail kolom daerah lo, (b) Detail kolom luar daerah lo

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.156 Hasil Gambar Potongan Kolom Grid 2/D Lantai 1 (Hasil TSD)
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.157 Hasil Gambar Detail Kolom Grid 2/D Lantai 1 (Hasil TSD)
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

g. Pemeriksaan syarat dimensi kolom SRPMK

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847 Tahun 2019 Pasal 18.7 Hal-384 terdapat beberapa persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom SRPMK yaitu :

- 1) Dimensi penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm. Dimensi kolom terkecil pada K1 grid 2/D lantai 1 adalah 650 mm.
- 2) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

$$K1 \text{ (grid 2/D lantai 1)} = 650/750 = 0,867 > 0,4 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Stack 1 650x750 - Seismic - Member Properties - Minimum Section Size	
Largest height of any concrete beam	$h_{beam,max} = 650,0 \text{ mm}$
Web dimension 1	$a = 650,0 \text{ mm}$
Web dimension 2	$b = 750,0 \text{ mm}$
Minimum web dimension	minimum dimension = $\text{MAX}[0.5 \times h_{beam,max}, 0.4 \times \text{MAX}[a, b], 300\text{mm}] = 325,0 \text{ mm}$ ACI 318-14 Sections 18.7.2 and 18.8.2.4
✓ Pass	

Gambar 5.158 Perhitungan Otomatis Syarat Dimensi Kolom (K11) SRPMK Pada TSD

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.71 Rekapitulasi Perbandingan Hasil Desain Tulangan Geser Kolom

Perangkat Lunak	Tulangan longitudinal	Posisi	Tulangan transversal
ETABS	14D22	daerah lo	4D13-100
		luar daerah lo	4D13-130
TSD	14D22	daerah lo	4D13-100
		luar daerah lo	4D13-130

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

5.7.4 Desain hubungan balok-kolom (HBK)

Pada desain hubungan balok-kolom dengan menggunakan ETABS dihitung dengan perhitungan manual, sedangkan desain hubungan balok-kolom dengan menggunakan TSD dilakukan secara otomatis namun hanya menghitung kapasitas joint saja, tidak mendesain tulangan joint. Joint yang di desain berada pada grid Joint 2/D-2 tepat diatas kolom yang didesain sebelumnya..

a. Dimensi joint

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.3 Hal-395, luas penampang efektif dalam suatu joint (A_j), harus dihitung dari tinggi joint kali lebar joint efektif. Tinggi joint harus sebesar lebar kolom. Lebar joint efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak boleh

melebihi nilai terkecil dari 1) dan 2):

- 1) Lebar balok ditambah tinggi joint.
- 2) Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

$$\text{Tinggi efektif joint} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar efektif joint} = b + h \leq b + 2 \times \frac{(b \text{ kolom} - b \text{ balok})}{2}$$

$$= 350 + 750 \leq 350 + 2 \times \frac{(650 - 350)}{2}$$

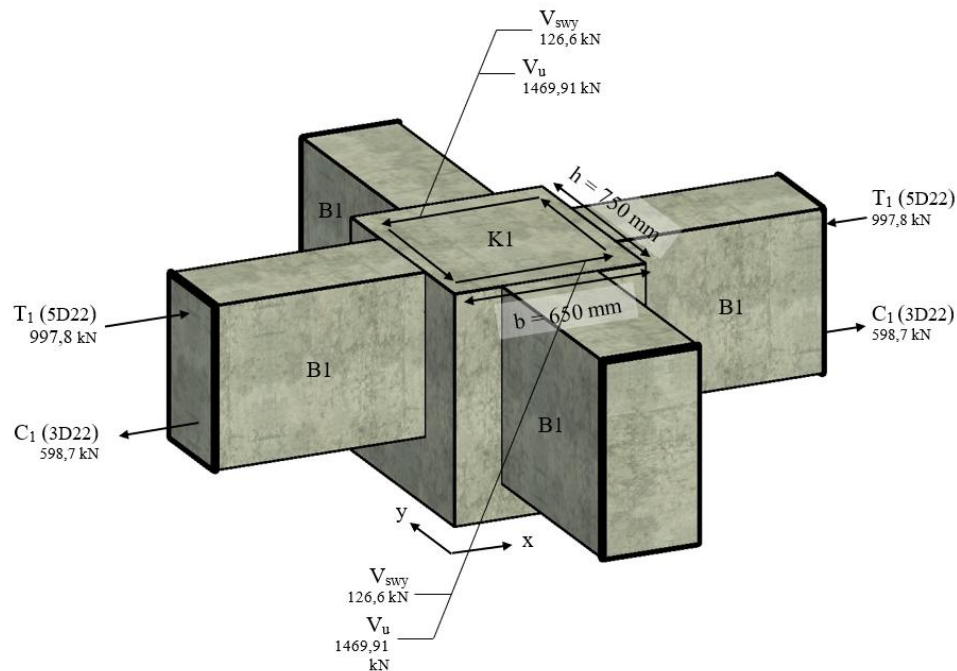
$$= 900 \text{ mm} \leq 650 \text{ mm. Digunakan lebar joint 650 mm.}$$

Sehingga, diperoleh dimensi joint yaitu:

$$A_j = 650 \times 750 = 487500 \text{ mm}^2$$

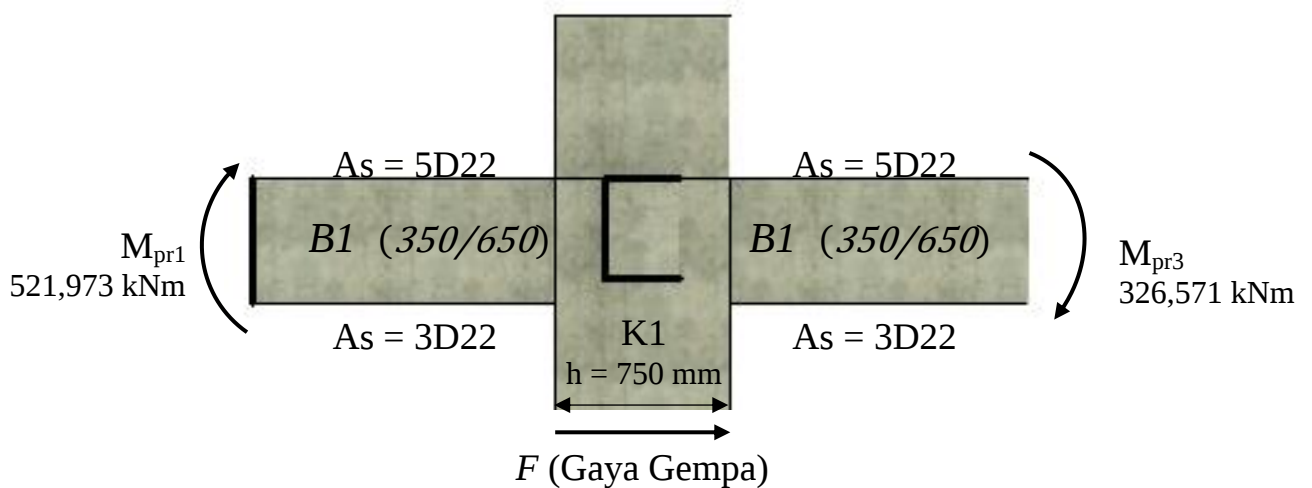
b. Momen kapasitas balok

Berikut ini tahapan perhitungan momen kapasitas dari balok-balok yang mengekang kolom pada joint yang di tinjau, baik arah X maupun arah Y. Pada penelitian ini ditinjau hanya 1 arah saja yaitu arah Y karena keempat balok yang mengekang adalah sama konfigurasi tulangnya yang akan menghasilkan Mpr yang sam.



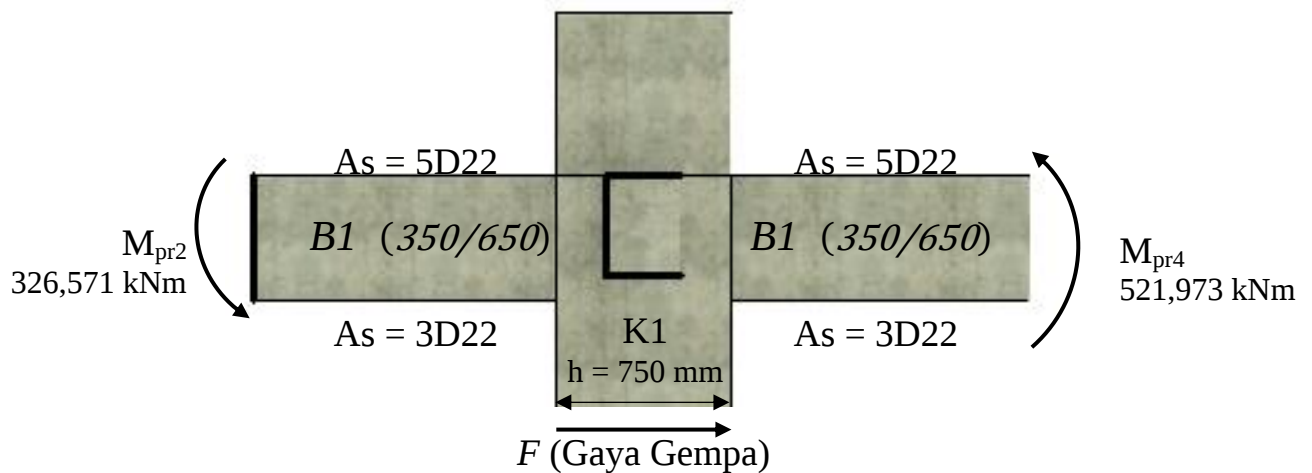
Gambar 5.159 Skema Hubungan Balok-Kolom

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.160 Skema Momen Kapasitas Arah Y ketika Gempa Kanan

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.161 Skema Momen Kapasitas Arah Y ketika Gempa Kiri

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

- 1) Perhitungan momen kapasitas; Struktur bergoyang ke kanan

Balok B1; Tulangan tarik, $A_s = 5D25$.

$$a_{pr1} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1900,664.420}{0,85 \cdot 30 \cdot 350}$$

$$= 111,804 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr1}}{2}\right)$$

$$= 1,25 \cdot 1900,664.420 \cdot \left(579 - \frac{111,804}{2}\right)$$

$$= 521972615,3 \text{ Nmm}$$

Balok B1; Tulangan tarik, $A_s = 3D22$.

$$a_{pr3} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1520,531 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 350}$$

$$= 67,082 \text{ mm}$$

$$M_{pr3} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr1}}{2}\right)$$

$$= 1,25 \cdot 1140,398 \cdot 420 \cdot \left(579 - \frac{67,082}{2}\right)$$

$$= 326571150,5 \text{ Nmm}$$

Jadi momen kapasitas arah Y ketika struktur bergoyang ke kanan adalah sebesar.

$$\sum M_{nb-Y} = 521972615,3 + 326571150,5 = 848543765,8 \text{ Nmm}$$

2) Perhitungan momen kapasitas; Struktur bergoyang ke kiri

Balok B1; Tulangan tarik, $A_s = 5D22$

$$a_{pr2} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1900,664 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 350}$$

$$= 111,804 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr1}}{2}\right)$$

$$= 1,25 \cdot 1900,664 \cdot 420 \cdot \left(579 - \frac{111,804}{2}\right)$$

$$= 521972615,3 \text{ Nmm}$$

Balok B1; Tulangan tarik, $A_s = 3D22$.

$$a_{pr4} = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1520,531 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 350}$$

$$= 67,082 \text{ mm}$$

$$M_{pr4} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr1}}{2}\right)$$

$$= 1,25 \cdot 1140,398 \cdot 420 \cdot \left(579 - \frac{67,082}{2}\right)$$

$$= 326571150,5 \text{ Nmm}$$

Jadi momen kapasitas arah Y ketika struktur bergoyang ke kiri sebesar.

$$\sum M_{nb-Y} = 521972615,3 + 326571150,5 = 848543765,8 \text{ Nmm}$$

Pada arah tinjauan arah X, hasilnya tetap sama karena balok yang mengekang mempunyai konfigurasi tulangan yang sama sehingga hasil M_{pr} tetap sama para arah X maupun Y.

c. Gaya geser pada kolom

1) Struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned} V_{swy} &= \frac{(M_{pr1} + M_{pr3})}{2 \times l_o} \\ &= \frac{(521972615,3 + 326571150,5)}{2 \times 3350} \\ &= 126648,323 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2) Struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned} V_{swy} &= \frac{(M_{pr2} + M_{pr4})}{2 \times l_o} \\ &= \frac{(521972615,3 + 326571150,5)}{2 \times 3350} \\ &= 126648,323 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pada arah tinjauan arah X, hasilnya tetap sama karena balok yang mengekang mempunyai konfigurasi tulangan yang sama sehingga hasil M_{pr} dan V_{swy} tetap sama para arah X maupun Y.

d. Gaya tarik pada tulangan balok

1) Gaya tarik pada struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned} T_1 (5D25) &= A_{s1} \times 1,25 f_y = 1900,664 \times 1,25 \times 420 = 997848,367 \text{ Nmm} \\ T_3 (4D22) &= A_{s3} \times 1,25 f_y = 1140,398 \times 1,25 \times 420 = 598709,02 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2) Gaya tarik pada struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned} T_2 (5D25) &= A_{s2} \times 1,25 f_y = 1140,398 \times 1,25 \times 420 = 598709,02 \text{ Nmm} \\ T_4 (4D22) &= A_{s4} \times 1,25 f_y = 1900,664 \times 1,25 \times 420 = 997848,367 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

e. Gaya geser joint

1) Gaya geser (V_u) arah x gempa kanan

$$\begin{aligned}
V_{u1} &= T_1 + T_3 - V_{swy} \\
&= 997848,367 + 598709,02 - 126648,323 \\
&= 1469909,063 \text{ N}
\end{aligned}$$

2) Gaya geser (V_u) arah x gempa kanan

$$\begin{aligned}
V_{u2} &= T_2 + T_4 - V_{swy} \\
&= 997848,367 + 598709,02 - 126648,323 \\
&= 1469909,063 \text{ N}
\end{aligned}$$

Dikarenakan konfigurasi tulangan pada keempat balok yang mengekang kolom mempunyai tulangan yang sama, maka nilai V_u pada arah Y akan sama besarnya dengan arah x yaitu V_u sebesar 1469909,063 N.

f. Pengecekan Geser ijin joint (V_{ijin})

Mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 18.8.4.1 Hal-395 dengan reduksi sebesar 0,85 sesuai SNI 2847:2019 Pasal 21.2.4.3 Hal-475. Dikarenakan joint desain terkekang oleh keempat balok, maka nilai γ diambil sebesar 1,7.

$$\begin{aligned}
V_{ijin} &= \phi \gamma \sqrt{f_c} A_j \\
&= 0,85 \times 1,7 \times \sqrt{30} \times 487500 \\
&= 4539250,695 \text{ N} > 1469909,063 \text{ N } (V_u), \text{ sehingga memenuhi syarat.}
\end{aligned}$$

g. Menghitung tulangan geser joint (ditinjau arah x)

Diperoleh melalui permodelan *ETABS*, $N_u = 1771674,5 \text{ N}$

$$\begin{aligned}
V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} . b . d \\
&= 0,17 \left(1 + \frac{1771674,5}{14 \times 487500} \right) 1 \sqrt{30} \times 650 \times 676 \\
&= 515344,243 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$V_{S_{perlu}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1469909,063}{0,75} - 515344,243 = 1444534,508 \text{ N}$$

Dicoba menggunakan 4D13 dengan jarak sengkang 80 mm dan mutu tulangan 420 MPa. Sehingga dapat dihitung luasan tulangan geser yang diperlukan sebagai berikut.

$$V_s \text{ pakai} = \frac{A_s \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{4 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 \times 420 \times 676}{80}$$

$$= 1884267,583 \text{ N} > 1444534,508 \text{ N} (V_{\text{Sperlu}})$$

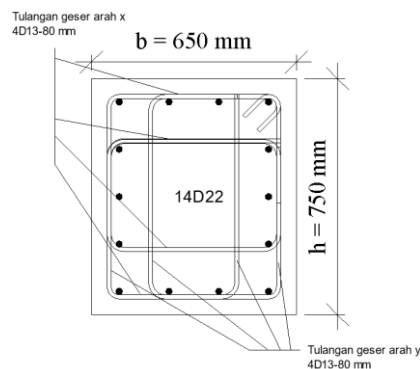
Ditinjau juga arah pada arah Y, berikut rekapitulasi perhitungan desain tulangan geser pada hubungan balok-kolom.

Tabel 5.72 Rekapitulasi Hasil Desain Tulangan Geser HBK

Perangkat Lunak	Posisi	Tulangan geser	Vc (kN)	Vs (kN)	ϕV_n (kN)	Vu (kN)	Vizin (kN)	Ratio	Rata-rata Rasio
ETABS	Arah X	4D13-80mm	515,344	1884,268	1799,709	1469,909	4539,251	0,817	0,872
	Arah Y	4D13-80mm	506,665	1605,530	1584,146	1469,909	4539,251	0,928	
TSD	Arah X	4D13-80mm	515,595	1884,268	1799,897	1469,909	4539,251	0,817	0,872
	Arah Y	4D13-80mm	506,912	1605,530	1584,331	1469,909	4539,251	0,928	

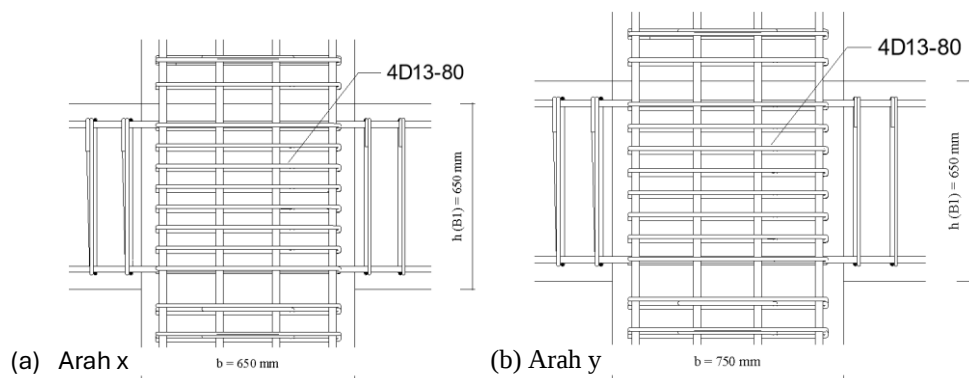
(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Hasil perencanaan tulangan geser HBK grid 2/D-2 lantai 2 didapat bahwa rasio rata-rata yang dihasilkan oleh kedua perangkat lunak adalah sama yaitu sebesar 0,872.



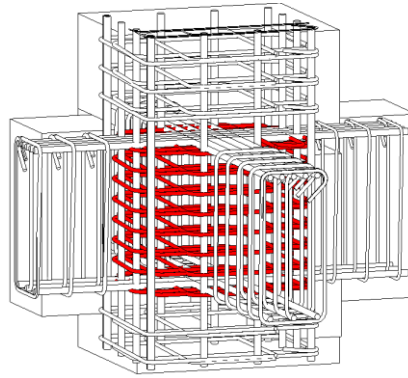
Gambar 5.1612Detail Joint 2/D-2

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.163 Potongan Joint (a) Arah X dan (b) Arah Y

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.164 3D Joint 2/D-2

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)

Desain kapasitas geser joint pada *TSD* dapat dihitung secara otomatis namun tidak dengan desain tulangan jointnya, berikut tampilan output perhitungan desain oleh *TSD*. Pada perhitungan otomatis *TSD*, kapasitas joint lebih besar dibanding gaya geser yang terjadi pada joint sehingga joint diizinkan menahan gaya geser yang terjadi.

Stack 1 650x750 - Seismic - Shear Links - Joint Shear Strength - Major Load Direction	
▷ Effective joint area	$A_j = b_{\text{sejajar}} \times h = 487500,000 \text{ mm}^2$
Strength reduction factor	$\phi = 0,850$
Concrete compressive strength	$f'_c = 30,000 \text{ N/mm}^2$
Joint strength coefficient	$\gamma = 1,000$
△ Nominal shear strength	$\phi \times V_n = \phi \times \gamma \times \sqrt{f'_c} \times A_j = 2269,625 \text{ kN}$ ACI 318-14 Section 18.8.4.1
▷ Force in beam reinforcement for negative moments for sway left case	$T_{pr,A} = \eta \times \Sigma (A_{s, \text{sejajar}} \times f_y) = 997,849 \text{ kN}$
▷ Force in beam reinforcement for positive moments for sway left case	$T_{pr,B} = \eta \times \Sigma (A_{s, \text{sejajar}} \times f_y) = 598,709 \text{ kN}$
▷ Column shear	$V_{col} = ((M_{pr,L} + M_{pr,R}) + ((V_{e2,L} + V_{e1,R}) \times h / 2)) / l_c = 238,678 \text{ kN}$
△ Expected joint shear for sway left case	$V_j = 1357,881 \text{ kN}$
Joint strength utilization ratio	$V_j / (\phi \times V_n) = 0,598$
✓ Pass	
▷ Force in beam reinforcement for negative moments for sway right case	$T_{pr,A} = \eta \times \Sigma (A_{s, \text{sejajar}} \times f_y) = 997,849 \text{ kN}$
▷ Force in beam reinforcement for positive moments for sway right case	$T_{pr,B} = \eta \times \Sigma (A_{s, \text{sejajar}} \times f_y) = 598,709 \text{ kN}$
▷ Column shear	$V_{col} = ((M_{pr,L} + M_{pr,R}) + ((V_{e2,L} + V_{e1,R}) \times h / 2)) / l_c = 238,678 \text{ kN}$
△ Expected joint shear for sway right case	$V_j = 1357,881 \text{ kN}$
Joint strength utilization ratio	$V_j / (\phi \times V_n) = 0,598$
✓ Pass	

Gambar 5.165 Tampilan Perhitungan Kapasitas Geser Joint 2/D-2 Pada *TSD*

(Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025)