



BAB 4 PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1. Uraian Umum

Perhitungan struktur bangunan terdiri dari komponen struktur atas dan struktur bawah. Perhitungan komponen struktur atas menggunakan alat bantu berupa *software* ETABS V.18.2.1. untuk menganalisis perilaku struktur terhadap gaya gempa dan mengetahui nilai gaya – gaya dalam yang bekerja pada struktur. Analisis perilaku struktur terhadap gempa terdiri dari pemeriksaan simpangan dan P – Delta, sedangkan nilai gaya – gaya dalam yang bekerja pada struktur digunakan untuk mendesain spesifikasi tulangan komponen struktur atas maupun mendesain komponen struktur bawah. Selain memerlukan nilai gaya – gaya dalam dari hasil analisis ETABS, perhitungan komponen struktur bawah juga memerlukan data penunjang lainnya yaitu data tanah.

4.2. Pemodelan Struktur Gedung

Pemodelan struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang dijabarkan sebagai berikut:

4.2.1. Spesifikasi komponen

Spesifikasi komponen struktur yang digunakan untuk *preliminary design* dalam pemodelan ETABS adalah sebagai berikut:

1. Material : Beton bertulang
2. Mutu beton : K – 350 ($f_c' = 29,05$ MPa)
3. Mutu tulangan baja : BJT S 420 ($f_y = 420$ MPa, $f_u = 525$ MPa)
4. Dimensi balok:
 - Balok B1 = 350 mm × 700 mm
 - Balok B2 = 300 mm × 550 mm
 - Tie beam* TB1 = 400 mm × 700 mm
 - Tie beam* TB2 = 300 mm × 550 mm
5. Dimensi kolom:
 - Kolom K1.A = 850 mm × 850 mm



-
- | | |
|------------|-------------------|
| Kolom K1.B | = 700 mm × 700 mm |
| Kolom K2 | = 450 mm × 450 mm |
| Kolom K3 | = 400 mm × 400 mm |
6. Tebal dinding geser:
- | | |
|--------------------|----------|
| Dinding geser SW 1 | = 200 mm |
| Dinding geser SW 2 | = 200 mm |
7. Tebal pelat:
- | | |
|--------------|----------|
| Pelat lantai | = 140 mm |
| Pelat atap | = 120 mm |
| Pelat tangga | = 150 mm |
| Pelat bordes | = 150 mm |

4.2.2. Beban hidup struktur

Beban hidup pada struktur dimodelkan secara langsung untuk menumpu pada bagian pelat. Beban hidup yang *diinputkan* dalam program analisis ETABS diuraikan sebagai berikut:

1. Beban hidup pelat lantai = 2,5 kN/m²
2. Beban hidup pelat atap = 0,9 kN/m²
3. Beban hidup tangga = 3,0 kN/m²
4. Beban hidup bordes = 3,0 kN/m².

4.2.3. Beban mati struktur

Beban mati struktur yang *diinputkan* dalam pemodelan ETABS merupakan beban mati tambahan yang berasal dari komponen non struktural seperti beban mekanikal, elektrik, dan dinding. Beban mati tambahan yang *diinputkan* pada komponen struktur dalam pemodelan ETABS diuraikan sebagai berikut:

1. Beban mati pelat lantai
 - a. Urugan pasir (5 cm) = 1800 kg/m³ × 0,05 m = 90 kg/m²
 - b. Adukan semen (2 cm) = 21 kg/m³ × 0,02 m = 42 kg/m²
 - c. Keramik (1 cm) = 24 kg/m²/cm = 24 kg/m²
 - d. Plafon = 18 kg/m² = 18 kg/m²



-
- e. Mekanikal dan elektrik = 20 kg/m^2 = 20 kg/m^2 +
Total SDL pelat Lantai = 194 kg/m^2
2. Beban mati pelat atap
- a. Adukan semen (2 cm) = $21 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = 42 kg/m^2
- b. Plafon = 18 kg/m^2 = 18 kg/m^2
- c. Mekanikal dan elektrik = 20 kg/m^2 = 20 kg/m^2
- d. Lapisan *waterproof* = 5 kg/m^2 = 5 kg/m^2 +
Total SDL pelat atap = 85 kg/m^2
3. Beban mati pelat tangga
- a. Urugan pasir (5 cm) = $1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m}$ = 90 kg/m^2
- b. Adukan semen (2 cm) = $21 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = 42 kg/m^2
- c. Keramik (1 cm) = $24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$ = 24 kg/m^2
- d. Beban anak tangga
 $R = 0,185 \text{ m}$; $T = 0,3 \text{ m}$
$$Q_{\text{anak tangga}} = \frac{\frac{1}{2} \times R \times T \times \gamma_{\text{beton}}}{T} = \frac{\frac{1}{2} \times 0,185 \times 0,3 \times 2400}{0,3} = 222 \text{ kg/m}^2$$
 +
Total SDL pelat tangga = 378 kg/m^2
4. Beban mati pelat bordes
- a. Urugan pasir (5 cm) = $1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m}$ = 90 kg/m^2
- b. Adukan semen (2 cm) = $21 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = 42 kg/m^2
- c. Keramik (1 cm) = $24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$ = 24 kg/m^2 +
Total SDL pelat bordes = 156 kg/m^2
5. Beban mati balok terdiri dari beban dinding batako tanpa lubang setebal 10 cm dengan berat 200 kg/m.

4.2.4. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan meninjau beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Beban angin tidak perlu ditinjau secara simultan dengan beban gempa serta beban hujan tidak perlu ditinjau apabila terdapat beban hidup pada atap. Perhitungan untuk mendapatkan nilai faktor kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Lampiran B. Rekapitulasi kombinasi pembebanan untuk *input* analisis ETABS diuraikan sebagai berikut:



1. Kombinasi 1 : 1,4 DL + 1,4 SDL
2. Kombinasi 2 : 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,6 LL
3. Kombinasi 3 : 1,336 DL + 1,336 SDL + 1,3(1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y) + 1,0 LL
4. Kombinasi 4 : 1,336 DL + 1,336 SDL - 1,3(1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y) + 1,0 LL
5. Kombinasi 5 : 1,336 DL + 1,336 SDL + 1,3(1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y) + 1,0 LL
6. Kombinasi 6 : 1,336 DL + 1,336 SDL - 1,3(1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y) + 1,0 LL
7. Kombinasi 7 : 1,336 DL + 1,336 SDL + 1,3(0,3 EQ_x + 1,0 EQ_y) + 1,0 LL
8. Kombinasi 8 : 1,336 DL + 1,336 SDL - 1,3(0,3 EQ_x + 1,0 EQ_y) + 1,0 LL
9. Kombinasi 9 : 1,336 DL + 1,336 SDL + 1,3(0,3 EQ_x - 1,0 EQ_y) + 1,0 LL
10. Kombinasi 10 : 1,336 DL + 1,336 SDL - 1,3(0,3 EQ_x - 1,0 EQ_y) + 1,0 LL
11. Kombinasi 11 : 0,764 DL + 0,764 SDL + 1,3(1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y)
12. Kombinasi 12 : 0,764 DL + 0,764 SDL - 1,3(1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y)
13. Kombinasi 13 : 0,764 DL + 0,764 SDL + 1,3(1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y)
14. Kombinasi 14 : 0,764 DL + 0,764 SDL - 1,3(1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y)
15. Kombinasi 15 : 0,764 DL + 0,764 SDL + 1,3(0,3 EQ_x + 1,0 EQ_y)
16. Kombinasi 16 : 0,764 DL + 0,764 SDL - 1,3(0,3 EQ_x + 1,0 EQ_y)
17. Kombinasi 17 : 0,764 DL + 0,764 SDL + 1,3(0,3 EQ_x - 1,0 EQ_y)
18. Kombinasi 18 : 0,764 DL + 0,764 SDL - 1,3(0,3 EQ_x - 1,0 EQ_y)
19. SERVICE (P_x) : 1,0 DL + 1,0 SDL + 1,0 LL

Keterangan:

DL : Beban mati sendiri struktur (kN)

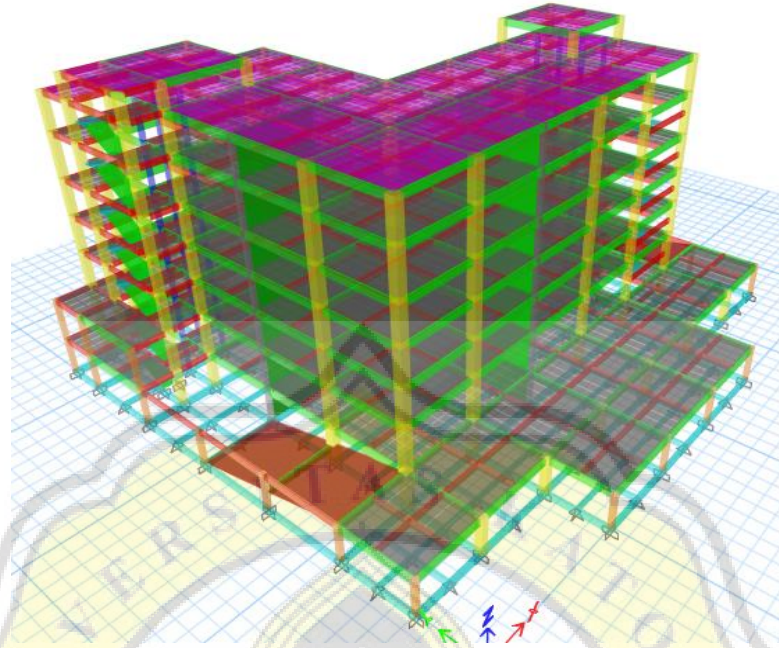
SDL : Beban mati tambahan (kN)

LL : Beban hidup (kN)

EQ (x,y): Gempa arah x dan y

4.2.5. Pemodelan ETABS

Pemodelan struktur menggunakan *software* ETABS disesuaikan dengan gambar rencana. Pemodelan struktur ditunjang dengan data – data yang terkait dengan dimensi komponen, spesifikasi komponen, pembebanan struktur, sistem struktur, dan parameter gempa rencana. Pemodelan struktur secara tiga dimensi menggunakan *software* ETABS diperlihatkan pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1. Pemodelan Struktur Gedung (Sumber: ETABS).

4.3. Analisis Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

Perhitungan struktur gedung harus menyertakan analisis gaya gempa yang bekerja pada struktur. Analisis gempa pada pemodelan struktur dilakukan secara tiga dimensi menggunakan *software* ETABS untuk mengetahui perilaku struktur gedung pada saat mengalami gaya gempa. Tahapan analisis gempa pada struktur gedung berdasarkan SNI 1726:2019 dijelaskan sebagai berikut:

4.3.1. Parameter gempa rencana

Parameter gempa rencana ditentukan berdasarkan data perencanaan struktur gedung yang diklasifikasikan sesuai dalam SNI 1726:2019. Parameter gempa rencana digunakan untuk desain gempa yang diuraikan sebagai berikut:

1. Fungsi bangunan : Rumah sakit
2. Kategori risiko : IV
3. Faktor keutamaan (I_e) : 1,5
4. Kelas situs : SD (tanah sedang)

Klasifikasi kelas situs tanah ditentukan menggunakan nilai N-SPT dari hasil uji tanah. Data N-SPT di lokasi perencanaan diperlihatkan pada Tabel 4.1.



Tabel 4.1. Data Tanah Uji SPT

Lapisan ke – i	Tebal Lapisan, d_i (m)	N-SPT
1	2	8
2	2	19
3	2	24
4	2	60
5	2	60
6	2	60
7	2	60
8	2	60
9	2	60
10	2	60

(Sumber: Hasil Uji SPT Jalan Pamularsih Semarang)

Kelas situs tanah ditentukan dari profil tanah pada lapisan 30 meter paling atas atau kedalaman maksimum pengujian tanah yang dihitung sebagai berikut:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 20 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i} = \frac{2}{8} + \frac{2}{19} + \frac{2}{24} + \frac{2}{60} + \frac{2}{60} + \frac{2}{60} + \frac{2}{60} + \frac{2}{60} + \frac{2}{60} + \frac{2}{60} = 0,67$$

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{20}{0,67} = 29,77$$

Dengan nilai $N = 29,77$ maka berdasarkan Tabel 2.3. kelas situs tanah termasuk dalam kelas situs tanah sedang (SD).

5. Koordinat = -6.986988, 110.386373 (lintang, bujur)
6. S_s = 0,895 g
7. S_I = 0,3856 g
8. S_{DS} = 0,68 g
9. S_{DI} = 0,49 g
10. T_L = 6 detik
11. Kategori desain seismik : D
12. Sistem struktur : Sistem ganda (SRPMK dan Dinding Geser)
13. Faktor redundansi (ρ) = 1,3
14. R = 7
15. Ω_0 = 2,5
16. C_d = 5,5



4.3.2. Gaya desain statik ekuivalen dan respon spektrum

Analisis gaya gempa dalam pemodelan Tugas Akhir ini dilakukan dengan menggunakan dua metode. Metode tersebut adalah metode statik ekuivalen dan metode dinamik respon spektrum. Perhitungan untuk memperoleh gaya desain gempa dijabarkan sebagai berikut:

1. Metode statik ekuivalen

Gaya geser dasar (V) dan gaya geser tiap tingkat (V_i) dalam metode statik ekuivalen dapat dihitung dengan mengetahui periode alami dan beban mati struktur bangunan. Perhitungan periode alami struktur bangunan dijabarkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tinggi bangunan } (h_n) &= 32 \text{ meter} \\ C_u &= 1,4 \quad (\text{Hal. 21}) \\ C_t &= 0,0488 \quad (\text{Hal. 21}) \\ x &= 0,75 \quad (\text{Hal. 21}) \\ T_a = T_{min} &= C_t \times h_n^x \\ &= 0,0488 \times 32^{0,75} \\ &= 0,6566 \text{ detik} \\ T_{max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,6566 \\ &= 0,9192 \text{ detik} \\ T_c \text{ (Output ETABS)} &= 1,49 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka periode alami struktur yang digunakan adalah T_{max} dengan nilai $T = 0,9192$ detik. Beban mati struktur bangunan di setiap tingkat dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2. Beban Mati Struktur Tiap Tingkat

Tingkat	h_x (m)	Beban (kg)
Atap	32	125268,22
Lantai Atap	29,5	829846,79
Lantai 6	25,5	1153133,36
Lantai 5	20,75	1216875,22
Lantai 4	16,75	1158690,09



Tingkat	h_x (m)	Beban (kg)
Lantai 3	12,75	1158690,09
Lantai 2	8,75	1434305,79
Lantai 1	4	1999365,49
Total		9076175,05

(Sumber: *Output* ETABS)

Perhitungan gaya geser dasar (V) dan gaya geser tiap tingkat (F_x) metode statik ekuivalen untuk analisis gaya gempa pada struktur dijabarkan sebagai berikut:

$$C_{s1} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,68}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,1457 \text{ g}$$

$$C_{s2} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,49}{0,9192\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,1142 \text{ g}$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,68 \times 1,5 = 0,0449 \text{ g}$$

Dari hasil perhitungan di atas nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s2} = 0,1142 \text{ g}$ karena nilai tersebut kurang dari nilai batas C_{s1} (max) dan $C_{s \min}$, sehingga nilai gaya geser dasar (V) dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,1142 \times 9076175,05 \\ &= 1036768,566 \text{ kg} \\ &= 10367,68566 \text{ kN} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan gaya geser tingkat (F_x) pada lantai satu adalah sebagai berikut:

$$T \leq 0,5 \text{ detik}, \quad k = 1$$

$$T \geq 2,5 \text{ detik}, \quad k = 2$$

$$T = 0,9192 \text{ detik}, \quad k = 1 + \left(\frac{0,9192 - 0,5}{2,5 - 0,5}\right) \times (2-1) = 1,2096$$

$$\begin{aligned} C_{vx} &= \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \\ &= \frac{1999365,49 \times 4^{1,2096}}{254394892,82} \\ &= 0,0420 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_x &= C_{vx} \times V \\ &= 0,0420 \times 1036768,566 \\ &= 43583,0478 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser secara manual pada tiap tingkatan struktur menggunakan metode statik ekuivalen dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3. Perhitungan Manual Gaya Geser Tingkat

Tingkat	W (kg)	h_x (m)	$w_i \times h_i^k$	C_v	F_x (kg)
Atap	125268,22	32	8288402,61	0,0326	33778,8043
Lantai Atap	829846,79	29,5	49761691,63	0,1956	202800,2885
Lantai 6	1153133,36	25,5	57973700,63	0,2279	236267,7559
Lantai 5	1216875,22	20,75	47677293,79	0,1874	194305,4711
Lantai 4	1158690,09	16,75	35037735,54	0,1377	142793,8368
Lantai 3	1158690,09	12,75	25187948,30	0,0990	102651,7189
Lantai 2	1434305,79	8,75	19774022,19	0,0777	80587,6423
Lantai 1	1999365,49	4	10694098,13	0,0420	43583,0478
Total	9076175,05		254394892,82	1,00	1036768,5656

Nilai gaya geser tiap tingkat menggunakan metode statik ekuivalen yang dihitung secara otomatis pada *software* ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4. Gaya Geser Tingkat Hasil Analisis ETABS

Tingkat	F_x Manual (kg)	F_x Manual (kN)	F_x ETABS (kN)
Atap	33778,8043	337,7880	332,9301
Lantai Atap	202800,2885	2028,0029	1998,9059
Lantai 6	236267,7559	2362,6776	2328,9227
Lantai 5	194305,4711	1943,0547	1915,4624
Lantai 4	142793,8368	1427,9384	1407,7888
Lantai 3	102651,7189	1026,5172	1012,1492
Lantai 2	80587,6423	805,8764	794,7236
Lantai 1	43583,0478	435,8305	429,9416
Total	1036768,5656	10367,6857	10220,8243
		Error	1,42 %

(Sumber: *Output* ETABS)

$$Error = \left(1 - \frac{10220,8243}{10367,6857}\right) \times 100\% = 1,42 \%$$

Selisih nilai gaya lateral metode statik ekuivalen antara perhitungan manual dan perhitungan otomatis menggunakan ETABS memiliki *error* yang sangat kecil, sehingga dapat disimpulkan bahwa input gaya lateral untuk pemodelan gempa sudah memenuhi persyaratan.

2. Metode dinamik respon spektrum

Perhitungan nilai respon spektra percepatan (S_a) dalam analisis dinamik respon spektrum menggunakan data sebagai berikut:

Kelas Situs : Tanah sedang (SD)

S_s = 0,895 g

S_I = 0,3856 g

TL = 6 detik

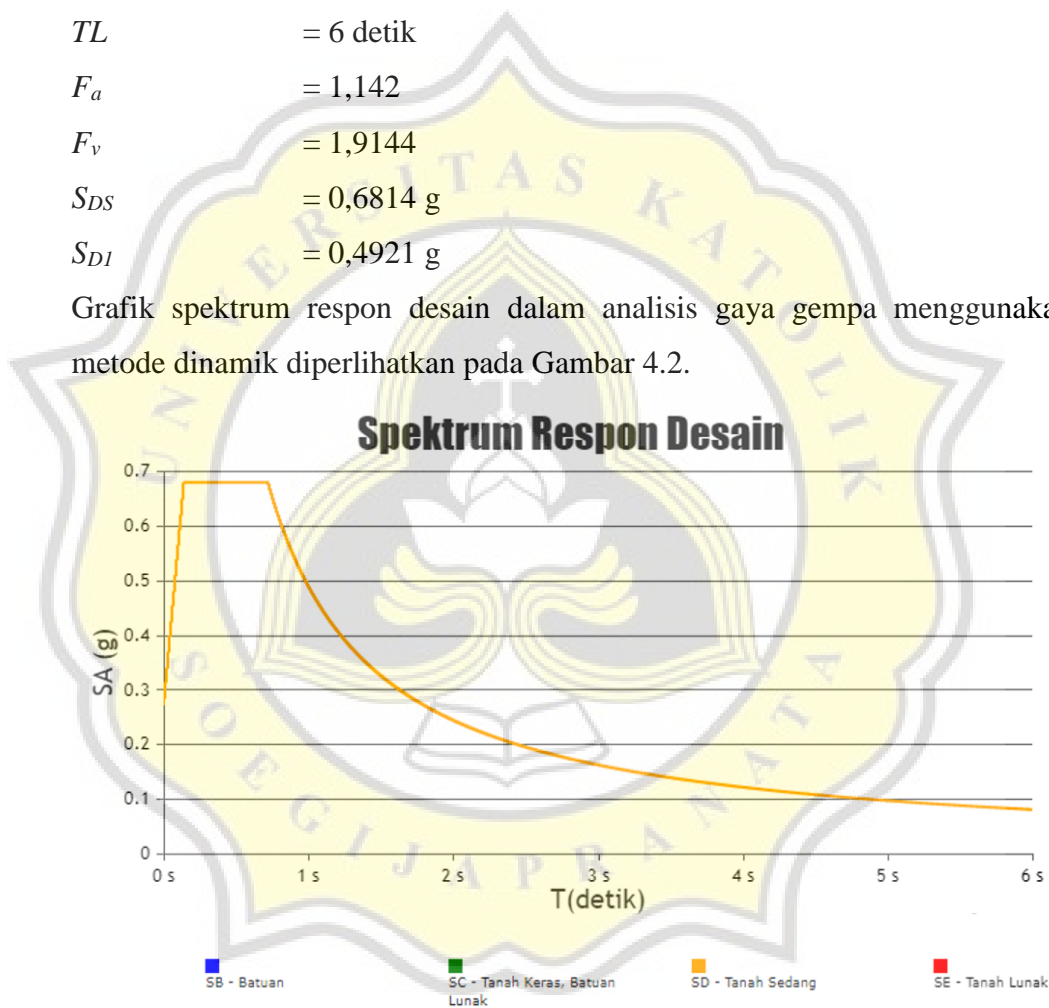
F_a = 1,142

F_v = 1,9144

S_{DS} = 0,6814 g

S_{DI} = 0,4921 g

Grafik spektrum respon desain dalam analisis gaya gempa menggunakan metode dinamik diperlihatkan pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2. Respon Spektrum Kota Semarang (Kelas Situs Tanah Sedang)
(Sumber: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/index.php?pga=0.3.993ss=0.890&sl=0.3856&tl=6&kelas=4&range=6#?grafik.>)

4.3.3. Pemeriksaan ketidakberaturan struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2. struktur harus diklasifikasikan termasuk dalam kategori struktur beraturan atau tidak beraturan. Struktur dengan ketidakberaturan diklasifikasikan menjadi dua, yaitu ketidakberaturan vertikal dan



ketidakberaturan horizontal. Pemeriksaan ketidakberaturan struktur dilaksanakan pada tahap awal pemodelan dengan menggunakan metode statik ekuivalen. Klasifikasi ketidakberaturan struktur dijabarkan sebagai berikut:

1. Ketidakberaturan vertikal

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal diantaranya adalah sebagai berikut:

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Nilai kekakuan tingkat dapat diketahui dengan menghitung gaya geser tingkat dibagi dengan simpangan tingkat. Nilai simpangan tingkat (Δ) diperoleh dari nilai perpindahan (δ) struktur di titik pusat massa. Contoh perhitungan kekakuan tingkat struktur pada lantai empat akibat beban gempa arah - x adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} F_i &= 1407,7888 \text{ kN} \\ \sum_{i=x}^n F_i &= 7984,0099 \text{ kN} \\ \delta_i &= 59,336 \text{ mm} \\ \delta_{i-1} &= 41,154 \text{ mm} \\ \Delta_i &= 18,1820 \text{ mm} \\ K &= \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\Delta_i} \\ &= \frac{7984,0099}{18,1820} \\ &= 439,12 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan kekakuan tingkat struktur akibat beban gempa diperlihatkan pada Tabel 4.5. dan Tabel 4.6.

Tabel 4.5. Kekakuan Tingkat Akibat Beban Gempa Arah - X

Tingkat	F_x (kN)	ΣF_i (kN)	δ (mm)	Δ (mm)	K (kN/mm)
Atap	332,9301	332,9301	109,368	0,0000	
Lantai Atap	1998,9059	2331,8360	109,368	12,5970	185,11
Lantai 6	2328,9227	4660,7587	96,771	19,6550	237,13
Lantai 5	1915,4624	6576,2211	77,116	17,7800	369,87
Lantai 4	1407,7888	7984,0099	59,336	18,1820	439,12
Lantai 3	1012,1492	8996,1591	41,154	18,0820	497,52
Lantai 2	794,7236	9790,8827	23,072	16,5240	592,52
Lantai 1	429,9416	10220,8243	6,548	6,5480	1560,91



Tabel 4.6. Kekakuan Tingkat Akibat Beban Gempa Arah - Y

Tingkat	F_x (kN)	ΣF_i (kN)	δ (mm)	Δ (mm)	K (kN/mm)
Atap	332,9301	332,9301	107,363	0,0000	
Lantai Atap	1998,9059	2331,8360	107,363	12,9120	180,59
Lantai 6	2328,9227	4660,7587	94,451	19,2970	241,53
Lantai 5	1915,4624	6576,2211	75,154	17,5400	374,93
Lantai 4	1407,7888	7984,0099	57,614	17,8830	446,46
Lantai 3	1012,1492	8996,1591	39,731	17,6880	508,60
Lantai 2	794,7236	9790,8827	22,043	16,0360	610,56
Lantai 1	429,9416	10220,8243	6,007	6,0070	1701,49

Dari perhitungan nilai kekakuan di setiap tingkatan gedung maka pemeriksaan ketidakberaturan dapat dilaksanakan. Contoh perhitungan untuk pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak pada lantai empat akibat beban gempa arah – x dijabarkan sebagai berikut:

$$K_i = 439,12 \quad \text{kN/mm}$$

$$K_{i+1} = 369,87 \quad \text{kN/mm}$$

$$K_{i+2} = 237,13 \quad \text{kN/mm}$$

$$K_{i+3} = 185,11 \quad \text{kN/mm}$$

$$K_i > 0,7 K_{i+1} = 439,12 > 258,91 \quad (\text{OK})$$

$$K_i > 0,8 \text{ Avg}(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}) = 439,12 > 211,23 \quad (\text{OK})$$

Rekapitulasi pemeriksaan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada struktur diperlihatkan pada Tabel 4.7. dan Tabel 4.8.

Tabel 4.7. Pemeriksaan Ketidakberaturan Tingkat Lunak Arah - X

Tingkat	K (kN/mm)	$0,7 K_{i+1}$	Status	$0,8 \text{ Avg } K_{i+(1,2,3)}$	Status
Atap	-	-	-	-	-
Lantai Atap	185,11	-	-	-	-
Lantai 6	237,13	129,58	Reguler	148,09	Reguler
Lantai 5	369,87	165,99	Reguler	168,90	Reguler
Lantai 4	439,12	258,91	Reguler	211,23	Reguler
Lantai 3	497,52	307,38	Reguler	278,96	Reguler
Lantai 2	592,52	348,26	Reguler	348,40	Reguler
Lantai 1	1560,91	414,77	Reguler	407,78	Reguler

Tabel 4.8. Pemeriksaan Ketidakberaturan Tingkat Lunak Arah - Y

Tingkat	K (kN/mm)	0,7 K_{i+1}	Status	0,8 Avg $K_{i+(1,2,3)}$	Status
Atap	-	-	-	-	-
Lantai Atap	180,59	-	-	-	-
Lantai 6	241,53	126,42	Reguler	144,48	Reguler
Lantai 5	374,93	169,07	Reguler	168,85	Reguler
Lantai 4	446,46	262,45	Reguler	212,55	Reguler
Lantai 3	508,60	312,52	Reguler	283,44	Reguler
Lantai 2	610,56	356,02	Reguler	354,66	Reguler
Lantai 1	1701,49	427,39	Reguler	417,50	Reguler

Berdasarkan analisis di atas diperlihatkan bahwa seluruh tingkatan gedung memiliki kekakuan yang cukup dibandingkan tingkat di atasnya, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang tidak mengalami ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak. Kekakuan tingkat pada struktur gedung selain dipengaruhi oleh komponen kolom dan dinding geser juga dipengaruhi oleh komponen tangga.

b. Ketidakberaturan berat (massa)

Berat atau massa struktur pada setiap tingkat diperoleh dari *output* analisis program ETABS. Pemeriksaan ketidakberaturan berat (massa) pada tiap tingkat diperlihatkan pada Tabel 4.9.

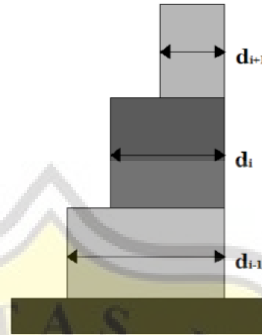
Tabel 4.9. Pemeriksaan Ketidakberaturan Berat (Massa)

Tingkat	W_i (kg)	150% W_{i+1}	150% W_{i-1}	Status
Atap	125268,22	0,00	0,00	-
Lantai Atap	829846,79	187902,33	1729700,04	Reguler
Lantai 6	1153133,36	1244770,19	1825312,83	Reguler
Lantai 5	1216875,22	1729700,04	1738035,14	Reguler
Lantai 4	1158690,09	1825312,83	1738035,14	Reguler
Lantai 3	1158690,09	1738035,14	2151458,69	Reguler
Lantai 2	1434305,79	1738035,14	2999048,24	Reguler
Lantai 1	1999365,49	2151458,69	0,00	Reguler

Berdasarkan analisis pemeriksaan ketidakberaturan di atas disimpulkan bahwa struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang tidak mengalami ketidakberaturan berat (massa).

c. Ketidakberaturan geometri vertikal

Ilustrasi dari definisi ketidakberaturan geometri vertikal dapat dilihat pada Gambar 4.3.

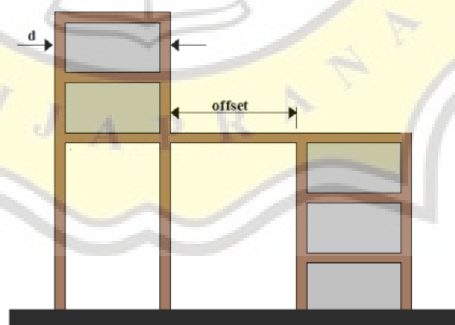


Gambar 4.3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Sumber: SNI 1726:2019).

Struktur pemikul gaya seismik berupa kolom dan dinding geser pada Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang memiliki dimensi yang sama dari lantai terbawah hingga lantai teratas. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang tidak mengalami ketidakberaturan geometri vertikal.

d. Ketidakberaturan diskontinuitas bidang

Ilustrasi dari definisi ketidakberaturan diskontinuitas bidang dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4. Ketidakberaturan Diskontinuitas Bidang (Sumber: SNI 1726:2019).

Perencanaan dinding geser pada struktur direncanakan untuk menerus dari tingkat terbawah hingga tingkat teratas. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang tidak mengalami ketidakberaturan diskontinuitas bidang.



e. Ketidakberaturan tingkat lemah

Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang memiliki kekuatan geser tingkat pada arah yang ditinjau, dalam hal ini kekuatan geser tingkat dipikul oleh beton dan tulangan baja pada komponen kolom dan dinding geser. Untuk pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lemah yang harus dilakukan diawal, kekuatan geser tingkat dapat diasumsikan sama dengan gaya geser yang diterima oleh suatu tingkat. Gaya geser tersebut selanjutnya dibandingkan antara suatu tingkat dengan tingkatan yang lain. Perhitungan kekuatan geser tingkat akibat gaya gempa dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10. Pemeriksaan Ketidakberaturan Tingkat Lemah

Tingkat	V_i (kN)	80% V_{i+1}	Status
Atap	332,9301	0,0000	-
Lantai Atap	2331,836	266,34408	Reguler
Lantai 6	4660,7587	1865,4688	Reguler
Lantai 5	6576,2211	3728,60696	Reguler
Lantai 4	7984,0099	5260,97688	Reguler
Lantai 3	8996,1591	6387,20792	Reguler
Lantai 2	9790,8828	7196,92728	Reguler
Lantai 1	10220,8244	7832,70624	Reguler

Nilai gaya geser pada arah x dan arah y memiliki nilai yang sama karena analisis gempa menggunakan metode statik ekuivalen. Diperlihatkan pada perhitungan di atas bahwa seluruh nilai gaya geser pada suatu tingkat lebih besar daripada 80% gaya geser pada tingkat di atasnya. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang tidak mengalami ketidakberaturan tingkat lemah.

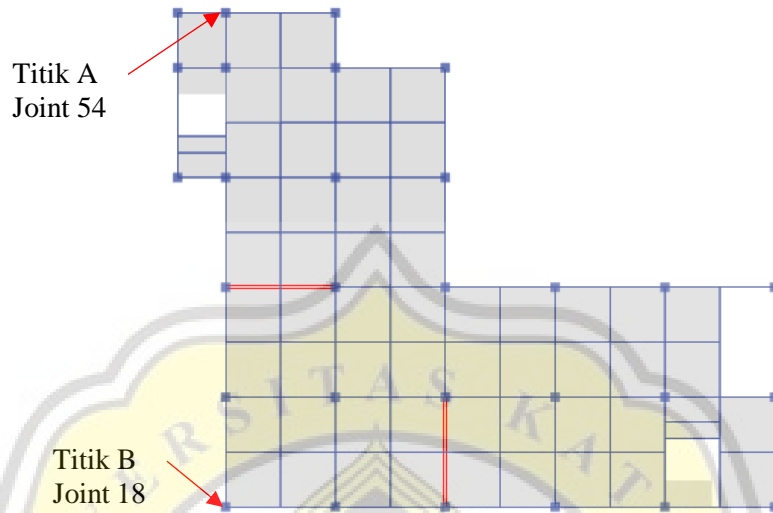
2. Ketidakberaturan horizontal

Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal diantaranya adalah sebagai berikut:

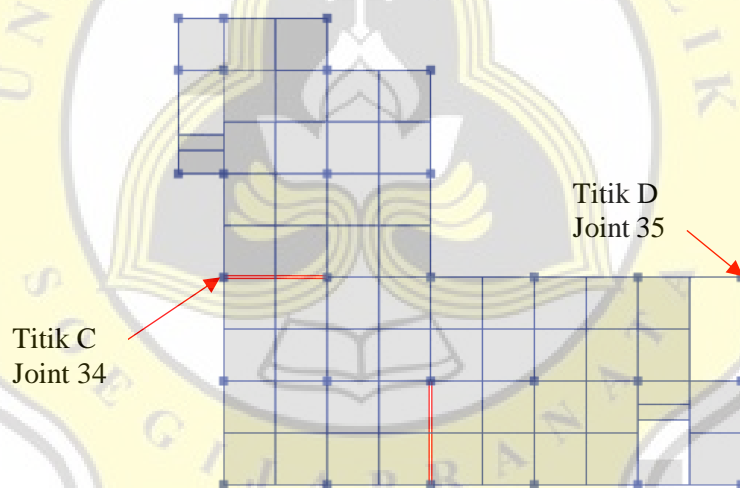
a. Ketidakberaturan torsi

Pemeriksaan ketidakberaturan torsi harus memperhitungkan pengaruh torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$. Titik acuan tinjauan harus berada pada bidang ortogonal arah gempa dari denah struktur. Titik acuan lokasi

tinjauan untuk mengetahui nilai simpangan pada ujung struktur diperlihatkan pada Gambar 4.5. dan Gambar 4.6.



Gambar 4.5. Titik Acuan Simpangan Untuk Gempa Arah – X.



Gambar 4.6. Titik Acuan Simpangan Untuk Gempa Arah – Y.

Contoh perhitungan untuk pemeriksaan ketidakberaturan torsi pada lantai empat akibat beban gempa arah – x dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \delta_A &= 75,207 \quad \text{mm} \\
 \delta_B &= 59,406 \quad \text{mm} \\
 \Delta_A &= 22,88 \quad \text{mm} \\
 \Delta_B &= 18,16 \quad \text{mm} \\
 \Delta_{avg(A,B)} &= \frac{22,88 - 18,16}{2} \\
 &= 20,52 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\Delta_{max(A,B)} = 22,88 \quad \text{mm}$$

$$1,2 \Delta_{avg(A,B)} = 1,2 \times 20,52 \\ = 24,62 \quad \text{mm}$$

$$\Delta_{max(A,B)} (22,88 \text{ mm}) < 1,2 \Delta_{avg(A,B)} (24,62 \text{ mm}) \quad (\text{OK})$$

Apabila nilai simpangan maksimum yang ada pada ujung struktur yaitu titik A dan titik B kurang dari 1,2 kali rata – rata simpangan titik A dan titik B maka di tingkat tersebut tidak mengalami ketidakberaturan torsi. Pemeriksaan ketidakberaturan torsi pada seluruh tingkat dapat dilihat pada Tabel 4.11. dan Tabel 4.12.

Tabel 4.11. Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa Arah - X

Tingkat	δ_A	δ_B	Δ_A	Δ_B	Δ_{avg}	$1,2 \Delta_{avg}$	Status
Lantai Atap	134,4	108,8	14,55	11,95	13,25	15,90	Reguler
Lantai 6	119,9	96,87	22,98	19,61	21,29	25,55	Reguler
Lantai 5	96,93	77,25	21,73	17,85	19,79	23,74	Reguler
Lantai 4	75,21	59,41	22,88	18,16	20,52	24,62	Reguler
Lantai 3	52,33	41,25	23,18	16,95	20,07	24,08	Reguler
Lantai 2	29,15	24,30	23,37	17,11	20,24	24,29	Reguler
Lantai 1	5,78	7,19	5,78	7,19	6,49	7,78	Reguler

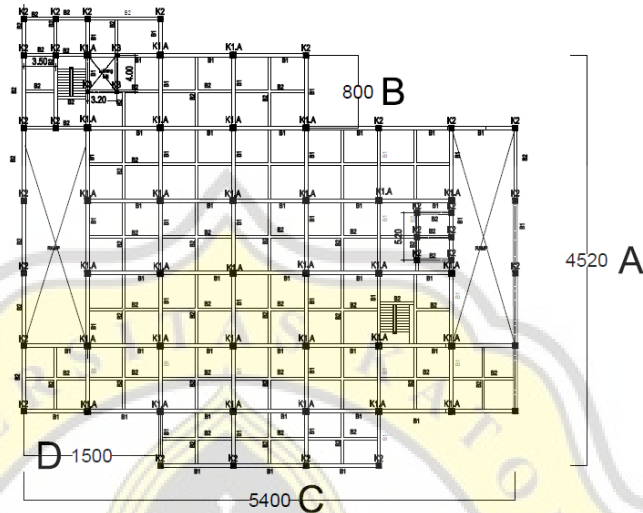
Tabel 4.12. Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi Gempa Arah - Y

Tingkat	δ_C	δ_D	Δ_C	Δ_D	Δ_{avg}	$1,2 \Delta_{avg}$	Status
Lantai Atap	115,9	130,4	12,87	13,81	13,34	16,01	Reguler
Lantai 6	103,0	116,6	21,02	22,43	21,72	26,07	Reguler
Lantai 5	82,04	94,20	18,88	21,09	19,98	23,98	Reguler
Lantai 4	63,74	73,12	19,87	22,38	21,12	25,35	Reguler
Lantai 3	43,30	50,74	19,26	22,12	20,69	24,82	Reguler
Lantai 2	24,05	28,62	18,51	21,98	20,25	24,29	Reguler
Lantai 1	5,539	6,651	5,54	6,65	6,10	7,31	Reguler

Diperlihatkan pada perhitungan di atas bahwa nilai simpangan maksimum di ujung – ujung struktur akibat beban gempa arah x maupun arah y kurang dari 1,2 kali simpangan rata – rata kedua ujung tersebut. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa struktur Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang tidak mengalami ketidakberaturan torsi.

b. Ketidakberaturan sudut dalam

Pemeriksaan ketidakberaturan sudut dalam pada lantai satu dapat dilihat pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7. Pemeriksaan Ketidakberaturan Sudut Dalam Lantai Satu.

A = 4520 cm

B = 800 cm

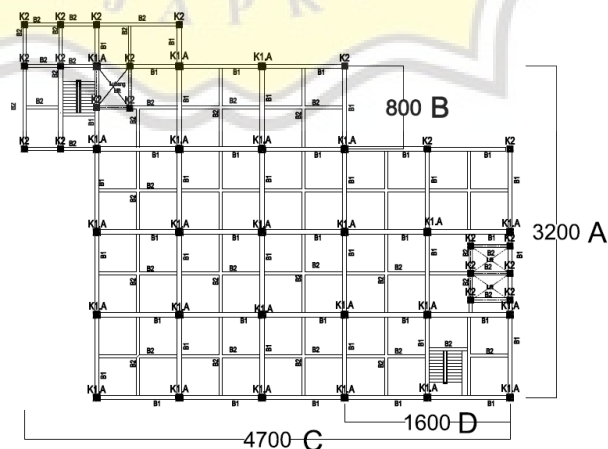
C = 5400 cm

D = 1500 cm

$B > 15\% A$ (678 cm) maka terjadi ketidakberaturan sudut dalam,

$D > 15\% C$ (810 cm) maka terjadi ketidakberaturan sudut dalam.

Pemeriksaan ketidakberaturan sudut dalam pada lantai dua dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8. Pemeriksaan Ketidakberaturan Sudut Dalam Lantai Dua.

A = 3200 cm

B = 800 cm

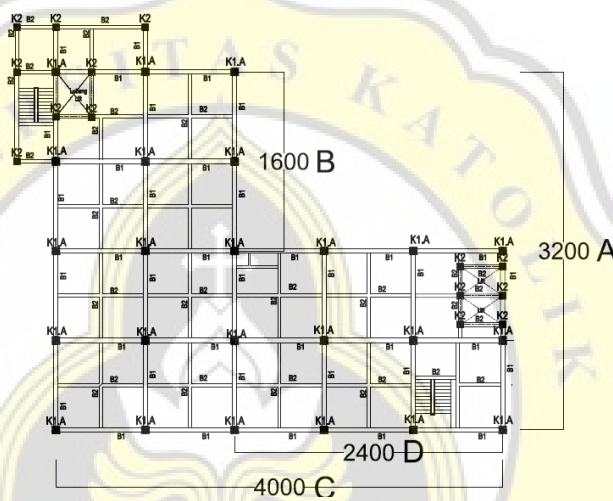
C = 4700 cm

D = 1600 cm

$B > 15\% A$ (480 cm) maka terjadi ketidakberaturan sudut dalam,

$D < 15\% C$ (705 cm) maka terjadi ketidakberaturan sudut dalam.

Pemeriksaan ketidakberaturan sudut dalam pada lantai tiga hingga lantai atap dapat dilihat pada Gambar 4.9.



Gambar 4.9. Pemeriksaan Ketidakberaturan Lantai Tiga – Lantai Atap.

A = 3200 cm

B = 1600 cm

C = 4000 cm

D = 2400 cm

$B > 15\% A$ (480 cm) maka terjadi ketidakberaturan sudut dalam,

$D < 15\% C$ (600 cm) maka terjadi ketidakberaturan sudut dalam.

Dari analisis di atas dapat disimpulkan bahwa seluruh tingkat pada struktur gedung ini mengalami ketidakberaturan sudut dalam.

c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Indikasi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat terjadi apabila pelat lantai di suatu tingkatan memiliki lebar bukaan (*void*) lebih besar dari 50% daripada pelat lantainya. Ilustrasi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat dilihat pada Gambar 4.10.

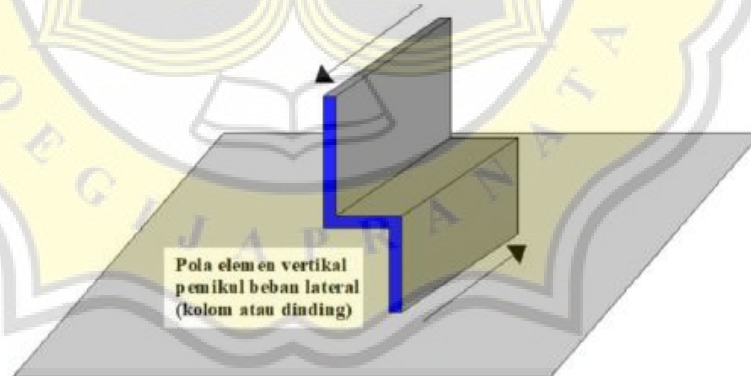


Gambar 4.10. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma (Sumber: SNI 1726:2019).

Denah struktur pada Gambar 4.8., Gambar 4.9., dan Gambar 4.10. memperlihatkan bahwa diafragma di setiap tingkatnya tidak memiliki luas bukaan (*void*) yang lebih besar dari 50% luas diafragma pada suatu tingkat. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa struktur gedung ini tidak mengalami ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

d. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

Ilustrasi dari definisi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dapat dilihat pada Gambar 4.11.

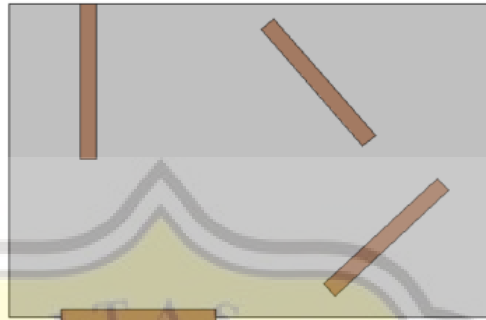


Gambar 4.11. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang (Sumber: SNI 1726:2019).

Struktur penahan gaya lateral pada Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang berupa dinding geser dan kolom tidak terdapat pergeseran lintasan yang tegak lurus terhadap bidang. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa struktur gedung ini tidak mengalami ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang.

e. Ketidakberaturan sistem non paralel

Ilustrasi dari definisi ketidakberaturan sistem non paralel dapat dilihat pada Gambar 4.12.



Gambar 4.12. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel (Sumber: SNI 1726:2019).

Diperlihatkan pada Gambar 4.13. bahwa ketidakberaturan sistem non paralel dapat terjadi apabila terdapat komponen pemikul gaya lateral (dinding geser) tidak tegak lurus terhadap sumbu utama yaitu arah X dan arah Y. Oleh karena itu dapat disimpulkan struktur gedung ini tidak mengalami ketidakberaturan sistem non paralel.

3. Rekapitulasi ketidakberaturan struktur

Rekapitulasi ketidakberaturan pada struktur diperlihatkan pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13. Rekapitulasi Ketidakberaturan Struktur

No.	Ketidakberaturan Vertikal	Status
1.	Ketidakberaturan tingkat lunak	<i>Reguler</i>
2.	Ketidakberaturan berat (massa)	<i>Reguler</i>
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal	<i>Reguler</i>
4.	Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral	<i>Reguler</i>
5.	Ketidakberaturan tingkat lemah	<i>Reguler</i>
No.	Ketidakberaturan Horizontal	
1.	Ketidakberaturan torsi	<i>Reguler</i>
2.	Ketidakberaturan sudut dalam	<i>Ireguler</i>
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	<i>Reguler</i>
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	<i>Reguler</i>
5.	Ketidakberaturan sistem non paralel	<i>Reguler</i>

4.3.4. Analisis dinamik respon spektrum

Pemodelan struktur gedung yang memperhitungkan gaya gempa menggunakan analisis dinamik respon spektrum dengan sistem SRPMK memiliki beberapa persyaratan yang harus dipenuhi. Persyaratan dalam pemodelan analisis struktur dijabarkan sebagai berikut.

1. Analisis jumlah ragam terkombinasi

Nilai partisipasi massa terkombinasi dari hasil pemodelan menggunakan ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14. Modal Partisipasi Massa Terkombinasi

<i>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</i>						
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
		<i>sec</i>				
Modal	1	1,49	0,1407	0,0409	0,1407	0,0409
Modal	2	1,333	0,2092	0,4578	0,3498	0,4986
Modal	3	1,297	0,3240	0,1687	0,6738	0,6674
Modal	4	0,485	0,0077	0,0007	0,6815	0,6680
Modal	5	0,401	0,1162	0,0498	0,7977	0,7179
Modal	6	0,398	0,0481	0,1174	0,8458	0,8352
Modal	7	0,263	0,0048	0,0000	0,8506	0,8353
Modal	8	0,227	0,0029	0,0385	0,8536	0,8738
Modal	9	0,22	0,0604	0,0023	0,9139	0,8761
Modal	10	0,216	0,0000	0,0189	0,9140	0,8951
Modal	11	0,198	0,0013	0,0000	0,9152	0,8951
Modal	12	0,197	0,0008	0,0000	0,9160	0,8951
Modal	13	0,184	0,0004	0,0024	0,9164	0,8975
Modal	14	0,174	0,0182	0,0001	0,9346	0,8976
Modal	15	0,167	0,0001	0,0000	0,9347	0,8976
Modal	16	0,166	0,0001	0,0001	0,9349	0,8978
Modal	17	0,155	0,0012	0,0324	0,9360	0,9302
Modal	18	0,152	0,0279	0,0012	0,9640	0,9314

(Sumber: *Output Analisis ETABS*)

Pemeriksaan modal partisipasi massa terkombinasi:

- a. $\text{SumUX (mode 9)} = 91,39\% > 90\%$ OK
- b. $\text{SumUY (mode 17)} = 93,02\% > 90\%$ OK

Dari hasil analisis di atas nilai modal partisipasi massa telah memenuhi persyaratan pada *mode 9* untuk arah X dan *mode 17* untuk arah Y.

2. Distribusi gaya geser dasar

Distribusi gaya geser dasar yang diterapkan pada dinding geser dan *frame* dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15. Distribusi Gaya Geser Dasar

Arah Gempa	Struktur Pemikul Gempa	V_{base} (kN)	Rasio (%)
X	Dinding geser	2243,5569	46,10
	SRPMK	2623,095	53,90
	Total	4866,6521	100,00
Y	Dinding geser	1921,1052	37,51
	SRPMK	3200,7512	62,49
	Total	5121,8564	100,00

(Sumber: *Output* Analisis ETABS)

Dari hasil analisis di atas distribusi gaya geser dasar pada dinding geser dan *frame* (SRPMK) telah memenuhi persyaratan dari sistem ganda.

3. Simpangan antar tingkat

Perhitungan simpangan antar tingkat diuraikan sebagai berikut:

a. Penskalaan simpangan

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{0,5 \times S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,5 \times 0,386}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} \\
 &= 0,0413
 \end{aligned}$$

$$W = 9076175,05 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0413 \times 9076175,05 \\
 &= 374975,69 \text{ kg} \\
 &= 3749,76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_t \text{ arah X} = 4866,65 \text{ kN} > V (3749,76 \text{ kN})$$

$$V_t \text{ arah Y} = 5121,8564 \text{ kN} > V (3749,76 \text{ kN})$$

Nilai gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) arah X dan arah Y lebih besar dari nilai $C_s \times W$, oleh karena itu nilai simpangan tidak perlu diperbesar dengan faktor skala simpangan. Nilai simpangan diambil sesuai dengan *output* perpindahan hasil analisis ETABS.

b. Simpangan antar tingkat arah X

Nilai simpangan antar tingkat (Δ) dapat diperoleh dari nilai perpindahan (δ) pusat massa di tingkat tinjauan dikurangi dengan perpindahan pusat massa tingkat di bawahnya. Nilai perpindahan tingkat arah X hasil analisis ETABS diperlihatkan pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16. Perpindahan Tingkat di Pusat Massa Arah X

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX
				mm
Atap	-	-	-	44,941
Lantai Atap	D7 Dak	RS - X	LinRespSpec	44,941
Lantai 6	D6	RS - X	LinRespSpec	39,458
Lantai 5	D5	RS - X	LinRespSpec	31,381
Lantai 4	D4	RS - X	LinRespSpec	24,26
Lantai 3	D3	RS - X	LinRespSpec	17,033
Lantai 2	D2	RS - X	LinRespSpec	9,999
Lantai 1	D1	RS - X	LinRespSpec	2,823

(Sumber: *Output Analisis ETABS*)

Contoh perhitungan nilai simpangan antar tingkat (Δ) dan simpangan izin (Δ_a) akibat beban gempa arah X dapat dihitung sebagai berikut:

$$\delta_4 = 24,26 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 17,033 \text{ mm}$$

$$\Delta_4 = \frac{(\delta_4 - \delta_3) \times Cd}{l_e} = \frac{(24,26 - 17,033) \times 5,5}{1,5} = 26,50 \text{ mm} = 0,0265 \text{ m}$$

$$\Delta_a = \frac{0,010 \times h_{sx}}{\rho} = \frac{0,010 \times 4,00}{1,3} = 0,0308 \text{ m}$$

$$\Delta_4 (0,0265 \text{ m}) < \Delta_a (0,0308 \text{ m}) \quad \text{OK}$$

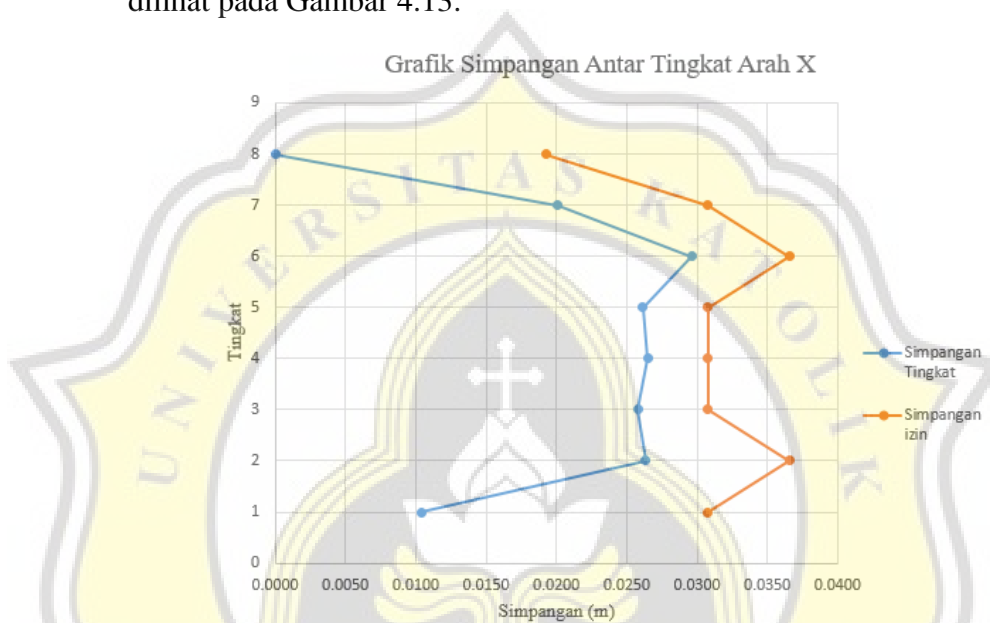
Rekapitulasi perhitungan simpangan antar tingkat (Δ) dan simpangan izin (Δ_a) diperlihatkan pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17. Simpangan Antar Tingkat Arah X

Tingkat	Tinggi tingkat, h_{sx} (m)	δ (mm)	Δ (m)	Δ_a (m)
Atap 2	2,5	44,941	0,0000	0,0192
Atap 1	4	44,941	0,0201	0,0308
6	4,75	39,458	0,0296	0,0365
5	4	31,381	0,0261	0,0308

Tingkat	Tinggi tingkat, h_{sx} (m)	δ (mm)	Δ (m)	Δ_a (m)
4	4	24,26	0,0265	0,0308
3	4	17,033	0,0258	0,0308
2	4,75	9,999	0,0263	0,0365
1	4	2,823	0,0104	0,0308

Grafik simpangan antar tingkat pada gedung akibat gempa arah X dapat dilihat pada Gambar 4.13.



Gambar 4.13. Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah X.

c. Simpangan antar tingkat arah Y

Nilai perpindahan tingkat arah Y hasil analisis ETABS diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18. Perpindahan Tingkat di Pusat Massa Arah Y

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX
Atap	-	-	-	48,166
Lantai Atap	D7 Dak	RS - Y	LinRespSpec	48,166
Lantai 6	D6	RS - Y	LinRespSpec	42,204
Lantai 5	D5	RS - Y	LinRespSpec	33,5
Lantai 4	D4	RS - Y	LinRespSpec	25,779
Lantai 3	D3	RS - Y	LinRespSpec	17,946
Lantai 2	D2	RS - Y	LinRespSpec	10,25
Lantai 1	D1	RS - Y	LinRespSpec	2,939

(Sumber: *Output Analisis ETABS*)

Contoh perhitungan nilai simpangan antar tingkat (Δ) dan simpangan izin (Δ_a) akibat beban gempa arah Y dapat dihitung sebagai berikut:

$$\delta_4 = 25,779 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 17,946 \text{ mm}$$

$$\Delta_4 = \frac{(\delta_4 - \delta_3) \times Cd}{I_e} = \frac{(25,779 - 17,946) \times 5,5}{1,5} = 28,72 \text{ mm} = 0,0287 \text{ m}$$

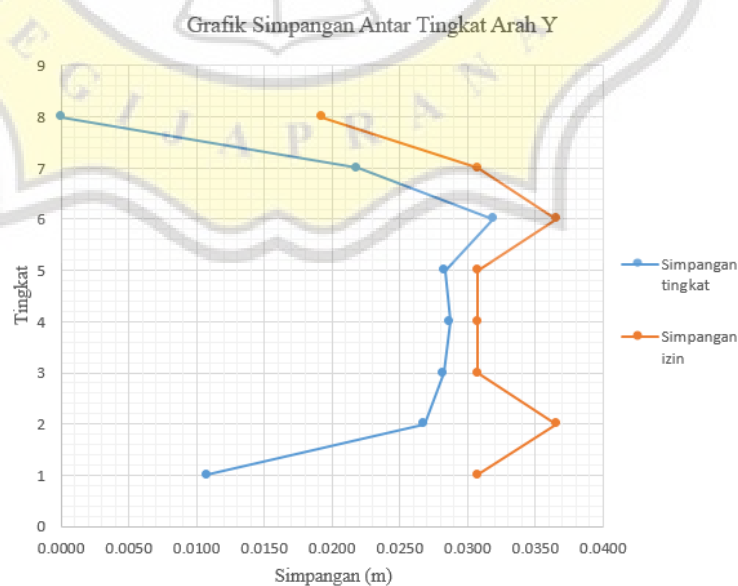
$$\Delta_4 (0,0287 \text{ m}) < \Delta_a (0,0308 \text{ m}) \quad \text{OK}$$

Rekapitulasi perhitungan simpangan antar tingkat (Δ) dan simpangan izin (Δ_a) diperlihatkan pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19. Simpangan Antar Tingkat Arah Y

Tingkat	Tinggi tingkat, h _{sx} (m)	δ (mm)	Δ (m)	Δ_a (m)
Atap 2	2,5	48,166	0,0000	0,0192
Atap 1	4	48,166	0,0219	0,0308
6	4,75	42,204	0,0319	0,0365
5	4	33,5	0,0283	0,0308
4	4	25,779	0,0287	0,0308
3	4	17,946	0,0282	0,0308
2	4,75	10,25	0,0268	0,0365
1	4	2,939	0,0108	0,0308

Grafik simpangan antar tingkat pada gedung akibat gempa arah Y dapat dilihat pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14. Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah Y.

4. Pengaruh P – Delta

Pengaruh P – Delta dihitung dengan memperhitungkan beban desain vertikal (P_x) dan gaya geser seismik pada tingkat (V_x). Nilai tersebut dapat diperoleh dari *output* analisis ETABS dan dapat dilihat pada Tabel 4.20. dan Tabel 4.21.

Tabel 4.20. Nilai P_x Pada Tiap Tingkat

TABLE: Section Cut Forces - Analysis			
<i>SectionCut</i>	<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	F3
			kN
K8 atap 2	Service (Px)	Combination	1498,62
K7 atap 1	Service (Px)	Combination	12726,32
K6	Service (Px)	Combination	26575,90
K5	Service (Px)	Combination	40645,91
K4	Service (Px)	Combination	54321,42
K3	Service (Px)	Combination	67996,93
K2	Service (Px)	Combination	85467,96
K1	Service (Px)	Combination	110760,58

(Sumber: *Output* Analisis ETABS)

Tabel 4.21. Nilai V_x Arah X dan Arah Y Pada Tiap Tingkat

TABLE: Section Cut Forces - Analysis				
<i>SectionCut</i>	<i>Output Case</i>	F1	<i>Output Case</i>	F2
		kN		kN
K8 atap 2	RS - X	238,9021	RS - Y	247,4854
K7 atap 1	RS - X	1343,9515	RS - Y	1401,86
K6	RS - X	2322,6499	RS - Y	2464,7262
K5	RS - X	2936,4239	RS - Y	3151,4624
K4	RS - X	3426,262	RS - Y	3695,3017
K3	RS - X	3896,8023	RS - Y	4206,1093
K2	RS - X	4460,3759	RS - Y	4777,8239
K1	RS - X	4866,6521	RS - Y	5121,8564

(Sumber: *Output* Analisis ETABS)

Contoh perhitungan koefisien stabilitas (θ) pada lantai empat akibat beban gempa arah X adalah sebagai berikut:

$$\theta_4 = \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d} = \frac{54321,42 \times 0,0265 \times 1,5}{3426,262 \times 4 \times 5,5} = 0,0286$$

Contoh perhitungan koefisien stabilitas (θ) pada lantai empat akibat beban gempa arah Y adalah sebagai berikut:

$$\theta_4 = \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d} = \frac{54321,42 \times 0,0287 \times 1,5}{3695,3017 \times 4 \times 5,5} = 0,0288$$

Nilai θ akibat gempa arah X dan gempa arah Y $< 0,1$ maka pengaruh P – Delta tidak perlu diperhitungkan. Hal tersebut karena struktur memiliki perilaku perpindahan atau simpangan yang stabil dan tidak menimbulkan adanya momen sekunder berlebihan pada kolom.

Rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas (θ) pada tiap tingkat gedung dapat dilihat pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22. Nilai Koefisien Stabilitas (θ) Pada Tiap Tingkat

Tingkat	P_x (kN)	$V_x - x$ (kN)	$V_x - y$ (kN)	$\theta - x$	$\theta - y$
Atap 2	1498,62	238,9021	247,4854	0,0000	0,0000
Atap 1	12726,32	1343,9515	1401,86	0,0130	0,0135
6	26575,90	2322,6499	2464,7262	0,0195	0,0198
5	40645,91	2936,4239	3151,4624	0,0246	0,0249
4	54321,42	3426,262	3695,3017	0,0286	0,0288
3	67996,93	3896,8023	4206,1093	0,0307	0,0311
2	85467,96	4460,3759	4777,8239	0,0289	0,0275
1	110760,58	4866,6521	5121,8564	0,0161	0,0159

5. Penskalaan gaya gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1. diperlukan penskalaan gaya apabila nilai gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% gaya geser dasar (V) hasil analisis statik ekuivalen, dengan cara gaya hasil analisis ragam harus dikalikan dengan V/V_t . Penskalaan gaya pada tahap ini digunakan untuk mengetahui gaya – gaya dalam yang bekerja pada komponen struktur untuk mendesain tulangan struktur. Nilai gaya geser dasar berdasarkan analisis ragam dan metode statik ekuivalen diperlihatkan pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23. Gaya Geser Dasar

Output Case	Case Type	FX (kN)	FY (kN)
RS - X	LinRespSpec	4866,6521	780,6091
RS - Y	LinRespSpec	780,6091	5121,8564
ELF - X	LinStatic	-10220,8244	0
ELF - Y	LinStatic	0	-10220,8244

(Sumber: *Output Analisis ETABS*)



Perhitungan nilai faktor skala (FS) gaya gempa adalah sebagai berikut:

$$FS_x = \frac{V_x}{V_{tx}} = \frac{10220,8244}{4866,6521} = 2,1002$$

$$FS_y = \frac{V_y}{V_{ty}} = \frac{10220,8244}{5121,8564} = 1,9955$$

Nilai gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_i) setelah dikali dengan faktor skala adalah sebagai berikut:

$$V_{tx} = 4866,6521 \times 2,1002 = 10220,8244 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 5121,8564 \times 1,9955 = 10220,8244 \text{ kN}$$

$$V_{tx} (10220,8244 \text{ kN}) = V_x (10220,8244 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

$$V_{ty} (10220,8244 \text{ kN}) = V_y (10220,8244 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

Nilai faktor skala tersebut selanjutnya di *input* kan dalam program analisis ETABS agar didapatkan nilai gaya geser dasar $V_i = V$ untuk mengetahui nilai gaya – gaya dalam.

4.3.5. Gaya desain diafragma

Data – data yang digunakan untuk gaya desain diafragma dapat diperoleh dari program analisis ETABS. Nilai parameter (F_i), (w_i), dan (w_{px}) dari program analisis ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.24. dan Tabel 4.25.

Tabel 4.24. Parameter Perhitungan Gaya Desain Diafragma

Tingkat	w_{px} (kN)	ΣF_i arah x (kN)	ΣF_i arah y (kN)	w_i (kN)	Σw_i (kN)
Atap 2	1098,0489	515,4343	497,7769	1252,6822	1252,6822
Atap 1	6924,4029	2849,7186	2817,3871	8298,4679	9551,1501
6	9095,3101	4927,485	4968,141	11531,3336	21082,4837
5	9701,6238	6237,0284	6361,9741	12168,7522	33251,2359
4	9307,1238	7281,3472	7465,8068	11586,9009	44838,1368
3	9307,1238	8280,1622	8495,9526	11586,9009	56425,0377
2	11683,9247	9470,6959	9640,2612	14343,0579	70768,0956
1	16189,8756	10323,1265	10316,7841	19993,6549	90761,7505

(Sumber: *Output* Analisis ETABS)

Contoh perhitungan gaya desain diafragma (F_{px}) pada lantai empat akibat beban gempa arah X dapat dilihat sebagai berikut:

$$F_{px4} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} \times w_{px} = \frac{7281,3472}{44838,1368} \times 9307,1238 = 1511,4009 \text{ kN}$$

$$1,25 F_{px4} = 1,25 \times 1511,4009 = 1889,2511 \text{ kN}$$

Nilai gaya desain diafragma (F_{px}) tidak boleh kurang dari perhitungan berikut:

$$F_{px\ min} = 0,2 \times S_{DS} \times I_e \times w_{px}$$

$$= 0,2 \times 0,68 \times 1,5 \times 9307,1238 = 1898,6533 \text{ kN}$$

Namun nilai gaya desain diafragma (F_{px}) tidak boleh lebih dari perhitungan berikut:

$$F_{px\ max} = 0,4 \times S_{DS} \times I_e \times w_{px}$$

$$= 0,4 \times 0,68 \times 1,5 \times 9307,1238 = 3797,3065 \text{ kN}$$

Rekapitulasi perhitungan gaya desain diafragma (F_{px}) pada seluruh tingkatan gedung diperlihatkan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25. Hasil Perhitungan Gaya Desain Diafragma

Tingkat	$F_{px} - x$	$1,25 F_{px} - x$	$F_{px} - y$	$1,25 F_{px} - y$	$F_{px} \text{ min}$	$F_{px} \text{ max}$
Atap 2	451,8082	564,7602	436,3304	545,4131	224,0020	448,0040
Atap 1	2065,9920	2582,4900	2042,5523	2553,1903	1412,5782	2825,1564
6	2125,7934	2657,2417	2143,3330	2679,1662	1855,4433	3710,8865
5	1819,7610	2274,7013	1856,2161	2320,2701	1979,1313	3958,2625
4	1511,4009	1889,2511	1549,6895	1937,1118	1898,6533	3797,3065
3	1365,7854	1707,2318	1401,3793	1751,7242	1898,6533	3797,3065
2	1563,6269	1954,5336	1591,6224	1989,5280	2383,5206	4767,0413
1	1841,4159	2301,7699	1840,2846	2300,3557	3302,7346	6605,4692

Hasil perhitungan yang dapat dilihat pada Tabel 4.25. memperlihatkan bahwa nilai gaya desain diafragma (F_{px}), gaya desain diafragma minimum ($F_{px\ min}$), dan gaya desain diafragma maksimum ($F_{px\ max}$) di setiap tingkatan berbeda. Oleh karena itu untuk menentukan nilai F_{px} harus disesuaikan dengan persyaratan batas minimum dan maksimum. Nilai F_{px} yang digunakan dan besarnya nilai gaya desain yang harus diinputkan ke dalam program analisis ETABS (Q_{px}) diperlihatkan pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26. Gaya Desain Diafragma *Input* ETABS

Tingkat	$F_{px} - x$ Pakai	$F_{px} - y$ Pakai	Luas Pelat (m ²)	$Q_{px} - x$ (kN/m ²)	$Q_{px} - y$ (kN/m ²)
Atap 2	-	-	-	-	-
Atap 1	2582,4900	2553,1903	959,5	2,6915	2,6610
6	2657,2417	2679,1662	909,7	2,9210	2,9451
5	2274,7013	2320,2701	909,7	2,5005	2,5506
4	1898,6533	1937,1118	909,7	2,0871	2,1294
3	1898,6533	1898,6533	909,7	2,0871	2,0871
2	2383,5206	2383,5206	1207,7	1,9736	1,9736
1	3302,7346	3302,7346	1971,39	1,6753	1,6753



Untuk langkah selanjutnya, maka nilai Q_{px} diinputkan ke dalam program analisis ETABS secara *one story at the time* yang artinya *input* gaya tersebut dilakukan secara satu – persatu di setiap tingkatan struktur. *Output* dari gaya desain diafragma akan digunakan untuk mendesain komponen penahan gempa yaitu komponen kord dan komponen kolektor.

4.4. Perhitungan Komponen Struktur Atas

Perhitungan komponen struktur atas pada Gedung Rumah Sakit JEC – Candi Semarang diuraikan sebagai berikut:

4.4.1. Perhitungan pelat

Pada perhitungan pelat lantai diperlukan data – data *preliminary* dalam merencanakan struktur ini. Berikut data – data untuk desain pelat lantai yang digunakan pada gedung ini.

Tebal pelat (h)	= 140 mm
Panjang x (l_x)	= 4000 mm
Panjang y (l_y)	= 4000 mm
Tebal selimut (d_s)	= 20 mm
Mutu beton (f_c')	= 29,05 MPa = 4213,35 psi
Mutu tulangan (f_y)	= 420 MPa = 60915,96 psi

Perhitungan komponen pelat lantai dijabarkan sebagai berikut:

1. Pembebanan pelat

Pembebanan pada pelat lantai terdiri dari beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Perhitungan pembebanan *dead load* dan *live load* pada pelat lantai dapat dilihat sebagai berikut.

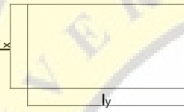

Beban sendiri pelat	= $0,14 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3$	= 336 kg/m^2
Urugan pasir	= $0,05 \text{ m} \times 1,800 \text{ kg/m}^3$	= 90 kg/m^2
Spesi	= $0,02 \text{ m} \times 21 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	= 42 kg/m^2
Keramik	= $0,01 \text{ m} \times 24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	= 24 kg/m^2
Plafon		= 18 kg/m^2
Mekanikal & Elektrikal		= 20 kg/m^2 +
Total DL		= 530 kg/m^2

Untuk beban hidup pada pelat yaitu sebesar 250 kg/m^2 . Perhitungan beban ultimit (q_u) pada pelat lantai adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2 \times (530) + 1,6 \times (250) \\ &= 1036 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Perhitungan momen pelat

Perhitungan momen nominal pelat memerlukan rasio antara panjang sisi pelat yang panjang dan sisi pelat yang pendek dengan rumus $l_y/l_x = 1$. Nilai koefisien momen berdasarkan PBI 1971 diperlihatkan pada Gambar 4.15.

		l_y / l_x	1,0	1,1	1,2
I		$(M_{lx}) = 0,001 \times ql_x^2 \times X$	44	52	59
		$(M_{ly}) = 0,001 \times ql_x^2 \times X$	44	45	45
II		$(M_{lx}) = -$	36	42	46
		$(M_{lx}) = 0,001 \times ql_x^2 \times X$	36	42	46
		$(M_{ly}) = 0,001 \times ql_x^2 \times X$	36	37	38
		$(M_{ly}) = 0,001 \times ql_x^2 \times X$	36	37	38

Keterangan:

-  = Terletak bebas
-  = Menerus atau terjepit elastis

Gambar 4.15. Nilai Koefisien Momen Pada Pelat (Sumber: PBI 1971).

Berdasarkan nilai koefisien momen pada Gambar 4.15. didapatkan nilai koefisien:

$$c_x = 36$$

$$c_y = 36$$

Setelah didapat data koefisien momen, selanjutnya hitung momen ultimit pada pelat dengan menggunakan asumsi tulangan D10 mm. Perhitungan momen ultimit dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} d_x &= h - d_s - \left[0,5 \cdot \left(\frac{D}{1000}\right)\right] \\ &= 0,14 - 0,02 - \left[0,5 \cdot \left(\frac{10}{1000}\right)\right] \\ &= 0,115 \text{ m} \\ &= 115 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_y = h - d_s - \left(\frac{D}{1000}\right) - \left[0,5 \cdot \left(\frac{D}{1000}\right)\right]$$



$$= 0,14 - 0,02 - \left(\frac{10}{1000}\right) - \left[0,5 \cdot \left(\frac{10}{1000}\right)\right]$$

$$= 0,105 \text{ m}$$

$$= 105 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{ulx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot c_x \cdot l_x^2 \\ &= 0,001 \cdot 1036 \cdot 36 \cdot 4^2 \\ &= 596,736 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uly} &= 0,001 \cdot q_u \cdot c_y \cdot l_y^2 \\ &= 0,001 \cdot 1036 \cdot 36 \cdot 4^2 \\ &= 596,736 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

3. Perhitungan momen nominal pelat arah x dan arah y

$$\begin{aligned} M_{nlx} &= \frac{M_{ulx}}{0,8} \\ &= \frac{596,736}{0,8} \\ &= 745,92 \text{ kg.m} \\ &= 7459200 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nly} &= \frac{M_{uly}}{0,8} \\ &= \frac{596,736}{0,8} \\ &= 745,92 \text{ kg.m} \\ &= 7459200 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

4. Perhitungan tulangan pelat

Pada perhitungan tulangan pelat lantai diperlukan nilai a_x . Nilai a_x dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} (0,5 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot 1000)ax^2 - (0,85 \cdot f_c' \cdot 1000 \cdot d_x) + M_{nlx} &= 0 \\ 12346,25 ax^2 - 2839637,5 ax + 7459200 &= 0 \end{aligned}$$

$$a_x = \frac{(-b) \pm \sqrt{b^2 - (4 \cdot a \cdot c)}}{2 \cdot a}$$

$$\begin{aligned} a_{x1} &= \frac{(-2839637,5) + \sqrt{2839637,5^2 - (4 \cdot 12346,25 \cdot 7459200)}}{2 \cdot 12346,25} \\ &= -2,6575 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} a_{x2} &= \frac{(-2839637,5) - \sqrt{2839637,5^2 - (4 \cdot 12346,25 \cdot 7459200)}}{2 \cdot 12346,25} \\ &= -227,3425 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai $a_x = 2,6575$ mm. Selanjutnya perhitungan luas tulangan (A_s) untuk tulangan pelat lantai arah X adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{sx} &= \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot 1000 \cdot a_x}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 1000 \cdot 2,6575}{420} \end{aligned}$$

$$= 156,24 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx \text{ min1}} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot 1000 \cdot d_x}{4 \cdot f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{29,05} \cdot 1000 \cdot 115}{4 \cdot 420}$$

$$= 368,945 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx \text{ min2}} = \frac{1,4 \cdot 1000 \cdot d_x}{420}$$

$$= \frac{1,4 \cdot 1000 \cdot 115}{f_y}$$

$$= 383,333 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas maka A_s yang digunakan adalah yang terbesar yaitu $383,333 \text{ mm}^2$. Selanjutnya dilakukan perhitungan jarak tulangan pelat lantai sebagai berikut:

$$S_{arah \ x} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot D \cdot 1000}{A_s \text{ pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 1000}{383,333}$$

$$= 204,970 \text{ mm}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

Tulangan pelat lantai perlu menggunakan S10 – 150 mm, untuk memudahkan pada saat pelaksanaan maka tulangan baja konvensional pelat lantai dapat diganti dengan tulangan *wiremesh* ($f_y = 500$ MPa). Perhitungan untuk mengkonversi tulangan baja konvensional menggunakan tulangan *wiremesh* diuraikan sebagai berikut:

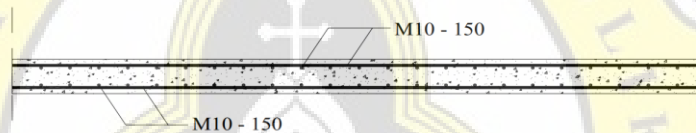
$$A_s \text{ konvensional} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 1000}{S} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{150} = 523,5988 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ butuh} &= A_s \text{ konvensional} \times \frac{f_y \text{ konvensional}}{f_y \text{ wiremesh}} \\ &= 523,5988 \times \frac{420}{500} \\ &= 439,8229 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Coba gunakan tulangan *wiremesh* M10 – 150 mm.

$$A_s \text{ wiremesh} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 1000}{S} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{150} = 523,5988 \text{ mm}^2$$

Perhitungan di atas menunjukkan bahwa $A_s \text{ wiremesh}$ ($523,5988 \text{ mm}^2$) $>$ $A_s \text{ butuh}$ ($439,8229 \text{ mm}^2$), maka penulangan pelat lantai dapat menggunakan tulangan *wiremesh* 2 lapis M10 – 150 mm. Detail potongan penulangan pelat lantai dapat dilihat pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16. Penulangan Pelat Lantai.

Rekapitulasi perhitungan tulangan pada pelat dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27. Rekapitulasi Penulangan Pelat

Jenis	Tebal (mm)	M_{ntx} (Nmm)	M_{nty} (Nmm)	Tul. Arah X	Tul. Arah Y
Pelat lantai	140	7459200	7459200	M10 - 150	M10 - 150
Pelat atap	120	6880320	6880320	M10 - 200	M10 - 200

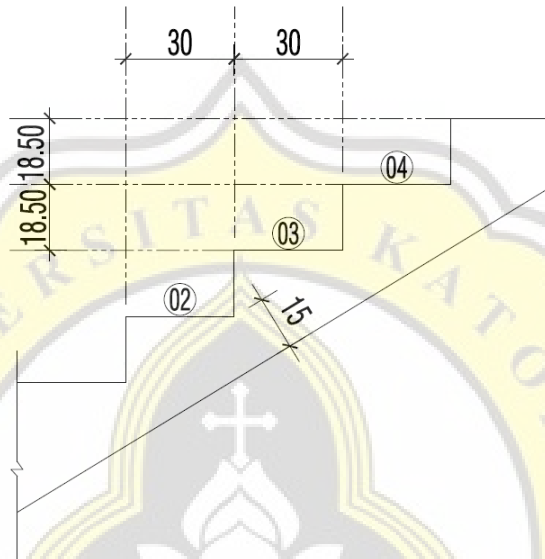
4.4.2. Perhitungan tangga

Perencanaan komponen tangga menggunakan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat } (t) &= 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m} \\ \text{Lebar } (b) &= 165 \text{ cm} = 1,65 \text{ m} \\ \text{Panjang area bordes} &= 220 \text{ cm} = 2,20 \text{ m} \\ \text{Panjang } \textit{flight area} &= 300 \text{ cm} = 3,00 \text{ m} \\ \text{Tinggi anak tangga } (R) &= 18,5 \text{ cm} = 0,185 \text{ m} \\ \text{Lebar anak tangga } (T) &= 30 \text{ cm} = 0,30 \text{ m} \\ \alpha &= 31,7^\circ \\ \cos \alpha &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds &= 2 \text{ cm} \\
 d &= 15 - 2 - 0,6 = 12,4 \text{ cm} \\
 f_c' &= 29,05 \text{ MPa} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Perencanaan tangga pada bagian *flight area* dapat dilihat pada Gambar 4.17.



Gambar 4.17. Perencanaan Tangga Pada Bagian *Flight Area*.

Perhitungan komponen tangga yang meliputi bagian bordes dan *flight area* dijabarkan sebagai berikut:

1. Pembebanan *flight area*

a. Beban mati (DL) pada *flight area* diuraikan sebagai berikut:

Pelat tangga (15 cm)	$= \frac{0,15 \times 2400}{0,85}$	= 422,95 kg/m ²
Urugan pasir (5 cm)	$= 1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m}$	= 90 kg/m ²
Adukan semen (2 cm)	$= 21 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$	= 42 kg/m ²
Keramik (1 cm)	$= 24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	= 24 kg/m ²
$W_{\text{anak tangga}}$	$= \frac{\frac{1}{2} \times 0,185 \times 0,3 \times 2400}{0,3}$	= 222 kg/m ² +
Total DL		= 800,95 kg/m²

b. Beban hidup (LL) pada *flight area* ditentukan sebesar 300 kg/m².

c. Total beban terkombinasi pada *flight area* adalah sebagai berikut:

$$W_{ul} = \text{Lebar tangga} \times (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 1,65 \times (1,2 (800,95) + 1,6 (300))$$

$$= 2377,8747 \text{ kg/m} = 23,7787 \text{ kN/m}$$

2. Pembebanan area bordes

a. Beban mati (DL) pada area bordes diuraikan sebagai berikut:

Pelat bordes (15 cm)	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m}$	$= 360$	 kg/m^2
Urugan pasir (5 cm)	$= 1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m}$	$= 90$	 kg/m^2
Adukan semen (2 cm)	$= 21 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$	$= 42$	 kg/m^2
Keramik (1 cm)	$= 24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	$= 24$	 kg/m^2
Total DL		= 516	 kg/m²

b. Beban hidup (LL) pada area bordes ditentukan sebesar 300 kg/m^2 .

c. Total beban terkombinasi pada area bordes adalah sebagai berikut:

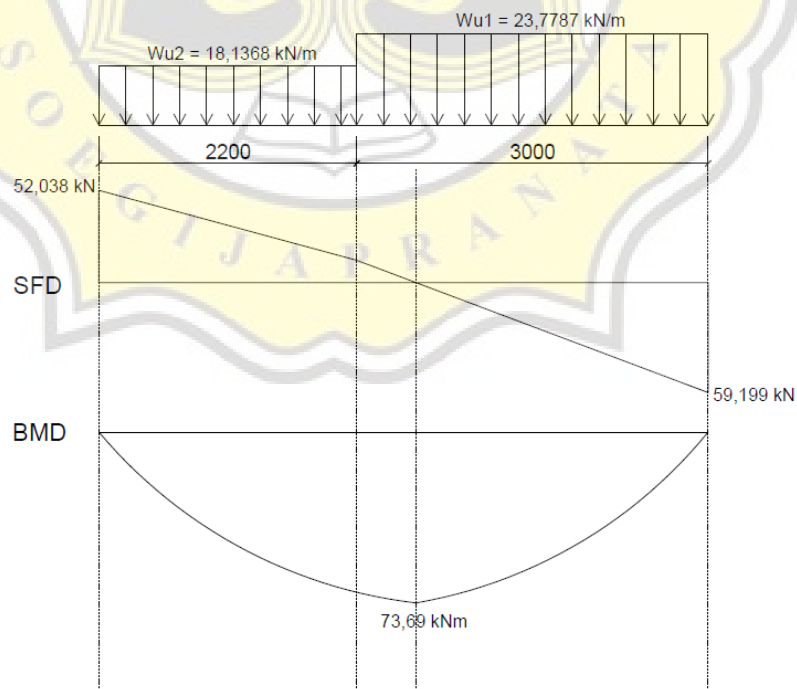
$$W_{u2} = \text{Lebar tangga} \times (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 1,65 \times (1,2 (516) + 1,6 (300))$$

$$= 1813,68 \text{ kg/m} = 18,1368 \text{ kN/m}$$

3. Diagram geser dan momen pada tangga

Perhitungan untuk mengetahui nilai gaya geser maksimum dan momen maksimum pada tangga diperlihatkan pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18. Diagram Geser dan Momen Pada Tangga.



4. Kapasitas geser

Diperlihatkan pada Gambar 4.18. nilai $V_u = 59,199$ kN. Pemeriksaan kapasitas geser beton pada tangga dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05} \times 1650 \times 124 \\ &= 137844,2678 \text{ N} = 137,8443 \text{ kN} > V_u (59,199 \text{ kN}) \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka tidak diperlukan tulangan untuk menahan geser.

5. Perhitungan tulangan lentur

Perhitungan tulangan untuk menahan lentur pada tangga dan bordes diuraikan sebagai berikut:

a. Tulangan lentur pada bordes dan *flight*

Diperlihatkan pada Gambar 4.18. nilai $M_u = 73,69$ kNm. Perhitungan kebutuhan tulangan lentur dapat dihitung sebagai berikut:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,925 \times d} = \frac{73,69 \times 10^6}{\phi \times 420 \times 0,925 \times 124} = 1699,6259 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 \times b \times h = 0,0018 \times 1650 \times 150 = 445,4 \text{ mm}^2$$

Maka gunakan tulangan 13 S13 ($A_s = 1726,214 \text{ mm}^2$).

b. Tulangan lentur ekstra pada pertemuan bordes dan *flight*

Perhitungan tulangan ekstra pada pertemuan bordes dan *flight* ditentukan dengan nilai M_u sebesar 20%. Perhitungan tulangan ekstra diuraikan sebagai berikut:

$$M_u = 0,2 \times 73,69 = 14,738 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,925 \times d} = \frac{14,738 \times 10^6}{\phi \times 420 \times 0,925 \times 124} = 339,9252 \text{ mm}^2$$

Nilai $A_s (339,9252 \text{ mm}^2) < A_{smin} (445,4 \text{ mm}^2)$ sehingga gunakan A_{smin} .

Maka gunakan tulangan 4 S13 ($A_s = 531,143 \text{ mm}^2$).

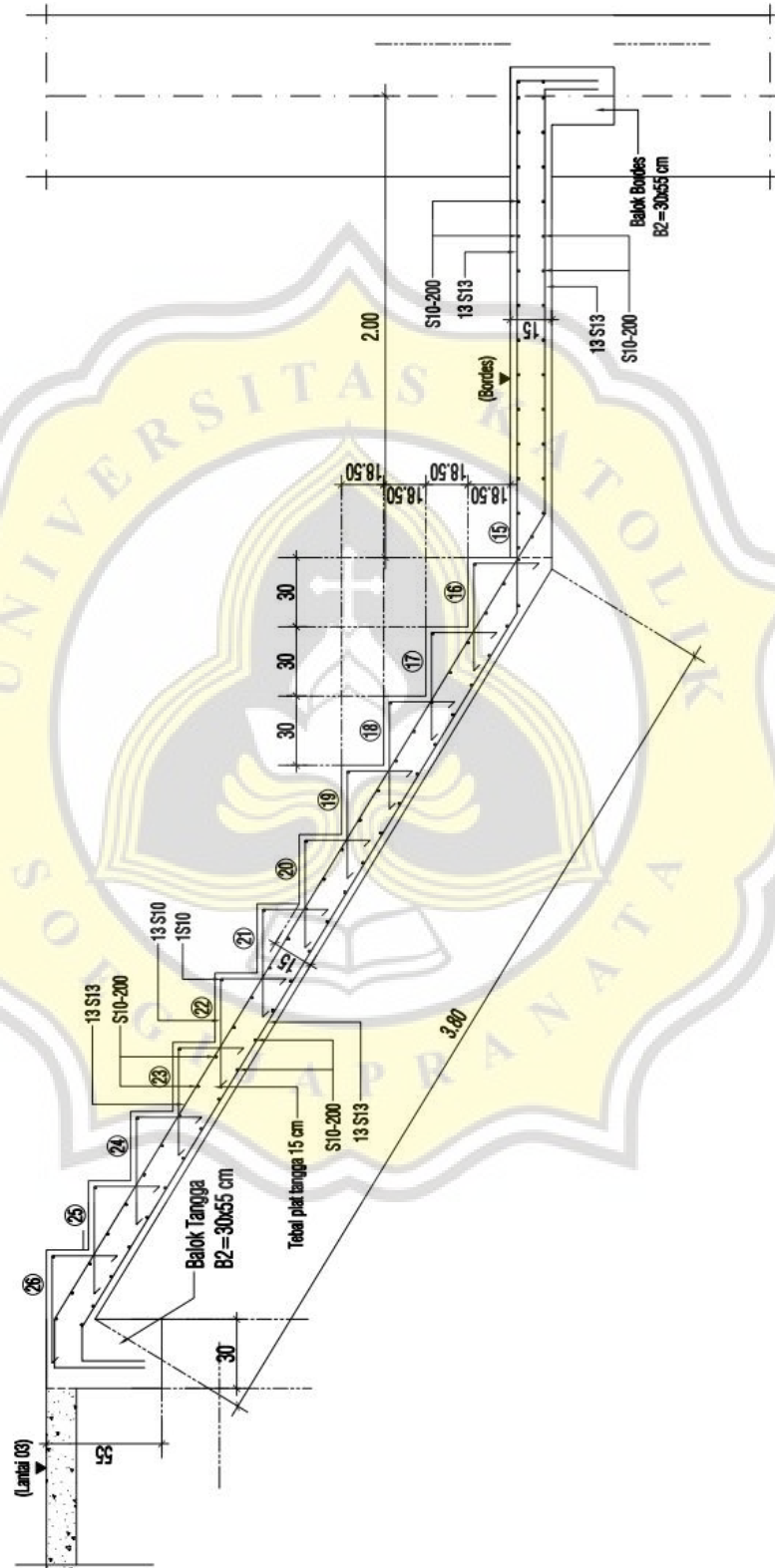
c. Tulangan lentur arah melintang

Perhitungan tulangan lentur arah melintang menggunakan A_{smin} .

$$A_{smin} = 0,0018 \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

Maka gunakan konfigurasi tulangan 4 S10 untuk setiap meter atau tulangan S10 – 200 mm ($A_s = 314,2857 \text{ mm}^2$)

Detail penulangan lentur pada tangga dan bordes dengan bentang 5,2 meter dapat dilihat pada Gambar 4.19.



Gambar 4.19. Detail Penulangan Tangga.

Rekapitulasi perhitungan tulangan pada tangga dapat dilihat pada Tabel 4.28.

Tabel 4.28. Rekapitulasi Penulangan Lentur Tangga

Bentang (m)	V _u (kN)	M _u (kNm)	Tul. Lentur	Tul. Ekstra	Tul. Melintang
5,2	59,199	73,69	13 S13	4 S13	S10 – 200
6,4	73,959	115,016	14 S16	4 S13	S10 – 200

4.4.3. Perhitungan balok

Pada perhitungan balok diperlukan data – data menghitung kebutuhan tulangan yang diperlukan pada struktur. Berikut data – data desain balok yang digunakan pada gedung ini:

Lebar balok (*b*) = 350 mm = 13,79 in
 Tinggi balok (*h*) = 700 mm = 27,58 in
 Selimut beton (*ds*) = 50 mm = 1,97 in
 Mutu beton (*f_c'*) = 29,05 MPa = 4213,35 Psi
 Mutu tulangan (*f_y*) = 420 MPa = 60915,96 Psi
d = 700 – 50 – 12 – 12,5 = 625,5 mm = 24,64 in
M_u (-) tumpuan = 787,707 kN.m
M_u (+) tumpuan = 423,8808 kN.m
M_u (-) lapangan = 312,2267 kN.m
M_u (+) lapangan = 373,6108 kN.m
T_u = 152,78 kN.m
V_u tumpuan = 449,9138 kN
V_u lapangan = 376,0831 kN

Perhitungan struktur balok dijabarkan sebagai berikut:

1. Persentase tulangan baja longitudinal

$$\begin{aligned}
 \beta &= 0,85 \cdot \frac{(f_c' - 4000)}{1000} \cdot 0,05 \\
 &= 0,85 \cdot \frac{(4213,35 - 4000)}{1000} \cdot 0,05 \\
 &= 0,84 > 0,65 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \left\{ \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c'}{f_y} \left[\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \right\} \\
 &= \left\{ \frac{0,85 \cdot 0,84 \cdot 4213,35}{60915,96} \left[\frac{87.000}{87.000 + 60915,96} \right] \right\}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} &= 0,029 \\ \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,029 \\ &= 0,218 \\ \rho_{min1} &= \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{4213,35}}{60915,96} \\ &= 0,00320 \\ \rho_{min2} &= \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{200}{60915,96} \\ &= 0,00328 \end{aligned}$$

Maka gunakan nilai $\rho_{min} = 0,00320$.

2. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan

a. Tulangan tumpuan atas

$$\begin{aligned} M_u (-) &= 787,707 \text{ kN.m} = 580,9812 \text{ lb.ft-k} \\ R_n &= \frac{(12 \cdot M_u \cdot 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \cdot 580,9812 \cdot 1.000)}{0,9 \cdot 13,79 \cdot 27,58^2} \\ &= 924,8887 \text{ psi} \\ \rho &= \left(\frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{\beta \cdot f_c'}} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \cdot 4213,35}{60915,96} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 924,8887}{0,84 \cdot 4213,35}} \right) \\ &= 0,0179 \end{aligned}$$

Diperlihatkan pada perhitungan diatas bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka gunakan nilai $\rho = 0,0179$.

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0179 \cdot 13,79 \cdot 24,64 \\ &= 6,0872 \text{ in}^2 \\ &= 3927,2348 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $A_s = 3927,2348 \text{ mm}^2$,
maka gunakan tulangan tumpuan atas 11 S22 ($A_s = 4183,14 \text{ mm}^2$).

b. Tulangan tumpuan bawah

$$M_{u(+)} = 423,8808 \text{ kN.m} = 312,6375 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(12 \cdot M_u \cdot 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \cdot 312,6375 \cdot 1.000)}{0,9 \cdot 13,79 \cdot 27,58^2} \\ &= 497,7010 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{\beta \cdot f'_c}} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \cdot 4213,35}{60915,96} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 497,7010}{0,84 \cdot 4213,35}} \right) \\ &= 0,0088 \end{aligned}$$

Diperlihatkan bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$, maka gunakan nilai $\rho = 0,0088$.

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0088 \cdot 13,79 \cdot 24,64 \\ &= 3,0022 \text{ in}^2 \\ &= 1936,9202 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $A_s = 1936,9202 \text{ mm}^2$,
maka gunakan tulangan tumpuan bawah 6 S22 ($A_s = 2281,71 \text{ mm}^2$).

3. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan

a. Tulangan lapangan atas

$$M_{u(-)} = 312,2267 \text{ kN.m} = 230,2859 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(12 \cdot M_u \cdot 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \cdot 230,2859 \cdot 1.000)}{0,9 \cdot 13,79 \cdot 27,58^2} \\ &= 366,6020 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{\beta \cdot f'_c}} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \cdot 4213,35}{60915,96} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 366,6020}{0,84 \cdot 4213,35}} \right) \\ &= 0,0064 \end{aligned}$$

Diperlihatkan pada perhitungan diatas bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka gunakan nilai $\rho = 0,0064$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\&= 0,0064 \cdot 13,79 \cdot 24,64 \\&= 2,1623 \text{ in}^2 \\&= 1395,0131 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $A_s = 1395,0131 \text{ mm}^2$, maka gunakan tulangan lapangan atas 4 S22 ($A_s = 1521,14 \text{ mm}^2$).

b. Tulangan lapangan bawah

$$M_{u(+)} = 373,6108 \text{ kN.m} = 275,5604 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \cdot M_u \cdot 1000)}{\phi b d^2} \\&= \frac{(12 \cdot 275,5604 \cdot 1.000)}{0,9 \cdot 13,79 \cdot 27,58^2} \\&= 438,6763 \text{ psi} \\ \rho &= \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{\beta \cdot f'_c}} \right) \\&= \left(\frac{0,85 \cdot 4213,35}{60915,96} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 438,6763}{0,84 \cdot 4213,35}} \right) \\&= 0,0077\end{aligned}$$

Diperlihatkan pada perhitungan diatas bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka gunakan nilai $\rho = 0,0077$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\&= 0,0077 \cdot 13,79 \cdot 24,64 \\&= 2,6190 \text{ in}^2 \\&= 1689,6923 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $A_s = 1689,6923 \text{ mm}^2$, maka gunakan tulangan lapangan bawah 6 S22 ($A_s = 2281,71 \text{ mm}^2$).

4. Perhitungan tulangan geser tumpuan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3. tulangan geser atau tulangan transversal pada sistem struktur SRPMK harus didesain untuk memikul gaya geser rencana yang ditimbulkan oleh kuat lentur maksimum (M_{pr}) pada ujung

kiri dan ujung kanan komponen struktur lentur akibat adanya penulangan longitudinal balok. Nilai gaya geser rencana tersebut dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}l_n &= 8,00 && \text{m} \\q_{DL} &= 40,04 && \text{kN/m} \\q_{LL} &= 10 && \text{kN/m} \\q_u &= (1,2 \times q_{DL}) + (0,5 \times q_{LL}) \\&= (1,2 \times 40,04) + (0,5 \times 10) \\&= 53,0480 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Tulangan tumpuan sisi atas 11 S22 ($A_s = 4183,14 \text{ mm}^2$):

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\&= \frac{4183,14 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} \\&= 254,1142 \text{ mm} \\M_{pr}^- &= A_s \times (1,25 f_y) \times (d - \frac{a}{2}) \\&= 4183,14 \times 1,25 \times 420 \times (625,5 - \frac{254,1142}{2}) \\&= 1028038506 \text{ Nmm} \\&= 1028,0385 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Tulangan tumpuan sisi bawah 6 S22 ($A_s = 2281,71 \text{ mm}^2$):

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\&= \frac{2281,71 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} \\&= 138,6077 \text{ mm} \\M_{pr}^+ &= A_s \times (1,25 f_y) \times (d - \frac{a}{2}) \\&= 138,6077 \times 1,25 \times 420 \times (625,5 - \frac{138,6077}{2}) \\&= 573577263 \text{ Nmm} \\&= 573,58 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Nilai gaya geser (V):

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1028,0385 + 573,58}{8} + \frac{53,0480 \times 8}{2} \\ &= 412,3940 \text{ kN} \\ V_{ka} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2} \\ &= \frac{1028,0385 + 573,58}{8} - \frac{53,0480 \times 8}{2} \\ &= -11,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum yang ditimbulkan akibat beban gempa dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{gempa} &= \frac{1028,0385 + 573,58}{8} \\ &= 200,2020 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{ki} (206,1970 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Diperlihatkan dari perhitungan di atas bahwa nilai $V_{gempa} < \frac{1}{2} V_{ki}$ maka nilai kekuatan geser beton (V_c) dapat diperhitungkan.

$$\begin{aligned} V_{ki} &= 412,3940 \text{ kN} \\ V_{u \text{ Etabs}} &= 449,9138 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gunakan nilai gaya geser (V) terbesar yaitu 449,9138 kN yang diperoleh dari *output* analisis ETABS. Perhitungan kebutuhan tulangan geser pada bagian tumpuan diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{u \text{ tumpuan}} &= 449,9138 \text{ kN} = 101145,1214 \text{ lb} \\ \phi V_c &= 0,85 \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,85 \cdot 2 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 13,79 \cdot 24,64 \\ &= 37501,677 \text{ lb} \end{aligned}$$

Karena nilai $\frac{1}{2} \phi V_c = 18750,839 \text{ lb} < V_u = 101145,1214 \text{ lb}$, maka pada balok ini diperlukan tulangan geser atau sengkang. Perhitungan tulangan geser pada bagian tumpuan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{(V_u - \phi V_c)}{0,85} \\ &= \frac{(101145,1214 - 37501,677)}{0,85} \\ &= 74874,64 \text{ lb} \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan tulangan diameter 10 mm atau 0,394 in dengan jumlah kaki sebanyak 3 kaki sengkang.



$$A = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,394^2 \\ = 0,12197 \text{ in}^2$$

$$S_1 = \frac{(S \cdot A \cdot f_y \cdot d)}{V_s} \\ = \frac{(3 \cdot 0,12197 \cdot 60915,96 \cdot 625,5)}{74874,64} \\ = 7,3367 \text{ in}$$

$$S_2 = \frac{(S \cdot A \cdot f_y)}{50 \cdot b} \\ = \frac{(3 \cdot 0,12197 \cdot 60915,96)}{50 \cdot 13,79} \\ = 32,328 \text{ in}$$

Karena nilai $V_s = 74874,64 \text{ lb} < 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 88239,241 \text{ lb}$, maka jarak sengkang maksimal adalah $d/2$ atau kurang dari 24 in.

$$S_{max} = d/2 \\ = 24,64/2 \\ = 12,322 \text{ in}$$

Gunakan jarak tulangan sengkang $S = 7,3367 \text{ in}$ atau 186,3511 mm.

Periksa syarat jarak maksimum tulangan transversal tumpuan pada sistem struktur SRPMK berdasarkan SNI 2847:2019 yang dihitung sebagai berikut:

$$S_{max 1} = d/4 \\ = 625,5/4 \\ = 156,375 \text{ mm}$$

$$S_{max 2} = 6 \times d_b \text{ longitudinal} \\ = 6 \times 22 \\ = 150 \text{ mm}$$

$$S_{max 3} = 150 \text{ mm}$$

Diperlihatkan pada perhitungan di atas, digunakan jarak tulangan transversal sebesar 150 mm. Gunakan sengkang tumpuan 3 kaki S10 – 150 mm.

5. Perhitungan tulangan geser lapangan

$$V_{u \text{ lapangan}} = 376,0831 \text{ kN} \qquad = 84547,2417 \text{ lb}$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ = 0,85 \cdot 2 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 13,79 \cdot 24,64$$



$$= 37501,677 \text{ lb}$$

Karena $\frac{\phi V_c}{2} = 18750,839 \text{ lb} < V_u = 84547,2417 \text{ lb}$, maka pada balok ini diperlukan tulangan sengkang.

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{(V_u - \phi V_c)}{0,85} \\ &= \frac{(84547,2417 - 37501,677)}{0,85} \\ &= 55347,7228 \text{ lb} \end{aligned}$$

Dicoba tulangan diameter 10 mm atau 0,394 in dengan jumlah kaki sebanyak 3 kaki sengkang.

$$\begin{aligned} A &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,394^2 \\ &= 0,12197 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{(S \cdot A \cdot f_y \cdot d)}{V_s} \\ &= \frac{(3 \cdot 0,12197 \cdot 60915,96 \cdot 625,5)}{55347,7228} \\ &= 9,9251 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{(S \cdot A \cdot f_y)}{50 \cdot b} \\ &= \frac{(3 \cdot 0,12197 \cdot 60915,96)}{50 \cdot 13,79} \\ &= 32,328 \text{ in} \end{aligned}$$

$V_s = 55347,7228 \text{ lb} < 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 88239,241 \text{ lb}$, maka jarak maksimal $d/2$ atau kurang dari 24 in.

$$\begin{aligned} S_{max} &= d/2 \\ &= 24,64/2 \\ &= 12,322 \text{ in} \end{aligned}$$

Gunakan jarak tulangan sengkang $S = 9,9251 \text{ in}$ atau 252,1 mm.

Periksa syarat jarak maksimum tulangan transversal lapangan pada sistem struktur SRPMK berdasarkan SNI 2847:2019 yang dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_{max 1} &= d/2 \\ &= 625,5/2 \\ &= 312,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{max 2} = 600 \text{ mm}$$



Diperlihatkan pada perhitungan di atas, digunakan jarak tulangan transversal sebesar 252,1 mm. Gunakan sengkang lapangan 3 kaki S10 – 200 mm.

6. Perhitungan tulangan torsi

Tulangan torsi (puntir) ditempatkan pada balok yang berada di tepi terluar struktur dan balok di tepi *void*. Tulangan untuk menahan torsi terdiri dari tulangan sengkang dan tulangan longitudinal. Perhitungan tulangan untuk menahan torsi yang terjadi pada balok diuraikan sebagai berikut:

a. Tulangan sengkang torsi

$$\begin{aligned}V_u &= 101145,1214 \text{ lb} \\T_u &= 152,78 \text{ kN.m} = 112,6844 \text{ lb.ft-k} \\A_{cp} &= b \cdot h \\&= 13,79 \cdot 27,58 \\&= 380,328 \text{ in}^2 \\P_{cp} &= 2 (b + h) \\&= 2 \cdot (13,79 + 27,58) \\&= 82,74 \text{ in} \\T_u &= \phi \cdot \sqrt{f_c} \frac{A_{cp}}{P_{cp}} \\&= 0,85 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot \frac{380,328}{82,74} \\&= 96457,152 \text{ in-lb} = 96,457 \text{ in-k}\end{aligned}$$

Dikarenakan $T_u = 96,457 \text{ in-k} < 360 \text{ in-k}$ maka diperlukan tulangan torsi pada balok B1.

$$\begin{aligned}T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\&= \frac{112,6844}{0,85} \\&= 132,5699 \text{ ft.k} = 1590838,825 \text{ in.lb}\end{aligned}$$

Pada tahap ini dilakukan perhitungan properti penampang sebagai berikut:

$$\begin{aligned}x_l &= b - [2 \cdot (ds + 0,25)] \\&= 13,79 - [2 \cdot (1,97 + 0,25)] \\&= 9,35 \text{ in} \\y_l &= h - [2 \cdot (ds + 0,25)]\end{aligned}$$



$$= 27,58 - [2 \cdot (1,97 + 0,25)]$$

$$= 23,14 \text{ in}$$

$$A_{oh} = x_1 \cdot y_1$$

$$= 9,35 \cdot 23,14$$

$$= 216,359 \text{ in}^2$$

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$$

$$= 0,85 \cdot 216,359$$

$$= 183,905 \text{ in}^2$$

$$P_h = 2 \cdot (x_1 + y_1)$$

$$= 2 \cdot (9,35 + 23,14)$$

$$= 64,98 \text{ in}$$

Selanjutnya dilakukan cek pada kekuatan penampang beton (V_c)

$$V_c = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 2 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 13,79 \cdot 24,64$$

$$= 44119,62 \text{ lb}$$

Lalu cek syarat pada kecukupan penampang untuk gaya torsi yaitu

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \cdot d} + 8\sqrt{f'_c}\right) \cdot 0,85$$

$$297,6166 \leq 551,738 \quad \text{OK!}$$

Setelah didapatkan nilai kecukupan penampang maka dilakukan perhitungan penulangan torsi transversal (A_t). Pada perhitungan ini menggunakan asumsi $\theta = 45^\circ$ untuk penggunaan beton bertulang biasa.

Nilai $\cot(45^\circ) = 1$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot(\theta)}$$

$$= \frac{1590838,825}{2 \cdot 183,905 \cdot 60915,96 \cdot \cot(45)}$$

$$= 0,0710 \frac{\text{in}^2}{\text{in}} / 1 \text{ kaki dari sengkang}$$

$$V_s = \frac{V_u - (0,85 \times V_c)}{0,85}$$

$$= \frac{101145,1214 - (0,85 \times 44119,62)}{0,85}$$



$$= 74874,64$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d}$$

$$= \frac{74874,64}{60915,96 \cdot 24,64}$$

$$= 0,0499 \text{ in}^2/\text{in} \text{ untuk 2 kaki dari sengkang}$$

Selanjutnya dilakukan pemilihan sengkang untuk tulangan torsi dengan

$$\text{rumus } 2\left(\frac{A_t}{s}\right) + \left(\frac{A_v}{s}\right) = 0,1919 \frac{\text{in}^2}{\text{in}}/2 \text{ kaki.}$$

Pada sengkang torsi dicoba dengan menggunakan 4 kaki S13 = 0,5122 in.

$$A = 0,25 \cdot 3,14 \cdot S13$$

$$= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,5122$$

$$= 0,2061 \text{ in}^2$$

$$s = \frac{4 \cdot A}{\left(\frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s}\right)}$$

$$= \frac{4 \cdot 0,2061}{0,1919}$$

$$= 4,2971 \text{ in}$$

$$s_{max} = \frac{P_h}{8}$$

$$= \frac{64,98}{8}$$

$$= 8,123 \text{ in}$$

Karena $s_{max} > s$, maka $s_{pakai} = 4,2971 \text{ in}$ atau $109,1466 \text{ mm}$. Setelah didapat

s_{pakai} maka perlu dilakukan cek $A_s \text{ min}$.

$$A_s \text{ min} = \frac{50 \cdot b \cdot s}{f_y}$$

$$= \frac{50 \cdot 13,79 \cdot 4,2971}{60915,96}$$

$$= 0,0486 \text{ in} < 4 A_{tul} = 0,8245 \text{ in} \quad \text{OK!}$$

Gunakan tulangan sengkang torsi 4 kaki S13 – 100 mm.

b. Tulangan longitudinal torsi

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \cdot \cot(45)^2$$

$$= 0,0710 \cdot 64,98 \cdot \frac{60915,96}{60915,96} \cdot 1^2$$

$$= 4,6137 \text{ in}^2$$



$$\begin{aligned} A_{l \min} &= \left| \left(\frac{5 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{cp}}{f_y} \right) - \left(\frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \right| \\ &= \left| \left(\frac{5 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 380,328}{60915,96} \right) - \left(0,0710 \cdot 64,98 \cdot \frac{60915,96}{60915,96} \right) \right| \\ &= 2,5874 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan diatas apabila $A_l > A_{l \min}$, maka $A_{l \text{ pakai}} = 4,6137 \text{ in}^2$, sehingga dicoba dengan menggunakan tulangan diameter 22 mm = 0,985 in.

$$\begin{aligned} A_{tul} &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot S22^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,985^2 \\ &= 0,7623 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{l \text{ pakai}}}{A} \\ &= \frac{4,6137}{0,5903} \\ &= 8 \text{ batang} \end{aligned}$$

Maka gunakan tulangan longitudinal 8 S22 untuk menahan torsi ($A_s = 4,6137 \text{ in}^2$).

7. Panjang penyaluran tulangan dengan kait

Panjang penyaluran pada tulangan tarik yang ujungnya diberi kait standar harus dihitung sebagai berikut:

$$l_{dh} = \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} = \frac{420 \times 22}{5,4 \times 1 \times \sqrt{29,05}} = 317,4718 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang penyaluran tulangan tarik minimum adalah 317,4718 mm dengan panjang minimal tekukan kait 90° adalah $12d_b = 264 \text{ mm}$.

8. Panjang penyaluran tulangan lurus

Panjang penyaluran tulangan untuk batang ulir pada kondisi tarik dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} l_d &= \left[\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] \times d_b \\ &= \left[\frac{420}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{29,05}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{50+0}{22} \right)} \right] \times 22 \\ &= 685,7391 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gunakan panjang penyaluran tulangan lurus (l_d) sepanjang 700 mm.

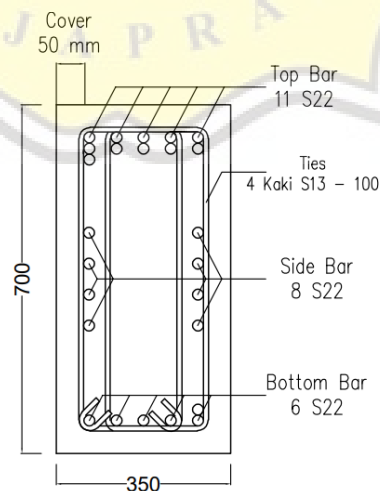
9. Rekapitulasi penulangan balok

Rekapitulasi perhitungan tulangan balok dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4.29. Rekapitulasi Penulangan Balok

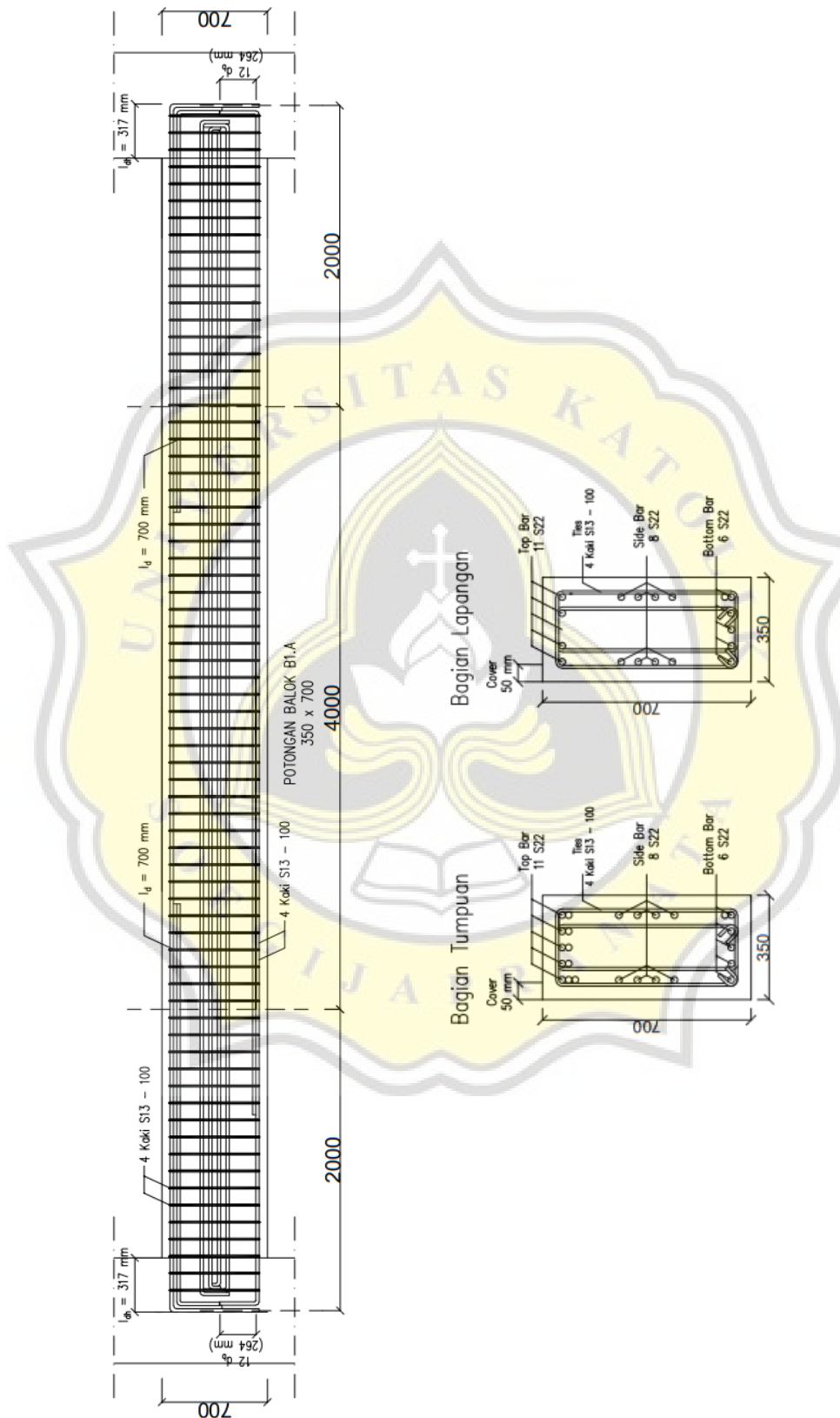
No.	Tipe Balok	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
1.	Balok B1.A (350 mm × 700 mm)			
	Tul. Longitudinal Atas	11 S22	4 S22	11 S22
	Tul. Longitudinal Bawah	6 S22	6 S22	6 S22
	Tul. Transversal	4 kaki S13-100	4 kaki S13-100	4 kaki S13-100
	Tul. Longitudinal Torsi	8 S22	8 S22	8 S22
2.	Balok B1.B (350 mm × 700 mm)			
	Tul. Longitudinal Atas	11 S22	4 S22	11 S22
	Tul. Longitudinal Bawah	6 S22	6 S22	6 S22
	Tul. Transversal	3 kaki S10-150	3 kaki S10-200	3 kaki S10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	-	-	-
3.	Balok B2.A (300 mm × 550 mm)			
	Tul. Longitudinal Atas	7 S19	3 S19	7 S19
	Tul. Longitudinal Bawah	5 S19	7 S19	5 S19
	Tul. Transversal	3 kaki S13-150	3 kaki S13-150	3 kaki S13-150
	Tul. Longitudinal Torsi	6 S19	6 S19	6 S19
4.	Balok B2.B (300 mm × 550 mm)			
	Tul. Longitudinal Atas	7 S19	3 S19	7 S19
	Tul. Longitudinal Bawah	5 S19	7 S19	5 S19
	Tul. Transversal	3 kaki S10-150	3 kaki S10-200	3 kaki S10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	-	-	-

Contoh detail penampang pada balok tipe B1.A di bagian tumpuan dapat dilihat pada Gambar 4.20.



Gambar 4.20. Detail Tulangan Balok B1.A Bagian Tumpuan.

Detail potongan balok tipe B1.A dapat dilihat pada Gambar 4.21.



Gambar 4.21. Detail Penulangan Balok B1.A.



4.4.4. Perhitungan kolom

Pada perhitungan kolom diperlukan data – data dalam menentukan kebutuhan tulangan yang diperlukan dalam perencanaan struktur. Berikut data – data desain kolom K1.AB yang digunakan pada gedung ini.

$$\begin{aligned}P_u &= 7836,3637 \text{ kN} \\M_2 &= 1362,962 \text{ kN.m} \\V_2 &= 374,9917 \text{ kN} \\V_3 &= 500,7298 \text{ kN} \\ \text{Lebar balok } (b) &= 850 \text{ mm} \\ \text{Tinggi balok } (h) &= 850 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton } (d_s) &= 50 \text{ mm} \\ \text{Mutu beton } (f_c') &= 29,05 \text{ MPa} \\ \text{Mutu tulangan } (f_y) &= 420 \text{ MPa} \\ \text{Tulangan utama} &= S25 \\ \text{Tulangan geser} &= S13 \\ \text{Luas penampang } (A_g) &= 722500 \text{ mm}^2 \\ d' &= d_s + D_{\text{tul. geser}} + 0,5(D_{\text{tul. utama}}) \\ &= 50 + 13 + 0,5(25) \\ &= 75,5 \text{ mm} \\ d &= h - d' \\ &= 850 - 75,5 \\ &= 774,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Spesifikasi tulangan kolom menggunakan 32 S25 mm yang terdiri dari 9 S25 (bagian atas dan bawah) dan 9 S25 (bagian kanan dan kiri). Perhitungan kapasitas kolom menggunakan diagram kuat rencana pada tinjauan arah X (atas-bawah) dijabarkan sebagai berikut:

1. Luas tulangan tinjauan

$$\begin{aligned}A_1 &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 9 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 4419,6429 \text{ mm}^2 \\ A_2 &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2\end{aligned}$$



$$= 9 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2$$

$$= 4419,6429 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ total}} &= A_1 + A_2 \\ &= 4419,6429 + 4419,6429 \\ &= 8839,2857 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Rasio maksimum tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 32 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 15714,2857 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1}{100} \cdot A_g \\ &= \frac{1}{100} \cdot 722500 \\ &= 7225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ max}} &= \frac{4}{100} \cdot A_g \\ &= \frac{4}{100} \cdot 722500 \\ &= 28900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{s \text{ max}}$ maka rasio tulangan memenuhi syarat (Rasio = 2,1750 %).

3. Kondisi gaya aksial eksentris

Untuk mengetahui kondisi gaya aksial sentris dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{o,n} &= [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{s \text{ total}})] + (f_c' \cdot A_{s \text{ total}}) \\ &= [0,85 \cdot 29,05 \cdot (722500 - 8839,2857)] + (29,05 \cdot 8839,2857) \\ &= 21334567,19 \text{ N} \\ &= 21334,5672 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{o,n} &= 0,65 \cdot P_{o,n} \\ &= 0,65 \cdot 21334,5672 \\ &= 13867,4687 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{o,r} &= 0,8 \cdot \phi P_{o,n} \\ &= 0,8 \cdot 13867,4687 \\ &= 11093,97494 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kondisi seimbang

Berikut adalah perhitungan cek kondisi seimbang kolom. Gunakan $E_s = 200.000$ untuk menghitung jarak garis netral dari tepi tekan beton (c_b).

$$\begin{aligned}c_b &= \frac{0,003}{0,003 \cdot \left(\frac{f_y}{E_s}\right)} \cdot d \\ &= \frac{0,003}{0,003 \cdot \left(\frac{420}{200.000}\right)} \cdot 774,5 \\ &= 455,5882 \text{ mm}\end{aligned}$$

Selanjutnya hitung tebal lapisan beton tekan (a_b) dengan rumus dibawah.

$$\begin{aligned}a_b &= 0,85 \cdot c_b \\ &= 0,85 \cdot 455,5882 \\ &= 387,25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Hitung gaya tekan beton (c_1) dengan rumus dibawah.

$$\begin{aligned}c_1 &= a_b \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c' \\ &= 387,25 \cdot 850 \cdot 0,85 \cdot 29,05 \\ &= 8127845,031 \text{ N}\end{aligned}$$

Hitung gaya tarik pada tulangan baja tarik (c_2) dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}c_2 &= A_1 \cdot f_y \\ &= 4419,6429 \cdot 420 \\ &= 1856250 \text{ N}\end{aligned}$$

Hitung gaya tekan pada tulangan baja tekan (f_s') dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}f_s' &= 600 \cdot \left(\frac{c_b - d'}{c_b}\right) \\ &= 600 \cdot \left(\frac{455,5882 - 75,5}{455,5882}\right) \\ &= 500,5681 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Diperlihatkan dari perhitungan diatas bahwa nilai $f_s' > f_y$, maka gunakan nilai $f_s' = f_y = 420 \text{ MPa}$.

Selanjutnya, hitung gaya tarik baja pada daerah tarik (c_3).

$$\begin{aligned}c_3 &= A_2 \cdot f_s' \\ &= 4419,6429 \cdot 420 \\ &= 1856250 \text{ N}\end{aligned}$$



Setelah c_1 , c_2 , dan c_3 sudah diketahui, selanjutnya hitung kuat tekan nominal kolom ($P_{n,b}$) dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}P_{n,b} &= c_1 - c_2 + c_3 \\&= 8127845,031 - 1856250 + 1856250 \\&= 8127845,031 \text{ N} \\&= 8127,845 \text{ kN}\end{aligned}$$

Setelah nilai $P_{n,b}$ didapat itu dilanjutkan dengan perhitungan momen nominal kolom.

$$\begin{aligned}M_{n,b,1} &= [c_1 \cdot 0,5 (h)] - [0,5 \cdot (a_b)] \\&= [8127845,031 \cdot 0,5 (850)] - [0,5 \cdot (387,25)] \\&= 1880580144 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,b,2} &= c_2 \cdot [0,5 \cdot (h) - d'] \\&= 1856250 \cdot [0,5 \cdot (850) - 75,5] \\&= 648759375 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,b,3} &= c_3 \cdot [0,5 \cdot (h) - d'] \\&= 1856250 \cdot [0,5 \cdot (850) - 75,5] \\&= 648759375 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,b} &= M_{n,b,1} + M_{n,b,2} + M_{n,b,3} \\&= 1880580144 + 648759375 + 648759375 \\&= 3178098894 \text{ N.mm} \\&= 3178,0989 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Hitung kuat rencana $P_{r,b}$ dan $M_{r,b}$ dengan perhitungan berikut.

$$\begin{aligned}P_{r,b} &= 0,65 \cdot P_{n,b} \\&= 0,65 \cdot 8127,845 \\&= 5283,0993 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{r,b} &= 0,65 \cdot M_{n,b} \\&= 0,65 \cdot 3178,0989 \\&= 2065,7643 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

5. Kondisi saat $P = 0$

Pada perhitungan ini dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

$$A = 0,7225 \cdot b \cdot f_c'$$



$$= 0,7225 \cdot 850 \cdot 29,05$$

$$= 17840,3312$$

$$B = (600 \cdot A_2) - (f_y \cdot A_1)$$

$$= (600 \cdot 4419,6429) - (420 \cdot 4419,6429)$$

$$= 795535,7143$$

$$C = -600 \cdot d' \cdot A_2$$

$$= -600 \cdot 75,5 \cdot 4419,6429$$

$$= -200209821,4$$

$$c_{o1} = \frac{(-795535,7143) + \sqrt{795535,7143^2 - [4 \cdot 17840,3312 \cdot (-200209821,4)]}}{2 \cdot 17840,3312}$$

$$= 85,9603 \text{ mm}$$

$$c_{o2} = \frac{(-795535,7143) - \sqrt{795535,7143^2 - [4 \cdot 17840,3312 \cdot (-200209821,4)]}}{2 \cdot 17840,3312}$$

$$= -130,5523 \text{ mm}$$

Sehingga dari perhitungan di atas $c_o \text{ pakai} = 85,9603 \text{ mm}$. Lalu dilanjutkan dengan menghitung gaya tekan beton (c_1) dengan rumus dibawah.

$$c_1 = 0,85 c_o \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c'$$

$$= 0,85 \cdot 85,9603 \cdot 850 \cdot 0,85 \cdot 29,05$$

$$= 1533560,391 \text{ N}$$

Hitung gaya tarik pada tulangan baja tarik (c_2) dengan rumus sebagai berikut.

$$c_2 = A_1 \cdot f_s'$$

$$= 4419,6429 \cdot 420$$

$$= 1856250 \text{ N}$$

Hitung gaya tekan pada tulangan baja tekan (f_s') dengan rumus sebagai berikut.

$$f_s' = 600 \cdot \left(\frac{c_o - d'}{c_o} \right)$$

$$= 600 \cdot \left(\frac{85,9603 - 75,5}{85,9603} \right)$$

$$= 73,0126 \text{ MPa}$$

Dikarenakan hasil dari perhitungan diatas didapat nilai $f_s' < f_y$ maka $f_s' = 73,0126 \text{ MPa}$. Setelah itu hitung gaya tarik baja daerah tarik (c_3).

$$c_3 = A_2 \cdot f_s'$$



$$\begin{aligned} &= 4419,6429 \cdot 420 \\ &= 322689,609 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari hasil diatas dicoba cek control hasil perhitungan ($P = 0$)

$$\begin{aligned} P &= c_1 - c_2 + c_3 \\ &= 1533560,391 - 1856250 + 322689,609 \\ &= 0 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Didapat nilai $P = 0$, sehingga dapat dilanjut dengan perhitungan momen nominal.

$$\begin{aligned} M_{n,1} &= [c_1 \cdot 0,5 (h)] - [0,85 (c_o)] \\ &= [1533560,391 \cdot 0,5 (850)] - [0,5 (85,9603)] \\ &= 595737402,9 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n,2} &= c_2 \cdot [0,5 \cdot (h) - d'] \\ &= 1856250 \cdot [0,5 \cdot (850) - 75,5] \\ &= 648759375 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n,3} &= c_3 \cdot [0,5 \cdot (h) - d'] \\ &= 322689,609 \cdot [0,5 \cdot (850) - 75,5] \\ &= 112780018,4 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n,p=0} &= M_{n,1} + M_{n,2} + M_{n,3} \\ &= 595737402,9 + 648759375 + 112780018,4 \\ &= 1357276796 \text{ N.mm} \\ &= 1357,2768 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Sehingga momen rencana kolom pada saat nilai $P = 0$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{r,p=0} &= 0,65 \cdot M_{n,p=0} \\ &= 0,65 \cdot 1357,2768 \\ &= 882,2299 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

6. Diagram kuat rencana kolom

Berdasarkan perhitungan di atas, diagram interaksi kolom didapatkan menggunakan nilai – nilai sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{o,r} &= 11093,9749 \text{ kN} \\ \emptyset P_{o,n} &= 13867,4687 \text{ kN} \end{aligned}$$

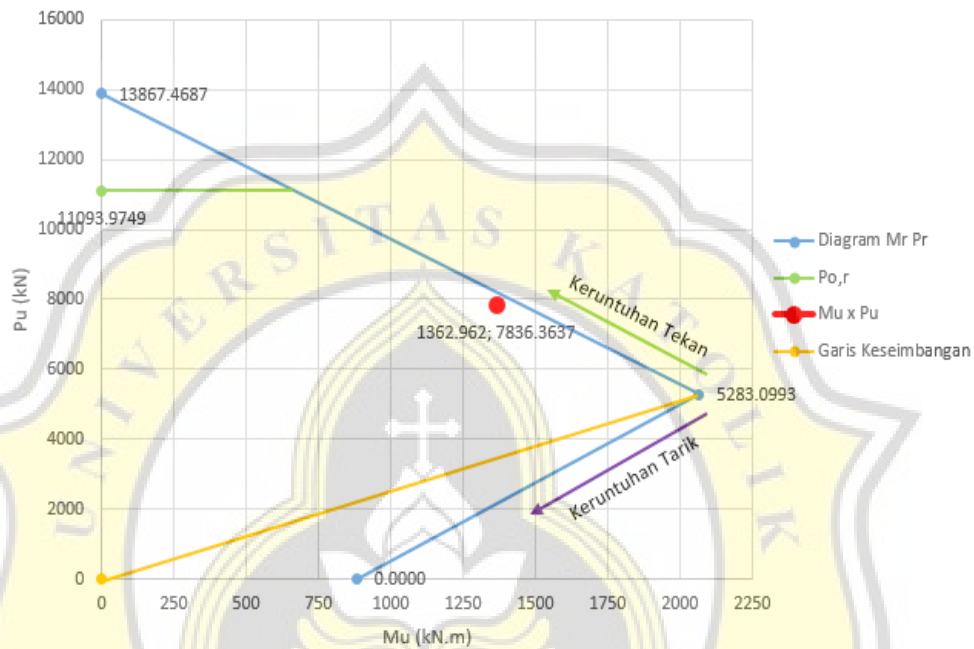
$$M_{r,b} = 2065,7643 \text{ kN.m}$$

$$P_{r,b} = 5283,0993 \text{ kN}$$

$$M_{r,p=0} = 882,2299 \text{ kN.m}$$

Diagram interaksi kolom pada kolom K1.AB dapat dilihat pada Gambar 4.22.

Diagram Kuat Rencana Kolom



Gambar 4.22. Diagram Interaksi Kolom K1.AB.

Hasil perhitungan gaya aksial nominal dan momen nominal kolom K1.AB diperlihatkan pada Gambar 4.22. yang menunjukkan bahwa gaya aksial ultimit dan momen ultimit yang bekerja pada kolom K1.AB berada dalam daerah keruntuhan tekan dan masih dapat dipikul oleh kolom.

7. Perhitungan tulangan geser kolom

Perhitungan tulangan geser kolom menggunakan data yang didapat dari pemodelan ETABS diantaranya sebagai berikut:

$$N_u = P_u = 7836,3637 \text{ kN} = 1761692,923 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_2 + V_3 \\ &= 374,9917 + 500,7298 \\ &= 875,7215 \text{ kN} \\ &= 196870,9504 \text{ lb} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan geser pada kolom diuraikan sebagai berikut:



a. Perhitungan kuat geser nominal kolom

$$\begin{aligned}V_c &= 2 \cdot \left[1 + \left(\frac{P_u}{2000 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \right] \\ &= 2 \cdot \left[1 + \left(\frac{1761692,923}{2000 \cdot 1119,875} \right) \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 33,49 \cdot 30,52 \right] \\ &= 237024,8268 \text{ lb}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \cdot V_c \\ &= 0,85 \cdot 237024,8268 \\ &= 201471,1028 \text{ lb}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 100735,5514 \text{ lb}$$

Berdasarkan perhitungan diatas nilai $\frac{1}{2} \phi V_c = 100735,5514 \text{ lb} < V_u = 196870,9504 \text{ lb}$, maka diperlukan tulangan sengkang pada kolom K1.A.

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u \cdot \phi V_c}{0,85} \\ &= \frac{196870,9504 \cdot 201471,1028}{0,85} \\ &= -5411,944 \text{ lb}\end{aligned}$$

b. Perhitungan kebutuhan sengkang

Perhitungan kebutuhan sengkang pada kolom K1.AB dicoba menggunakan tulangan sengkang diameter 13 mm atau 0,5122 in ($A_{tul} = 0,2061 \text{ in}^2$). Selanjutnya perhitungan jarak antar tulangan sengkang pada kolom K1 dapat dihitung sebagai berikut:

$$S_{max1} = \frac{2 \cdot A_{tul} \cdot f_y}{50 \cdot b} = \frac{2 \cdot 0,2061 \cdot 60915,96}{50 \cdot 33,49} = 14,9975 \text{ in}$$

$$S_{max2} = 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 30,52 = 15,2577 \text{ in}$$

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

Gunakan jarak sengkang sebesar 14,9975 in atau 380,9373 mm \approx 300 mm.

c. Perhitungan jarak maksimum sengkang

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5. tulangan sengkang atau tulangan transversal harus dipasang di sepanjang jarak l_0 . Nilai l_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari perhitungan sebagai berikut:

$$l_{01} = \text{tinggi penampang kolom} = 850 \text{ mm}$$

$$l_{02} = \frac{1}{6} \times h_{sx} = \frac{1}{6} \times 4750 = 791,667 \text{ mm}$$

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

Maka digunakan panjang $l_0 = 850 \text{ mm}$ dari muka hubungan balok – kolom. Selanjutnya, tulangan transversal di sepanjang l_0 harus dipasang dengan jarak tidak boleh melebihi nilai terkecil dari perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} S_{01} &= \frac{1}{4} \times \text{tinggi penampang kolom} \\ &= \frac{1}{4} \times 850 \\ &= 212,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{02} &= 6 \times d_b \\ &= 6 \times 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{03} &= 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ &= 100 + \left(\frac{350 - 350}{3} \right) \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak sengkang pada lokasi l_0 sebesar 100 mm.

Selanjutnya, tulangan transversal di luar daerah l_0 harus dipasang dengan jarak tidak boleh melebihi nilai terkecil dari perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} S_1 &= 6 \times d_b \\ &= 6 \times 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_2 = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak sengkang di luar daerah l_0 sebesar 150 mm.

8. Sambungan lewatan pada kolom

Panjang sambungan lewatan untuk kolom dianggap sebagai komponen tarik dan harus dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} l_{st} &= \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b \\ &= \left(\frac{420}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{29,05}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{50+0}{25} \right)} \right) \times 25 \\ &= 885,51 \text{ mm} \approx 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gunakan panjang sambungan lewatan kolom (l_{st}) sepanjang 900 mm.

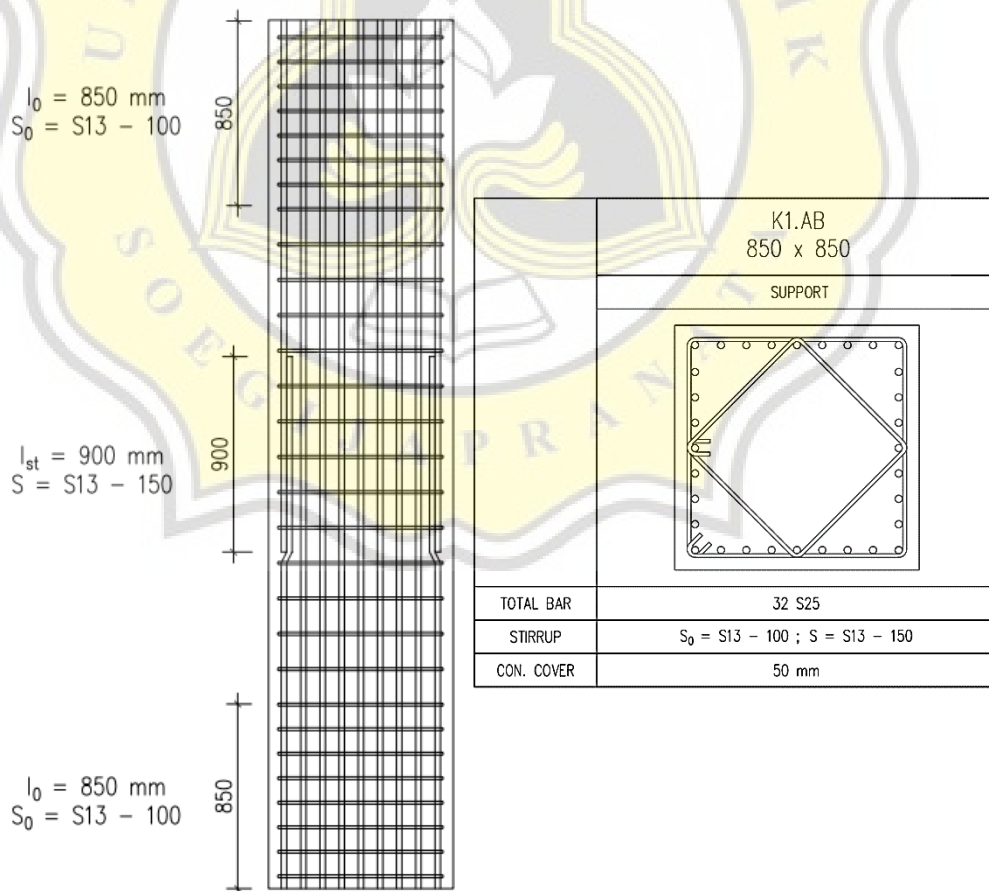
9. Rekapitulasi penulangan kolom

Rekapitulasi perhitungan tulangan kolom dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4.30 Rekapitulasi Penulangan Kolom

No.	Type Kolom	P_u (kN)	M_u (kN)	V_u (kN)	Tul. Long.	Tul. Geser	Rasio (%)
1.	K1.AB (850 × 850)	7836,4	1347,4	875,7	32 S25	S = S13-150 S ₀ = S13-100	2,175
2.	K1.AT (850 × 850)	3683,5	718,79	667,2	16 S25	S = S13-150 S ₀ = S13-100	1,087
3.	K1.BB (700 × 700)	7034,6	522,5	771,8	32 S25	S = S13-150 S ₀ = S13-100	3,20
4.	K1.BT (700 × 700)	4022,8	746,32	730,8	24 S25	S = S13-150 S ₀ = S13-100	2,40
5.	K2 (450 × 450)	966,7	123,1	313,7	16 S25	S = S13-150 S ₀ = S13-100	3,88
6.	K3 (400 × 400)	2652,6	84,4	66,4	16 S22	S = S13-150 S ₀ = S13-100	3,80

Detail penulangan struktur kolom K1.AB dapat dilihat pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23. Detail Penulangan Kolom K1.AB.



4.4.5. Pemeriksaan *strong column – weak beam* (SCWB)

Pemeriksaan *strong column – weak beam* (SCWB) pada kolom K1.AB dengan balok B1.A dapat dihitung sebagai berikut:

1. Spesifikasi komponen

a. Kolom atas

Tipe	= K1.A
Ukuran	= 850 mm × 850 mm
Jumlah tulangan	= 32 S25
Luas tulangan	= 15707,96 mm ²

b. Kolom bawah

Tipe	= K1.A
Ukuran	= 850 mm × 850 mm
Jumlah tulangan	= 32 S25
Luas tulangan	= 15707,96 mm ²

c. Balok kanan

Tipe	= B1.A
Ukuran	= 350 mm × 700 mm
Jumlah tulangan	= 17 S22
Luas tulangan	= 6462,26 mm ²

d. Balok kiri

Tipe	= B1.A
Ukuran	= 350 mm × 700 mm
Jumlah tulangan	= 17 S22
Luas tulangan	= 6462,26 mm ²

2. Perhitungan momen nominal kolom

Diperoleh dari diagram interaksi yang dapat dilihat pada Gambar 4.22. dengan nilai $M_n = 2065,7643$ kNm. Perhitungan jumlah kuat nominal kolom diperlihatkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= \frac{M_{nt} + M_{nb}}{0,65} \\ &= \frac{2065,7643 + 2065,7643}{0,65}\end{aligned}$$

$$= 6356,1978 \text{ kNm}$$

3. Perhitungan momen nominal balok dan pelat

$$d_{\text{balok}} = 625,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{6462,26 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 392,5639 \text{ mm}$$

Tulangan pelat M10 – 150 mm:

$$b_{e \text{ pelat}} = 1000 \text{ mm}$$

$$n_{\text{ tul. pelat}} = 2 \times \frac{b_e}{s} = 2 \times \frac{1000}{150} = 14 \text{ batang (14 D10)}$$

$$A_{s \text{ pelat}} = \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) \times n = \left(\frac{1}{4} \pi 10^2 \right) \times 14 = 1099,56 \text{ mm}^2$$

$$M_{nr} = M_{nl} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= (6462,26 + 1099,56) \times 420 \times \left[625,5 - \left(\frac{392,5639}{2} \right) \right]$$

$$= 1363180100 \text{ Nmm}$$

$$= 1363,1801 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nb} = \frac{M_{nr} + M_{nl}}{0,9} = \frac{1363,1801 + 1363,1801}{0,9}$$

$$= 3029,2891 \text{ kNm}$$

4. Pemeriksaan SCWB

Pemeriksaan SCWB dapat dihitung sebagai berikut:

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

$$6356,1978 \text{ kNm} \geq 1,2 (3029,2891 \text{ kNm})$$

$$6356,1978 \text{ kNm} \geq 3635,147 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Dari perhitungan di atas diperlihatkan bahwa persyaratan SCWB telah terpenuhi. Rekapitulasi pemeriksaan SCWB diperlihatkan pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31. Rekapitulasi Pemeriksaan SCWB

Tipe Komponen	M_{nc} (kNm)	M_{nb} (kNm)	$1,2 M_{nb}$ (kNm)	Status
K1.AB – Balok B1.A	6356,20	3029,29	3635,15	OK
K1.BB – Balok B1.A	5202,85	3029,29	3635,15	OK
K1.AT – Balok B1.A	4130,91	3029,29	3635,15	OK
K1.BT – Balok B1.A	3677,99	3029,29	3635,15	OK

4.4.6. Perhitungan dinding geser

Pada perhitungan dinding geser diperlukan data – data *preliminary* dalam perencanaannya. Berikut data – data untuk desain dinding geser yang digunakan pada gedung ini beserta *output* dari perhitungan Etabs.

Tebal dinding (h)	= 200 mm	= 7,88 in
Tinggi tingkat (h_w)	= 4750 mm	= 187,15 in
Panjang (l_w)	= 8000 mm	= 315,20 in
Mutu beton (f'_c)	= 29,05 MPa	= 4213,35 psi
Mutu tulangan (f_y)	= 420 MPa	= 60915,96 psi
V_2 (Etabs)	= 2180,39 kN	= 490172,9993 lb

Perhitungan struktur dinding geser diuraikan sebagai berikut:

1. Pemeriksaan ketebalan beton

Pemeriksaan ketebalan beton pada dinding geser diperlukan untuk mengetahui kapasitas geser pada dinding geser. Pemeriksaan ketebalan beton dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}d &= 0,81 \cdot l_w = 0,81 \cdot 315,20 = 255,312 \text{ in} \\V_u &= 0,85 \cdot 10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d \\&= 0,85 \cdot 10 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 7,88 \cdot 255,312 \\&= 1110018,816 \text{ lb} > V_2 (816954,9988 \text{ lb}) \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

Nilai $V_u > V_2$, maka tebal dinding geser memenuhi persyaratan.

2. Perhitungan kekuatan geser dinding

Perhitungan ini digunakan untuk mengetahui kuat geser nominal beton (V_c) pada dinding geser. Selain itu perlu konversi sesuai dengan satuan standar internasional yaitu sebagai berikut.

$$\begin{aligned}h_w &= 4750 \text{ mm} = 15,590 \text{ ft} \\f_y &= 420 \text{ MPa} = 60,916 \text{ k} \\V_2 &= 816954,9 \text{ lb} = 816,955 \text{ k}\end{aligned}$$

Setelah dikonversi, selanjutnya menghitung kuat geser nominal beton.

$$\begin{aligned}V_{cl} &= 3,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + 0 \\&= 3,3 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 7,88 \cdot 255,312 + 0\end{aligned}$$



$$\begin{aligned} &= 430948,4814 \text{ lb} \\ &= 430,9485 \text{ k} \\ M_u &= V_2 \cdot h_w - \frac{h_w}{2} \\ &= 816,955 \cdot 187,15 - \frac{187,15}{2} \\ &= 76446,5640 \text{ k.in} \\ V_{c2} &= \left\{ \left[\frac{0,6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot (l_w \cdot (1,25 \cdot \sqrt{f_c'} + 0))}{\frac{M_u}{V_2} - \frac{l_w}{2}} \right] \cdot h \cdot d \right\} \\ &= \left\{ \left[\frac{0,6 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot (315,20 \cdot (1,25 \cdot \sqrt{4213,35} + 0))}{\frac{76446,5640}{816,955} - \frac{315,20}{2}} \right] \cdot 7,88 \cdot 255,312 \right\} \\ &= 725279,2624 \text{ lb} \\ &= 725,2793 \text{ k} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas nilai kekuatan geser beton (V_c) diambil yang terkecil diantara V_{c1} dan V_{c2} sehingga didapat $V_{c \text{ pakai}} = 430,9485 \text{ k}$

3. Kebutuhan tulangan geser

Perhitungan ini bertujuan untuk menentukan perlu atau tidaknya tulangan geser pada dinding geser. Berikut perhitungan kebutuhan tulangan geser pada dinding geser:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \cdot V_{c \text{ pakai}} \\ &= 0,85 \cdot 430,9485 \\ &= 366,3062 \text{ k} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 183,1531 \text{ k} < V_2 (816,955 \text{ k})$$

Nilai $\frac{1}{2} \phi V_c < V_2$, maka dapat disimpulkan bahwa diperlukan tulangan geser pada dinding geser. Asumsi tulangan geser menggunakan S13 mm = 0,5122 in. Perhitungan tulangan geser pada dinding geser diuraikan sebagai berikut.

a. Perhitungan tulangan geser horizontal

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s_2} &= \frac{V_2 \cdot \phi V_c}{0,85 \cdot f_y \cdot d} \\ &= \frac{816,955 \cdot 366,3062}{0,85 \cdot 60,916 \cdot 255,312} \\ &= 0,0341 \text{ in}^2/\text{in} \\ A_{tul} &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \end{aligned}$$



$$= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,5122^2$$

$$= 0,206 \text{ in}^2$$

$$A_v = 2 \cdot \frac{A_{tul}}{\frac{A_v}{s^2}}$$

$$= 2 \cdot \frac{0,206}{0,0341}$$

$$= 12,0936 \text{ in}$$

Setelah didapat A_v , hitung jarak vertikal maksimum sengkang horizontal dengan rumus sebagai berikut:

$$s_{max1} = \frac{l_w}{5} = \frac{315,20}{5} = 63,04 \text{ in}$$

$$s_{max2} = 3 \cdot h = 3 \cdot 7,88 = 23,64 \text{ in}$$

$$s_{max3} = 18 \text{ in}$$

Dari perhitungan di atas diambil jarak terkecil antara nilai A_v , s_{max1} , s_{max2} , dan s_{max3} , sehingga digunakan $s_{pakai} = 12,0936 \text{ in}$ atau $307,1783 \text{ mm}$.

Setelah itu cek ρ_h pada penulangan geser horizontal dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_h = \frac{2 \cdot A_{tul}}{h \cdot s_{pakai}}$$

$$= \frac{2 \cdot 0,2061}{7,88 \cdot 12,0936}$$

$$= 0,004326 > 0,0025 \quad \text{OK!}$$

Karena hasil $\rho_h > 0,0025$ memenuhi persyaratan, maka tulangan geser horizontal pada dinding geser menggunakan S13 – 250 mm.

b. Perhitungan tulangan geser vertikal

$$\rho_{min} = 0,0025 + \left\{ 0,5 \cdot \left[2,5 - \left(\frac{h_w}{l_w} \right) \right] \cdot (\rho_h - 0,0025) \right\}$$

$$= 0,0025 + \left\{ 0,5 \cdot \left[2,5 - \left(\frac{187,15}{315,2} \right) \right] \cdot (0,004236 - 0,0025) \right\}$$

$$= 0,004240$$

$$A_{tul} = 0,25 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,5122^2$$

$$= 0,206 \text{ in}^2$$

$$s_l = \frac{2 \cdot A_{tul}}{h \cdot \rho_{min}}$$



$$= \frac{2 \cdot 0,206}{7,88 \cdot 0,004240}$$
$$= 12,3378 \text{ in}$$

Hitung jarak vertikal maksimum sengkang horizontal dengan rumus sebagai berikut:

$$s_{max1} = \frac{l_w}{3} = \frac{315,20}{3} = 105,0667 \text{ in}$$

$$s_{max2} = 3 \cdot h = 3 \cdot 7,88 = 23,64 \text{ in}$$

$$s_{max3} = 18 \text{ in}$$

Dari perhitungan di atas diambil jarak terkecil antara nilai s_1 , s_{max1} , s_{max2} , dan s_{max3} , sehingga didapat $s_{pakai} = 12,3378 \text{ in}$ atau $313,3789 \text{ mm}$. Maka penulangan untuk sengkang vertikal pada dinding geser menggunakan S13 – 250 mm.

4. Kebutuhan tulangan lentur vertikal

Perhitungan ini menggunakan asumsi tulangan lentur D25 mm = 0,985 in.

Perhitungan tulangan lentur vertikal pada dinding geser adalah sebagai berikut:

$$M_u = V_2 \cdot h_w$$
$$= 816,9545 \cdot 15,590$$
$$= 12735,9976 \text{ k.ft}$$

$$R_n = \frac{M_u \cdot 12.000}{0,9 \cdot h \cdot d}$$
$$= \frac{12735,9976 \cdot 12.000}{0,9 \cdot 7,88 \cdot 255,312}$$
$$= 330,6001 \text{ lb.in}$$

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(2 \cdot R_n)}{(0,85 \cdot f_c')}}} \right]$$
$$= 0,85 \cdot \frac{4213,35}{60915,96} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(2 \cdot 330,6001)}{(0,85 \cdot 4213,35)}}} \right]$$
$$= 0,005704$$

$$A_s = \rho \cdot h \cdot d$$
$$= 0,005776 \cdot 7,88 \cdot 255,312$$
$$= 11,4753 \text{ in}^2$$

Tulangan D25 mm = 0,985 in.

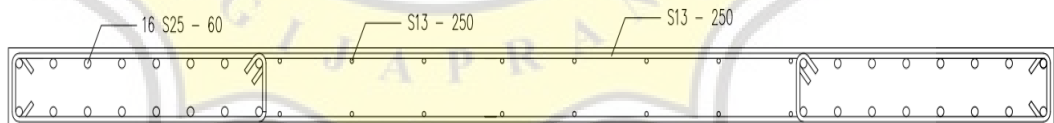
$$A_{tul} = 0,25 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$\begin{aligned} &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,985^2 \\ &= 0,7623 \text{ in}^2 \\ n &= \frac{A_s}{A_{tul}} \\ &= \frac{11,4753}{0,7623} \\ &= 15,053 \approx 16 \text{ tulangan} \\ A_s &= A_{tul} \cdot n \\ &= 0,762 \cdot 16 \\ &= 12,1971 \text{ in}^2 > A_{s \text{ perlu}} (11,4753 \text{ in}^2) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Jarak tulangan lentur vertikal diambil dari nilai terkecil antara perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{1}{3} \times h \\ &= \frac{1}{3} \times 200 \\ &= 66,67 \approx 60 \text{ mm} \\ S_2 &= 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ S_3 &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa tulangan lentur vertikal pada dinding geser menggunakan 16 S25 mm yang diletakkan di ujung – ujung dinding geser berjarak 60 mm. Detail penulangan dinding geser dapat dilihat pada Gambar 4.24.



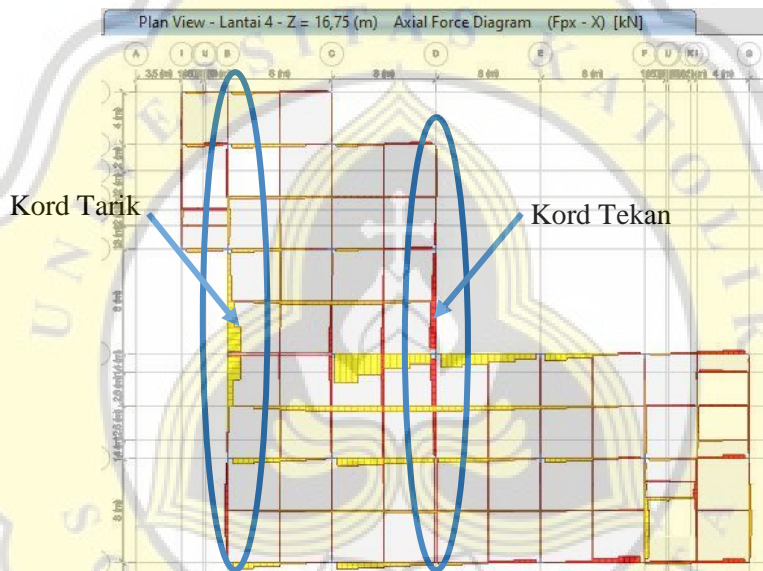
Gambar 4.24. Detail Penulangan Dinding Geser.

4.5. Perhitungan Komponen Diafragma (Kord dan Kolektor)

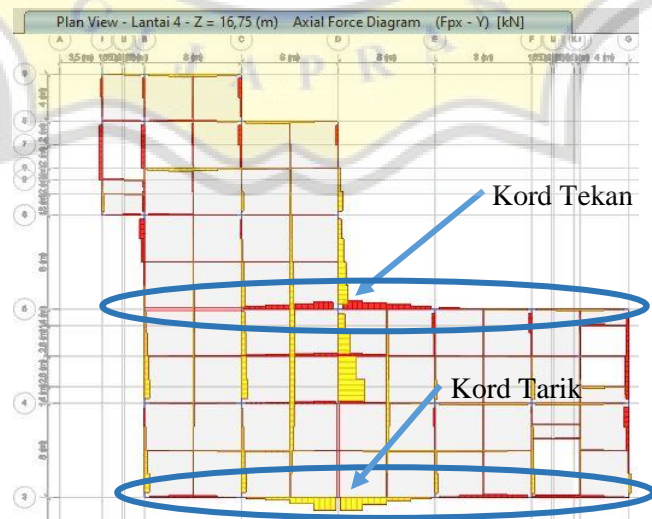
Gaya desain diafragma yang dialami oleh pelat lantai dan pelat atap mempengaruhi gaya yang diterima oleh komponen balok pada struktur atas, sehingga balok tersebut dapat menjadi balok kord ataupun balok kolektor yang berperan dalam menahan gaya desain diafragma. Identifikasi dan perhitungan komponen struktur balok kord dan kolektor dijabarkan sebagai berikut:

4.5.1. Komponen kord

Analisis gaya untuk menentukan komponen kord menggunakan metode *finite element model* (FEM), sehingga akan diketahui gaya tarik atau tekan yang diterima oleh diafragma. Perhitungan komponen kord tetap menganggap diafragma atau pelat lantai sebagai balok, sehingga desain tulangan kord menggunakan nilai momen yang muncul setelah gaya desain diafragma diterapkan pada pelat lantai. Contoh komponen kord yang ada pada lantai empat struktur gedung dapat dilihat pada Gambar 4.25. dan Gambar 4.26.



Gambar 4.25. Komponen Kord Akibat Gaya Diafragma Arah X.



Gambar 4.26. Komponen Kord Akibat Gaya Diafragma Arah Y.

Diperlihatkan pada Gambar 4.25. dan Gambar 4.26. komponen kord mengalami gaya tarik di satu sisi dan gaya tekan di sisi yang lainnya, namun perhitungan kord berfungsi untuk mendesain tulangan agar dapat menahan gaya tarik. Penempatan tulangan tarik kord ditempatkan pada sisi tekan dan sisi tarik kord, karena gaya desain diafragma bekerja secara berbalik arah. Perhitungan tulangan tarik pada kord lantai empat akibat gaya desain diafragma arah X dapat dihitung sebagai berikut.

$$T_u = 101,256 \text{ kN}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ kord} &= \frac{T_u}{\phi \times f_y} \\ &= \frac{101,256 \times 1000}{0,9 \times 420} \\ &= 297,6367 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gunakan tulangan D16 mm,

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ kord}}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{297,6367}{\frac{1}{4} \pi 16^2} \\ &= 1,4797 \approx 2 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

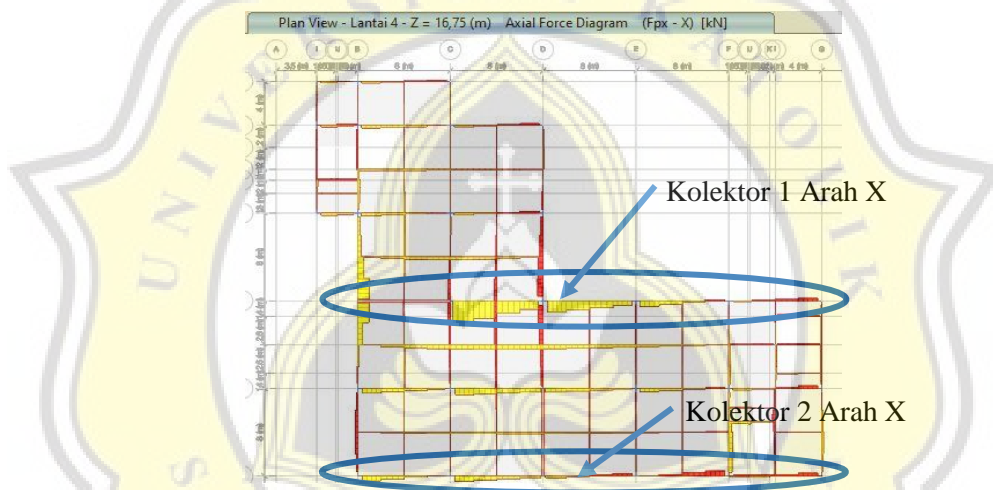
Maka gunakan tulangan 2 S16 pada balok yang teridentifikasi sebagai balok kord yang mengalami tarik dan tekan. Tulangan tarik kord dipasang dibagian tengah atau pinggang balok supaya tidak mempengaruhi penulangan lentur balok. Rekapitulasi gaya tarik dan kebutuhan tulangan pada balok kord dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32. Penulangan Balok Kord Akibat Gaya Diafragma Arah X

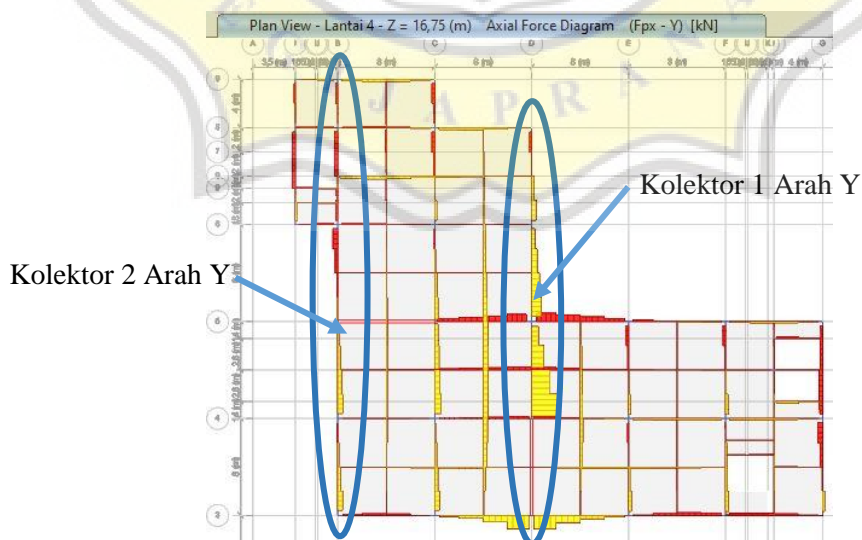
Tingkat	Gaya Diafragma - X			Gaya Diafragma - Y		
	T_u (kN)	A_s (mm ²)	n	T_u (kN)	A_s (mm ²)	n
Lantai dak	38,9807	114,5817	2 S16	46,3654	136,2887	2 S16
Lantai 6	131,3769	386,1755	2 S16	135,4476	398,1411	2 S16
Lantai 5	124,8813	367,0820	2 S16	135,9463	399,6070	2 S16
Lantai 4	101,256	297,6367	2 S16	110,2457	324,0614	2 S16
Lantai 3	97,5265	286,6740	2 S16	100,0873	294,2014	2 S16
Lantai 2	90,9342	267,2963	2 S16	97,761	287,3633	2 S16
Lantai 1	37,7007	110,8192	2 S16	35,3867	104,0173	2 S16

4.5.2. Komponen kolektor

Analisis gaya untuk menentukan komponen kolektor menggunakan metode *finite element model* (FEM). Komponen kolektor dapat diidentifikasi apabila dalam suatu bentang balok yang mencakup seluruh pelat dalam suatu lantai mengalami gaya tarik, gaya tekan, dan gaya geser secara bersamaan. Perhitungan komponen kolektor tetap menganggap diafragma sebagai balok, sehingga komponen kolektor merupakan bagian tumpuan yang fungsi utamanya adalah untuk menahan gaya geser friksi diafragma. Contoh identifikasi komponen kolektor pada lantai empat struktur gedung dapat dilihat pada Gambar 4.27. dan Gambar 4.28.



Gambar 4.27. Komponen Kolektor Akibat Gaya Diafragma Arah X.



Gambar 4.28. Komponen Kolektor Akibat Gaya Diafragma Arah Y.

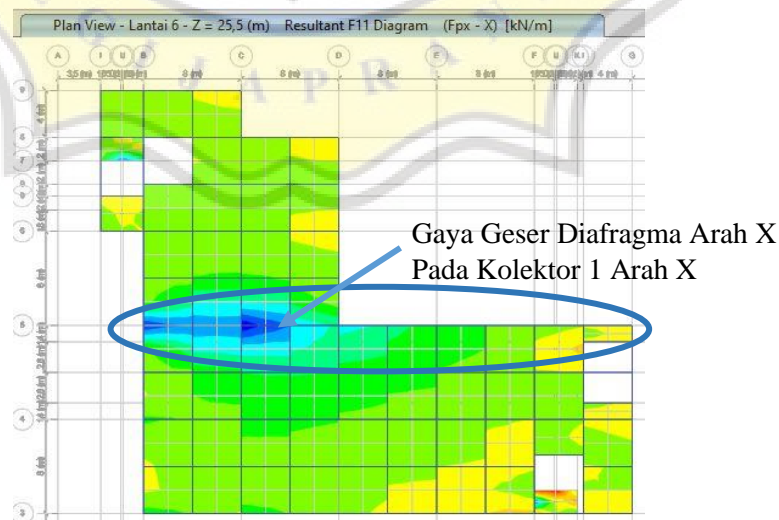
Komponen kolektor dengan nilai tegangan tekan $P_u > 0,1 \times A_g \times f_c'$ maka balok tersebut dianggap sebagai komponen tekan, sehingga desain tulangan harus menggunakan diagram interaksi. Pemeriksaan komponen balok kolektor terhadap nilai P_u diperlihatkan pada Tabel 4.33.

Tabel 4.33. Nilai P_u Pada Balok Kolektor

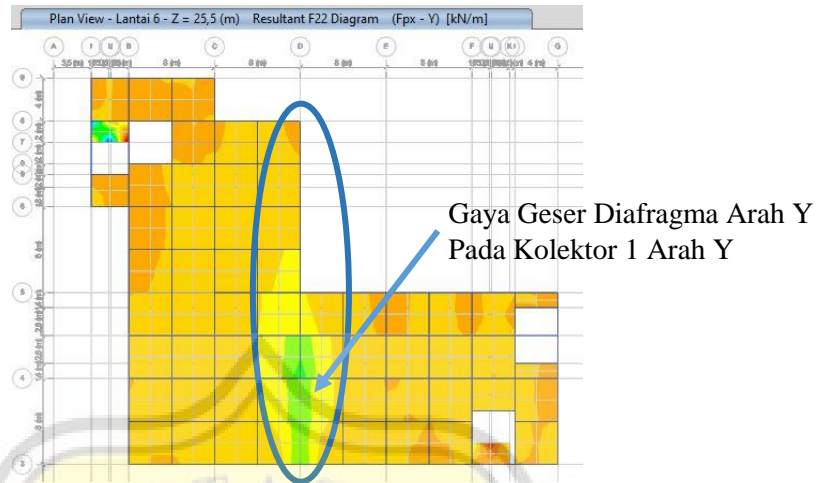
Tingkat	P_u (kN) Arah X	P_u (kN) Arah Y	$0,1 A_g f_c'$	Status Arah X	Status Arah Y
Lantai dak	53,7596	137,6028	711,725	OK	OK
Lantai 6	72,3182	77,8467	711,725	OK	OK
Lantai 5	57,7637	50,2714	711,725	OK	OK
Lantai 4	46,4446	39,4603	711,725	OK	OK
Lantai 3	41,3968	47,3844	711,725	OK	OK
Lantai 2	44,6765	29,5573	711,725	OK	OK
Lantai 1	38,3896	148,4088	711,725	OK	OK

Diperlihatkan pada Tabel 4.33. nilai kuat tekan (P_u) pada seluruh balok kolektor kurang dari $0,1 \times A_g \times f_c'$ sehingga komponen balok kolektor tidak perlu dihitung menggunakan diagram interaksi.

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan kekuatan geser pada diafragma terhadap gaya geser friksi yang terjadi akibat gaya desain diafragma. Gaya geser pada diafragma terhadap komponen kolektor pada lantai enam diperlihatkan pada Gambar 4.29. dan Gambar 4.30.



Gambar 4.29. Gaya Geser Diafragma Arah X.



Gambar 4.30. Gaya Geser Diafragma Arah Y.

Contoh perhitungan kekuatan geser beton diafragma (pelat lantai) pada lantai enam akibat gaya geser friksi pada gaya desain arah X dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 943,29 \text{ kN} \\
 l_n &= 40 \text{ m} = 40000 \text{ mm} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \frac{V_u}{\phi} &= \frac{943,29}{0,75} = 1257,72 \text{ kN} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times h \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05} \times 40000 \times 140 \\
 &= 5030484 \text{ N} \\
 &= 5030,484 \text{ kN} > \frac{V_u}{\phi} (1257,72 \text{ kN})
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan kekuatan geser beton diafragma (pelat lantai) pada lantai enam akibat gaya geser friksi pada gaya desain arah Y dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 943,29 \text{ kN} \\
 l_n &= 32 \text{ m} = 32000 \text{ mm} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \frac{V_u}{\phi} &= \frac{850,15}{0,75} = 1133,53 \text{ kN} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times h \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05} \times 32000 \times 140
 \end{aligned}$$

$$= 4024388 \text{ N}$$

$$= 4024,388 \text{ kN} > \frac{V_u}{\phi} (1133,53 \text{ kN})$$

Dari perhitungan di atas diperlihatkan bahwa nilai $V_c > V_u/\phi$, sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menahan geser friksi. Rekapitulasi perhitungan kekuatan geser pada diafragma dapat dilihat pada Tabel 4.34. dan Tabel 4.35.

Tabel 4.34. Rekapitulasi Gaya Geser Diafragma Arah X

Tingkat	Gaya Diafragma - X		V_c	Status
	V_u (kN)	V_u / ϕ (kN)		
Lantai Atap	683,36	911,14	5030,484	OK
Lantai 6	943,29	1257,72	5030,484	OK
Lantai 5	795,46	1060,62	5030,484	OK
Lantai 4	653,37	871,15	5030,484	OK
Lantai 3	659,14	878,85	5030,484	OK
Lantai 2	534,89	713,19	5030,484	OK
Lantai 1	344,70	459,61	5030,484	OK

Tabel 4.35. Rekapitulasi Gaya Geser Diafragma Arah Y

Tingkat	Gaya Diafragma - Y		V_c	Status
	V_u (kN)	V_u / ϕ (kN)		
Lantai Atap	468,38	624,51	4024,388	OK
Lantai 6	850,15	1133,53	4024,388	OK
Lantai 5	716,70	955,61	4024,388	OK
Lantai 4	586,17	781,56	4024,388	OK
Lantai 3	576,37	768,50	4024,388	OK
Lantai 2	497,49	663,32	4024,388	OK
Lantai 1	381,05	508,07	4024,388	OK

Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan di atas, gaya geser friksi diafragma (V_u) pada seluruh tingkat lebih kecil dari kekuatan geser beton (V_c), sehingga dapat disimpulkan struktur gedung ini telah aman terhadap terjadinya kegagalan diafragma.

4.6. Perhitungan Komponen Struktur Bawah

Perhitungan komponen struktur bawah Gedung Rumah Sakit JEC – Candi kota Semarang diuraikan sebagai berikut:



4.6.1. Perhitungan pondasi

Perencanaan komponen pondasi menggunakan data tanah berdasarkan pengujian SPT. Data yang digunakan untuk perhitungan pondasi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}P_u &= 789792,66 \text{ kg} &= 789,7972 \text{ ton} \\M_{ux} &= 113638,87 \text{ kg.m} &= 113,6389 \text{ ton.m} \\M_{uy} &= 143191,91 \text{ kg.m} &= 143,1919 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\text{Diameter pondasi } (D) = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang } (A_p) = 0,2829 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling pondasi } (A_{st}) = 1,8857 \text{ m}$$

$$\text{FK 1} = 3$$

$$\text{FK 2} = 5$$

$$q' = \begin{aligned} &= 20 \text{ N untuk tanah silt atau clay} \\ &40 \text{ N untuk tanah sand} \end{aligned}$$

$$f_i (\text{N-SPT maksimum}) = \begin{aligned} &12 \text{ t/m}^2 \text{ untuk tanah silt atau clay} \\ &10 \text{ t/m}^2 \text{ untuk tanah sand} \end{aligned}$$

Komponen struktur pondasi berdasarkan data SPT dapat dihitung sebagai berikut:

1. Daya dukung izin tekan tiang (P_a)

Perhitungan daya dukung izin tekan tiang (P_a) pada kedalaman dua meter adalah sebagai berikut:

$$\text{Depth} = 2 \text{ m}$$

$$l_i = 2 \text{ m}$$

$$\text{Jenis tanah} = \text{clay}$$

$$\text{N-SPT} = 8 \text{ t/m}^2$$

$$q_c = q' \times \text{N-SPT} = 20 \times 8 \text{ t/m}^2 = 160 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 8 \text{ t/m}^2$$

$$l_i \times f_i = 2 \text{ m} \times 8 \text{ t/m}^2 = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma l_i \times f_i = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}P_a &= \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{(\Sigma l_i \times f_i) \times A_{st}}{FK2} \\ &= \frac{160 \times 0,2892}{3} + \frac{16 \times 1,8857}{5} \\ &= 21,12 \text{ ton}\end{aligned}$$



Rekapitulasi perhitungan daya dukung izin tekan tiang (P_a) pada kedalaman 2 – 20 meter dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36. Rekapitulasi Daya Dukung Izin Tekan Tiang

Depth (m)	l_i (m)	Jenis tanah	N-SPT	q_c (t/m ²)	f_i (t/m ²)	$l_i \times f_i$ (t/m)	$\Sigma l_i \times f_i$ (t/m)	P_a (ton)
2	2	C	8	160	8	16	16	21,1200
4	2	C	19	380	12	24	40	50,9143
6	2	C	24	480	12	24	64	69,3943
8	2	S	60	2400	10	20	84	257,9657
10	2	S	60	2400	10	20	104	265,5086
12	2	S	60	2400	10	20	124	273,0514
14	2	S	60	2400	10	20	144	280,5943
16	2	S	60	2400	10	20	164	288,1371
18	2	S	60	2400	10	20	184	295,6800
20	2	S	60	2400	10	20	204	303,2229

2. Daya dukung izin tarik tiang (P_{ta})

Perhitungan daya dukung izin tarik tiang (P_{ta}) pada kedalaman dua meter adalah sebagai berikut:

$$Depth = 2 \text{ m}$$

$$l_i = 2 \text{ m}$$

$$\text{Jenis tanah} = \text{clay}$$

$$\text{N-SPT} = 8 \text{ t/m}^2$$

$$q_c = q' \times \text{N-SPT} = 20 \times 8 \text{ t/m}^2 = 160 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 8 \text{ t/m}^2$$

$$l_i \times f_i = 2 \text{ m} \times 8 \text{ t/m}^2$$

$$= 16 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma l_i \times f_i = 16 \text{ t/m}^2$$

$$W_p = \gamma_{\text{beton}} \times A_p \times \text{depth}$$

$$= 2,4 \times 0,2892 \times 2$$

$$= 1,3577 \text{ ton}$$

$$P_{ta} = \frac{[(\Sigma l_i \times f_i) \times A_{st}] \times 0,7}{FK2} + W_p$$

$$= \frac{[(16 \times 1,8857)] \times 0,7}{5} + 1,3577$$

$$= 5,58 \text{ ton}$$

Rekapitulasi perhitungan daya dukung izin tarik tiang (P_{ta}) pada kedalaman 2 – 20 meter dapat dilihat pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37. Rekapitulasi Daya Dukung Izin Tarik Tiang

Depth (m)	l_i (m)	N-SPT	q_c (t/m ²)	f_i (t/m ²)	$l_i \times f_i$ (t/m)	$\Sigma l_i \times f_i$ (t/m)	W_p (ton)	P_{ta} (ton)
2	2	8	160	8	16	16	1,3577	21,1200
4	2	19	380	12	24	40	2,7154	50,9143
6	2	24	480	12	24	64	4,0731	69,3943
8	2	60	2400	10	20	84	5,4309	257,9657
10	2	60	2400	10	20	104	6,7886	265,5086
12	2	60	2400	10	20	124	8,1463	273,0514
14	2	60	2400	10	20	144	9,5040	280,5943
16	2	60	2400	10	20	164	10,8617	288,1371
18	2	60	2400	10	20	184	12,2194	295,6800
20	2	60	2400	10	20	204	13,5771	303,2229

3. Kebutuhan tiang pondasi (np)

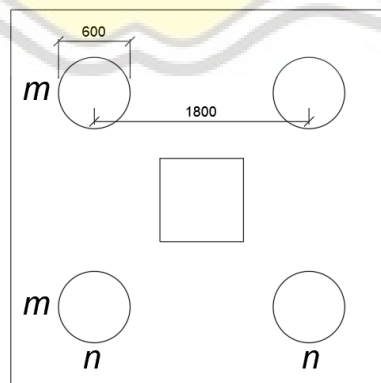
Perhitungan kebutuhan tiang pondasi menggunakan daya dukung izin tekan (P_a) sebesar 265,5086 ton pada kedalaman tanah 10 meter. Perhitungan kebutuhan tiang pondasi adalah sebagai berikut:

$$np = \frac{P_u}{P_a} = \frac{789,7927}{265,5086} = 2,9746 \approx 4$$

Maka digunakan tiang pondasi sebanyak empat buah dalam satu kelompok tiang.

4. Efisiensi kelompok tiang (E_g)

Skema konfigurasi tiang pondasi untuk menghitung efisiensi tiang dalam satu kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 4.31.



Gambar 4.31. Konfigurasi Tiang Pondasi Untuk Efisiensi Kelompok Tiang.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang (E_g) dijabarkan sebagai berikut:

$$s = 3 D = 3 \times 0,6 = 1,80 \text{ m}$$

$$\theta = \text{arc tg} (D/s) = \text{arc tg} (0,6/1,80) = 18,4349^\circ$$

$$m = 2$$

$$n = 2$$

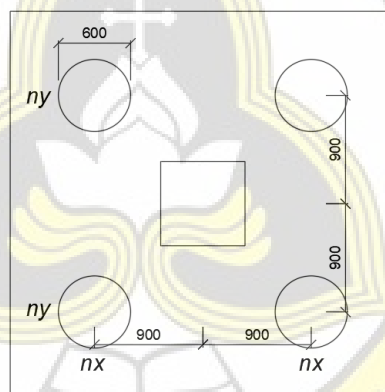
$$E_g = 1 - \left[\theta \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] = 1 - \left[18,4349 \times \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0,7952$$

$$P_g = E_g \times np \times P_a = 0,7952 \times 4 \times 265,5086 = 844,4949 \text{ ton}$$

Daya dukung vertikal kelompok tiang P_g (844,4949 ton) > P_u (789,7927 ton), sehingga efisiensi kelompok tiang telah memenuhi persyaratan.

5. Beban maksimum tiang dalam satu kelompok tiang (P_{max})

Skema konfigurasi tiang pondasi untuk beban maksimum tiang dalam satu kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 4.32.



Gambar 4.32. Konfigurasi Tiang Pondasi Untuk Beban Maksimum Tiang.

Perhitungan beban maksimum tiang dalam satu kelompok tiang (P_{max}) dijabarkan sebagai berikut:

$$X_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$nx = 2$$

$$ny = 2$$

$$n = 2$$

$$m = 2$$

$$\Sigma X^2 = nx \times n \times X_{max}^2 = 2 \times 2 \times 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = ny \times m \times Y_{max}^2 = 2 \times 2 \times 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \left(\frac{P_u}{np}\right) + \left(\frac{M_y \times X_{max}}{n_y \times \sum X^2}\right) + \left(\frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \times \sum Y^2}\right) \\
 &= \left(\frac{789,7927}{4}\right) + \left(\frac{143,1919 \times 0,9}{2 \times 3,24}\right) + \left(\frac{113,6389 \times 0,9}{2 \times 3,24}\right) \\
 &= 233,1191 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Beban maksimum tiang dalam satu kelompok tiang P_{max} (233,1191 ton) < P_a (265,5086 ton), sehingga beban maksimum tiang telah memenuhi persyaratan.

Berdasarkan perhitungan di atas, dapat disimpulkan untuk kolom dengan nilai $P_u = 789,79$ ton dibutuhkan empat buah tiang pondasi berdiameter 60 cm dengan kedalaman pemancangan minimal adalah 10 meter dari tanah asli ($pg = 844,50$ ton). Tiang pancang yang digunakan adalah panjang sembilan meter dari dasar *basement*. Rekapitulasi kebutuhan pondasi tiang diperlihatkan pada Tabel 4.38.

Tabel 4.38. Rekapitulasi Kebutuhan Pondasi Tiang

Jenis Pondasi	P_u (ton)	Diameter Pondasi (m)	Kedalaman Penanaman (m)	np (buah)	pg (ton)
Kolom K1.A dan Kolom K1.B	789,79	0,60	10	4	844,50
Kolom K2 dan Kolom K3.Lift	175,17	0,60	10	1	211,12
Dinding Geser	1731,47	0,80	12	5	1760,43

4.6.2. Perhitungan *pile cap*

Komponen *pile cap* dapat dihitung menggunakan data – data sebagai berikut:

$$P_u = 7897,9266 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter pondasi } (D) = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom } (b_k) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom } (h_k) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pile cap} (h_{pc}) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah pondasi } (np) = 4$$

$$ds = 75 \text{ mm}$$

$$d = 1000 - 75 - 22 - (0,5 \times 22) = 892 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29,05 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Perhitungan komponen struktur *pile cap* dijabarkan sebagai berikut:

1. Perhitungan dimensi *pile cap*

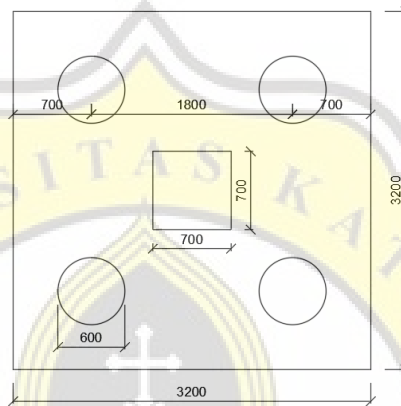
$$\text{Jarak tiang } (s) = 3 D = 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tiang – tepi} = 1 D = 1 \times 600 = 600 \approx 700 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } (b_{pc}) = 1800 + (2 \times 700) = 3200 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang } (l_{pc}) = 1800 + (2 \times 700) = 3200 \text{ mm}$$

Dimensi komponen *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 4.33.



Gambar 4.33. Dimensi Komponen *Pile Cap*.

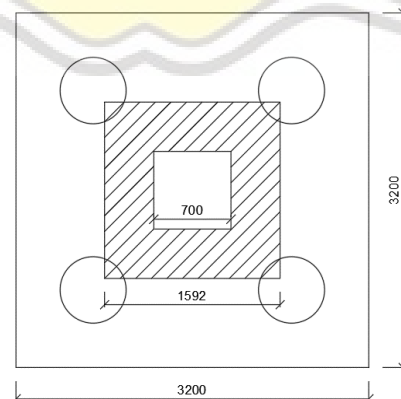
2. Pemeriksaan geser dua arah akibat kolom

Pemeriksaan geser pada daerah kolom dilakukan dengan mengetahui luasan *pile cap* yang mengalami geser dua arah. Perhitungan luasan geser dihitung sebagai berikut:

$$b_x = b_k + d = 700 + 892 = 1592 \text{ mm}$$

$$b_o = 4 b_x = 4 \times 1592 = 6368 \text{ mm}$$

Area pada *pile cap* yang mengalami geser dua arah akibat kolom dapat dilihat pada Gambar 4.34.



Gambar 4.34. Area Geser Dua Arah Akibat Kolom.

Perhitungan gaya geser akibat kolom adalah sebagai berikut:

$$V_{uk} = P_u = 7897,9266 \text{ kN}$$

Perhitungan kekuatan geser beton adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi V_{c1} &= \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 6368 \times 892}{12}\right) \\ &= 11480802,48 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_{c2} &= \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{40 \times 892}{6368}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 6368 \times 892}{12}\right) \\ &= 19397492,07 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_{c3} &= \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 6368 \times 892}{3} \\ &= 10205157,76 \text{ N}\end{aligned}$$

Dari ketiga perhitungan di atas, maka nilai kuat geser beton yang digunakan adalah nilai yang terkecil yaitu 10205,1578 kN. Nilai ϕV_c (10205,1578 kN) > V_{uk} (7897,9266 kN) OK.

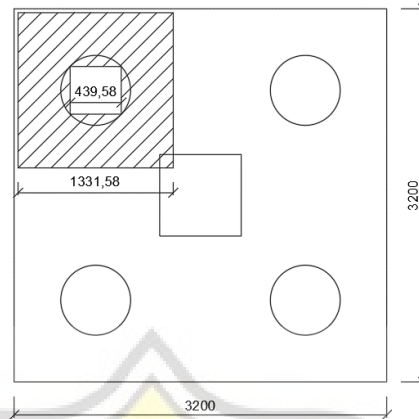
3. Pemeriksaan geser dua arah akibat tiang pondasi

Pemeriksaan geser pada daerah tiang pondasi dilakukan dengan mengetahui luasan *pile cap* yang mengalami geser dua arah. Perhitungan luasan geser dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}b_x &= b_{px} + d \\ &= 439,58 + 892 \\ &= 1331,58 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b_o &= 4 \times b_x \\ &= 4 \times 1331,58 \\ &= 5326,32 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area pada *pile cap* yang mengalami geser dua arah akibat pondasi dapat dilihat pada Gambar 4.35.



Gambar 4.35. Area Geser Dua Arah Akibat Pondasi.

Perhitungan gaya geser yang terjadi pada masing – masing tiang pondasi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{ubp} &= \frac{P_u}{np} \\ &= \frac{7897,9266}{4} \\ &= 1974,4817 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan kekuatan geser beton adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi V_{c1} &= \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 5326 \times 892}{12}\right) \\ &= 9602768,194 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c2} &= \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{40 \times 892}{5362}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 5362 \times 892}{12}\right) \\ &= 110842451,85 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c3} &= \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 5362 \times 892}{3} \\ &= 8535793,95 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga perhitungan di atas, maka nilai kuat geser beton yang digunakan adalah nilai yang terkecil.

$\phi V_c (8535,7939 \text{ kN}) > V_{ubp} (1974,4817 \text{ kN})$ OK.

4. Desain penulangan lentur

Penulangan lentur pada *pile cap* disusun pada arah sumbu x dan sumbu y. Perhitungan tulangan *pile cap* pada arah sumbu x dijabarkan sebagai berikut.

Jarak tiang pondasi ke muka kolom (e_x):

$$e_x = 550 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= n_x \times e_x \times V_{bp} \\ &= 2 \times 550 \times (1974,4817 \times 10^3) \\ &= 2171929815 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi h_{pc} d^2} = \frac{2171929815}{0,9 \times 1000 \times 892^2} = 0,9478$$

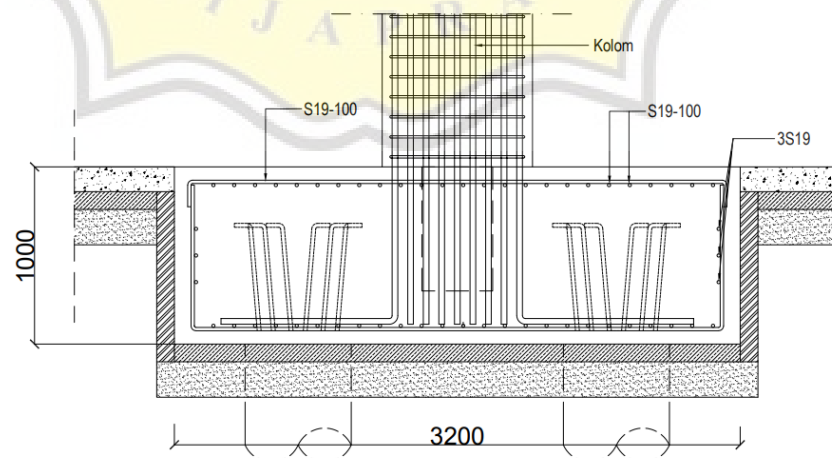
$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{29,05}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,9478}{0,85 \times 29,05}} \right) \\ &= 0,0023 \end{aligned}$$

$$A_s = \rho \times b_{pc} \times d_{pc} = 0,0023 \times 3200 \times 892 = 6570,15 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho \times b_{pc} \times d_{pc} = 0,0018 \times 3200 \times 892 = 5137,92 \text{ mm}^2$$

Gunakan A_s terbesar yaitu $6570,15 \text{ mm}^2$.

Karena dimensi *pile cap* untuk arah x dan arah y sama, maka penulangan lentur untuk arah X dan arah Y menggunakan tulangan yang sama. Digunakan tulangan 24 S19 ($A_s = 6807,4 \text{ mm}^2$) atau S19 – 100 ($A_s = 6807,4 \text{ mm}^2$). Detail penulangan pada *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 4.36.



Gambar 4.36. Detail Penulangan *Pile Cap*.



Rekapitulasi perhitungan *pile cap* diperlihatkan pada Tabel 4.39.

Tabel 4.39. Rekapitulasi Penulangan *Pilecap*

Jenis <i>Pilecap</i>	P_u (ton)	Ukuran <i>Pilecap</i> (m)	Tinggi <i>Pilecap</i> (m)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
PC 1	175,17	1,4 × 1,4	1,0	S19 - 150	S19 - 150
PC 2	789,79	3,2 × 3,2	1,0	S19 - 100	S19 - 100
PC 3 (SW)	1731,47	12,0 × 4,0	1,5	S25 - 100	S25 - 100

4.6.3. Perhitungan *tie beam*

Komponen *tie beam* dapat dihitung menggunakan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}P_u \text{ kolom} &= 789,7926 \text{ kN} \\M_u \text{ kolom} &= 136,2962 \text{ kN} \\ \text{Bentang } (l) &= 8,00 \text{ m} \\q_u &= 9,3828 \text{ kN/m} \\ \text{Momen defleksi } (M_D) &= \frac{1}{15} \times P_u \times l \\ &= \frac{1}{15} \times 789,7926 \times 8 \\ &= 421,2228 \text{ kNm} \\ \text{Momen total } (M_u) &= M_u \text{ kolom} + M_D \\ &= 136,2962 + 421,2228 \\ &= 557,5190 \text{ kNm} \\V_u &= 102,53 \text{ kN} \\ \text{Lebar } \textit{tie beam} (b) &= 400 \text{ mm} = 13,79 \text{ in} \\ \text{Tinggi } \textit{tie beam} (h) &= 700 \text{ mm} = 27,58 \text{ in} \\ \text{Selimut beton } (d_s) &= 75 \text{ mm} = 2,96 \text{ in} \\d &= 600,5 \text{ mm} = 23,66 \text{ in}\end{aligned}$$

Perhitungan struktur *tie beam* dijabarkan sebagai berikut:

1. Persentase tulangan baja longitudinal

$$\begin{aligned}\beta &= 0,85 \cdot \frac{(f'_c - 4000)}{1000} \cdot 0,05 \\ &= 0,85 \cdot \frac{(4213,35 - 4000)}{1000} \cdot 0,05 \\ &= 0,84 > 0,65 \quad \text{OK}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \times \left[\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,84 \cdot 4213,35}{60915,96} \times \left[\frac{87.000}{87.000 + 60915,96} \right] \\ &= 0,029\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,029 \\ &= 0,218\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min1} &= \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{4213,35}}{60915,96} \\ &= 0,00320\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min2} &= \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{200}{60915,96} \\ &= 0,00328\end{aligned}$$

Maka gunakan nilai $\rho_{min} = 0,00320$.

2. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan

$$M_u(-) = 557,5190 \text{ kN.m} = 411,2037 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \cdot M_u \cdot 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \cdot 411,2037 \cdot 1.000)}{0,9 \cdot 15,76 \cdot 27,58^2} \\ &= 621,4713 \text{ psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{\beta \cdot f'_c}} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \cdot 4213,35}{60915,96} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 621,4713}{0,84 \cdot 4213,35}} \right) \\ &= 0,0113\end{aligned}$$

Diperlihatkan pada perhitungan diatas bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka gunakan nilai $\rho = 0,0113$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0113 \cdot 15,76 \cdot 23,66\end{aligned}$$

$$= 4,2080 \text{ in}^2$$
$$= 2714,8326 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $A_s = 2714,8326 \text{ mm}^2$, maka gunakan tulangan tumpuan atas 8 S22 ($A_s = 3042,29 \text{ mm}^2$).

3. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan

$$M_u (-) = 557,5190 \text{ kN.m} = 411,2037 \text{ lb.ft-k}$$

$$R_n = \frac{(12 \cdot M_u \cdot 1000)}{\phi b d^2}$$
$$= \frac{(12 \cdot 411,2037 \cdot 1.000)}{0,9 \cdot 15,76 \cdot 27,58^2}$$
$$= 621,4713 \text{ psi}$$

$$\rho = \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{\beta \cdot f'_c}} \right)$$
$$= \left(\frac{0,85 \cdot 4213,35}{60915,96} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 621,4713}{0,84 \cdot 4213,35}} \right)$$
$$= 0,0113$$

Gunakan nilai $\rho = 0,0113$.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$
$$= 0,0113 \cdot 15,76 \cdot 23,66$$
$$= 4,2080 \text{ in}^2$$
$$= 2714,8326 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $A_s = 2714,8326 \text{ mm}^2$, maka gunakan tulangan tumpuan atas 8 S22 ($A_s = 3042,29 \text{ mm}^2$).

4. Perhitungan tulangan geser

$$V_u = 107,22 \text{ kN} = 24104,1282 \text{ lb}$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$
$$= 0,85 \cdot 2 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 15,76 \cdot 23,66$$
$$= 41146,0678 \text{ lb}$$

Karena $\frac{\phi V_c}{2} = 20573,0339 \text{ lb} < V_u = 24104,1282 \text{ lb}$, maka pada balok ini diperlukan tulangan sengkang.

$$V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{0,85}$$



$$= \frac{(24104,1282 - 41146,0678)}{0,85}$$
$$= 20049,3407 \text{ lb}$$

Dicoba tulangan diameter 10 mm atau 0,394 in dengan jumlah kaki sebanyak 3 kaki sengkang.

$$A = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,394^2$$
$$= 0,12197 \text{ in}^2$$

$$S_1 = \frac{(S \cdot A \cdot f_y \cdot d)}{V_s}$$
$$= \frac{(3 \cdot 0,12197 \cdot 60915,96 \cdot 23,66)}{20049,3407}$$
$$= 26,3038 \text{ in}$$

$$S_2 = \frac{(S \cdot A \cdot f_y)}{50 \cdot b}$$
$$= \frac{(3 \cdot 0,12197 \cdot 60915,96)}{50 \cdot 15,76}$$
$$= 28,2868 \text{ in}$$

$V_s = 20049,3407 \text{ lb} < 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 96814,2772 \text{ lb}$, maka jarak maksimal $d/2$ atau kurang dari 24 in.

$$S_{max} = d/2 = 23,66/2 = 11,8299 \text{ in} = 300,4782 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.13.3.2. sengkang pengekang tertutup pada *sloof* atau *tie beam* harus dipasang dengan jarak maksimum tidak lebih dari setengah dimensi penampang terkecil atau 300 mm. Perhitungan jarak sengkang maksimum adalah sebagai berikut:

$$S_{max 1} = 0,5 \times b$$
$$= 0,5 \times 400$$
$$= 200 \text{ mm}$$

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

Maka gunakan tulangan sengkang *tie beam* 3 kaki S10 – 200 mm.

5. Perhitungan tulangan torsi

Perhitungan tulangan longitudinal untuk menahan torsi pada *tie beam* diuraikan sebagai berikut:

$$A_{cp} = b \cdot h$$



$$\begin{aligned} &= 15,76 \cdot 27,58 \\ &= 434,6608 \text{ in}^2 \\ P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2 \cdot (15,76 + 27,58) \\ &= 86,68 \text{ in}^2 \\ x_1 &= b - 2 \cdot (ds + 0,25) \\ &= 15,76 - 2 \cdot (2,96 + 0,25) \\ &= 9,35 \text{ in} \\ y_1 &= h - 2 \cdot (ds + 0,25) \\ &= 27,58 - 2 \cdot (2,96 + 0,25) \\ &= 21,17 \text{ in} \\ A_{oh} &= x_1 \cdot y_1 \\ &= 9,35 \cdot 21,17 \\ &= 197,9395 \text{ in}^2 \\ A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 197,9395 \\ &= 168,2485 \text{ in}^2 \\ P_h &= 2 \cdot (x_1 + y_1) \\ &= 2 \cdot (9,35 + 21,17) \\ &= 61,04 \text{ in} \end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan cek pada kekuatan penampang beton (V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 2 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 15,76 \cdot 27,58 \\ &= 48407,1386 \text{ lb} \end{aligned}$$

Lalu cek syarat pada kecukupan penampang untuk gaya torsi yaitu

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \cdot d} + 8\sqrt{f'_c}\right) \cdot 0,85$$

$$64,6437 \leq 551,7380 \quad \text{OK!}$$

Setelah didapatkan nilai kecukupan penampang maka dilakukan perhitungan penulangan torsi transversal (A_t). Pada perhitungan ini menggunakan asumsi θ

= 45° untuk penggunaan beton bertulang biasa, dari hasil perhitungan didapat
cot (45) = 1

$$\frac{A_t}{s} = 0,00 \frac{\text{in}^2}{\text{in}} / 1 \text{ kaki dari sengkang}$$

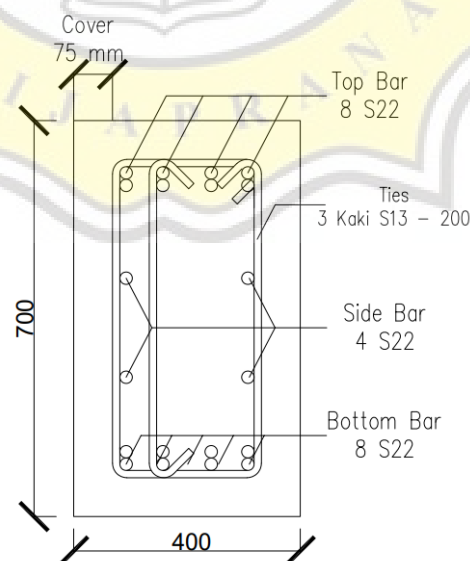
$$\begin{aligned} A_{l \text{ min}} &= \left| \left(\frac{5 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{cp}}{f_y} \right) - \left(\frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \right| \\ &= \left| \left(\frac{5 \cdot \sqrt{4213,35} \cdot 434,6608}{60915,96} \right) - \left(0,00 \cdot 61,04 \cdot \frac{60915,96}{60915,96} \right) \right| \\ &= 2,3158 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Gunakan $A_l = 2,3158 \text{ in}^2$, sehingga dicoba dengan menggunakan tulangan diameter 22 mm = 0,8668 in.

$$\begin{aligned} A_{tul} &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot S22^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,8668^2 \\ &= 0,5903 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_l}{A} \\ &= \frac{2,3158}{0,5903} \\ &= 4 \text{ batang} \end{aligned}$$

Gunakan tulangan longitudinal 4 S22 untuk menahan torsi ($A_s = 2,3614 \text{ in}^2$) yang diletakkan di pinggang *tie beam*. Detail penulangan komponen *tie beam* dapat dilihat pada Gambar 4.37.



Gambar 4.37. Detail Penulangan *Tie Beam* TB 1 Bagian Tumpuan.

Rekapitulasi penulangan *tie beam* diperlihatkan pada Tabel 4.40.

Tabel 4.40. Rekapitulasi Penulangan *Tie Beam*

No.	Tipe <i>Tie Beam</i>	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
1.	<i>Tie Beam</i> TB.1 (400 mm × 700 mm)			
	Tul. Longitudinal Atas	8 S22	8 S22	8 S22
	Tul. Longitudinal Bawah	8 S22	8 S22	8 S22
	Tul. Transversal	3 kaki S10-200	3 kaki S10-200	3 kaki S10-200
	Tul. Longitudinal Torsi	4 S22	4 S22	4 S22
2.	Balok TB.2 (300 mm × 550 mm)			
	Tul. Longitudinal Atas	5 S22	5 S22	5 S22
	Tul. Longitudinal Bawah	5 S22	5 S22	5 S22
	Tul. Transversal	3 kaki S10-200	3 kaki S10-200	3 kaki S10-200
	Tul. Longitudinal Torsi	-	-	-

4.6.4. Perhitungan dinding penahan tanah

Perhitungan struktur dinding penahan tanah menggunakan data - data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tinggi DPT} &= 2 \text{ m} \\ \text{Tebal DPT} &= 0,2 \text{ m} \\ \gamma_{\text{beton}} &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{tanah}} &= 18,1 \text{ kN/m}^3 \\ \emptyset &= 31,06^\circ \\ \sin \emptyset &= 0,5159 \\ \mu &= 0,5 \\ ds &= 75 \text{ mm} \\ \text{Dia. tulangan} &= 16 \text{ mm} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ f_c' &= 29,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Perhitungan struktur dinding penahan tanah dijabarkan sebagai berikut:

1. Koefisien tekanan tanah

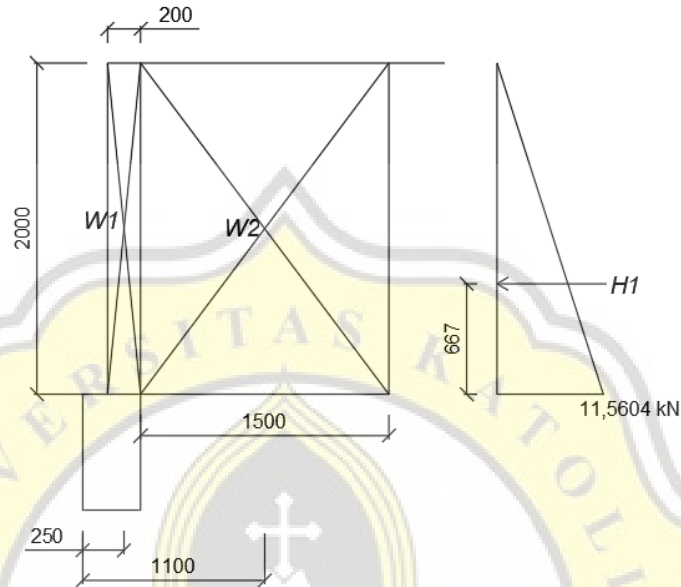
$$C_a = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset} = \frac{1 - 0,5159}{1 + 0,5159} = 0,3193$$

$$C_p = \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} = \frac{1 + 0,5159}{1 - 0,5159} = 3,1314$$

$$P_a = H \times \gamma_{\text{tanah}} \times C_a = 2 \times 18,1 \times 0,3193 = 11,5604 \text{ kN}$$

2. Perhitungan momen guling dan momen resultan

Perencanaan dinding penahan tanah serta diagram untuk perhitungan momen guling dan momen resultan dapat dilihat pada Gambar 4.38.



Gambar 4.38. Diagram Momen Guling dan Momen Resultan.

Perhitungan nilai momen guling dan momen resultan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 4.41. dan Tabel 4.42.

Tabel 4.41. Perhitungan Momen Guling

	Gaya (kN)	Lengan Momen (m)	Momen (kNm)
H_1	$= (1/2) \times 11,5604 \times 2$	$= 11,5604 \times (2/3)$	$= 7,7069$
Total =			$= 7,7069$

Tabel 4.42. Perhitungan Momen Resultan

	Gaya (kN)	Lengan Momen (m)	Momen (kNm)
W_1	$= 2 \times 0,2 \times 24$	$= 9,60 \times 0,25$	$= 2,40$
W_2	$= 2 \times 1,5 \times 18,1$	$= 54,3 \times 1,10$	$= 59,73$
	R_v	$= 63,90$	$M = 62,13$

3. Faktor keamanan terhadap guling dan longsor

$$FK_{\text{guling}} = \frac{\text{Momen resultan}}{\text{Momen guling}} = \frac{62,13}{7,7069} = 8,0616 > 2,00 \quad \text{OK}$$

$$FK_{\text{longsor}} = \frac{\text{Gaya longsor}}{\text{Gaya penahan}} = \frac{11,5604}{31,95} = 2,7637 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Jadi, dapat disimpulkan bahwa desain dinding penahan tanah telah aman dari faktor guling dan longsor.



4. Desain tulangan utama

$$\begin{aligned}H_I &= 1,7 \times (1/2) \times P_a \times H \\ &= 1,7 \times (1/2) \times 11,5604 \times 2 \\ &= 19,5627 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= H_I \times H \\ &= 19,5627 \times 2 \\ &= 39,3054 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 200 - 75 - (0,5 \times 16) \\ &= 117 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y 0,925 d} \\ &= \frac{39,3054 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times 0,925 \times 117} \\ &= 960,7992 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

Dicoba menggunakan tulangan S16:

$$n = \frac{A_s \text{ pakai}}{\left(\frac{1}{4}\right) \pi 16^2} = \frac{960,7992}{201,1429} = 4,77 \approx 5$$

$$s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

$$s_{max1} = 2 \times h = 2 \times 200 = 400 \text{ mm}$$

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

Maka digunakan spesifikasi tulangan utama S16 – 200 mm.

5. Pemeriksaan kekuatan geser beton

$$V_u = H_I = 19,6527 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{29,05} \times 1000 \times 117 \\ &= 78825,9 \text{ N} \\ &= 78,8259 \text{ kN} > V_u (19,6527 \text{ kN}) \quad \text{OK}\end{aligned}$$

6. Desain tulangan susut

$$\begin{aligned}A_s &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 2000 \times 200\end{aligned}$$



$$= 720 \text{ mm}^2$$

Dicoba menggunakan tulangan S12:

$$n = \frac{A_s \text{ pakai}}{\left(\frac{1}{4}\right) \pi 12^2} = \frac{720}{113,1429} = 6,36 \approx 7$$

$$s = \frac{2000}{n} = \frac{2000}{7} = 285 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

$$s_{max1} = 5 \times h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$$

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

Maka digunakan spesifikasi tulangan utama S12 – 250 mm.

7. Panjang penjangkaran

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 0,8$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 75 \text{ mm} = 2,955 \text{ in}$$

$$\text{Tulangan} = 16 \text{ mm} = 0,6304 \text{ in}$$

Asumsikan nilai $K_{tr} = 0$, maka panjang penjangkaran dapat dihitung sebagai berikut:

$$\frac{c + K_{tr}}{db} = \frac{2,955 + 0}{0,6304} = 4,6875 > \text{nilai maksimum (2,5)}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{db} = 2,5$$

$$\frac{l_d}{db} = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\frac{c + K_{tr}}{db}}$$
$$= \frac{3}{40} \frac{60915,96}{\sqrt{4213,35}} \frac{1 \times 1 \times 0,8 \times 1}{2,5}$$

$$= 22,5231$$

$$l_d = 22,5231 \times db$$

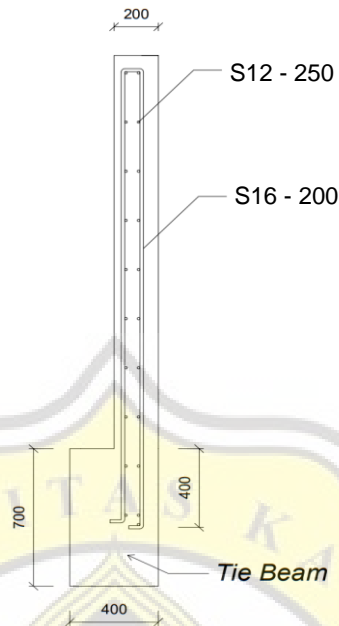
$$= 22,5231 \times db$$

$$= 14,1986 \text{ in}$$

$$= 360,6436 \text{ mm}$$

$$d_{tb} = 700 - 75 = 625 \text{ mm}$$

l_d (360,6436 mm) < d_{tb} (625 mm) OK, tulangan tidak perlu ditekuk. Detail penulangan pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 4.39.



Gambar 4.39. Detail Penulangan Dinding Penahan Tanah.

4.6.5. Perhitungan *sheet pile*

Perhitungan turap atau *sheet pile* menggunakan data sebagai berikut:

$$\text{Tinggi } (H) = 2 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 1,81 \text{ gr/cm}^3 = 18,1 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Kohesi } (C) = 0,2296 \text{ kg/cm}^2 = 22,5160 \text{ kN/m}^2$$

Karena jenis tanah adalah lempung, maka nilai sudut geser dapat diabaikan sehingga nilai koefisien tekanan tanah aktif dan tanah pasif dianggap = 1.

Perhitungan struktur turap dijabarkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q' &= \gamma_{\text{tanah}} \times H \\ &= 18,1 \times 2 \\ &= 36,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$a = \frac{q'}{C} = \frac{36,2}{22,5160} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \left(\frac{1}{2} \times q' \times H \right) + \left(\frac{1}{2} \times \gamma \times H \times a \right) \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 36,2 \times 2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 18,1 \times 2 \times 2 \right) \\ &= 72,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' - 2C &= 36,2 - (2 \times 22,5160) \\ &= -8,8319 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



$$2C = 2 \times 22,5160$$

$$= 45,0319 \text{ kN/m}^2$$

$$4C - q' = (4 \times 22,5160) - 36,2$$

$$= 53,8638 \text{ kN/m}^2$$

$$4C + q' = (4 \times 22,5160) + 36,2$$

$$= 126,2638 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ay} = \left\{ \left[\frac{1}{2} \times q' \times H \times \left(a + \frac{H}{3} \right) \right] + \left[\frac{1}{2} \times \gamma \times H \times a \times \left(\frac{2 \times a}{3} \right) \right] \right\}$$

$$= \left\{ \left[\frac{1}{2} \times 36,2 \times 2 \times \left(2 + \frac{2}{3} \right) \right] + \left[\frac{1}{2} \times 18,1 \times 2 \times 2 \times \left(\frac{2 \times 2}{3} \right) \right] \right\}$$

$$= 144,8 \text{ kN}$$

$$y = \frac{P_a}{P_{ay}}$$

$$= \frac{72,4}{144,8} = 2 \text{ m}$$

Selanjutnya, dilakukan iterasi untuk menghitung kedalaman turap (D) yang diperlukan. Perhitungan kedalaman turap adalah sebagai berikut:

$$[D^2 \times (4C - q')] - (2D \times P_a) - \left[\frac{P_a \times (12Cy + P_a)}{2C + q'} \right] = 0$$

Asumsikan kedalaman turap (D) = 4,8 meter.

$$[4,8^2 \times (53,8638)] - (2 \times 2 \times 72,4) - \left[\frac{72,4 \times (12 \times 22,5160 \times 2) + 72,4^2}{45,0319 + 36,2} \right] = 0$$

$$-0,176 = 0$$

Dengan panjang kedalaman turap (D) = 4,8 m jumlah momen pada sembarang titik telah mendekati nilai 0, maka perhitungan untuk menentukan panjang penetrasi turap (D') adalah sebagai berikut:

$$D' = 1,2 \times D$$

$$= 1,2 \times 4,8$$

$$= 5,76 \approx 6,00 \text{ m}$$

Diperlihatkan dari hasil perhitungan di atas, panjang kedalaman penanaman turap adalah 6 meter. Selanjutnya perhitungan kebutuhan spesifikasi turap baja dijabarkan sebagai berikut:

$$BJ-41 = f_y = 250 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{max} = P_a \times \left[\left(\frac{P_a}{4c-q'} + y \right) - \left(\frac{1}{2} \frac{P_a}{4c-q'} \right) \right]$$



$$= 72,4 \times \left[\left(\frac{72,4}{53,8638} + 2 \right) - \left(\frac{1}{2} \frac{72,4}{53,8638} \right) \right]$$
$$= 193,4575 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma_{ijin \text{ baja}}}$$
$$= \frac{193,4575}{250000}$$
$$= 0,00077 \text{ m}^3$$
$$= 773,8301 \text{ cm}^3$$

Digunakan spesifikasi *sheet pile* atau turap baja dengan modulus elastisitas minimum $773,8301 \text{ cm}^3$.

