BAB II
PERENCANAAN STRUKTUR

2.1 Perencanaan Dimensi Struktur

Dalam proses perencanaan struktur, diperlukan analisis pendahuluan untuk menentukan dimensi awal setiap elemen struktur. Dimensi awal tersebut selanjutnya dianalisis menggunakan perangkat lunak analisis struktur sehingga diperoleh ukuran elemen yang memenuhi persyaratan kekuatan, kekakuan, stabilitas, dan efisiensi. Elemen yang direncanakan pada tahap perencanaan pendahuluan meliputi pelat, balok, dan kolom.

2.1.1 Balok

Dimensi balok harus direncanakan agar mampu menahan momen lentur maksimum yang bekerja serta memenuhi persyaratan kekakuan dan kekuatan struktur. Mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1, tinggi minimum balok pada tahap perencanaan dapat ditentukan berdasarkan panjang bentangnya, dengan ketentuan tidak kurang dari 1/12 bentang, yang dinyatakan sebagai berikut :

- Balok Induk
  - B1 (L = 900 cm)

    h = 1/12 x L
    = 1/12 x 900
    = 75 cm

    b = 1/2 x h
    = 1/12 x 75
    = 37, 5 cm

  - B2 (L = 450 cm)

    h = 1/2 x L6
    = 1/2 x 450
    = 37,5 cm

    b = 1/2 x h
    = ½ x 37,5
    = 18,75 cm ≈ 20 cm

- Balok Anak dan Balok Induk
  - BA1 dan B3 (L = 400 cm)

    h = 1/14 x L
    = 1/14 x 400

= 28,57 cm ≈ 30

cm b = ½ x h

= ½ x 30 = 15 cm

➢ Rekapan

- Balok induk 1 berukuran 37,5/75
- Balok induk 2 berukuran (20/37,5) dan Balok anak (15/30)
- Balok B4 ukuran 15/20

2.1.2 **Kolom**

- Syarat Kekakuan K kolom ≥ 3K Balok
- Direncanakan kolom berbentuk persegi, dengan asumsi awal b = 70 cm, h = 70 cm
- Perhitungan kekakuan balok dan kolom

a) Kekakuan antara B1 dan K1

○ Balok Induk (B1)



H = 75 cm

B = 37,5 cm

$$\text{K Balok} = \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L}$$

$$= \frac{\frac{1}{12} x 37{,}5 x 75^3}{900}$$

$$= 1464{,}84 \text{ cm}^2$$

- Kolom (K1)



h = 70 cm

b = 70 cm

$$\text{K Kolom} = \frac{\frac{1}{12} xbxh^3}{L}$$

$$= \frac{\frac{1}{12} x70x70^3}{400}$$

$$= 5002{,}08 \text{ cm}^2$$

- K Kolom > 3 K Balok

  Dimensi Kolom yang di gunakan 70 cm x 70 cm

b) Kekakuan antara B2 dan K2

- Balok Induk (B2)



H = 37,5 cm

B = 20 cm

$$\text{K Balok} = \frac{\frac{1}{12} xbxh^3}{L}$$

$$= \frac{\frac{1}{12} x20x37{,}5^3}{450}$$

$$= 195{,}313$$

- Kolom (K2)



H = 45 cm

B = 45 cm

$$\text{K kolom} = \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L}$$

$$= \frac{\frac{1}{12} x 45 x 45^3}{400}$$

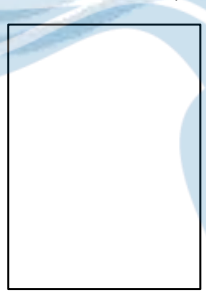
$$= 854{,}30 \text{ cm}^2$$

- K kolom > 3 K Balok

  Dimensi Kolom yang digunakan 45 cm x 45 cm

c) Kekakuan antara BA1 dengan K3

- Balok Induk (BA1)



H = 30 cm

B = 15 cm

$$\text{K Balok} = \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L}$$

$$= \frac{\frac{1}{12} x 15 x 30^3}{400}$$

$$= 84{,}375 \text{ cm}^3$$

- Kolom (K3)



$$\text{K kolom} = \frac{\frac{1}{12} x b x h^3}{L}$$

$$= \frac{\frac{1}{12} x 40 x 40^3}{400}$$

$$= 533{,}33 \text{ cm}^2$$

- K Kolom > 3 K Balok

  Dimensi Kolom yang digunakan 40 cm x 40 cm

2.1.3 Plat

Ketebalan plat mengacu pada SNI 2847-2019 untuk plat 2 arah, batas-batas yang digunakan yaitu :

- Fc' = 30 Mpa
- Fy = 400 Mpa

Dan direncanakan dengan ketebalan minimum 120 mm.

2.2 Analisis Pembebanan

Analisis struktur atas dilakukan dengan memperhitungkan seluruh beban yang bekerja pada bangunan, meliputi beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. Selanjutnya, pemodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak STAAD.Pro untuk mengevaluasi respons struktur terhadap kombinasi pembebanan yang direncanakan. Proses analisis dan perencanaan mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI) yang berlaku, yaitu sebagai berikut:

1. SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1727:2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
3. SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

2.2.1 Beban Mati atau Dead Load (DL)

Beban mati merupakan beban yang berasal dari berat sendiri seluruh elemen penyusun bangunan, termasuk kolom, balok induk, balok anak, pelat lantai, dinding, komponen arsitektural, serta elemen struktur lainnya yang bersifat permanen. Nilai beban mati yang digunakan dalam perencanaan mengacu pada ketentuan SNI 1727:2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Adapun berat jenis material yang digunakan dalam perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Beton bertulang = 2400 kg/m^3
2. Finishing = 2200 kg/m^3
3. Plafond dan Rangka= 20 kg/m^2

2.2.2 Beban Hidup (Live Load/ LL)

Beban hidup yang digunakan dalam perencanaan struktur ditetapkan berdasarkan ketentuan SNI 1727:2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Untuk bangunan rumah susun, nilai beban hidup yang diterapkan pada analisis struktur adalah sebesar 2,4 kN/m² (240 kg/m²) sesuai dengan fungsi ruang yang direncanakan.

2.2.3 Perhitungan Beban Mati dan Beban Hidup

a) **Pembebanan Plat Lantai**

1. Beban Mati (*qDL*)

No	Jenis Beban Mati	Berat Satuan	Tebal (m)	Q (Kg/m^2)
1	Berat Sendiri Plat Lantai	2400 kg/m^3	0,12	288
2	Berat Keramik	2400 kg/m^3	0.01	24
3	Berat Spesi	2100 kg/m^3	0.02	42
4	Berat Plafond & Rangka	20 kg/m^2	-	20

(Sumber : 2847-2019) **∑ QD = 374 kg/m²**

2. Beban Hidup (*qLL*)

No	Jenis Beban Hidup	Berat Satuan	Tebal (m)	Q (Kg/m^2)
1	Beban Guna Merata untuk perkantoran (SNI 2847-2019)	240 kg/m^2	-	qLL = 240
2	Beban Guna Terpusat untuk perkantoran (SNI 2847-2019)	890 Kg/m^2	-	PLL = 890

3. Beban Berfaktor

Qu = qDL + 1,6 qLL

= (1,2 x 374) + (1,6 x 240)

= 448,8 + 384

= 832,8 kg/m^2

Pu = 1,6 PLL

= 1,6 (890)

= 1.424 kg

b) **Pembebanan Plat Atap**

1. Beban Mati (*qDL*)

No	Jenis Beban Mati	Berat Satuan	Tebal (m)	Q (Kg/m^2)
1	Berat Sendiri Plat	2400 kg/m^3	0,12	288
2	Berat Plafond & Rangka	20 kg/m^2	-	20
3	Instalasi Listrik, AC, dan Plumbing	20 kg/m^3	-	20
4	Berat Spesi	2100 kg/m^3	0,02	42

(Sumber : 2847-2019) **∑ QD = 370 kg/m^2**

2. Beban Hidup (*qLL*)

No	Jenis Beban Hidup	Berat Satuan	Tebal (m)	Q (Kg/m^2)
1	Beban Guna Atap	96 kg/m^2	-	96

(Sumber : 2847-2019) **∑ QL = 96 kg/m^2**

3. Beban Berfaktor

qu = 1,2 qDL + 1,6 qLL

= (1,2 x 370) + (1,6 x 96)

= 444 + 153,6

= 597,6 kg/m^2

Perhitungan berat struktur pada Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

Tabel 2.1 Rekapitulasi Berat Struktur Bangunan

Lantai	Berat Kolom (kN)	Berat Balok (kN)	Berat Plat (kN)	Total Berat Struktur (kN)
Lantai 1	900,48	546,226	921,600	2368,306
Lantai 2	900,48	546,226	921,600	2368,306
Lantai 3	900,48	546,226	921,600	2368,306
Lantai 4	900,48	546,226	921,600	2355,202
Lantai 5	896,16	546,226	921,600	2350,018
Atap	64,44	545,946	-	610,386
Drop off	25,728	129,888	-	155,616
∑	4588,248	3406,9626	4608	12576,14

Sumber : hasil perhitungan

Contoh perhitungan berat struktur pada lantai 3 bangunan Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta :

1.) Contoh perhitungan berat kolom lantai 3 bangunan Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

$W_{kolom}(K_1)$ = Panjang kolom x lebar kolom x tinggi kolom x p beton bertulang x jumlah kolom

= 0,70 m x 0,70 m x 4 m x 24 kN/m^3 x 12

= 564,48 Kn

$W_{kolom}(K_2)$ = Panjang kolom x lebar kolom x tinggi kolom x p beton bertulang x jumlah kolom

= 0,45 m x 0,45 m x 4 x 24 kN/m^3 x 6

= 116,65 Kn

$W_{kolom}(K_3)$ = Panjang kolom x lebar kolom x tinggi kolom x p beton bertulang x jumlah kolom

= 0,40 m x 0,40 m x 4 x 24 kN/m^3 x 14

= 215,04 Kn

$W_{kolom}(K_p)$ = Panjang kolom x lebar kolom x tinggi kolom x p beton bertulang x jumlah kolom

= 0,15 m x 0,15 m x 4 x 24 kN/m^3 x 2 = 4,32 Kn

$\sum W_{kolom}$ = w $(K_1) + (K_2) + (K_3) + (K_p)$

= 564,48 K*n* +282,24 K*n* + 215,04 K*n* + 4,32K*n*
= 900,48 K*n*

Selanjutnya Perhitungan berat kolom akan dilanjutkan pada Tabel 2.2

Tabel 2.2 Perhitungan Berat Kolom

Jenis Kolom	Luas Kolom b (m) / h (m)		Tinggi kolom (m)	Bj (KN/m3)	Jumlah kolom	Berat total (KN)	Berat Kolom (Kn)
Lantai 1							
K1 (700 X 700)	0,7	0,7	4	24	12	564,48	900,48
K2 (450 X 450)	0,45	0,45	4	24	6	116,64	
K3 (400 X 400)	0,4	0,4	4	24	14	215,04	
K4 (150 X 150)	0,15	0,15	4	24	2	4,32	
Lantai 2							
K1 (700 X 700)	0,7	0,7	4	24	12	564,48	900,48
K2 (450 X 450)	0,45	0,45	4	24	6	116,64	
K3 (400 X 400)	0,4	0,4	4	24	14	215,04	
K4 (150 X 150)	0,15	0,15	4	24	2	4,32	
Lantai 3							
K1 (700 X 700)	0,7	0,7	4	24	12	564,48	900,48
K2 (450 X 450)	0,45	0,45	4	24	6	116,64	
K3 (400 X 400)	0,4	0,4	4	24	14	215,04	
K4 (150 X 150)	0,15	0,15	4	24	2	4,32	
Lantai 4							
K1 (700 X 700)	0,7	0,7	4	24	12	564,48	900,48
K2 (450 X 450)	0,45	0,45	4	24	6	116,64	
K3 (400 X 400)	0,4	0,4	4	24	14	215,04	
K4 (150 X 150)	0,15	0,15	4	24	2	4,32	
Lantai 5							
K1 (700 X 700)	0,7	0,7	4	24	12	564,48	896,16
K2 (450 X 450)	0,45	0,45	4	24	6	116,64	
K3 (400 X 400)	0,4	0,4	4	24	14	215,04	
Lantai Atap							
K1 (400 X 600)	0,4	0,6	1,5	24	6	51,84	64,44
K2 (200 X 250)	0,2	0,25	1,5	24	7	12,6	
Drop off							
K1 (400 X 400)	0,4	0,4	3,35	24	2	25,728	25,728
Total berat kolom							5319,888

Sumber : Hasil perhitungan

2.) Contoh perhitungan berat balok lantai 3 bangunan Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

W_{balok} (375 x 750) (B1) = Luas Balok x panjang balok x *p* beton

= (0,375 x 0,75) m^2 x 50,5 m x 24 kN/m^3

= 340,875 kN

W_{balok} (200 x 375) (B2) = Luas Balok x panjang balok x *p* beton

= (0,20 x 0,375) m^2 x 17,5 m x 24 kN/m^3

= 31,5 kN

W_{balok} (150 x 300) (B3) = Luas Balok x panjang balok x *p* beton

= (0,15 x 0,30) m^2 x 153,24 m x 24 kN/m^3

= 165,59 kN

W_{balok} (150 x 200) (B4) = Luas Balok x panjang balok x *p* beton

= (0,15 x 0,20) m^2 x 11,60 x 24 kN/m^3

= 8,325 kN

$\sum W_{balok}$ = Wb B1 + B2 + B3 + B4

= 340,775 kN + 31,5 kN + 165,59 kN + 8,325 kN

= 546,226 kN

Selanjutnya Perhitungan berat balok akan dilanjutkanpada Tabel 2.3

Tabel 2.3 Perhitungan Berat Balok

Jenis Balok	Luas Balok		Panjang Balok (m)		Bj (KN/m3)	Berat total (KN)	Berat Balok (KN)
	b (m)	h (m)	Vertikal	Horizontal			
Lantai 1							
B1 (375 X 750)	0,375	0,75		50,5	24	340,875	546,226
B2 (200 X 375)	0,2	0,375	17,5		24	31,500	
B3 (150 X 300)	0,15	0,3	25,21	128,03	24	165,4992	
B4 (150 X 200)	0,15	0,2		11,6	24	8,352	
Lantai 2							
B1 (375 X 750)	0,375	0,75		50,5	24	340,875	546,226
B2 (200 X 375)	0,2	0,375	17,5		24	31,5	
B3 (150 X 300)	0,15	0,3	25,21	128,03	24	165,4992	
B4 (150 X 200)	0,15	0,2		11,6	24	8,352	
Lantai 3							
B1 (375 X 750)	0,375	0,75		50,5	24	340,875	546,226
B2 (200 X 375)	0,2	0,375	17,5		24	31,5	
B3 (150 X 300)	0,15	0,3	25,21	128,03	24	165,4992	
B4 (150 X 200)	0,15	0,2		11,6	24	8,352	
Lantai 4							
B1 (375 X 750)	0,375	0,75		50,5	24	340,875	546,226
B2 (200 X 375)	0,2	0,375	17,5		24	31,5	
B3 (150 X 300)	0,15	0,3	25,21	128,03	24	165,4992	
B4 (150 X 200)	0,15	0,2		11,6	24	8,352	
Lantai 5							
B1 (375 X 750)	0,375	0,75		50,5	24	340,875	546,226
B2 (200 X 375)	0,2	0,375	17,5		24	31,5	
B3 (150 X 300)	0,15	0,3	25,21	128,03	24	165,4992	
B4 (150 X 200)	0,15	0,2		11,6	24	8,352	
Atap							
B7 (250 X 500)	0,25	0,5	15,2	57,47	24	218,01	545,9436
B6 (200 X 400)	0,2	0,4	110,55	41,27	24	291,4944	
B8 (150 X 300)	0,15	0,3	30,36	3,38	24	36,4392	
Atap elevasi + 21.49							
B6 (200 X 400)	0,2	0,4	32	35,65	24	129,888	129,888
Total berat balok							3406,9626

3.) Contoh perhitungan berat plat lantai 3 bangunan Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

Wplat lantai 1 = luas plat x tebal plat x *p* beton bertulang

= 320 m^2 x 0,12 m x 24 kN/m^3

= 921,6 kN

Selanjutnya Perhitungan Berat Plat akan dilanjutkan dalam Tabel 2.4

Tabel 2.4 Perhitungan berat Plat

Elevasi	Luas Plat (m2)	Tebal Plat (m)	Bj (KN/m3)	Berat total (KN)
Elevasi + 4.00	320	0,12	24	921,600
Elevasi + 8.00	320	0,12	24	921,600
Elevasi + 12.00	320	0,12	24	921,600
Elevasi + 16.00	320	0,12	24	921,600
Elevasi + 20.00	320	0,12	24	921,600
Total berat plat				4608

Sumber : Hasil perhitungan

∑Wtotal Struktur lantai 3 = ∑Wkolom + ∑Wbalok + ∑Wplat

= 900,48 K*n* + 546,226 kN + 921,600 kN

= 2368,306 kN

c) Perhitungan berat non struktur pada Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

Tabel 2.5 Rekapitulasi Berat Non Struktur Bangunan

Lantai	Berat Dinding (kN)	Berat Keramik (kN)	Berat Spesi (Kn)	Berat Plafond (kN)	Berat Tangga (kN)	Total Berat Non Struktur (kN)
Lantai 1	480,655	76,800	140,800	57,600	13,90	769,755
Lantai 2	480,655	76,800	140,800	57,600	13,90	769,755
Lantai 3	480,655	76,800	140,800	57,600	13,90	769,755
Lantai 4	480,655	76,800	140,800	57,600	13,90	769,755
Lantai 5	480,655	76,800	140,800	57,600	-	755,855
∑	2403,275	384	704	288	55.6	3834,875

Sumber : Hasil perhitungan

Contoh perhitungan berat non struktur pada lantai 3 bangunan Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta:

1.) Contoh perhitungan berat dinding arah vertikal lantai bangunan Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta:

$W dinding = [A Dinding\ X\ T Dinding\ X\ \gamma Hebel]$
$= [(49{,}39 \text{ x } 3{,}65) m^2 \text{ x } 0{,}15 \text{ m x } 5{,}2 kN/m^3]$
$= 140{,}613 \text{ kN } \boldsymbol{\gamma_{Hebel}} \text{ (kN/m3)}$

Contoh perhitungan berat dinding arah horizontal lantai bangunan Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta :

$W dinding = [A Dinding\ X\ T Dinding\ X\ \gamma Hebel]$
$= [(115{,}54 \text{ x } 3{,}65) m^2 \text{ x } 0{,}15 \text{ m x} 5{,}2 kN/m^3]$
$= 328{,}942 \text{ kN } \boldsymbol{\gamma_{Hebel}} \text{ (kN/m3)}$

Selanjutnya Perhitungan berat dinding akan dilanjutkan dalam Tabel 2.5

Tabel 2.6 Perhitungan Berat Dinding

Arah Dinding	Panjang (m)	Tebal (m)	Tinggi (m)	BJ (KN/m3)	Berat total (KN)	Berat Dinding (KN)
Lantai 1						
Vertikal	49,39	0,15	3,65	5,2	140,613	480,655

Horizontal	115,54	0,15	3,65	5,2	328,942	
Relling Tangga	14,23	0,15	1	5,2	11,099	
Lantai 2						
Vertikal	49,39	0,15	3,65	5,2	140,613	
Horizontal	115,54	0,15	3,65	5,2	328,942	480,655
Relling Tangga	14,23	0,15	1	5,2	11,099	
Lantai 3						
Vertikal	49,39	0,15	3,65	5,2	140,613	
Horizontal	115,54	0,15	3,65	5,2	328,942	480,655
Relling Tangga	14,23	0,15	1	5,2	11,099	
Lantai 4						
Vertikal	49,39	0,15	3,65	5,2	140,613	
Horizontal	115,54	0,15	3,65	5,2	328,942	480,655
Relling Tangga	14,23	0,15	1	5,2	16,895	
Lantai 5						
Vertikal	49,39	0,15	3,65	5,2	140,613	
Horizontal	115,54	0,15	3,65	5,2	328,942	480,655
Relling Tangga	14,23	0,15	1	5,2	16,895	
Total Berat dinding						2403,275

Sumber : Hasil perhitungan

2.) Contoh perhitungan berat penutup lantai (keramik) lantai 3 bangunan :

Wkeramik = luas lantai x tebal x *p* keramik
= 320 m^2 x 0,01 x 24 kN/m
= 76,8 kN

Selanjutnya Perhitungan berat Keramik akan dilanjutkan dalam Tabel 2.6

Tabel 2.7 Perhitungan Berat Keramik

Elevasi	Luas Lantai (m2)	Bj (KN/m3)	Berat total (KN)
Elevasi + 0.00	320	0,24	76,800
Elevasi + 4.00	320	0,24	76,800
Elevasi + 8.00	320	0,24	76,800
Elevasi + 12.00	320	0,24	76,800
Elevasi + 16.00	320	0,24	76,800
Total berat keramik			384

Sumber : Hasil perhitungan

3.) Contoh perhitungan berat spesi beton lantai 3 bangunan :

$Wplafond = [A_{Lantai\ x}\ T_{Spesi\ x}\ \gamma_{Spesi}]$

$= [320\ m^2 x\ 0{,}02\ m\ x\ 22\ kN/m^3]$

$= 140{,}8$ kN

Selanjutnya Perhitungan berat spesi akan dilanjutkan dalam Tabel 2.8

Tabel 2.8 Perhitungan Berat Spesi

Elevasi	Luas (m2)	Tebal Spesi (m)	Bj (KN/m3)	Berat total (KN)
Elevasi + 0.00	320	0,02	22	140,800
Elevasi + 4.00	320	0,02	22	140,800
Elevasi + 8.00	320	0,02	22	140,800
Elevasi + 12.00	320	0,02	22	140,800
Elevasi + 16.00	320	0,02	22	140,800
Total berat spesi				704

Sumber : Hasil perhitungan

4.) Contoh perhitungan berat plafond dan penggantung lantai 3 bangunan Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta :

$Wplafond = [A_{Lantai\ x}\ (\rho_{Plafond} + \gamma_{Penggantung})]$

$= [320\ m^2\ x\ 0{,}11\ \ kN/m^2 + 0.07\ kN/m^2]$

$= 57{,}6$

Selanjutnya Perhitungan berat Plafond dan penggantung akan dilanjutkan dalam Tabel 2.9

Tabel 2.9 Perhitungan Berat Plafond Dan Penggantung

Elevasi	Luas (m2)	Row plafond (kN/m2)	Bj penggantung (KN/m3)	Berat total (KN)
Elevasi + 4.00	320	0,11	0,07	57,600
Elevasi + 8.00	320	0,11	0,07	57,600
Elevasi + 12.00	320	0,11	0,07	57,600
Elevasi + 16.00	320	0,11	0,07	57,600
Elevasi + 20.00	320	0,11	0,07	57,600
Total berat plafond dan penggantung				288

Sumber : Hasil perhitungan

5.) Contoh perhitungan berat Instalasi MEP pada lantai 3 bangunan :

WMEP = $[A_{Lantai\ x\ \gamma Plumbing\ dan\ ME}]$

= [320 m^2 x 0,025 kN/m^2]

= 8.000 kN

Selanjutnya Perhitungan berat instalasi MEP akan dilanjutkan dalam Tabel 2.10

Tabel 2.10 Perhitungan Berat Instalasi MEP

Elevasi	Luas (m2)	Bj Plumbing (KN/m3)	Berat total (KN)
Elevasi + 0.00	320	0,025	8,000
Elevasi + 4.00	320	0,025	8,000
Elevasi + 8.00	320	0,025	8,000
Elevasi + 12.00	315,45	0,025	7,886
Elevasi + 16.00	315,15	0,025	7,879
Elevasi + 20.00	233,62	0,025	5,841
Total berat MEP			45,606

Sumber : Hasil perhitungan

6.) Contoh perhitungan berat tangga lantai 3 bangunan :

Wtangga = Vtangga x *p* beton x jumlah

= 0,416 m^3 x 24 kN/m^3 x 1

= 9,98 Kn

Selanjutnya Perhitungan berat tangga akan dilanjutkan dalam Tabel 2.11

Tabel 2.11 Perhitungan Berat Tangga

Tangga	Volume (m3)	Jumlah	BJ (KN/m3)	Berat total (KN)
Lantai 1 ke lantai 2	0,579	1	24	13,90
Lantai 2 ke lantai 3	0,579	1	24	13,90
Lantai 3 ke lantai 4	0,579	1	24	13,90
Lantai 4 ke lantai 5	0,579	1	24	13,90
Total berat tangga				55,6

Sumber : Hasil perhitungan

∑Wtotal NON Struktur lantai 3 = ∑WDinding + ∑Wkeramik + ∑Wspesi + ∑Wdplafon + ∑Wtanggai

= 480,655 K*n* + 76,800 kN + 140,800 kN + 57,600 kN + 13,90 kN

= 769,755 kN

∑Wtotal Lantai 3 (Strukur + Non Struktur) = 2368,306 kN + 769,755 kN

= 3138,061 Kn

Sedangkan untuk rekap keseluruhan dari perhitungan berat struktur dan non struktur pada bangunan gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta disajikan pada Tabel 2.11 sebagai berikut:

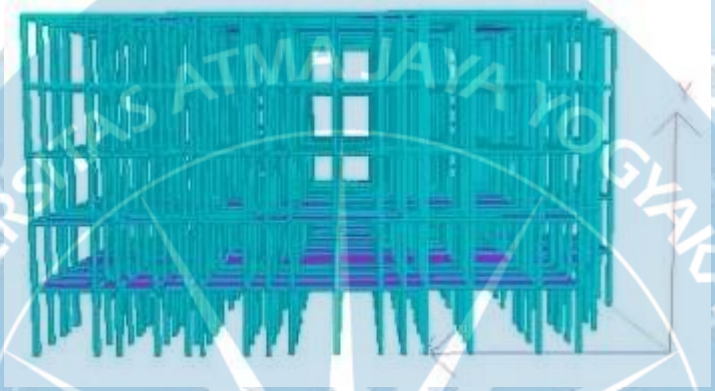
Tabel 2.11 Rekapitulasi Berat Sendiri Bangunan

Lantai	Berat Struktur (kN)	Berat Non Struktur (kN)	Total berat (kN)
Lantai 1	2368,306	769,755	3138,061
Lantai 2	2368,306	769,755	3138,061
Lantai 3	2368,306	765,755	3138,061
Lantai 4	2368,306	765,755	3138,061
Lantai 5	2350,018	755,855	3105,873
Atap	610,386	-	610,386
Berat Total Bangunan			16236,376

Sumber : Hasil perhitungan

2.3 Pemodelan Struktur Atas

Struktur Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta pada studi ini dimodelkan sebagai struktur portal, pemodelan struktur gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta ini menggunakan bantuan aplikasi *StaadPro*. Berikut merupakan gambar pemodelan struktur gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta pada aplikasi *Staadpro*



Gambar 2.1 3D Pemodelan Struktur Atas

2.3.1 Beban Gempa

Analisa Gempa ini dilakukan dengan menggunakan Staad Pro Versi terbaru yaitu Staadpro V22 yang sudah bisa secara otomatis menganalisa beban gempa dengan hanya menginput data gempa dari Aplikasi Puskim. Berikut data-data yang digunakan :

a) Penentuan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa (Ie)

Penentuan kategori risiko bangunan mengacu pada Tabel 3 dan Tabel 4 SNI 1726:2019. Berdasarkan klasifikasi tersebut, bangunan kantor termasuk dalam Kategori Risiko II sehingga nilai faktor keutamaan gempa (Ie) yang digunakan dalam perencanaan adalah sebesar 1,0.

Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

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

Tabel 4 – Faktor keutamaan gempa

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

a) Klasifikasi Situs

Karakteristik tanah pada lokasi pembangunan Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta ditentukan berdasarkan data hasil penyelidikan tanah yang diperoleh melalui aplikasi Puskim. Berdasarkan data tersebut, nilai rata-rata parameter tanah adalah sebagai berikut:

- S-01 = 50,56
- S-02 = 50.56
- S-03 = 60,33

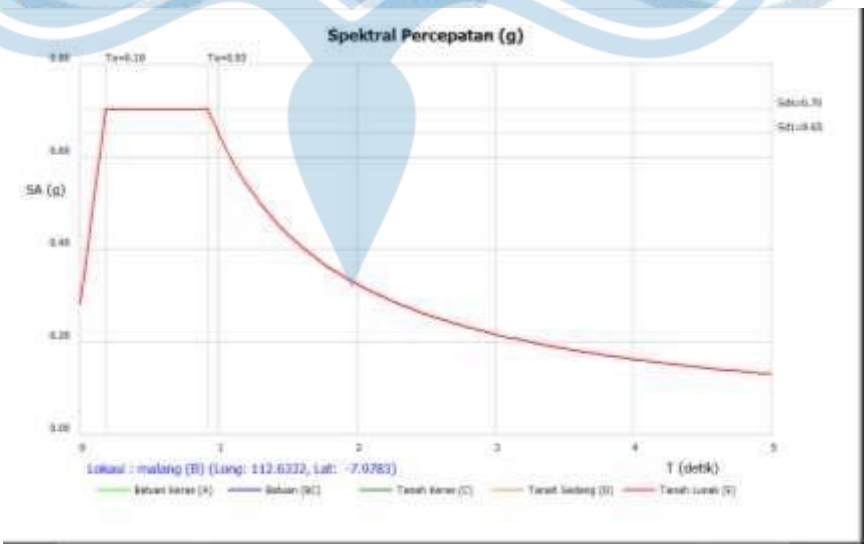
$$\frac{rata\text{–}rata\ konus}{4} = \frac{58{,}817}{4} = 14{,}704\ \text{kg/cm}^2$$

Berdasarkan ketentuan pada Tabel 5 SNI 1726:2019, nilai rata-rata N-SPT sebesar 14,704 berada pada rentang N<15. Dengan demikian, kondisi tanah pada lokasi pembangunan Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta diklasifikasikan sebagai Kelas Situs SE (tanah lunak)

Tabel 5 – Klasifikasi situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

b) Penentuan parameter percepatan spektral pada lokasi pembangunan Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta dilakukan menggunakan aplikasi Peta Gempa (Respons Spektra Indonesia 2019) yang dikelola oleh Kementerian PUPR. Hasil analisis, sebagaimana disajikan pada Gambar 2.1, menunjukkan bahwa nilai percepatan spektral periode pendek adalah **Ss** = 0.879897 sedangkan nilai percepatan spektral pada periode 1 detik adalah **S1** = 0.410188



Gambar 2.2 Grafik Percepatan Respon Spektral Gempa

Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

Tabel 2.13 Nilai Parameter Respon Spektrum

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.406277
SS (g)	0.879897
S1 (g)	0.410188
CRS	0.000000
CR1	0.000000
FA	1.196082
FV	2.379624
SMS (g)	1.052429
SM1 (g)	0.976093
SDS (g)	0.701620
SD1 (g)	0.650729
T0 (detik)	0.185493
TS (detik)	0.185493

Gambar grafik percepatan respon spektrum dan tabel nilai parameter respon spektrum di dapat dari aplikasi Puskim Kementerian PUPR.

c) Kategori Design Seismik

Klasifikasi Kategori Desain Seismik dilakukan berdasarkan nilai parameter percepatan spektral desain (S_{DS}). Dari hasil analisis diperoleh nilai S_{DS} = 0.701620 yang menurut ketentuan SNI 1726:2019 termasuk dalam Kategori Desain Seismik D. Hasil klasifikasi tersebut ditampilkan pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Klasifikasi Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Spektral Periode Pendek

Nilai SDs	Kategori Risiko I atau II atau III	Kategori Risiko IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{D1} < 0.33$	B	B
$0.33 \leq S_{D1} < 0.50$	C	C
$S_{D1} \geq 0.50$	D	D

Penentuan Kategori Desain Seismik dilakukan berdasarkan nilai parameter percepatan spektral desain periode 1 detik(S_{D1}). Dari hasil analisis diperoleh nilai S_{D1} = 0.650729, yang berdasarkan klasifikasi SNI 1726:2019 masuk ke dalam Kategori Desain Seismik D. Rekapitulasi hasil penentuan kategori tersebut ditampilkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai S_{D1}

Nilai SDs	Kategori Risiko I atau II atau III	Kategori Risiko IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{D1} < 0.33$	B	B
$0.33 \leq S_{D1} < 0.50$	C	C
$S_{D1} \geq 0.50$	D	D

Berdasarkan hasil di atas dapat Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta memiliki desain seismik D.

d) Periode Fundamental Pendekatan (Periode Getar Struktur)

Mengacu pada SNI 1726:2019 (Badan Standardisasi Nasional, 2019), nilai perioda fundamental pendekatan dapat dihitung menggunakan persamaan empiris untuk bangunan dengan jumlah lantai tidak lebih dari 12 tingkat dan tinggi setiap lantai sekurang-kurangnya 3 meter. Perhitungan dilakukan sebagai berikut:

Ta = 0,1 x Jumlah lantai, maka :
Ta' = 0,1 x 5
= 0,5 detik

e) Nilai R, Ω, C_D

Dalam perencanaan struktur Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta, digunakan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus sebagai sistem penahan gaya gempa. Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12, diperoleh nilai parameter desain struktur yang digunakan dalam analisis sebagai berikut:

- Koefisien modifikasi respon (R) = 8
- Parameter kuat lebih sistem (Cd) = 3
- Faktor pembesaran defleksi (Ωo) = 5.5

f) Koefisien Respon Seismik (Cs) dan Gaya Seismik (V)

- Cs $= \frac{S_{DS}}{(\frac{R}{I_e})}$

$= \frac{0,701620}{(\frac{8}{1,5})}$

$= 0,13155$

- Cs max $= \frac{Sd1}{T \; x \; (\frac{R}{Ie})}$

$= \frac{0.650729}{(\frac{8}{1,5})}$

$= 0,20335$

- Cs Min $= 0,044 \; x \; S_{DS} \; x \; I_e \geq 0,01$

$= 0,044 \; x \; 0,701620 \; x \; 1,5 \geq 0,01$

$= 0,0463 \geq 0,01$ (Oke)

$C_{S\,Min} < C_S < C_{S\,Maks}$ Maka digunakan $C_S = 0,13155$

g) Gaya Geser Seismik (Base Shear) (V)

Untuk menghitung gaya geser seismik digunakan rumus :

$V = C_S \; x \; W_{Total}$

$V = 0,13155 \; x \; 18018,475$ kN

$V = 2491,642$ kN

h) Distribusi Gaya Literal Bangunan

Pada struktur bangunan dengan tinggi kurang dari 40 meter, pembebanan gempa arah vertikal sepanjang tinggi bangunan dihitung dengan asumsi gaya gempa bekerja sebagai gaya lateral terpusat pada setiap lantai. Nilai faktor distribusi vertikal (k) ditentukan berdasarkan nilai perioda fundamental pendekatan T = 0,6 melalui metode interpolasi.

k = 1 untuk T ≤ 0,5 detik k =

2 untuk T ≥ 2,5 detik

Untuk T = 0,6 di lakukan interpolasi 0,5 < T < 2,5

$$k = K_1 + \frac{(T - T_1)}{(T_2 - T_1)} \; x \; (k_2 - k_1)$$

$$k = 1 + \frac{(0,6 - 0,5)}{(2,5 - 0,5)} \; x \; (2 - 1)$$

k = 1,05

Menurut SNI 1726-2012 pembebanan pada arah utama Gedung dianggap bekerja 100% sedangkan tegak lurus sumbu utama Gedung bekerja secara 30% pada saat bersamaan. Pembebanan gempa pada tiap lantai dibagi dengan jumlah portal yang ditinjau.

Contoh perhitungan untuk lantai 1

Kolom No. 1 : Lantai

Kolom No. 2 : Tinggi lantai

Kolom No. 3 : Jumlah berat per lantai

Kolom No. 4 : $w \; x \; h^k$ = 3038,919 x $7,25^{1,05}$ = 24326,186

Kolom No. 5 :

$$C_{vx} = \frac{w \; x \; h^k}{\sum_{i=1}^{n} w \; x \; h^k}$$

$$C_{vx} = \frac{25594.688}{316499.061}$$

$$C_{vx} = 0.081$$

Kolom No. 6 : Nilai dasar geser

seismik Kolom No. 7 : Gaya gempa

dasar

$$f_i = C_{vx} \; x \; V$$

$$f_i = 0.081 \; x \; 2386.263$$

$$f_i = 192.973$$

Kolom No. 8 : Jumlah nodal pada sumbu Y Kolom No. 9 : Jumlah nodal pada sumbu X

Kolom No. 10 : Gaya gempa arah sumbu Y (Distribusi 30%) Kolom No. 11 : Distribusi beban gempa arah sumbu Y Kolom No. 12 : Gaya gempa arah sumbu X (Distribusi 100%) Kolom No. 13: Distribusi beban gempa arah sumbu X

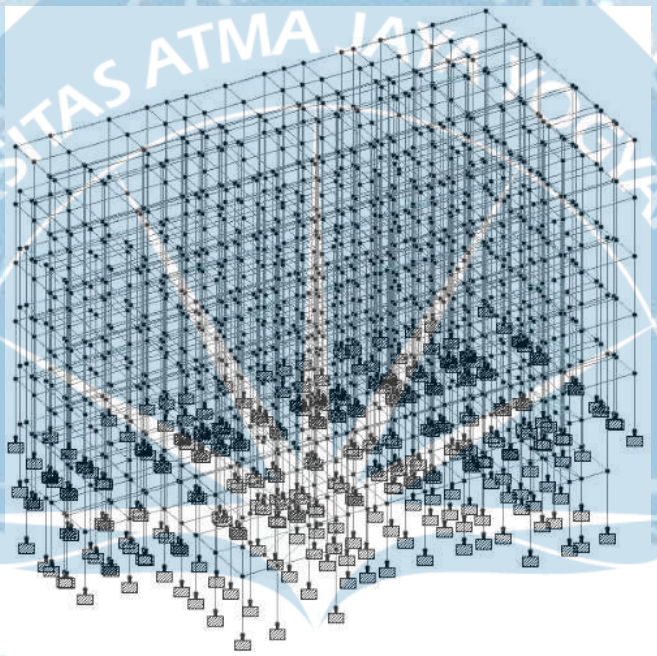
Selanjutnya untuk perhitungan distribusi beban gempa dijabarkan pada Tabel 2.16

Tabel 2.16 Perhitungan distribusi beban gempa

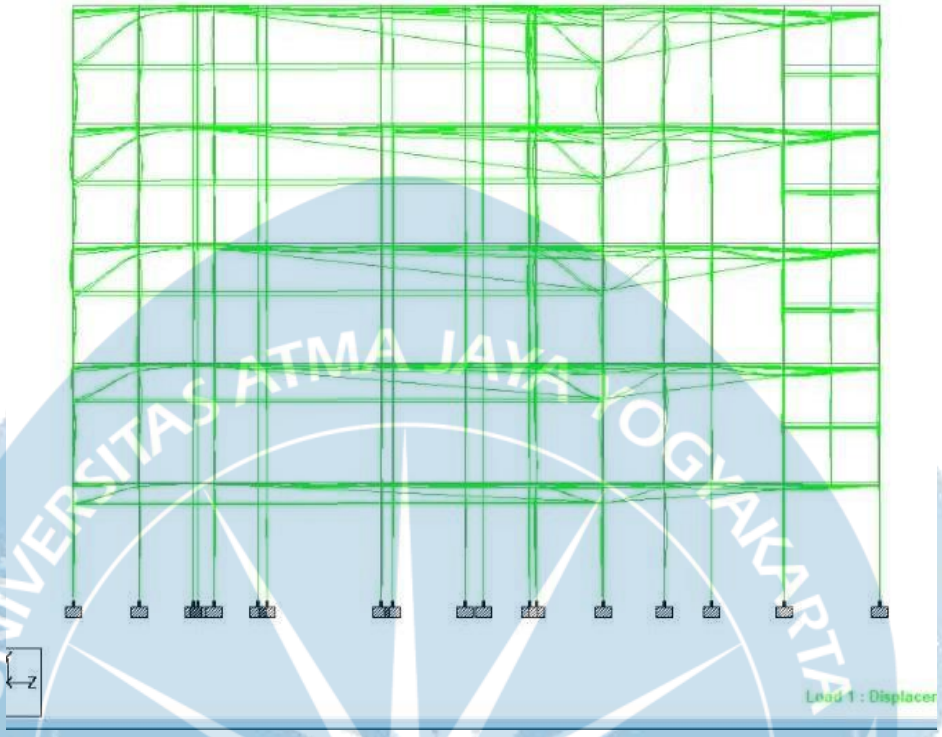
Lantai	Tinggi (m)	W total (kN)	whk	cvx	v	Fi	Node Y	Node X	Gaya Gempa Fi Y (kn)		Gaya Gempa Fi X (kn)	
									Fi 30%	Fi/Node	Fi 100%	Fi/Node
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	4	3145,494	13485,028	0,059	2386,263	139,962	4	8	41,989	10,497	139,962	17,495
2	8	3145,494	27921,153	0,121	2386,263	289,796	4	8	86,939	21,735	289,796	36,225
3	12	3145,494	42739,474	0,186	2386,263	443,597	4	8	133,079	33,270	443,597	55,450
4	16	3132,39	57570,740	0,250	2386,263	597,532	4	8	179,259	44,815	597,532	74,691
5	20	3057,118	71022,131	0,309	2386,263	737,145	4	8	221,143	55,286	737,145	92,143
Atap	24	610,386	17172,217	0,075	2386,263	178,232	4	8	53,470	13,367	178,232	22,279
		16236,38	229910,742	1,000								

2.4 Analisa Statika

Analisa Dinamika diperoleh menggunakan aplikasi Staad Pro dengan menggunakan data-data beban gravitasi serta beban gempa yang telah diperhitungkan. Pada Analisa dinamika ini akan diperoleh nilai momen, gaya lintang, gaya aksial, dan nilai drift atau simpangan yang terjadi pada portal bangunan yang direncanakan.



Gambar 2. 3 Portal Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta



Gambar 2. 4 *Displacement* pada portal Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta

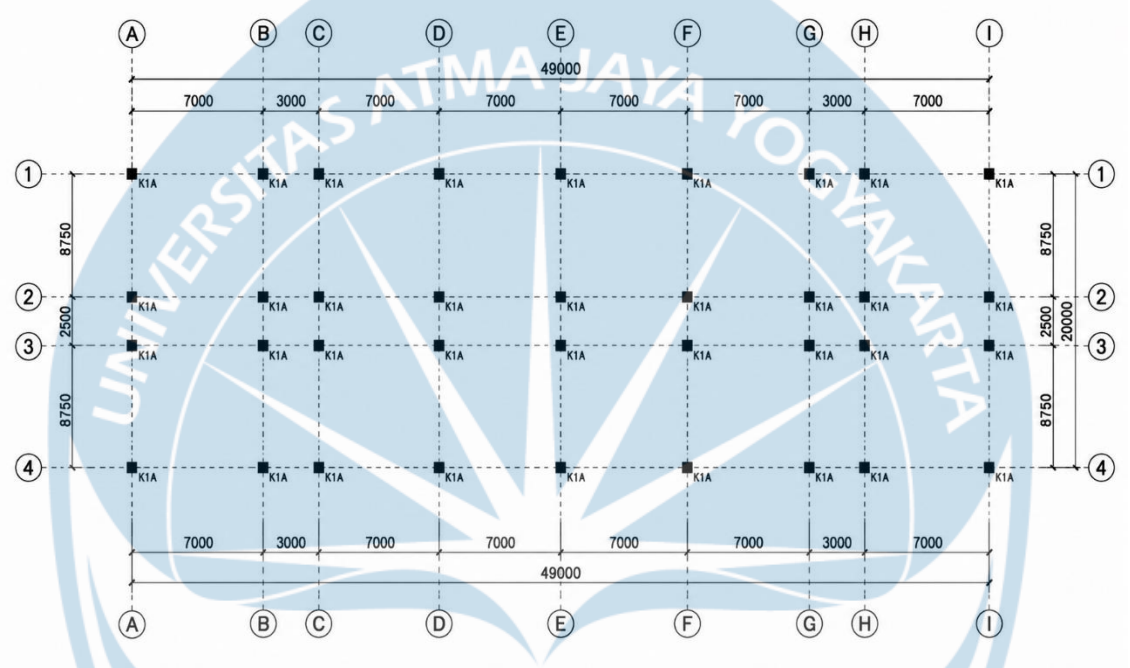
Tabel 2.17 Rekapitulasi Hasil Statika

Beam	L/C	Node	Axial Force Mton	Shear-Y Mton	Shear-Z Mton	Torsion MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
143	8	13	28.440	1.187	3.321	0.012	1.156	4.111
		60	-26.941	-1.187	-3.321	0.012	-0.315	-4.276
144	8	43	43.901	2.278	4.877	0.017	1.187	-5.258
		90	-42.402	-2.278	-4.877	-0.017	-0.367	-5.167
145	8	44	53.323	3.239	5.287	0.019	1.265	6.813
		91	-51.824	-3.239	-5.287	0.019	-0.514	-6.079
146	8	47	18.217	1.104	2.347	0.011	1.004	3.011
		93	-18.006	-1.104	-2.347	-0.011	-1.007	-3.023
147	8	46	16.601	-1.003	2.181	0.010	1.003	3.016
		92	-16.391	1.003	-2.181	-0.010	-1.007	3.031
148	8	19	58.656	3.345	5.463	0.011	1.069	6.220
		66	-57.156	-3.345	-5.463	-0.014	-1.077	-6.384
149	8	42	38.482	2.183	3.547	-0.014	1.113	4.124
		89	-36.983	-2.183	-3.547	0.012	-1.157	4.184
150	8	41	28.182	1.152	3.222	-0.012	1.084	4.148
		88	-24.683	-1.152	-3.222	0.011	-2.085	4.230
151	8	21	45.307	2.143	5.021	-0.011	1.408	4.243
		68	-43.409	-2.143	-5.021	0.013	-1.707	4.375
152	8	22	73.437	1.643	5.568	-0.013	1.717	5.348
		69	-71.540	-1.643	-5.568	0.013	-1.372	5.596
153	8	24	169.210	1.771	7.131	-0.019	2.047	8.281
		71	-164.618	-1.771	-7.131	0.019	-2.459	-8.128
154	8	18	47.159	1.033	5.100	0.015	0.053	4.065
		65	-45.660	-1.033	-5.100	-0.015	-0.053	4.065
155	8	25	167.384	1.766	6.879	0.014	2.004	8.265
		72	-162.792	-1.766	-6.879	-0.014	-1.485	-8.156
156	8	17	49.070	-1.023	3.345	-0.008	1.011	4.046
		64	-47.571	1.023	-3.345	0.008	-1.065	4.028
157	8	15	70.666	1.337	5.452	0.011	1.369	5.316
		62	-69.167	-1.337	-5.452	-0.011	-0.728	5.595
158	8	14	64.265	1.040	5.324	0.010	1.048	-5.123
		61	-62.766	-1.040	-5.324	0.010	-1.082	-5.311
159	8	12	33.953	-1.104	3.341	0.008	1.108	-3.177
		59	-32.454	1.104	-3.341	0.008	-1.231	-3.422
160	8	11	28.646	1.159	3.221	0.005	1.170	3.007
		58	-27.147	-1.159	-3.221	0.005	-0.348	-3.044
161	8	10	100.240	1.816	6.123	0.013	1.834	-7.100
		57	-95.648	-1.816	-6.123	-0.013	-1.818	-7.910
162	8	28	144.782	1.555	6.358	0.017	1.624	-7.098
		75	-140.191	-1.555	-6.358	-0.017	-3.429	-7.910

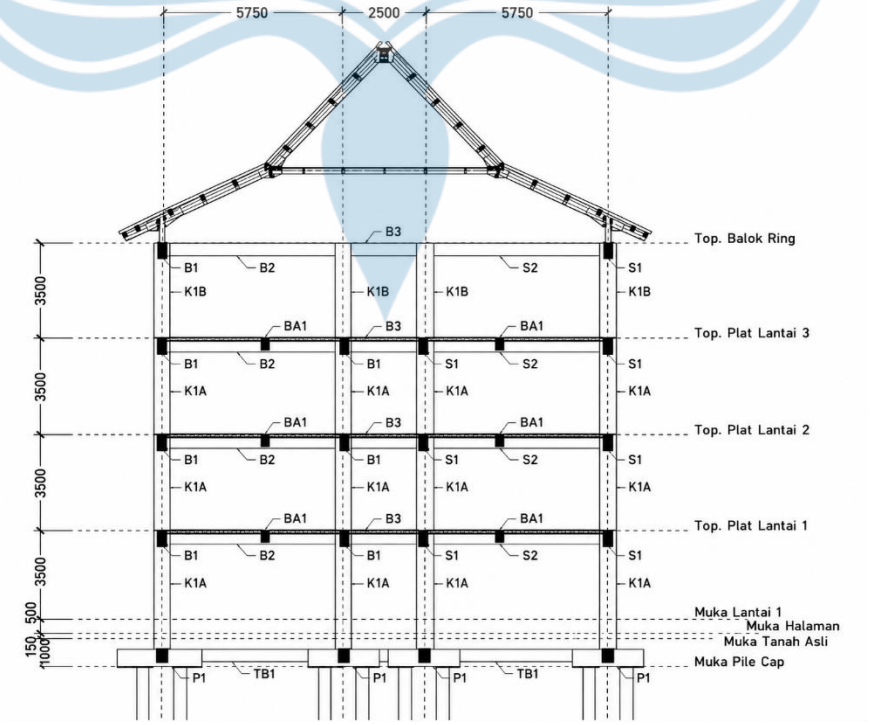
163	8	27	175.402	4.182	7.114	0.020	4.339	10.108
		74	-170.810	-4.182	-7.144	-0.020	-9.251	-10.476
164	8	26	169.728	4.707	6.673	0.016	4.908	9.398
		73	-165.136	-4.707	-6.673	-0.016	-1.391	9.144
165	8	9	97.456	-0.875	5.989	0.015	1.890	-7.014
		56	-92.864	0.875	-5.989	-0.015	-1.953	-7.902
166	8	29	141.673	-1.581	6.323	0.014	1.571	-8.120
		76	-137.081	1.581	-6.323	-0.014	-3.566	-8.148
167	8	8	32.007	-0.094	3.513	0.002	1.100	-3.199
		55	-30.508	0.094	-3.513	-0.002	-0.206	-3.507
168	8	7	49.348	-0.182	5.467	0.010	0.189	-3.014
		54	-47.849	0.182	-5.467	0.010	-0.401	-4.126
169	8	6	140.377	-4.602	6.158	0.014	2.626	8.169
		53	-135.785	4.602	6.158	-0.014	-1.331	-8.592
170	8	5	144.911	-4.915	6.398	0.012	2.911	8.397
		52	-140.319	4.915	-6.398	-0.014	-1.064	-8.110
171	8	4	144.410	-4.871	6.364	0.013	1.830	8.381
		51	-139.819	4.871	-6.364	-0.013	-1.001	-7.158
172	8	3	145.744	-3.861	6.421	0.008	1.784	8.359
		50	-141.153	3.861	6.421	-0.008	-1.016	-7.227
173	8	2	62.224	-0.704	5.289	0.005	0.704	5.327
		49	-60.326	0.704	-5.289	-0.005	-1.583	5.505
174	8	1	40.739	-0.330	5.111	0.004	0.307	5.229
		48	-38.842	0.330	-5.111	-0.004	-0.766	5.296
175	8	23	93.894	0.025	5.567	0.002	1.064	5.057
		70	-91.996	-0.025	-5.567	-0.012	-1.016	-5.043
176	8	20	62.525	0.030	5.313	0.012	0.075	5.317
		67	-60.628	-0.030	-5.313	-0.002	-0.022	5.499

2.5 Data Perencanaan

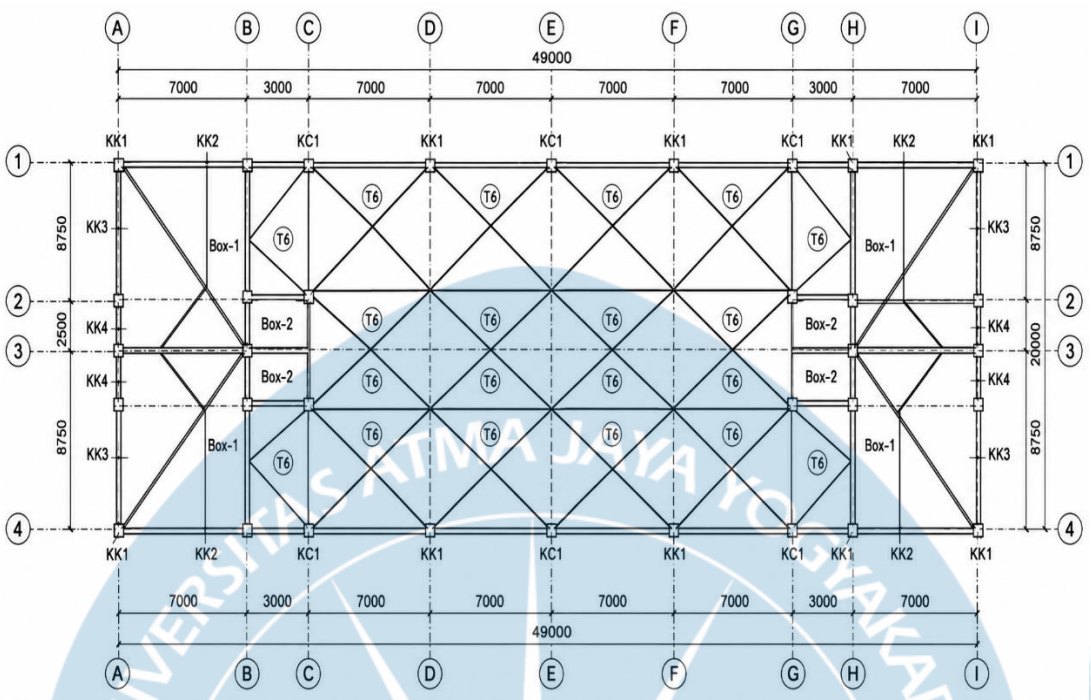
Objek perencanaan dalam penelitian ini adalah Gedung Rusun Pathuk Polresta Yogyakarta yang terdiri dari lima lantai dan berlokasi di Kota Yogyakarta. Struktur bangunan dirancang menggunakan konstruksi beton bertulang, sedangkan denah struktur rencana dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.5 Denah Rencana Posisi Kolom Struktur



Gambar 2.6 Pemodelan Struktur Tampak Arah Y



Gambar 2.7 Pemodelan Struktur Tampak Arah X

Data Gedung

- Tinggi total bangunan = 15,8 m
- Tinggi lantai 1 = 3.5 m
- Tinggi lantai 2 = 3. 5 m
- Tinggi lantai 3 = 3.5 m

2.5.1 Data Material Beton dan Baja Tulangan

Material struktur yang digunakan dalam perencanaan terdiri dari beton bertulang dan baja tulangan dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Kuat tekan beton, fc' = 20,75 Mpa
- Tulangan utama = 400 Mpa
- Tulangan sengkang = 280 Mpa

2.5.2 Data Pembebanan Struktur

Dalam proses analisis struktur, bangunan diperhitungkan terhadap beberapa jenis pembebanan yang bekerja pada struktur, meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Adapun nilai pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati
   a. Berat Beton Bertulang : 2400 kg/m^3
   b. Air Hujan : 1000 kg/m^3
   c. Spesi/Plesteran : 25 kg/m^2
   d. Pasangan 1/2 Bata : 250 kg/m^2
   e. Instalasi ME : 25 kg/m^2
   f. Keramik+Mortar : 110 kg/m^2
   g. Plafond + Penggantung : 20 kg/m^2
2. Beban Hidup
   a. Lantai Atap : 96 kg /m^2
   b. Lantai *Typical* : 192 kg /m^2
   c. Ruang Pertemuan : 479 kg /m^2
3. Beban Gempa
   a. Katagori Resiko Bangunan : IV (SNI 1726-2019)
   b. Faktor Keutamaan (*Ie*) : 1,2 (SNI 1726-2019)

2.6 Penentuan Dimensi Awal Elemen Struktur *(Preliminary Design)*

Tahap preliminary design dilakukan untuk menentukan perkiraan dimensi awal elemen-elemen struktur sebelum dilakukan analisis struktur secara menyeluruh. Penentuan dimensi awal ini mengacu pada persyaratan yang tercantum dalam standar perencanaan yang berlaku dengan mempertimbangkan aspek kekuatan, kekakuan, dan efisiensi struktur.

2.6.1 Perencanaan Dimensi Balok

Perencanaan dimensi balok dilakukan dengan menentukan ukuran awal penampang balok berdasarkan bentang yang direncanakan serta ketentuan dalam SNI 2847:2019. Elemen balok yang ditinjau dalam perencanaan ini meliputi balok induk pada arah sumbu Y.

1. Balok Induk Arah Y
   a. Tinggi Balok

Penentuan tinggi awal balok dilakukan berdasarkan ketentuan tinggi minimum balok nonprategang sesuai dengan persyaratan SNI 2847:2019. Rekapitulasi ketentuan tinggi minimum balok nonprategang disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2.1 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi perletakan	Minimum h[1]
Perletakan sederhana	ℓ/16
Menerus satu sisi	ℓ/18,5
Menerus dua sisi	ℓ/21
Kantilever	ℓ/8

Sumber : SNI 2847- 2019 Tabel 9 .3.1.1 Hal. 180

Pada elemen balok atau pelat rusuk satu arah yang memiliki kondisi perletakan sederhana pada kedua ujungnya, ketebalan minimum dapat ditentukan berdasarkan rasio bentang terhadap tinggi efektif. Sesuai ketentuan yang berlaku, nilai tebal minimum digunakan sebesar L/16, dengan L merupakan panjang bentang terpanjang elemen yang ditinjau.

$$h \geq \frac{L}{16}$$

$$h \geq \frac{4000}{16}$$

h ≥ 250 mm

Dari hasil analisis menggunakan program struktur, tinggi awal balok h 250 mm tidak mencukupi maka digunakan h = 650 mm untuk memenuhi persyaratan kekuatan dan kekakuan struktur.

b. Lebar balok (bw)

Penentuan lebar balok dilakukan berdasarkan pendekatan awal terhadap tinggi balok yang telah direncanakan. Nilai lebar balok (bw) = ½ h hingga 2/3 h. Pada perencanaan ini digunakan pendekatan sebesar ½ h, sehingga diperoleh:

bw = ½ h.

bw =1/2 x 650 mm bw = 325 mm

Setelah dilakukan analisa menggunakan program untuk bw 325 mm tidak mencukupi maka digunakan bw = 450 mm

sehingga balok induk arah y yang direncanakan sebesar 45 x 65 cm.

2. Balok Induk Arah X

a. Tinggi Balok (h)

$h \geq \frac{L}{16}$

$h \geq \frac{4000}{16}$

h ≥ 250 mm digunakan h = 25 cm

b. Lebar balok (bw)

Untuk menentukan lebar balok (bw) = ½ h – 2/3 h.Untuk lebar balok digunakan ½ h.

bw = ½ h.

bw = 1/2 x 650 mm bw = 325 mm

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, dimensi awal lebar balok sebesar 325 mm belum memenuhi kebutuhan desain. Oleh karena itu, dilakukan penyesuaian dimensi penampang dengan meningkatkan lebar balok menjadi 450 mm.

Dengan demikian, dimensi balok induk arah X yang digunakan dalam perencanaan adalah : 45 x 65 cm.

3. Balok Anak Arah Y

Penentuan dimensi awal balok anak arah Y dilakukan dengan pendekatan berdasarkan proporsi terhadap dimensi balok induk yang telah direncanakan. Dimensi balok anak diperkirakan menggunakan pendekatan sekitar $\frac{2}{3}$ dari dimensi balok induk.

h $= \frac{2}{3} x\ 650 = 433{,}3333$ mm → digunakan h = 650 mm bw $= \frac{2}{3} x\ 450 = 300$ mm → digunakan h = 450 mm

sehingga balok anak arah y direncakan sebesar 45 x 65 cm

.

4. Balok Anak Arah X

Dimensi balok anak dapat direncanakan kurang lebih 2/3 dari dimensi balok induk.

h $= \frac{2}{3} x\ 650 = 433{,}3333$ mm → digunakan h = 650 mm bw $= \frac{2}{3} x\ 450 = 300$ mm → digunakan h = 450 mm sehingga balok anak arah y direncakan sebesar 45 x 65 cm.

Setelah dilakukan analisa penampang struktur didapatkan ukuran penampang pada struktur:

- sehingga balok induk arah Y yang direncanakan sebesar = 45 x 65 cm.
- sehingga balok induk arah X direncanakan sebesar= 45 x 65 cm.
- sehingga balok anak arah Y direncakan sebesar = 40 x 60 cm.
- sehingga balok anak arah X direncakan sebesar = 45 x 60 cm.

2.6.2 Perencanaan Dimensi Pelat

Diketahui :

Balok induk Arah	Y	: 45/65 cm
Balok induk Arah	X	: 45/65 cm
Balok anak Arah	X	: 45/60 cm
Balok anak Arah	Y	: 40 /60 cm
Mutu beton *Fc'*		: 20,75 Mpa
Mutu baja tulangan *fy*		: 400 Mpa

Direncanakan :

Tebal pelat :10 dan 12 cm

1. Menentukan tebal plat (h) :
   a. Pemeriksaan tebal pelat berdasarkan bentang bersih balok (ln)
      - Untuk bentang terpanjang (Ly) = 4000 mm

      Lny = 2000 mm – (650/2 mm + 600/2 mm) = 1375 mm
      - Untuk bentang terpendek (Lx) = 4000

      Lnx = 2000 mm – (650 /2 mm + 600/2 mm) = 1375 mm

      Lny = Lnx

1375 mm = 1375 mm **….. OK**

Maka untuk perhitungan digunakan (Lny) = 1375 mm



b. Nilai banding bentang terpanjang terhadap bentang terpendek

(β) β = Lny / Lnx

β = 1375 mm / 1375 mm

β = 1,00 < 2 (Pelat 2 Arah)

c. Tebal Pelat (h)

Pada elemen pelat yang didukung oleh balok pada seluruh sisi dan memiliki bentang di antara tumpuan, penentuan ketebalan minimum pelat, hf harus memenuhi persyaratan yang telah ditetapkan dalam SNI 2847:2019. Ketentuan mengenai tebal minimum pelat tersebut disajikan sebagai berikut:

$$hf = \frac{Ln(0{,}8+\frac{fy}{140})}{36+5\beta\ (am-0{,}2)}$$ Jika αm < 2 ,maka:hf ≥ 120 mm

$$hf = \frac{Ln(0{,}8+\frac{fy}{140})}{36+9}$$ Jika αm > 2 ,maka:hf ≥ 90 mm

Keterangan :

αm = Nilai rata–rata (rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat).

Ln = Panjang bentang bersih untuk sisi pelat dan balok (mm)

fy = Tegangan leleh baja (MPa).

β = Perbandingan antara bentang bersih dari sisi terpanjang dengan bentang bersih terpendek.

be = Lebar efektif flens (mm)

bw = Lebar beban balok (mm)

y = Titik tengah dari penampang (mm)

α = $\frac{Ibp}{Ip}$

dimana :

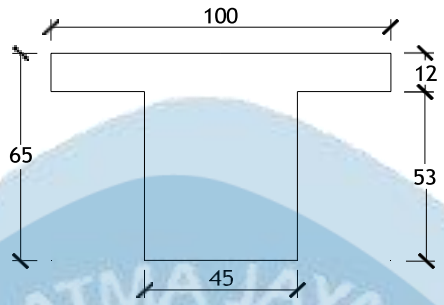
Ibp = Inersia balok

Ip = Inersia pelat

α = Kekakuan pelat

2. Penentuan Momen Inersia Gabungan Balok dan Pelat (Ibp)

a. Perhitungan Balok Interior (Balok Tengah Struktur)



Gambar 2.4 Konfigurasi Balok Interior pada Struktur Bangunan

Sumber : Hasil Perhitungan *Preliminary Design*

Mengacu pada ketentuan SNI 2847:2019 halaman 97, penentuan lebar efektif sayap pada penampang balok berbentuk T harus memenuhi batasan yang telah ditetapkan sebagai berikut:

be 2 (8 x hf) + bw = 2 (8 x 120) + 450 = 2.370 mm

be 2 (Ln/2) + bw = 2 (1700/2) + 450 = 2.150 mm

be L/4 = 4000 / 4 = 1.000 mm

maka diambil nila lebar efektif yang terkecil yaitu 1.000 mm

hw = h – hf

= 650 mm – 120 mm

= 530 mm

3. Titik Berat Balok Pelat

Rumus :

$$\frac{A1\left(\frac{hf}{2}\right)+A2\left(hf+\frac{hw}{2}\right)}{A1+A2}$$

A1 = be x hf

= 1.000 mm x 120 mm = 120.000 mm^2

A2 = hw x bw

= 530 mm x 450 mm = 238.500 mm^2

Sehingga $Y = \frac{(238.500 \cdot \frac{1}{2}530) + [120.000 \ (\frac{120}{2} + 530)]}{(238.500) + (120.000)}$

$Y = \frac{63.202.500 + 70.800.000}{358.500}$

Y = 373,7866 mm

4. Inersia Balok Pelat (Ibp)

Rumus :

Daerah 1

Ix_1 = 1/12 x bw x hw^3

= 1/12 x 450 x 530^3 = 5.580.654.345 mm^4

y1 = 1/2 x hw

= 1/2 x 530 mm = 265mm

Daerah 2

Ix_2 = 1/12 x be x hf^3

= 1/12 x 1.000 x 120^3 = 143.942.400 mm^4

Y2 = (1/2 x hf) + hw

= (1/2 x 120) + 530 mm = 590 mm

Ibp = 5.580.654.345 + (120.000 x (590 - 265)^2) + 143.942.400 + (238.500 x (590 - 265)^2)

= 5.580.654.345 + 12.675.000.000 + 143.942.400 + 25.191.562.500

= 43.591.115.925 mm^4

5. Inersia Pelat (Ip)

$Ip1 = 1/12 \times \left(\frac{bw}{2} + \frac{ly}{2}\right) \times h^3$

$= 1/12 \times \left(\frac{450}{2} + \frac{2000}{2}\right) \times 120^3$

= 176.392.944 mm^4

$$\alpha 1 = \frac{Ibp}{Ip1}$$

$$= \frac{43.591.115.925}{176.392.944}$$

$$= 247{,}1251 \text{ mm}^4$$

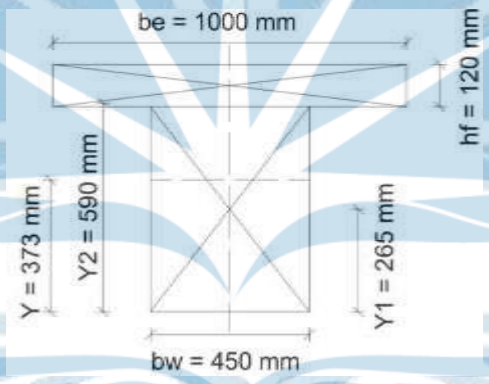
$$Ip2 = 1/12 \text{ x } \left(\frac{bw}{2} + \frac{lx}{2}\right) \text{ x } h^3$$

$$= 1/12 \text{ x } \left(\frac{450}{2} + \frac{2000}{2}\right) \text{ x } 120^3$$

$$= 176.329.440 \text{ mm}^4$$

$$\alpha 2 = \frac{Ibp}{Ip2}$$

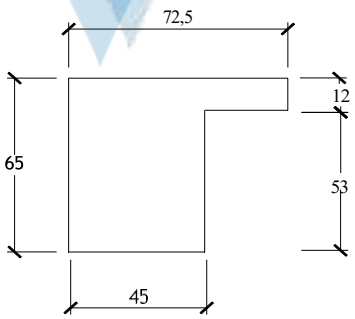
$$= \frac{43.591.115.925}{176.329.440} = 247{,}2141 \text{ mm}^4$$



Gambar 2.5 Letak Titik Berat Penampang Balok Interior

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

b. Balok Tepi pada Struktur Bangunan



Gambar 2.6 Skema Balok Tepi pada Konstruksi

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Mengacu pada ketentuan SNI 2847:2019 halaman 97, penentuan lebar efektif sayap pada penampang balok berbentuk L harus memenuhi batasan dimensi yang telah ditetapkan. Adapun persyaratan lebar sayap efektif balok L adalah sebagai berikut:

be (6 x hf) + bw = 2 (6 x 120) + 450 = 1170 mm

be (Ln/2) + bw = (1.700/2) + 450 = 1300 mm

be L/12 = 4.000 / 12 = 333,3333 mm

Maka diambil nilai lebar efektif yang terkecil yaitu 333,3333 mm

hw = h – hf

= 650 – 120 = 530 mm

1. Titik berat

Rumus :

$$y = \frac{(A1\ \frac{1}{2}\ hw) + [A2\ (\frac{hf}{2} + hw)]}{(A1) + (A2)}$$

A1 = be x hf

= 333,3333 mm x 120 mm = 39.999,9960 mm^2

A2 = hw x bw

= 530 mm x 450 mm = 238.500 mm^2

Sehingga $Y = \frac{(39.999,9960\ \frac{1}{2}\ 530) + [238.500\ (\frac{120}{2} + 530)]}{(39.999,9960\ ) + 238.500}$

$Y = \frac{10.599.998 + 140.715.000}{278.499}$

Y = 543,3233 mm

2. Inersia Balok Pelat

(Ibp) Rumus :

$Ibp = Ix_1 + (A1 \times (y-y1)^2) + Ix_2 + (A2 \times (y2-y)^2)$

Daerah 1

Ix_1 = 1/12 x bw x hw^3

= 1/12 x 450 x 530^3 = 5.582.664.185 mm^4

y1 = ½ x hw

= ½ x 530 = 265 mm

Daerah 2

Ix_2 = 1/12 x be x $(hf)^3$

= 1/12 x 333,3333 x 120^3 = 47.980.795 mm^4

y2 = (½ x hf) + hw

= (½ x 120)+ 530 = 590 mm

Ibp = 5.582.664.185 + (39.999,9960 x (590- 265)^2) + 47.980.795 + (238.500 x (590 - 265)^2)

= 5.582.664.185 + 4.224.999.578+47.980.795 + 25.191.562.500

= 42.249.995.780 mm^4

3. Inersia Plat (Ip)

Ip3 = $1/12 \times \left(\frac{bw}{2} + \frac{ly}{2}\right) \times h^3$

= $1/12 \times \left(\frac{450}{2} + \frac{2000}{2}\right) \times 120^3$ = 176.392.944 mm^4

α3 = $\frac{Ibp}{Ip3}$

= $\frac{42.249.995.780}{176.392.944}$ = 239,5220

Ip4 = $1/12 \times \left(\frac{bw}{2} + \frac{lx}{2}\right) \times h^3$

= $1/12 \times \left(\frac{450}{2} + \frac{2000}{2}\right) \times 120^3$ = 176.329.440 mm^4

α4 = $\frac{Ibp}{Ip4}$

= $\frac{42.249.995.780}{176.329.440}$ = 239,6083

αm = $\frac{\alpha1 + \alpha2 + \alpha3 + \alpha4}{4}$

= $\frac{247,1251 + 247,2141 + 239,5220 + 239,6083}{4}$

= 243,3676

Apabila nilai αm lebih besar dari 2,0, maka penentuan ketebalan minimum pelat harus mengikuti batasan yang telah ditetapkan dalam SNI 2847:2019 halaman 135. Adapun persyaratan tebal minimum pelat tersebut adalah sebagai berikut:

$$hf = \frac{Ln\,(0{,}8 + \frac{Fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$$hf = \frac{1700\,(0{,}8 + \frac{400}{1400})}{36 + (9 \times 0{,}8043)} = 254{,}9753 \text{ mm}$$

Hasil penentuan dimensi awal menunjukkan bahwa ketebalan pelat lantai sebesar 120 mm mampu memenuhi persyaratan ketebalan minimum berdasarkan standar perencanaan. Demikian pula, pelat atap dengan tebal 100 mm memenuhi batas ketentuan yang dipersyaratkan.

2.6.3 Perencanaan Kolom

Penentuan dimensi awal kolom dilakukan berdasarkan beberapa asumsi dasar yang digunakan dalam proses preliminary design. Asumsi-asumsi tersebut meliputi:

1. Beban kolom dihitung berdasarkan daerah tributari sebesar setengah bentang elemen struktur yang bersebelahan pada arah X dan Y.
2. Ujung kolom diasumsikan memiliki kondisi jepit
3. Pembebanan yang diperhitungkan hanya meliputi beban gravitasi.

Selanjutnya dilakukan perhitungan distribusi beban dari setiap lantai yang diterima oleh elemen kolom berdasarkan luas daerah tributari pembebanan, sebagai berikut:

Lantai Atap

a. Beban Mati *(qdl)*

- Berat Pelat Sendiri	= (0,10 m x 30 m x 48 m) 2400 kg/m^3	=	345.600 kg
- Plesteran	= (30 m x 48 m) x 25 kg/m^2	=	36.000 kg
- Instalasi M&E	= (30 m x 48 m) x 25 kg/m^2	=	36.000 kg
- Plafond + Penggantung	= (30 m x 48 m) x 20 kg/m^2	=	28.800 kg
- Balok Induk X (45/65)	= 0,45 m x(0,65 - 0,1) m x 3,4 m		
	= 0,8415 m^3 x 2400 kg/m^3	=	2019,60 kg
- Balok Anak X (45/60)	= 0,45 m x (0,60-0,1) m x 4 m		
	= 0,900 m^3 x 2400 kg/m^3	=	2160,00 kg
- Balok Induk Y (45/65)	= 0,45 m x (0,65 - 0,1) m x3,4 m		
	= 0,8415 m^3 x 2400 kg/m^3	=	2019,60 kg
- Balok Anak Y (40/60)	= 0,40 m x (0,60-0,1) m x 4 m		
	= 0,80 m^3 x 2400 kg/m^3	=	1920,00 kg
Total Wdl Lantai Atap		**= 454.519,20 kg**	

b. Beban Hidup *(qll)*

- Air Hujan	= (0,05 m x 30 m x 48 m) x1000 kg/m^3	=	72.000 kg
- Beban Hidup	= (30 m x 48 m) x 96 kg/m^2	=	138.240,0 kg
Total Wdl Lantai Atap		**=**	**210.240, kg**

Lantai 1-2

a. Beban Mati *(qdl)*

- Berat Pelat Sendiri	= (0,12 m x 30 m x 48 m) 2400 kg/m^3	= 414.720 kg
- Instalasi ME	= (30 m x 48 m) x 25 kg/m^2	= 36.000 kg
- Plafond + Penggantung	= (30 m x 48 m) x 20 kg/m^2	= 28.800 kg
- Keramik + Mortar	= (30 m x 48 m) x 110 kg/m^2	= 158.400 kg
- Pas ½ Bata X	= (30m-0,6 m) x (5 m-0,7m) x 250 kg/m^2=	31.605 kg
- Pas ½ Bata Y	= (48m-0,6m) x (5 m-0,7m) x 250 kg/m^2 =	50.955 kg
- Balok Induk X (45/65)	= 0,45 m x(0,65 - 0,12) m x 3,4 m = 0,8109 m^3 x 2400 kg/m^3	= 1.946,16 kg
- Balok Anak X (45/60)	= 0,45m x (0,60-0,12) m x 4 m = 0,8640 m^3 x 2400 kg/m^3	= 2.073 kg
- Balok Induk Y (45/65)	= 0,45m x (0,65 - 0,12) m x 3,4 m = 0,8109 m^3 x 2400 kg/m^3	= 1946,16 kg
- Balok Anak Y (40/60)	= 0,40m x (0,60 - 0,12) m x 4 m =0,7680 m^3 x 2400 kg/m^3	= 1843,20 kg
Total Wdl Lantai 1-2		**= 728.288 kg**

b. Beban Hidup *(qll)*

- Ruang Pertemuan	= (30 m x 48 m) x 479 kg/m^2	= 689.760 kg
- Ruang Kantor	= (30 m x 48 m) x 479 kg/m^2	= 689.760 kg

Perencanaan kolom berdasarkan pendekatan kekakuan antar balok dengan kolom yaitu :

$$\frac{E.Ib}{Lb} \leq \frac{E.Ik}{Lk}$$

dimana :

$$Ib = \frac{1}{12} . b. h^3$$

$$Ib = \frac{1}{12} . 0,45. 0,65^3$$

$$Ib = 0,0103\ m^4$$

$$Lb = 48\ m \text{ (bentang terpanjang)}$$

$$Ik = \frac{1}{12} . b. h^3 \qquad \text{Asumsikan } b = h$$

$$Ik = \frac{1}{12} b. h^4$$

$$Lk = 24\ m \text{ (1/2 dari bentang terpanjang)}$$

Sehingga didapat :

$$\frac{0,0129}{48} \leq \frac{h^a}{24}$$

$$48 . h^4 = 0,0103 \times 24$$

$$h^4 = 11.8656$$

$$h = 0,4746 = 0,47$$

$$h = 47\ cm,$$

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, dimensi awal kolom sebesar 47 cm × 47 cm belum memenuhi kebutuhan perencanaan. Oleh karena itu, dilakukan peningkatan dimensi penampang kolom menjadi 60 cm × 60 cm untuk memperoleh kapasitas struktur yang memenuhi persyaratan desain. Dengan demikian, dimensi kolom yang digunakan pada seluruh tingkat bangunan, yaitu lantai 1 sampai lantai 5, direncanakan sebesar 60 cm × 60 cm.Perhitungan selanjutnya ditabelkan :

Tabel 2.2 Perhitungan Pembebanan Masing-Masing Kolom

Lantai	H	Beban Mati qDL (kg)	Beban Hidup qLL (kg)	Berat Sendiri Kolom (kg)	qDL Kombinasi (kg)	qLL Kombinasi (kg)	Beban P (kg)
3	15,3	454.519	210.240	4.704	65.814,78	24.576	90.390,78
2	10,3	689.760	72.828.800	6.144	65.763,36	61.312	127.075,36
1	5,3	689.760	72.828.800	6.144	65.763,36	61.312	127.075,36
Total Berat Bangunan							589.672,716

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Dimana :

qDL Kombinasi = 1,5 x 72.828.800 = 109.243.200 kg

qLL Kombinasi = 1,6 x 6.897,60 = 11.035,20 kg

Beban P = qDL Kombinasi + qLL Kombinasi

= 109.243.200 kg + 11.035,20 kg = 109.254.235,20 kg

Maka diperoleh,

Gaya berat atap (V) = 90.390,78 kg

Gaya berat Lt 1-2 (V) = 127.075,36 kg

Luas rencana kolom 1-3 (A) = 600 mm x 600 mm = 640.000 mm^2

Mutu beton (fc') = 20,75 MPa

Gaya berat Lt Atap / Luas = V/A

$$= \frac{90.390,78 \text{ kg}}{490.000 \text{mm}}$$

$$= 0,1862 \text{kg/mm}^2$$

$$= 1,8625 \text{N/mm}^2$$

Gaya berat Lt 1-2 / Luas = V/A

$$= \frac{127.075,36 \text{ kg}}{640.000 \text{m}}$$

$$= 0,1426 \text{ kg/mm}^2$$

$$= 1,4259 \text{ N/mm}^2$$

V/A < fc'

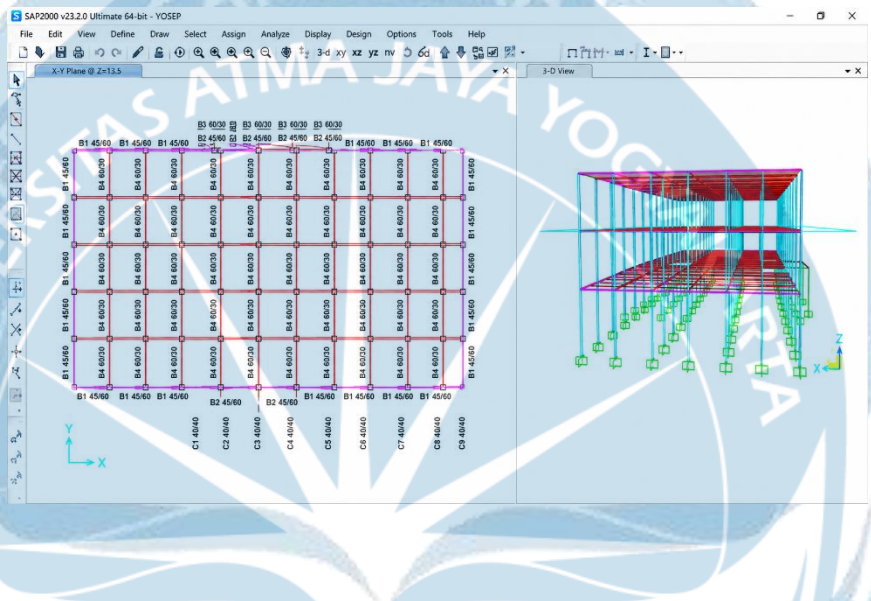
0,8085 N / mm^2 < 20,75 MPa x 0,65

8,0855 N/mm^2 < 13,4875 N/mm^2 ..... **OK**

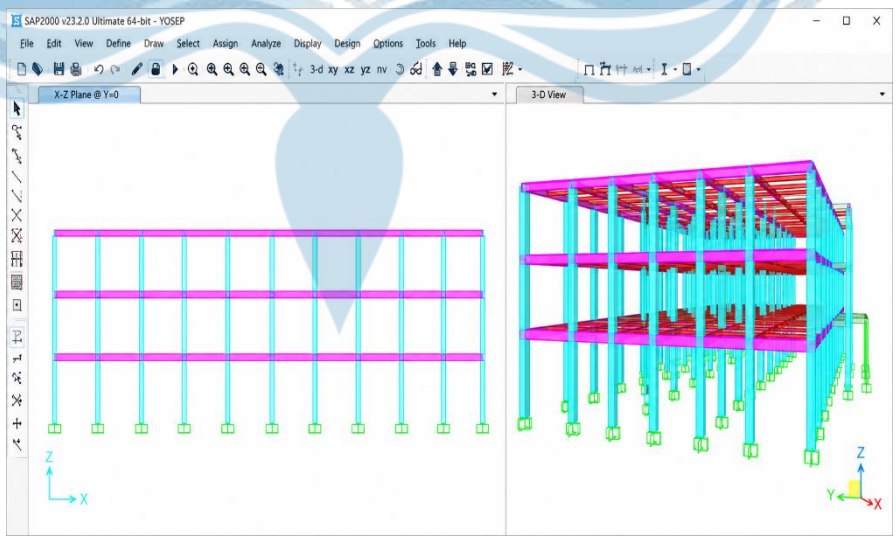
2.7 Desain Gedung

2.7.1 Permodelan Struktur 3D

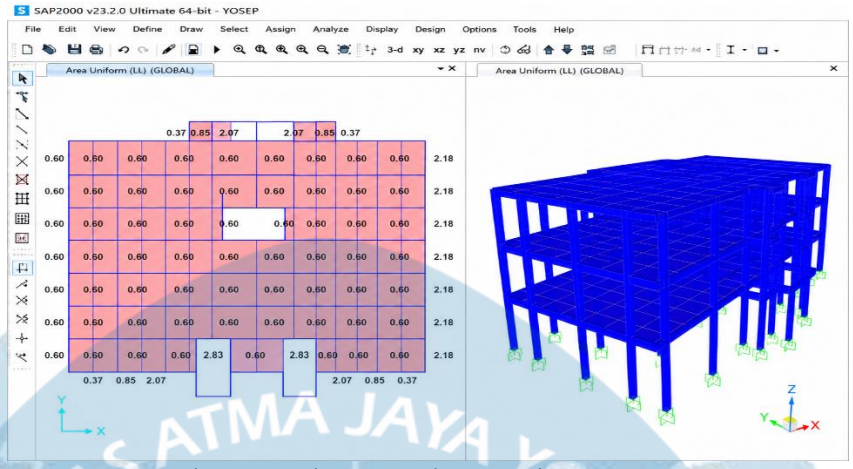
Analisis struktur gedung diawali dengan pembuatan model tiga dimensi (3D). Pada proses pemodelan ini, seluruh komponen struktur utama seperti balok, kolom, dan pelat dimasukkan ke dalam model untuk menggambarkan perilaku struktur secara keseluruhan.



Gambar 2.6 Elemen Balok
Sumber : Hasil Analisis dengan Software Struktur

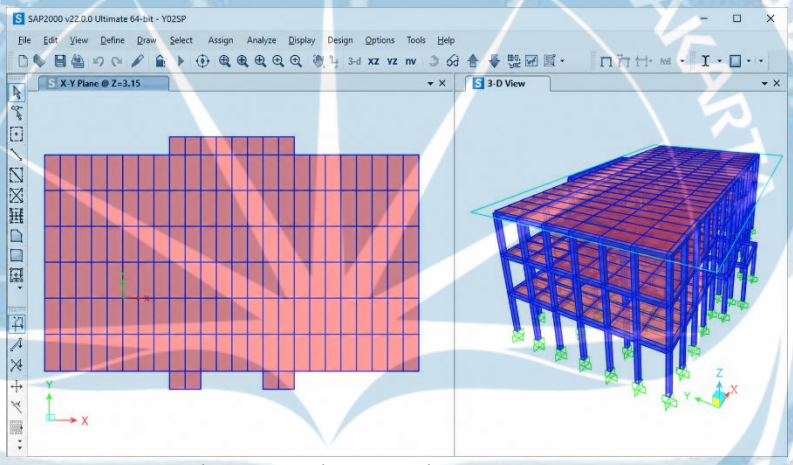


Gambar 2.7 Elemen Kolom.
Sumber : Hasil Analisis dengan Software



Gambar 2.8 Elemen PelatLantai

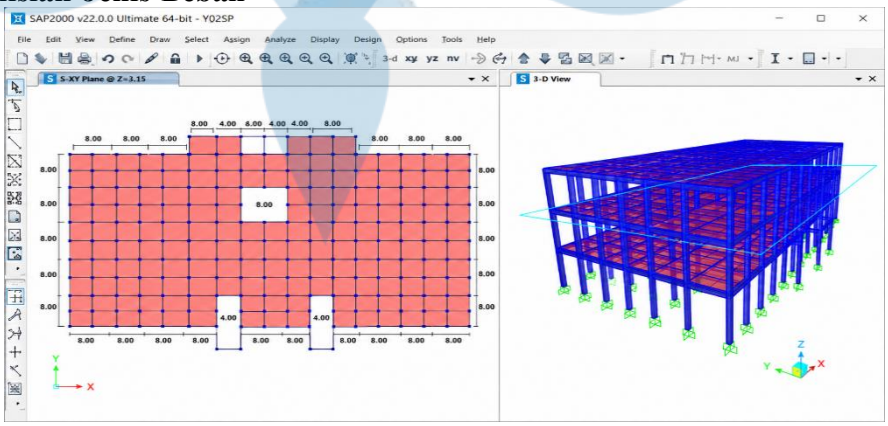
Sumber : Hasil Software



Gambar 2.9 Elemen Pleat Atap

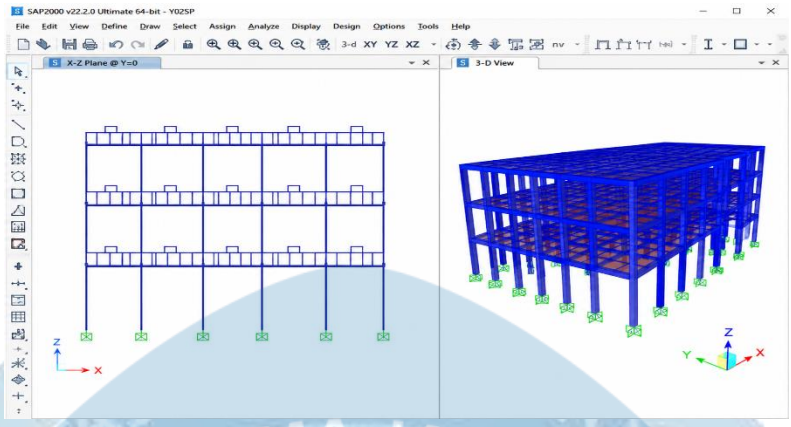
Sumber : Hasil Analisis dengan Software Struktur

2.7.2 Pendefinisian Jenis Beban

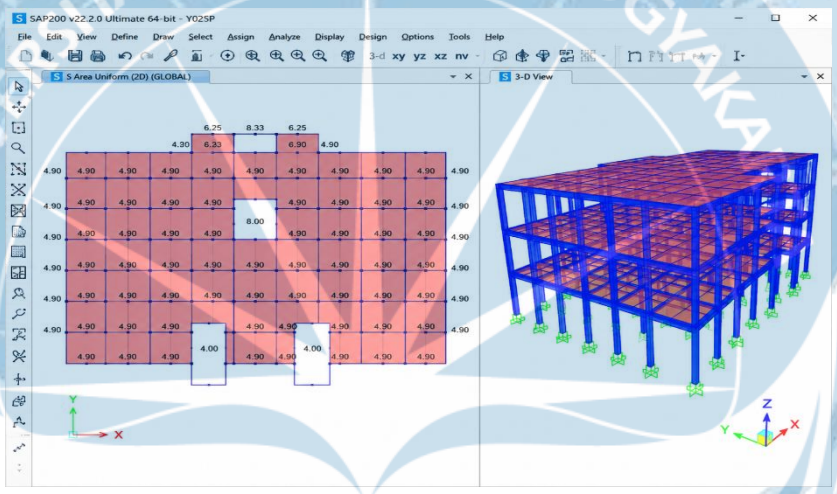


Gambar 2.10 Distribusi Beban Mati pada Pelat Lantai

Sumber : Hasil Analisis dengan Software Struktur

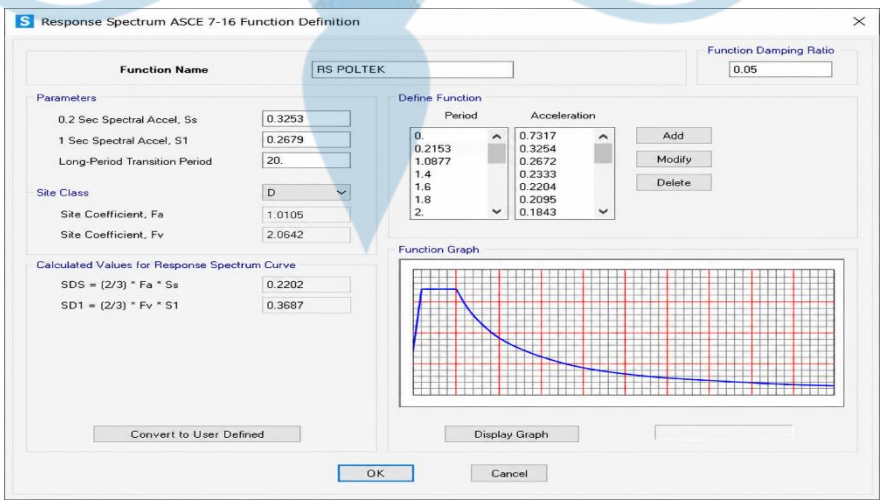


Gambar 2.11 Distribusi Beban Mati pada Balok
Sumber : Hasil Analisis dengan Software Struktur



Gambar 2.12 Beban Hidup untuk Lantai
Sumber : Hasil Analisis dengan Software Struktur

2.7.3 Gempa Dinamik *Respons Spectrum*



Gambar 2.13 Parameter *Respons Spektrum*
Sumber : Hasil Analisis dengan Software Struktur

2.7.4 Pengecekan Perilaku Struktur

a. Pemeriksaan Jumlah Ragam

Tabel 2.3 Jumlah Partisipasi *Massa Rations*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,798105	0,00038	0,86842	1,804E-07	0,00038	0,86842	1,804E-07
MODAL	Mode	2	0,772397	0,85434	0,00087	7,517E-09	0,85472	0,86928	0,000000188
MODAL	Mode	3	0,728497	0,02612	0,00319	5,577E-10	0,88084	0,87248	1,885E-07
MODAL	Mode	4	0,255282	0,0001	0,10455	0,000001967	0,88095	0,97703	0,000002156
MODAL	Mode	5	0,249056	0,09663	0,00019	2,153E-08	0,97757	0,97722	0,000002177
MODAL	Mode	6	0,234146	0,00183	0,00058	1,988E-08	0,97941	0,9778	0,000002197
MODAL	Mode	7	0,16493	5,567E-12	0,00001404	0,00022	0,97941	0,97782	0,00022
MODAL	Mode	8	0,163864	3,391E-10	0,000006887	0,00524	0,97941	0,97782	0,00546
MODAL	Mode	9	0,151947	0,00018	0,0212	0,000007345	0,97959	0,99902	0,00546
MODAL	Mode	10	0,1508	0,0202	0,00022	2,793E-08	0,99979	0,99924	0,00546
MODAL	Mode	11	0,141999	6,381E-08	0,000001175	0,000009793	0,99979	0,99924	0,00547
MODAL	Mode	12	0,14142	0,00007716	0,00043	7,875E-07	0,99987	0,99967	0,00547
MODAL	Mode	13	0,13959	2,004E-09	5,806E-07	0,00022	0,99987	0,99967	0,00569
MODAL	Mode	14	0,134729	1,873E-09	5,528E-07	0,00936	0,99987	0,99967	0,01505
MODAL	Mode	15	0,133229	1,177E-09	0,000001013	0,00302	0,99987	0,99967	0,01807
MODAL	Mode	16	0,132558	1,066E-08	2,553E-07	0,01044	0,99987	0,99967	0,02851
MODAL	Mode	17	0,13095	2,842E-12	9,363E-08	0,00709	0,99987	0,99967	0,03559
MODAL	Mode	18	0,129776	3,612E-08	9,723E-10	0,00043	0,99987	0,99967	0,03602
MODAL	Mode	19	0,127388	9,773E-09	8,03E-08	0,01167	0,99987	0,99967	0,0477
MODAL	Mode	20	0,126898	4,486E-10	3,435E-08	0,0071	0,99987	0,99967	0,0548

Sumber : Hasil Analisis dengan Software

Berdasarkan hasil analisis modal yang diperoleh dari output program, nilai partisipasi massa kumulatif pada 20 mode untuk arah X dan arah Y mencapai sebesar 99%. Nilai tersebut telah memenuhi persyaratan minimum yang ditetapkan, yaitu lebih dari 90% sesuai dengan ketentuan perencanaan gempa.

b. perbandingan Geser Dasar Vstatik Vs Vdinamik

Tabel 2.4 Output geser dasar

TABLE: Base Reactions

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
SX	LinStatic		-2889,405	3,311E-10	1,543E-11	-4,053E-09	-32690,5781	49885,0061
SY	LinStatic		-3,949E-09	-2889,405	8,527E-12	32690,5781	-3,264E-08	-74479,7879
DX	LinRespSpec	Max	2545,447	24,774	0,226	278,1773	27596,4187	40621,349
DY	LinRespSpec	Max	24,774	2538,288	2,055	27697,8165	267,6269	62987,5572

Sumber : Hasil Analisis Software

Tabel 2.5 Hasil penjumlahan Geser Dasar untuk masing-masing gempa

Geser Dasar	Dinamik (VD) (KN)	Statik (Vs) (KN)	Faktor Skala VS/VD	Kontrol VD >100% VS
X - Direction	2545,447	-2889,405	-1,135126758	Tidak memenuhi
Y - Direction	2538,288	-2889,405	-1,138328275	Tidak memenuhi

Sumber : Hasil analisis

c. Ketidak Beraturan Horizontal

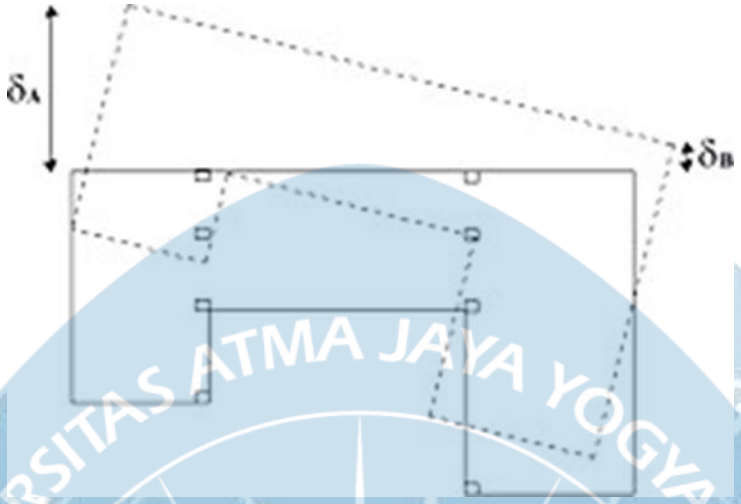
Pengecekan ketidakberaturan struktur horizontal didasarkan pada tabel yang tercantum dalam Pasal 7.3.2.1 Tabel 13 SNI 1726:2019. Berikut hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 2. 55 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

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

(Sumber : SNI 1726:2019)

a. Pengecekan ketidakberaturan horizontal torsi 1a dan torsi berlebihan 1b



Gambar 2. 80 Ketidakberaturan 1a dan 1b (Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2. 56 Hasil *Output Joint Displacement* Arah Sumbu X dari ETABS

Tinjauan arah sumbu X digunakan titik 30 dan 33 sebagai sampel perhitungan												
TABLE: Joint Displacements												
Story	*Label*	*Unique Name*	*Output Case*	*Case Type*	*Step Type*	*Step Number*	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
Atap	30	146	EXX	LinStatic	Step By Step	3	59,407	3,379	-0,1	-0,00013	0,003378	0,000181
Lantai 4	30	147	EXX	LinStatic	Step By Step	3	44,548	2,723	-0,092	-0,000211	0,003961	0,000236
Lantai 3	30	148	EXX	LinStatic	Step By Step	3	26,869	1,705	-0,073	-0,000284	0,00452	0,000178
Lantai 2	30	149	EXX	LinStatic	Step By Step	3	9,129	0,59	-0,042	-0,000246	0,003735	0,000085
Lantai 1	30	150	EXX	LinStatic	Step By Step	3	0	0	0	0	0	0

TABLE: Joint Displacements												
Story	*Label*	*Unique Name*	*Output Case*	*Case Type*	*Step Type*	*Step Number*	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
Atap	33	161	EXX	LinStatic	Step By Step	3	56,594	3,378	-0,105	-0,000145	0,003272	0,00031
Lantai 4	33	162	EXX	LinStatic	Step By Step	3	42,251	2,708	-0,097	-0,00019	0,003798	0,000287
Lantai 3	33	163	EXX	LinStatic	Step By Step	3	25,408	1,715	-0,077	-0,000264	0,004287	0,000204
Lantai 2	33	164	EXX	LinStatic	Step By Step	3	8,621	0,6	-0,044	-0,000233	0,003528	0,0001
Lantai 1	33	165	EXX	LinStatic	Step By Step	3	0	0	0	0	0	0

Tabel 2. 57 Cek Ketidakberaturan Horizontal Torsi 1a dan 1b

Arah Sumbu X

Story	*Load Case*	Ux joint 33	Ux joint 30	D33	D30	Dmax	Davg	Dmax/Davg	Dmax/avg	Dmax/avg
		mm	mm	mm	mm	mm	mm		>1,2	>1,4
Atap	EXX	56,594	59,407	14,343	14,859	14,859	14,601	1,02	NO	NO
Lantai 4	EXX	42,251	44,548	16,843	17,679	17,679	17,261	1,02	NO	NO
Lantai 3	EXX	25,408	26,869	16,787	17,74	17,74	17,2635	1,03	NO	NO
Lantai 2	EXX	8,621	9,129	8,621	9,129	9,129	8,875	1,03	NO	NO
Lantai 1	EXX	0	0	0	0	0	0	0,0	NO	NO

Tabel 2. 58 Hasil *Output Joint Displacement* Arah Sumbu Y dari ETABS

Tinjauan arah sumbu Y digunakan titik 5 dan 33 sebagai sampel perhitungan												
TABLE: Joint Displacements												
Story	***Label***	***Unique Name***	***Output Case***	***Case Type***	***Step Type***	***Step Number***	**Ux**	**Uy**	**Uz**	**Rx**	**Ry**	**Rz**
Atap	5	21	EYY	LinStatic	Step By Step	3	2,697	61,129	-0,09	-0,003112	0,000127	-0,00026
Lantai 4	5	22	EYY	LinStatic	Step By Step	3	2,127	46,907	-0,084	-0,003984	0,000155	-0,000455
Lantai 3	5	23	EYY	LinStatic	Step By Step	3	1,404	28,396	-0,067	-0,004769	0,000214	-0,000372
Lantai 2	5	24	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0,486	9,691	-0,038	-0,003934	0,000205	-0,000185
Lantai 1	5	25	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0	0	0	0	0

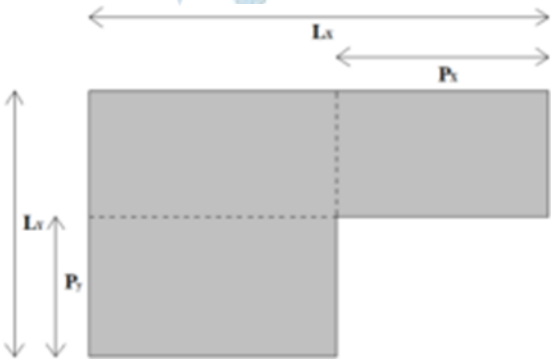
TABLE: Joint Displacements												
Story	***Label***	***Unique Name***	***Output Case***	***Case Type***	***Step Type***	***Step Number***	**Ux**	**Uy**	**Uz**	**Rx**	**Ry**	**Rz**
Atap	33	161	EYY	LinStatic	Step By Step	3	2,717	48,302	-0,08	-0,002596	0,000094	-0,000769
Lantai 4	33	162	EYY	LinStatic	Step By Step	3	2,237	36,557	-0,074	-0,003237	0,000159	-0,000661
Lantai 3	33	163	EYY	LinStatic	Step By Step	3	1,39	21,801	-0,059	-0,003736	0,000221	-0,000448
Lantai 2	33	164	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0,51	7,352	-0,034	-0,003003	0,000192	-0,000215
Lantai 1	33	165	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0	0	0	0	0

=Tabel 2. 59 Cek Ketidakberaturan Horizontal Torsi 1a dan 1b Arah Sumbu Y

Story	*Load Case*	Uy joint 33	Uy joint 5	D33	D5	Dmax	Davg	Dmax/Davg	Dmax/avg	Dmax/avg
		mm	mm	mm	mm	mm	mm		>1,2	>1,4
Atap	EYY	48,302	61,129	11,745	14,222	14,222	12,984	1,10	NO	NO
Lantai 4	EYY	36,557	46,907	14,756	18,511	18,511	16,634	1,11	NO	NO
Lantai 3	EYY	21,801	28,396	14,449	18,705	18,705	16,577	1,13	NO	NO
Lantai 2	EYY	7,352	9,691	7,352	9,691	9,691	8,522	1,14	NO	NO
Lantai 1	EYY	0	0	0	0	0	0	0,00	NO	NO

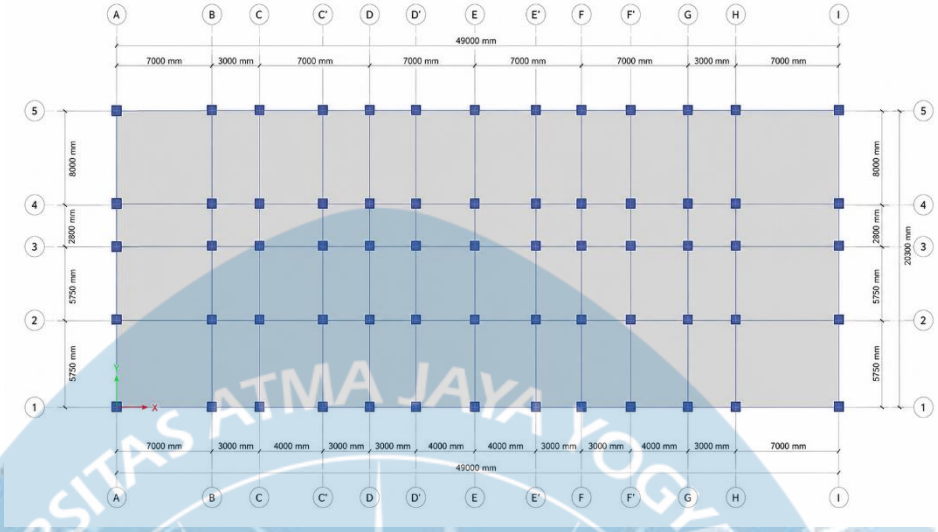
Kesimpulan : Jadi, karena pada tinjauan arah sumbu X dan Y, Dmax/avg < 1,2 dan Dmax/avg < 1,4 maka tidak ada ketidakberaturan horizontal torsi 1a dan 1b.

b. Pengecekan ketidakberaturan sudut dalam



Gambar 2. 81 Ketidakberaturan 2

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2. 82 Denah Struktur Bangunan pada ETABS

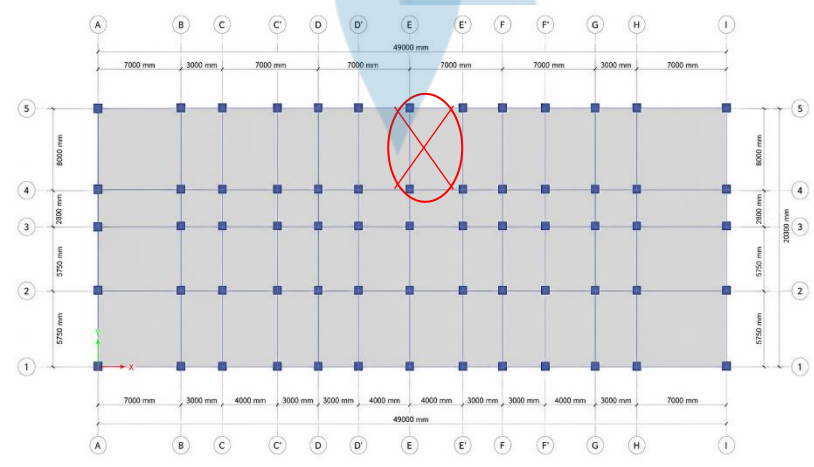
Kesimpulan : Jadi, karena pada denah struktur tidak terdapat sudut dalam, maka tidak terdapat ketidakberaturan sudut dalam pada bangunan tersebut

c. Pengecekan ketidakberaturan diafragma



Gambar 2. 83 Ketidakberaturan 3

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2. 84 Denah Struktur Bangunan pada ETABS

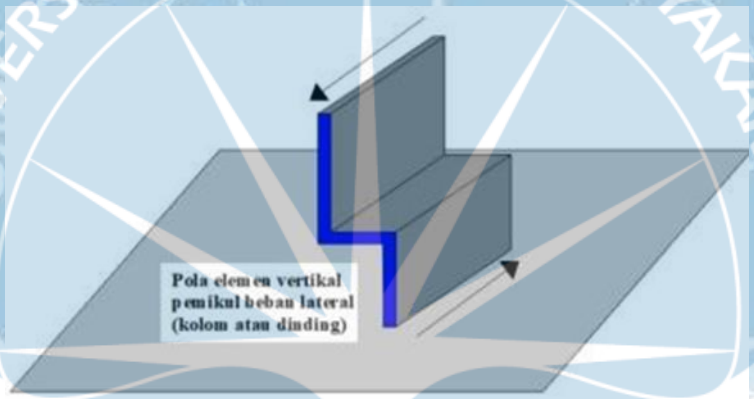
Luas bagian bukaan = 7,0 m x 5,75 = 40,25 m^2

Luas bangunan = 51,19 m x 18,29 m = 936 m^2

$$\frac{Luas\ bagian\ bukaan}{Luas\ bangunan} = \frac{40{,}25m^2}{936m^2} = 4{,}3002\% < 50\%$$

Kesimpulan : Jadi, karena luas bagian bukaan < 50% luas total denah, maka tidak terjadi ketidakberaturan diafragma.

d. Pengecekan ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

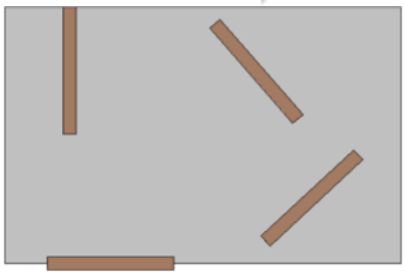


Gambar 2. 85 Ketidakberaturan 4

(Sumber : SNI 1726:2019)

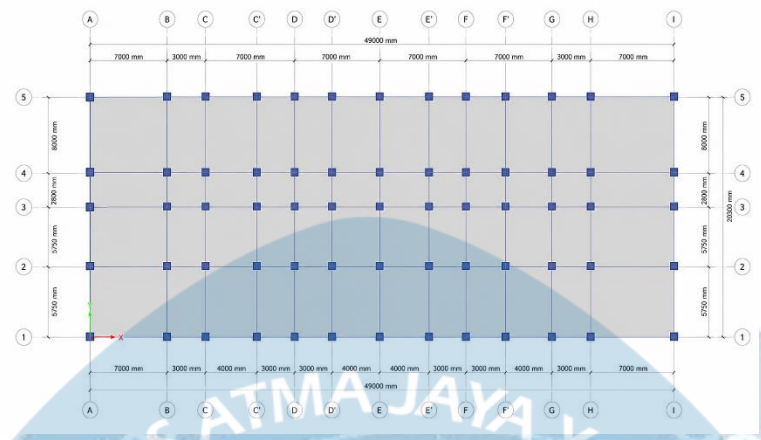
Kesimpulan : Jadi, karena elemen kolom menerus sampai fondasi, maka tidak terjadi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang.

e. Pengecekan ketidakberaturan sistem non – paralel



Gambar 2. 87 Ketidakberaturan 4

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2. 88 Denah Struktur Bangunan pada ETABS

Kesimpulan : Jadi, karena seluruh elemen kolom dan balok segaris dengan arah sumbu X dan Y, maka tidak terjadi ketidakberaturan sistem non – paralel.

d. Ketidakberaturan Vertikal

Pengecekan ketidakberaturan struktur vertikal didasarkan pada tabel yang tercantum dalam Pasal 7.3.2.2 Tabel 14 SNI 1726:2019. Berikut hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal.

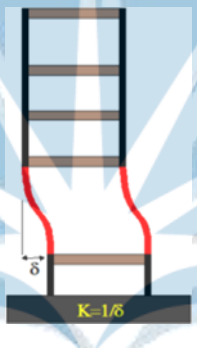
Tabel 2. 60 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata – rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata – rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	**Ketidakberaturan berat(massa)** didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektifnya tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan geometri vertikal** didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral** didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F

5a.	**Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	**Ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber : SNI 1726:2019)

a. Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a)



Gambar 2. 89 Ketidakberaturan 1a dan 1b

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2. 61 Hasil Output Story Stiffness dari ETABS

TABLE: Story Stiffness										
Story	***Output Case***	***Case Type***	***Step Type***	***Step Number***	***Shear X***	***Drift X***	***Stiff X***	***Shear Y***	***Drift Y***	***Stiff Y***
Atap	EXX	LinStatic	Step By Step	3	330243,99	15,407	21434,24	0	0,407	0
Lantai 4	EXX	LinStatic	Step By Step	3	1200923,97	17,256	69595,75	0	0,587	0
Lantai 3	EXX	LinStatic	Step By Step	3	1766622,61	15,905	111074,28	0	0,621	0
Lantai 2	EXX	LinStatic	Step By Step	3	2022310,26	8,883	227665,75	0	0,339	0
Atap	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,313	0	330243,99	15,783	20923,48
Lantai 4	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,492	0	1200923,97	16,639	72173,67
Lantai 3	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,531	0	1766622,61	16,199	109056,26
Lantai 2	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,293	0	2022310,26	8,527	237173,1

Tabel 2. 62 Cek Ketidakberaturan Tingkat Lunak (1a)

Cek Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (1a)						
Story	*Load Case*	*Shear X*	*Drift X*	*Stiffness X*	*Stiffness Above*	*Stiffness Avg*
		N	mm	N/mm	min. 70%	min. 80%
Atap	EXX	330243,99	15,407	21434,24		
Lantai 4	EXX	1200923,97	17,256	69595,75	324,69%	
Lantai 3	EXX	1766622,61	15,905	111074,28	159,60%	
Lantai 2	EXX	2022310,26	8,883	227665,75	204,97%	229,75%

Story	*Load Case*	*Shear Y*	*Drift Y*	*Stiffness Y*	*Stiffness Above*	*Stiffness Avg*
		N	mm	N/mm	min. 70%	min. 80%
Atap	EYY	330243,99	15,783	20923,48		
Lantai 4	EYY	1200923,97	16,639	72173,67	344,94%	
Lantai 3	EYY	1766622,61	16,199	109056,26	151,10%	
Lantai 2	EYY	2022310,26	8,527	237173,1	217,48%	237,84%

Berdasarkan hasil evaluasi ketidakberaturan kekakuan tingkat, diperoleh nilai kekakuan lateral pada arah X dan Y yang telah memenuhi batas persyaratan, yaitu lebih besar dari 70% dan 80%. Dengan demikian, struktur gedung tidak mengalami ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (soft story) tipe 1a pada arah X maupun arah Y.

b. Pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1b)

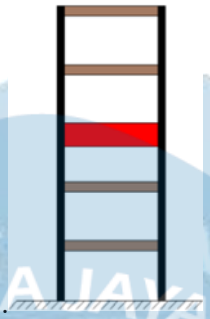
Tabel 2. 63 Cek Ketidakberaturan Tingkat Lunak (1b)

Cek Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (1b)						
Story	*Load Case*	*Shear X*	*Drift X*	*Stiffness X*	*Stiffness Above*	*Stiffness Avg*
		N	mm	N/mm	min. 60%	min. 70%
Atap	EXX	330243,99	15,407	21434,24		
Lantai 4	EXX	1200923,97	17,256	69595,75	324,69%	
Lantai 3	EXX	1766622,61	15,905	111074,28	159,60%	
Lantai 2	EXX	2022310,26	8,883	227665,75	204,97%	229,75%

Story	*Load Case*	*Shear Y*	*Drift Y*	*Stiffness Y*	*Stiffness Above*	*Stiffness Avg*
		N	mm	N/mm	min. 60%	min. 70%
Atap	EYY	330243,99	15,783	20923,48		
Lantai 4	EYY	1200923,97	16,639	72173,67	344,94%	
Lantai 3	EYY	1766622,61	16,199	109056,26	151,10%	
Lantai 2	EYY	2022310,26	8,527	237173,1	217,48%	237,84%

Dari hasil analisis diperoleh bahwa rasio kekakuan lateral pada arah X dan Y memenuhi persyaratan yang ditentukan. Dengan demikian, struktur tidak termasuk dalam kategori ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1b baik pada arah X maupun arah Y.

c. Pengecekan ketidakberaturan berat (massa)



Gambar 2. 90 Ketidakberaturan 2

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2. 64 Hasil *Output Mass Summary by Group* dari ETABS

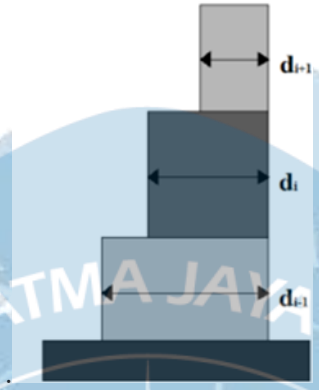
TABLE: Mass Summary by Group					
Group	*Self Mass*	*Self Weight*	*Mass X*	*Mass Y*	*Mass Z*
	ton	kN	ton	ton	ton
All	0	11320,8499	2718,0536	2718,0536	2718,0536
Lantai 1	0	1832,8835	507,4473	507,4473	507,4473
Lantai 2	0	2861,2755	664,4985	664,4985	664,4985
Lantai 3	0	2861,2755	664,4985	664,4985	664,4985
Lantai 4	0	2861,2755	664,4985	664,4985	664,4985
Atap	0	875,2259	210,4783	210,4783	210,4783

Tabel 2. 65 Cek Ketidakberaturan Berat (Massa)

Lantai	Berat	Rasio	Cek > 1,5
Lantai 1	1832,8835	0,6406	NO
Lantai 2	2861,2755	1	NO
Lantai 3	2861,2755	1	NO
Lantai 4	2861,2755	1,3862	NO
Atap	2064,0867	0,1654	NO
TOTAL	**12480,7967**		

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan massa, diperoleh nilai rasio massa antar tingkat yang lebih kecil dari batas maksimum yang disyaratkan, yaitu 150% atau 1,5. Dengan demikian, struktur gedung tidak mengalami ketidakberaturan berat (massa).

d. Pengecekan ketidakberaturan geometri pada struktur arah vertikal



Gambar 2. 91 Ketidakberaturan 3

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2. 66 Dimensi Kolom Tiap Lantai

Lantai	Dimensi Kolom
	mm
Atap	600 x 600
Lantai 4	600 x 600
Lantai 3	600 x 600
Lantai 2	600 x 600
Lantai 1	600 x 600

Tabel 2. 67 Cek Ketidakberaturan Geometri Vertikal (1)

Lantai	L	Cek
	mm	
Atap	600	
Lantai 4	600	NO
Lantai 3	600	NO
Lantai 2	600	NO
Lantai 1	600	NO

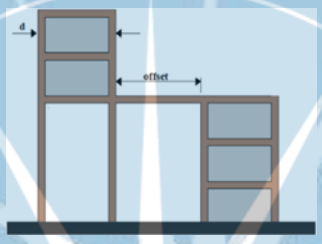
Tabel 2. 68 Cek Ketidakberaturan Geometri Vertikal (2)

Lantai	Lebar	Nilai	Cek
	m		
Atap	13,25		
Lantai 4	13,25	1	NO
Lantai 3	13,25	1	NO

Lantai 2	13,25	1	NO
Lantai 1	13,25	1	NO

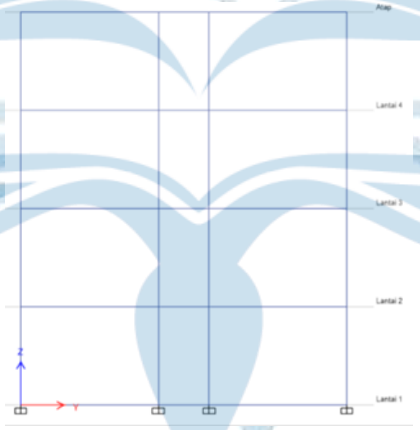
Kesimpulan : Jadi, karena dimensi kolom dan bangunan seragam dari lantai 1 hingga atap, maka tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.

e.Pemeriksaan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal sebagai pemikul gaya lateral



Gambar 2. 92 Ketidakberaturan 4

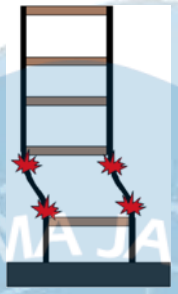
(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 2. 93 Struktur Bangunan pada ETABS

Berdasarkan hasil pemeriksaan konfigurasi struktur vertikal, elemen kolom sebagai komponen pemikul gaya lateral tersusun secara menerus dari lantai paling atas hingga dasar bangunan. Dengan demikian, struktur tidak mengalami ketidakberaturan akibat diskontinuitas pada elemen vertikal pemikul gaya lateral.

f. Pengecekan ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5a)



Gambar 2. 94 Ketidakberaturan 5a dan 5b

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2. 69 Hasil *Output Story Stiffness* dari ETABS

TABLE: Story Stiffness										
Story	***Output Case***	***Case Type***	***Step Type***	***Step Number***	***Shear X***	***Drift X***	***Stiff X***	***Shear Y***	***Drift Y***	***Stiff Y***
Atap	EXX	LinStatic	Step By Step	3	330243,99	15,407	21434,24	0	0,407	0
Lantai 4	EXX	LinStatic	Step By Step	3	1200923,97	17,256	69595,75	0	0,587	0
Lantai 3	EXX	LinStatic	Step By Step	3	1766622,61	15,905	111074,3	0	0,621	0
Lantai 2	EXX	LinStatic	Step By Step	3	2022310,26	8,883	227665,8	0	0,339	0
Atap	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,313	0	330244	15,783	20923,48
Lantai 4	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,492	0	1200924	16,639	72173,67
Lantai 3	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,531	0	1766623	16,199	109056,3
Lantai 2	EYY	LinStatic	Step By Step	3	0	0,293	0	2022310	8,527	237173,1

Tabel 2. 70 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat (5a)

Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat (5a)						
Story	**Vx**	**Cek**		***Story***	**Vy**	**Cek**
	KN	**Ki<80%(Ki+1)**			**KN**	**Ki<80%(Ki+1)**
Atap	330243,99			Atap	330243,99	
Lantai 4	1200923,97	363,65%		Lantai 4	1200923,97	363,65%
Lantai 3	1766622,61	147,11%		Lantai 3	1766622,61	147,11%
Lantai 2	2022310,26	114,47%		Lantai 2	2022310,26	114,47%

Berdasarkan hasil pemeriksaan terhadap ketidakberaturan kekuatan tingkat, diperoleh bahwa nilai kekuatan lateral pada setiap tingkat struktur lebih besar dari 80% dibandingkan dengan kekuatan tingkat di atasnya. Dengan demikian, struktur tidak mengalami ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas kekuatan lateral tingkat (5a) pada arah sumbu X maupun sumbu Y.

g. Pengecekan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5b)

Tabel 2. 71 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat (5b)

Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat (5b)						
Story	Vx	Cek		*Story*	Vy	Cek
	KN	Ki<65%(Ki+1)			KN	Ki<65%(Ki+1)
Atap	330243,99			Lantai Atap	330243,99	
Lantai 4	1200923,97	363,65%		Lantai Dak	1200923,97	363,65%
Lantai 3	1766622,61	147,11%		Lantai 4	1766622,61	147,11%
Lantai 2	2022310,26	114,47%		Lantai 3	2022310,26	114,47%

Berdasarkan hasil evaluasi ketidakberaturan kekuatan tingkat, diperoleh bahwa nilai kekuatan lateral pada setiap tingkat struktur lebih besar dari 65% terhadap kekuatan tingkat di atasnya. Oleh karena itu, struktur gedung tidak mengalami ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas kekuatan lateral tingkat ekstrem (5b) pada arah sumbu X maupun sumbu Y.

e. Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai Struktur

Tabel 2.6 Hasil Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai pada Arah X (Δx)

Lantai	Joint	Hsx	δx	Δx	Δ a (ijin)	Keterangan
		mm	mm	mm	mm	
Atap	627	5000	14,07212	16,84352	125	Aman
3	536	5000	11,00966	31,06258	125	Aman
2	25	5300	5,361915	29,49053	132,5	Aman

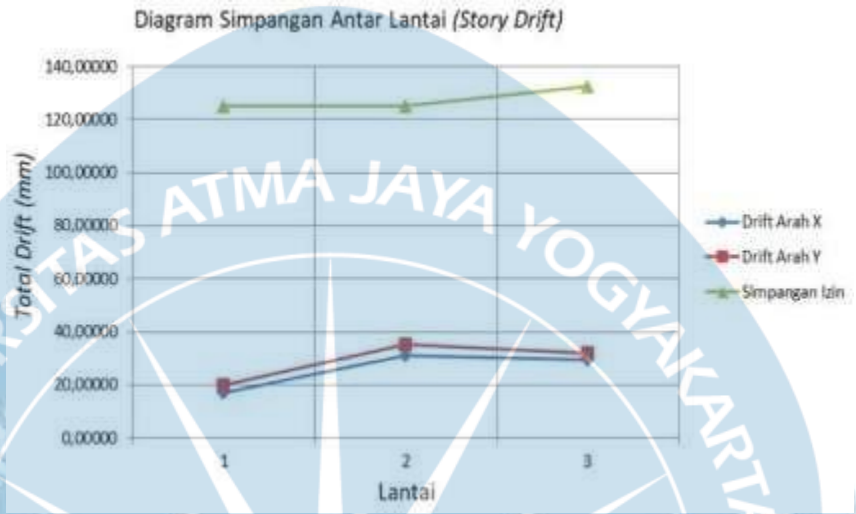
Sumber: Hasil analisis menggunakan perangkat lunak

Tabel 2.7 Hasil Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai pada Arah Y (Δy)

Lantai	Joint	Hsx	δy	Δy	Δ a (ijin)	Keterangan
		mm	mm	mm	mm	
Atap	627	5000	15,85484	19,90174	125	Aman
3	536	5000	12,23634	35,16119	125	Aman
2	25	5300	5,843395	32,13867	132,5	Aman

Sumber: Hasil analisis menggunakan perangkat lunak

Berikut disajikan diagram simpangan antar lantai *(story drift)* hasil analisis struktur.



Gambar 2.14 Simpangan lantai *(Story Drift)*

Sumber : Hasil analisis dengan Software

3 Analisa Struktur

- **Analisa Pembebanan Akibat Beban Mati Dan Beban Hidup**
- Pembebanan Pelat Atap
  - Beban Mati

Spesi/Plestera	= 25 kg/m^2
Penggantung + Plafond	= 20 kg/m^2
Instalasi M&E	= 25 kg/m^2
Total Beban Mati (DL)	**= 70 kg/m^2**

  - Beban Hidup

Air Hujan (0,05 x 1.000 kg/m^3) 50 kg/m^2	
Beban Hidup	= 96 kg/m^2
Total Beban Hidup (LL)	**=146kg/m^2**

- Pembebanan Pelat Lantai 1-2
  - Beban Mati

Keramik+Mortar	= 110kg/m^2
Plafond+Penggantung	= 20 kg/m^2
Instalasi M & E	= 25 kg/m^2
Total Beban Mati	**=155kg/m^2**
Beban Mati Tambahan	**= 67 kg/m^2**

Dinding = 3,3 m x 250 kg/m^2
= 825 kg/m^2

- Beban Hidup

Lantai	= 192 kg/m^2	= 192 kg/m^2
Total Beban Hidup		= 192 kg/m^2

Dinding = 3,3 m x 250 kg/m^2
= 825 kg/m^2

- Beban Hidup

Lantai	= 192 kg/m^2	
		= 192kg/m^2
Total Beban Hidup		= 192 kg/m^2

- Pembebanan Pelat Lantai 1 - 2
  - Beban Mati

Keramik+ Mortar	= 110 kg/m^2
Plafond + Penggantung	= 20 kg/m^2
Instalasi M&E	= 25 kg/m^2
Total Beban Mati	= 155 kg/m^2
	= 67 kg/m^2

Beban Mati Tambahan

Dinding	= 5 m x 250 kg/m^2	= 1250 kg/m^2

- Beban Hidup

Ruang Pertemuan	= 479 kg/m^2	= 479 kg/m^2
Ruang Kelas	= 479 kg/m^2	= 479 kg/m^2
Beban Hidup	= 192 kg/m^2	= 192 kg/m^2

- **Analisa Pembebanan Akibat Gempa**

Gempa dengan metode *Respons Spektrum*

Perhitungan beban gempa pada struktur gedung dilakukan menggunakan metode analisis respons spektrum dengan mengacu pada ketentuan perencanaan gempa terbaru yang berlaku, yaitu SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. Parameter-parameter gempa yang digunakan dalam analisis ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan dan faktor-faktor kegempaan sesuai dengan peraturan tersebut:

Tabel 2.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: j. Bangunan-bangunan monumental k. Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan l. Rumah ibadah m. Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat n. Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat o. Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya p. Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat q. Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat r. Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(sumber : Tabel 3 SNI 1726 2019)

Penentuan Parameter Percepatan Gempa

Penentuan parameter percepatan gempa dilakukan sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 6.1.2. Pada tahap ini, parameter SS yang merepresentasikan percepatan spektral batuan dasar pada periode pendek (0,2 detik) serta S1 yang menunjukkan percepatan spektral batuan dasar pada periode 1 detik ditetapkan berdasarkan peta bahaya gempa dengan probabilitas terlampaui sebesar 2% dalam 50 tahun.

Berdasarkan lokasi pembangunan Rusun Pathuk Polresta, diperoleh nilai parameter percepatan gempa sebesar SS = 1.1305g dan S1 = 0.5893g.

Penentuan Koefisien Situs

Koefisien situs Fa dan Fv ditentukan dengan mengacu pada ketentuan dalam SNI 1726:2019, berdasarkan nilai parameter percepatan gempa dan klasifikasi jenis tanah pada lokasi perencanaan.Dengan nilai SS = 1,1305g dan klasifikasi Situs SC (tanah keras), diperoleh koefisien situs Fa = 1,2. Selanjutnya, berdasarkan nilai S1 = 0,5893g pada klasifikasi situs yang sama, diperoleh koefisien situs Fv = 1,5.

Tabel 2.9 Koefisien situs, Fa

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko - Tertarget (MCER) terpetakan pada Periode Pendek, T = 0,2 detik, Ss					
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,0	Ss = 1,25	Ss ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	*0,8*	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS (•)					

Sumber : SNI 1726 - 2019 Tabel 6 Hal. 34

Tabel 2.10 Koefisien situs, Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko - Tertarget (MCER) Terpetakan pada Periode 1 detik, *S1*					
	S1≤0,1	*S1*≤0,2	*S1*≤0,3	*S1*≤0,4	*S1*≤0,5	*S1*≤0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS (*)					

Sumber : SNI 1726 - 2019 Tabel 7 Hal. 34 – 35

Parameter *respons spectrum* percepatan pada perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) ditentukan dengan rumus berikut :

S_{MS} = Fa. SS

= 1,2 x 1,1305 = 1,3566 detik

S_{M1} = Fv. S1

= 1,5 x 0,5893 = 0,884 detik

Menghitung Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spectral untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik SD1, ditetapkan sebagai berikut :

SDS = 2/3. SMS

= 2/3 x 1,3566 = 0,9044 detik SD1 = 2/3. SM1

= 2/3 x 0,884 = 0,5893 detik Menetukan kategori desain seismik

Untuk menentukan nilai kategori desain seismik dilihat dari SNI 1726-2019 dan untuk kategori resiko bangunan ditentukan dari pemanfaatan

bangunan SNI 1726 -2019 yaitu gedung sekolah dan fasilitas pendidikan termasuk dengan kategori resiko IV.

Tabel 2.11 Kategori desain seismik berdasarkan parameter *respons* percepatan pada periode pendek

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

Sumber : SNI 1726 – 2019 tabel 8 hal 37

Nilai SDS = 0,9044 sehingga termasuk kategori resiko D.

Tabel 2.12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter *respons* percepatan pada periode 1detik

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

Sumber : SNI 1726 – 2019 tabel 9 hal 37

Nilai SD1 = 0,5893 sehingga termasuk kategori resiko D.

Memilih *system* dan parameter struktur dari tabel SNI 1726-2019 Tabel 4 hal 25 didapat faktor keutamaan gempa =1,5

Tabel 2.13 Faktor keutamaan gempa

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

Sumber : SNI 1726 - 2019 Tabel 4 Hal 25

Tabel 2.14 Persyaratan Khusus Sistem Struktur

Tingkat Resiko Kegempaan		
Rendah	menengah	Tinggi
Kategori Desain Seismik A,B	Kategori Desain Seismik C	Kategori Desain Seismik D,E,F
SRPMB	SRPMM	SRPMK

Sumber:SNI 1726-2012

Keterangan:

SRPMB : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa

SRPMM : Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

SRPMK : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Berdasarkan tabel sistem dan parameter struktur, bangunan ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai sistem pemikul gaya seismik pada struktur beton bertulang. Dengan mengacu pada sistem tersebut, diperoleh nilai parameter struktur sebagai berikut:

Tabel 2.15 Faktor R, Cd, Ω0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koef. modifikasi respons, Ra	Faktor kuat lebih sistem Ω0	Faktor pembesaran Defleksi Cd	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, Hn (m) Katagori desein seismik				
				B	C	D	E	F
c. sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726 – 2019 tabel 12 hal 50

Maka didapat nilai:

Ra = 8 Cd = 5 ½ Ω0 = 3

Menentukan Spektrum Respons Desain

Perencanaan spektrum respons dilakukan untuk memperoleh nilai percepatan spektral desain yang akan digunakan dalam analisis ketahanan gempa struktur. Pada kondisi ketika periode getar struktur lebih kecil dari (T_0), nilai percepatan spektral desain ((S_a)) dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Sa = S_{DS}\left(0{,}4 - 0{,}6 \cdot \frac{T}{T0}\right)$$

$$T_0 = 0{,}2 \frac{sd}{sds}$$

$$T_0 = 0{,}2 \cdot \frac{0{,}5893}{0{,}9904} = 0{,}119 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{sd1}{sds}$$

$$T_s = \frac{0{,}5893}{0{,}9904} = 0{,}595 \text{ detik}$$

Pada T = 0, maka :

$$Sa = S_{DS}\left(0{,}4 - 0{,}6 \frac{T}{T0}\right)$$

$$Sa = 0{,}9904 \left(0{,}4 - 0{,}6 \frac{0}{0{,}119}\right) = 0{,}3962 \text{ detik}$$

Apabila periode getar struktur berada pada rentang lebih besar atau sama dengan (T_0) dan lebih kecil atau sama dengan (T_s), maka nilai percepatan spektral desain ((S_a)) ditetapkan sama dengan nilai (S_{DS}). Hubungan tersebut dinyatakan melalui persamaan berikut:

Sa = SDS Sa = 0,9904 detik

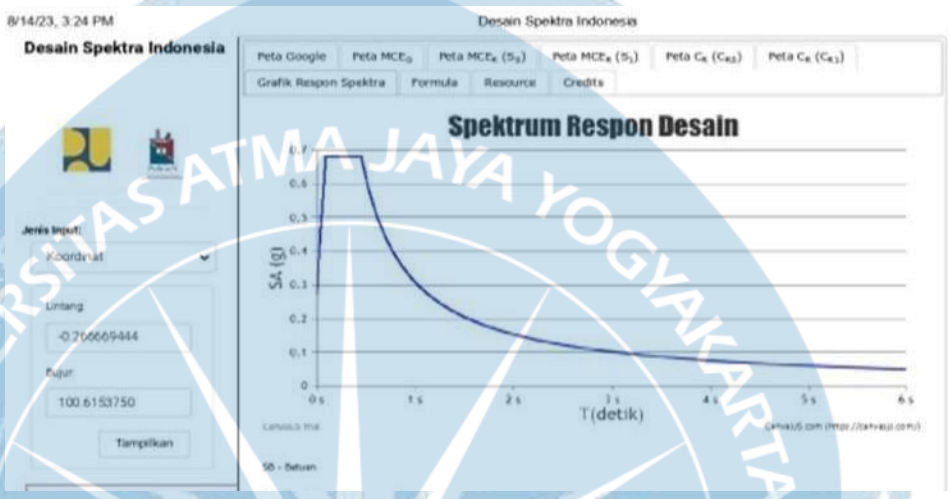
Apabila periode getar struktur lebih besar dari (T_s) namun tidak melebihi (T_L), maka nilai percepatan spektral desain ((S_a)) ditentukan menggunakan persamaan berikut:

persamaan : $Sa = \frac{SDS}{T}$

Tabel 2.16 Nilai S_a saat $T > T_s$

T (detik)	Sa (g)	T (detik)	Sa (g)
0	0,3962	10.5	0,0943
0,119	0,9904	11	0,0900
0,595	0,9904	11.5	0,0861
1.5	0,6603	12	0,0825
2	0,4952	12.5	0,0792
2.5	0,3962	13	0,0762
3	0,3301	13.5	0,0734
3.5	0,2830	14	0,0707
4	0,2476	14.5	0,0683
4.5	0,2201	15	0,0660
5	0,1981	15.5	0,0639
5.5	0,1801	16	0,0619
6	0,1651	16.5	0,0600
6.5	0,1524	17	0,0583
7	0,1415	17.5	0,0566
7.5	0,1321	18	0,0550
8	0,1238	18.5	0,0535
8.5	0,1165	19	0,0521
9	0,1100	19.5	0,0508
9.5	0,1043	20	0,0495
10	0,0990		

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*



Gambar 2.15 Kurva *Respons Spektrum*

Sumber:ciptakarya.pu.go.id/2023

Menentukan faktor skala

Faktor skala digunakan sebagai nilai pengali dalam proses analisis respons spektrum. Besarnya faktor skala ditentukan berdasarkan hubungan antara percepatan gravitasi, faktor keutamaan gempa, dan koefisien modifikasi respons. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\frac{g}{I \times R}$$

dimana :

g = Gaya gravitasi (9,81 cm/s2)

I = Faktor keutamaan gempa (1,2)

R = Koefisien modifikasi respons (8)

Jadi, faktor skala = $\frac{9,81}{1,2\times8} = 1,0219 \, cm/s^2$

Gaya Geser Dasar Gempa (Base Shear)

Setelah faktor skala diperoleh, langkah berikutnya adalah menentukan gaya geser dasar seismik ((V)). Besarnya gaya geser dasar pada arah pembebanan yang ditinjau dihitung sesuai dengan persamaan yang ditetapkan dalam ketentuan perencanaan ketahanan gempa, yaitu sebagai

berikut:

dimana :

V = Gaya geser gempa

Cs = Koefisien respons

seismic W = Berat lantai

V = Cs x W

Cs = $(0,9044 \cdot 1,2)/8$

Cs = 0,1357

Nilai Cs yang dihitung tidak perlu melebihi berikut untuk T < TL

$$C_s = \frac{(0{,}9044 \cdot 0{,}9904)}{1{,}2} = 0{,}137$$

Cs harus tidak kurang dari

$$Cs = 0{,}044\ SDs\ x\ Ie > 0{,}01$$
$$= 0{,}044\ x\ 0{,}9044\ x\ 1{,}2 \geq 0{,}01$$
$$= 0{,}0478 \geq 0{,}01$$

dimana :

SDS = Parameter percepatan *respons spectral* desain dalam rentang periode Pendek

R = Koefisien modifikasi *respons*

Ie = Faktor keutamaan gempa

Cs = Koefisien *respons* seismik

V = Gaya geser dasar seismik

W = Berat seismik efektif

SD1 = Parameter percepatan *respons spectral* desain pada periode sebesar 1,0detik

T = Periode fundamental struktur (detik)

S1 = Parameter percepatan respons spectral maksimum

Jadi gaya geser gempa (V) adalah :

V = Cs x Wtotal

$$= 0{,}0478 \; x \; 589.672{,}716 \; kg = 28.186{,}3558 \; kg$$

Periode Fundamental Pendekatan (Ta)

Perioda fundamental pendekatan (Ta) harus ditentukan dari persamaan:

$Ta = Ct \times h_n^{\,x}$

dimana :

Ct = Ta = Ct x hnx

$$= 0{,}0466 \; x \; 240{,}9 = 0{,}8139 \; detik$$

Koefisien x =

Koefisien

hn = Ketinggian struktur

Tabel 2.17 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct Dan X

Tipe Struktur	Ct	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 18 hal 72

Periode fundamental pendekatan (Ta) dalam satuan detik ditentukan menggunakan persamaan empiris yang berlaku untuk bangunan dengan tinggi tidak lebih dari 12 tingkat. Persamaan ini diterapkan pada struktur yang menggunakan sistem rangka pemikul momen berbahan beton bertulang sebagai sistem pemikul gaya seismik, dengan ketentuan bahwa rata-rata tinggi setiap tingkat bangunan tidak kurang dari 3 m. Persamaan yang digunakan untuk menentukan nilai (Ta) adalah sebagai berikut:

$$Ta = 0{,}1.N$$

dimana : N adalah jumlah tingkat

$$Ta = 0{,}1 \; x \; 6 = 0{,}6 \; detik$$

- **Perhitungan Penulangan**

Penulangan Pelat Lantai

Perencanaan tulangan pada pelat lantai dilakukan berdasarkan hasil analisis gaya dalam yang diperoleh dari kombinasi pembebanan, meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dalam proses analisis struktur, elemen pelat lantai dimodelkan dengan membagi area pelat menjadi beberapa bagian pada elemen frame. Nilai gaya dalam hasil kombinasi pembebanan tersebut selanjutnya digunakan sebagai acuan dalam menentukan kebutuhan tulangan pelat lantai.

Penulangan Lapangan Arah (X)

Tabel 2.18 Momen Pelat Lapangan Arah X

Tipe Pelat	Posisi	h (mm)	Design (Nmm)
Atap	Momen Lapangan Arah x	100	1.662.200
	Momen Tumpuan Arah x (-)	100	622.700
	Momen Lapangan Arah y	100	1.039.000
	Momen Tumpuan Arah y (-)	100	592.100
1-2	Momen Lapangan Arah x	120	8.932.700
	Momen Tumpuan Arah x (-)	120	8.395.500
	Momen Lapangan Arah y	120	5.638.900
	Momen Tumpuan Arah y (-)	120	5.533.800

Sumber : Hasil analisis

Diketahui :

$MU_{Lapangan}$ = 893,27 kg m = 8.932.700 Nmm

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinjauan 1 Meter (b) = 1 m = 1.000 mm

Selimut beton (p) = 0,03 m = 30 mm

Mutu Tulangan (fy) = 400 MPa

Mutu Beton (fc) = 20,75 MPa

Diameter tulangan diasumsikan ø = 10 mm

Dx = h – p – ½ ø

= 120 – 20,75 – (½ x 10)

$= 94{,}25\ mm$

Mn = Mlx / ϕ

$= \frac{8.932.700}{0{,}8}$

$= 11.165.875\ Nmm$

Rn $= \frac{Mn}{b.d^2}$

$= \frac{11.165.875}{1.000 \times 85^2}$

$= 1{,}5454\ mm$

m $= \frac{fy}{0{,}85.fc}$

$= \frac{400}{0{,}85 \times 20{,}75}$

= 22,6886 mm

ρ $= \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$

$= \frac{1}{10{,}9804}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10{,}9804 \times 1{,}5454}{280}}\right]$

= 0,0057 mm

ρb $= \frac{0{,}85 \times fc}{fy} \times \beta \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85 \times 20{,}75}{400} \times 0{,}84 \times \left(\frac{600}{600+400}\right)$

= 0,0222

ρMax = 0,75 x ρb

= 0,75 x 0,0222

= 0,0167 mm

ρMin $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{400}$

= 0,0035 mm

ρmin	< ρ	<	ρmax	
0,0035	< 0,0057	<	0,0167	Maka ρ yang digunakan

As_{perlu} = ρ x b x d

$= 0{,}0057 \, x \, 1.000 \, x \, 85$

$= 484{,}3042 \, mm2$

Luas Tulangan (Ast) $= ¼ \, x \, \pi \, x \, d2$

$= ¼ \text{ x } \pi \text{ x } 10^2$

$= 78{,}5 \, mm2$

Sehingga jarak tulangan

S $= \left(\frac{Ast}{As}\right) x \, 1.000$

$= (78{,}5 \, 484{,}3042 \,) \, x \, 1.000$

$= 162{,}0882$ mm $= 150$ mm

Maka, dipakai tulangan ø 10 – 150 mm

Lengan Momen Dalam

$$a = \frac{\text{AS x fy}}{\text{0,85 x fc x b}}$$

$$= \frac{523{,}333 \text{ x } 280}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 1.000}$$

$= 5{,}7464 \, mm$

Maka momen nominal adalah :

Mn Aktual $= As \, x \, fy \, x \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 523{,}333 \, x \, 400 \, x \left(85 - \left(\frac{5{,}37464}{2}\right)\right)$

$= 17.793.319{,}32 \, Nmm$

$ØMn \, aktual > Mu$

$17.793.319{,}32 \, N.mm > 8.932.700 \, N.mm$ **OK**

a. Penulangan Tumpuan Arah (X)

Tabel 2.19 Momen Pelat Tumpuan Arah X

Tipe Pelat	Posisi	h (mm)	Design (Nmm)
Atap	Momen Lapangan Arah x	100	1.662.200
	Momen Tumpuan Arah x (-)	100	622.700
	Momen Lapangan Arah y	100	1.039.000
	Momen Tumpuan Arah y (-)	100	592.100
1-2	Momen Lapangan Arah x	120	8.932.700
	Momen Tumpuan Arah x (-)	120	8.395.500
	Momen Lapangan Arah y	120	5.638.900
	Momen Tumpuan Arah y (-)	120	5.533.800

Sumber : Hasil analisis

Diketahui :

MuTumpuan	= 839,55 kg m	= 8.395.500 Nmm
Tebal Pelat	= 12 cm	= 120 mm
Tinjauan 1 Meter (b)	= 1 m	= 1.000 mm
Selimut beton (p)	= 0,03 m	= 30 mm
Mutu Tulangan (fy)	= 400 MPa	
Mutu Beton (fc)	= 20,75 MPa	

Diameter tulangan diasumsikan ø = 10

$$mm\ Dx = h - p - \tfrac{1}{2}\ \emptyset$$

$$= 120 - 30 - (\tfrac{1}{2} \times 10)$$

$$= 85\ mm$$

$$Mn = Mlx\ /\ \phi$$

$$= 8.395.500\ /\ 0{,}8$$

$$= 10.494.375\ Nmm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2}$$

$$= \frac{10.395.500}{1.000 \times 85^2}$$

$$= 1{,}4525 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc}$$

$$= \frac{400}{0{,}85 \times 20{,}75}$$

$= 22,6886$ mm

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22,6886}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,9804 \times 1,4525}{400}}\right]$$

$= 0,053$ mm

$\rho b = \frac{0,85 \times fc}{fy} \times \beta \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85 \times 30}{280} \times 0,84 \times \left(\frac{600}{600+2}\right)$

$= 0,0519$

$\rho Max = 0,75 \times \rho b$

$= 0,75 \times 0,0519$

$= 0,389$ mm

$\rho Min = \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{400}$

$= 0,0035$ mm

ρmin	<	ρ	<	ρmax	
0,0035	<	0,0053	<	0,0389	Maka ρ yang digunakan

$As_{perlu} = \rho \times b \times d$

$= 0,0053 \times 1.000 \times 85$

$= 454,2691$ mm^2

Luas Tulangan (Ast) $= ¼ \times \pi \times d^2$

$= ¼ \times \pi \times 10^2$

$= 78,5$ mm^2

Sehingga jarak tulangan

$S = \left(\frac{Ast}{As}\right) x\ 1.000$

$= \left(\frac{78,5}{454,2691}\right) x\ 1.000$

$= 175,8051\ mm = 150\ mm$

Maka, dipakai tulangan ø 10 – 150 mm

Lengan Momen Dalam

$a = \frac{AS \times fy}{0,85 \times fc \times b}$

$= \frac{523,333 \times 400}{0,85 \times 20,75 \times 1.000}$

$= 11,8686\ mm$

Maka momen nominal adalah :

Mn Aktual $= As\ x\ fy\ x\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 523,333\ x\ 400\ x\ \left(85 - \left(\frac{5,7464}{2}\right)\right)$

$= 17.793.319 Nmm$

$\emptyset Mn\ aktual > Mu$

$17.793.319 N.mm > 8.395.500 N.mm$ **OK**

b. Penulangan Lapangan Arah (Y)

Tabel 2.20 Momen Pelat Lapangan Arah Y

Tipe Pelat	Posisi	h (mm)	Design (Nmm)
Atap	Momen Lapangan Arah x	100	1.662.200
	Momen Tumpuan Arah x (-)	100	622.700
	Momen Lapangan Arah y	100	1.039.000
	Momen Tumpuan Arah y (-)	100	592.100
1-2	Momen Lapangan Arah x	120	8.932.700
	Momen Tumpuan Arah x (-)	120	8.395.500
	Momen Lapangan Arah y	120	5.638.900
	Momen Tumpuan Arah y (-)	120	5.533.800

Sumber : Hasil analisis

Diketahui :

MULapangan = 563,89 kg m = 5.638.900Nmm

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinjauan 1 Meter (b) = 1 m = 1.000 mm

Selimut beton (p) = 0,03 m = 30 mm

Mutu Tulangan (fy) = 400 MPa

Mutu Beton (fc) = 20,75 MPa

Diameter tulangan diasumsikan ø = 10 mm

Dx $= h - p - \frac{1}{2} \emptyset$

$= 120 - 30 - (\frac{1}{2} x\ 10)$

$= 85 mm$

Mn $= \frac{Mlx}{\phi}$

$= \frac{5.638.900}{0,8}$

$= 7.048.625 \, Nmm$

Rn $= \frac{Mn}{b.d^2}$

$= \frac{7.048.625}{1.000 \times 85^2}$

$= 0,9756$ mm

m $= \frac{fy}{0,85.fc}$

$= \frac{400}{0,85 \times 20,75}$

$= 22,6790$ mm

ρ $= \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$

$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 22,6790 \times 0,9756}{400}}\right]$

$= 0,0036 \, mm$

ρb $= \left(0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y}\right) \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{(600 + f_y)}\right)$

$= \left(\frac{0,85 \cdot 20,75}{400}\right) \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{(600 + 400)}\right)$

ρMax $= 0,0519$

$= 0,75 \, x \, \rho b$

$= 0,75 \, x \, 0,0519$

$= 0,389 \, mm$

ρMin $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{400}$

$= 0,0050 \, mm$

ρmin	>	ρ	<	ρmax	
0,0050	>	0,0036	<	0,0389	Maka ρmin yang digunakan

$As_{perlu} = \rho \, x \, b \, x \, d$

$= 0,0050 \, x \, 1.000 \, x \, 85$

$= 425 \, mm2$

Luas Tulangan (Ast) $= ¼ \, x \, \pi \, x \, d2$

$= ¼ x \pi x 102$

$= 78,5 mm2$

Sehingga jarak tulangan

S $= \left(\frac{Ast}{As}\right) x 1.000$

$= \left(\frac{78,5}{425}\right) x 1.000$

= 184,7059 mm = 150 mm

Maka, dipakai tulangan ø 10 – 150 mm

Lengan Momen Dalam

a $= \frac{AS \text{ x } fy}{0,85 \text{ x } fc \text{ x } b}$

$= \frac{523,333 \text{ x } 400}{0,85 \text{ x } 20.75 \text{ x } 1.000}$

$= 11,8686 mm$

Maka momen nominal adalah :

Mn Aktual $= As x fy x \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 523,333 x 400 x \left(85 - \left(\frac{5,37464}{2}\right)\right)$

$= 17.793.319,31 Nmm$

ØMn aktual > Mu

$17.793.319,31 N.mm > 5.638.900 N.mm$ **OK**

c. Penulangan Tumpuan Arah (Y)

Tabel 2.21 Momen Pelat Tumpuan Arah Y

C Pelat	Posisi	h (mm)	Design (Nmm)
Atap	Momen Lapangan Arah x	100	1.662.200
	Momen Tumpuan Arah x (-)	100	622.700
	Momen Lapangan Arah y	100	1.039.000
	Momen Tumpuan Arah y (-)	100	592.100
1-2	Momen Lapangan Arah x	120	8.932.700
	Momen Tumpuan Arah x (-)	120	8.395.500
	Momen Lapangan Arah y	120	5.638.900
	Momen Tumpuan Arah y (-)	120	5.533.800

Sumber : Hasil analisis

Diketahui :

$Mu_{Tumpuan}$	= 553,38 kg m	= 5.533.800 Nmm
Tebal Pelat	= 12 cm	= 120 mm
Tinjauan 1 Meter (b)	= 1 m	= 1.000 mm
Selimut beton (p)	= 0,03 m	= 30 mm
Mutu Tulangan (fy)	= 400 MPa	
Mutu Beton (fc)	= 20,75 MPa	

Diameter tulangan diasumsikan ø = 10 mm

Dx $= h - p - ½ ø$

$= 120 - 30 - (½ x 10)$

$= 85 mm$

Mn $= \frac{Mlx}{\phi}$

$= \frac{5.533.800}{0,8}$

$= 6.917.250 Nmm$

Rn $= \frac{Mn}{b.d^2}$

$= \frac{6.917.250}{1.000 \times 85^2}$

= 0,9574 mm

m $= \frac{fy}{0,85.fc}$

$= \frac{400}{0,85 \times 20,75}$

= 22,6790 mm

ρ $= \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$

$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 22,6790 \times 0,9574}{400}}\right]$

= 0,035 mm

ρb $= \frac{0,85 \times fc}{fy} \times \beta \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85 \times 30}{400} \times 0,84 \times \left(\frac{600}{600+400}\right)$

= 0,0322

ρMax = 0,75 x ρb

= 0,75 x 0,0322

= 0,0241 mm

$\rho Min = \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{400}$

$= 0,0035\ mm$

ρmin > ρ < ρmax

0,0035 > 0,0035 < 0,0241 Maka digunakan ρmin

$As_{perlu} = \rho \times b \times d$

= 0,035 x x 85
1.000

$= 425\ mm2$

Luas Tulangan (Ast) $= ¼ \times \pi \times d^2$

$= ¼ \times \pi \times 10^2$

$= 78,5\ mm^2$

Sehingga jarak tulangan

S $= \left(\frac{Ast}{As}\right) x\ 1.000$

$= \left(\frac{78,5}{425}\right) x\ 1.000$

$= 184,5\ mm$ =

$150\ mm$ Maka, dipakai tulangan ø 10 –

150 mm Lengan Momen Dalam

a $= \frac{AS \text{ x } fy}{0,85 \text{ x } fc \text{ x } b}$

$= \frac{523,3333,x \quad 400}{0,85 \text{ x } 20,75 \text{ x } 1.000}$

$= 11,8697\ mm$

Maka momen nominal adalah :

Mn Aktual $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 425 \times 400 \times \left(85 - \left(\frac{11,8697}{2}\right)\right)$

$= 14.449.994,07\ Nmm$

ØMn aktual > Mu

$14.449.994,07\ N.mm >$ $5.533.800\ N.mm$.....**OK**

Berdasarkan perhitungan penulangan pelat lantai 1-2 diperoleh :

Tulangan Momen Lapangan Arah x = **Ø 10 – 150**

mm Tulangan Momen Tumpuan Arah x (-) = **Ø 10 – 150**

mm Tulangan Momen Lapangan Arah y = **Ø 10**

– 150 mm Tulangan Momen Tumpuan Arah y (-) = **Ø 10 –**

150 mm Penulangan untuk lantai selanjutnya ditabelkan:

Tabel 2.22 Momen Pelat lantai

Tipe Pelat	Posisi	h (mm)	Design (Nmm)
Atap	Momen Lapangan Arah x	100	1.662.200
	Momen Tumpuan Arah x (-)	100	622.700
	Momen Lapangan Arah y	100	1.039.000
	Momen Tumpuan Arah y (-)	100	592.100
1-2	Momen Lapangan Arah x	120	4.761.900
	Momen Tumpuan Arah x (-)	120	2.856.500
	Momen Lapangan Arah y	120	3.036.700
	Momen Tumpuan Arah y (-)	120	3.037.300

Sumber : Hasil analisis

Tabel 2.23 Tabel Penulangan Pelat

Mn	H mm	d mm	Rn	M	ρ	ρmax	ρmin
2.077.750	100	65	0,4918	10,9804	0,0018	0,0389	0,05
778.375		65	0,1842	10,9804	0,0007	0,0389	0,05
1.298.750		65	0,3074	10,9804	0,0011	0,0389	0,05
740.125		65	0,1752	10,9804	0,0006	0,0389	0,05
5.952.375	120	85	0,8239	10,9804	0,0030	0,0389	0,05
3.570.625		85	0,4942	10,9804	0,0018	0,0389	0,05
3.036.700		85	0,5254	10,9804	0,5254	0,0389	0,05
3.037.300		85	0,5255	10,9804	0,0019	0,0389	0,05

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Tabel 2.24 Tabel Penulangan Pelat

ρ pakai	As Perlu (mm^2)	S mm	S pakai	Mn Aktual (Nmm)	Dipakai Tulangan
0,0050	325,0000	241,5385	200	5.525.341	Ø 10 - 200
0,0050	325,0000	241,5385	200	5.525.341	Ø 10 - 200
0,0050	325,0000	241,5385	200	5.525.341	Ø 10 - 200
0,0050	325,0000	241,5385	200	5.525.341	Ø 10 - 200
0,0050	425,0000	184,7059	150	9.627.451	Ø 10 - 150
0,0050	425,0000	184,7059	150	9.627.451	Ø 10 - 150
0,0050	425,0000	184,7059	150	9.627.451	Ø 10 - 150
0,0050	425,0000	184,7059	150	9.627.451	Ø 10 - 150

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

- **Penulangan Balok Induk Arah Y Lapangan**

  Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, diperoleh nilai momen maksimum pada balok anak untuk bentang 1–2 sebagai berikut:

Tabel 2.25 Nilai Momen Maksimum Lapangan

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	y	
Atap	Momen Lapangan	y	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	y	101380824
1 - 2	Momen Lapangan	y	78425234,48

Sumber : Hasil analisis

Diketahui data-data sebagai berikut :

MULapangan =$78425234{,}48 mm$

Lebar balok (b) = $450{,}0 mm$

Tinggi balok (h) = $650{,}0 mm$

Selimut beton (p) = $40{,}0 mm$

Mutu beton (fc') = $20{,}75 MPa$

Mutu baja ulir (fy) = $400{,}0 MPa$

Tulangan utama = $D19\ mm$

Tulangan sengkang = $ø12\ mm$

Es = $200.000\ Mpa$

Tinggi Efektif Balok :

d = $h - p - øtul.seng - ½ ø\ tul.utama$

= $650 - 40 - 12 - (½ . 22)$

= $588{,}5mm$

d' = $p + øtul.seng + ½ ø\ tul.utama$

= $40 + 12 + (½ .22)$

= $61{,}5\ mm$

Penulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0{,}8}$$

$$= \frac{78425234{,}48}{0{,}8}$$

= 55248592,5Nmm

$$Rn = \frac{Mn}{ϕ.b.d^2}$$

$$= \frac{55248592{,}5\ N.mm}{0{,}8 \times 300 \times 61{,}5^2}$$

= 0,3545 mm

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc}$$

$$= \frac{400}{0{,}85 \times 20{,}75} = 22{,}6790$$

Rasio Tulangan

(ρ)

$$\rho_m = \frac{1}{22{,}6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}3545 \times 22{,}6790}{400}}\right]$$

= 0,0009

$$\rho b = \frac{0{,}85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{400} \times \left(\frac{600}{600+420}\right)$$

$$= 0,0225$$

$$\rho max = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,75 \times 0,0225 = 0,0169$$

$$\rho min = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho min < \rho < \rho max$$

$0,0035 < 0,0009 < 0,0169$, Maka digunakan ρ

As Perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0,0009 \times 450 \times 588,5 = 926,8875 \text{ mm}^2$

Rasio tulangan (ρ) $= \frac{As}{b \times d}$

$= \frac{926,8875mm^2}{450 \times 588,5\ mm^2} = 0,0009$

$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc \times b}$

$= \frac{388,5000 \times 400}{0,85 \times 20,75 \times 450}$

$= 57,1278$

$$Mn = T \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= As \times fy \left(637 - \frac{57,1278}{2}\right)$$

$$= 926,8875 \times 400 \times 619,7555$$

$$= 253883993\ Nmm$$

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{57,1278mm}{0,84}$$

$$= 67,2092$$

Kontrol Kapasitas Penampang

$\frac{x}{d - x} = \frac{0,003}{\frac{ss}{d-x}}$

$\varepsilon s = \frac{0,003}{x}$

$= \frac{588,5 - 99,8401}{99,8401} \times 0,003$

$= 0,0003$

$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0,0020$

εs < εy

0,0003 < 0,0020 **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

203107194,1Nmm 44198874 Nmm .....**OK** !

Dipakai tulangan 4 D 19 (As Terpasang = 926,8875 mm^2)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok induk berukuran 45 × 65 cm pada daerah lapangan memerlukan tulangan tarik sebanyak 4 batang berdiameter 19 mm (4D19). Hasil perhitungan menunjukkan bahwa kebutuhan tulangan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, pada pelaksanaan di lapangan, konfigurasi penulangan tunggal kurang efektif karena tidak tersedia tulangan pada daerah tekan yang dapat berfungsi sebagai pengikat atau penyangga tulangan sengkang. Oleh karena itu, ditambahkan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang berdiameter 19 mm (2D19) atau setara dengan ½ jumlah tulangan tarik, sehingga proses pemasangan tulangan menjadi lebih baik dan memenuhi ketentuan detailing. Luas tulangan tarik yang digunakan adalah sebesar 3.270,8 mm^2.

- **Penulangan Balok Induk Arah Y Tumpuan**

  Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, diperoleh nilai momen maksimum pada balok anak bentang 1–2 yang selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam perencanaan penulangan. Nilai momen maksimum tersebut disajikan sebagai berikut:

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= 207813203{,}8 \text{Nmm}$$

$$= \frac{207813203{,}8 \text{ N.mm}}{0{,}8 \text{ x } 300 \text{ x} 61{,}5^{\,2}}$$

$$= 1{,}3334 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc}$$

$$= \frac{400}{0{,}85 \text{ x } 20{,}75} = 22{,}6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{ x Rn x m}}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,3545 \quad 22,6790}{400}}\right]$$

$$= 0,0035$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{60}\right)$$

$$= 0,0239$$

$$\rho max = 0,75 \times \rho b = \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{400} \times \left(\frac{600}{600+4}\right.$$

$$= 0,75 \times 0,0239 = 0,0179$$

$$\rho min = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho min < \rho < \rho max$$

$$0,0035 < 0,0035 < 0,0179 \text{ , Maka digunakan } \rho$$

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 x\ 450\ x\ 588,5 = 926,8875\ mm2$$

Perhitungan tulangan tarik :

$$\text{As D19} = \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ \emptyset\ tul.utama^2$$

$$= \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 19^2$$

$$= 283,385\ mm^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{As Perlu}}{\text{As D19}}$$

$$= \frac{926,8875}{283,385 \ mm^2}$$

$$= 3,2708$$

Hasil perencanaan menunjukkan bahwa kebutuhan tulangan pada daerah tarik tumpuan balok dipenuhi dengan penggunaan 4D19, sehingga luas tulangan yang tersedia (As) adalah sebesar 3.270,80 mm².

$$\text{Rasio tulangan } (\rho) = \frac{\text{As}}{b \times d}$$

$$= \frac{926,8875 mm^2}{450 \times 588,5 \ mm^2} = 0,0009$$

$$a = \frac{\text{As x}}{0,85 \times fc' x\ b}$$

$$= \frac{388,5000 x \quad 400}{}$$

$$0{,}85 \times 20{,}75 \times 450$$

$$= 57{,}1278$$

$$Mn = \phi T (d - \frac{a}{2})$$

$$= As \times fy \left(637 - \frac{57{,}128}{2}\right)$$

$$= 926{,}8875x \times 400 \times 619{,}7555$$

$$= 253883993\ Nmm$$

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{57{,}1278mm}{0{,}84}$$

$$= 67{,}2092$$

Kontrol Kapasitas Penampang

$$\frac{x}{d-x} = \frac{0{,}003}{ss}$$

$$\varepsilon s = \frac{0{,}003}{x}$$

$$= \frac{588{,}5-99{,}8401}{99{,}8401} \times 0{,}003$$

$$= 0{,}0002$$

$$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0{,}0020$$

$$\varepsilon s < \varepsilon y$$

0,0002 < 0,0030 **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

203107194,1Nmm 166250563 Nmm..... **OK** !

Dipakai tulangan 4 D 19 (As Terpasang = 926,8875 mm^2)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok induk berukuran 45 × 65 cm pada daerah tumpuan memerlukan tulangan tarik sebanyak 4 batang berdiameter 19 mm (4D19). Kebutuhan tulangan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, untuk memenuhi aspek detailing serta memudahkan proses pemasangan tulangan di lapangan, ditambahkan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang berdiameter 19 mm (2D19) atau setara dengan ½ dari jumlah tulangan tarik. Dengan penambahan tersebut, susunan tulangan menjadi lebih stabil selama proses konstruksi, sedangkan luas tulangan tarik yang digunakan adalah sebesar 3.270,80 mm^2.

2.8.4 Penulangan Geser Balok Arah Y Lantai (1 – 2)

Tabel 2.27 Nilai Gaya Geser Balok Induk Maksimum Arah Y

Lantai	Vu	L	fc'	fy	b	H
	N	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)
Atap	6.518,73	4.000	20,75	280	450	650
1 - 2	123830,6	4.000	20,75	280	450	650

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Diketahui :

Vu = $123830{,}6kg = 12.383N$

Tinggi efektif (d)

d = h - p - $\frac{1}{2}$ ϕ

= 650 - 40 - $\frac{1}{2}$ 12 = 604 mm

Kapasitas Geser Nominal Beton (Vc)

Vc = $0{,}17\sqrt{fc'}$. b . d

= $0{,}17\sqrt{30}$. 450 . 604 = 210478,347

Perhitungan Luas Tulangan Geser

(Av)Av = $\frac{1}{4}$ π . D^2

= $\frac{1}{4}$ π . 12^2 = 113,04 mm^2

Jarak tulangan geser (S)

1) S = $\frac{1}{4}$ h

= $\frac{1}{4}$ $650 = 162{,}5mm$

2) S = $8 . D$ (diameter tulangan lentur)

$= 8 . 19 = 152\ mm$

3) S = $24 . \phi$ (diameter tulangan geser)

$= 24 . 12 = 288\ mm$

4) S = $300\ mm$

Diambil nilai terkecil $S = 176\ mm \sim 150\ mm$

Kapasitas Geser Nominal Tulangan Geser (Vs)

$$Vs = \frac{Av \cdot Fy \cdot}{d \quad S}$$

$$= \frac{113{,}0400 \quad . \quad 280 \quad . \quad 604}{150} = \quad 127448{,}832N$$

Kuat geser nominal (Vn)

Vn = Vc +

Vs

= 337927,179+ 127448,832= 465376,0110N

Syarat φ Vn > Vu

270341,7432 > 12383,06 N .....**AMAN**

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Tabel 2.28 Perhitungan Penulangan Balok Induk Arah Y

Lantai	Daerah	Mu	b	H	p	fc'	fy	Tul. U	Tul. Seng	d	d'	ρb
		(N.mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	Tumpuan (-)	121.223.700	450	650		20,75	400	19	12	638	61,5	0,0298
	Lapangan	86.645.800	450	650		20,75	400	19	12	638	61,5	0,0298
1 - 2	Tumpuan (-)	442.567.200	450	650		20,75	400	19	12	638	63	0,0298
	Lapangan	304.399.100	450	650		20,75	400	19	12	637	63	0,0298

Lantai	Daerah	Mn	Rn	M	ρMax	ρMin	ρ	As	As	Tul. Tarik	N	As Tulangan
		Aktual (N.mm)						(mm²)	(mm²)	Buah	Buah	(mm²)
Atap	Tumpuan (-)	264.694.705	0,8260	16,4706	0,0224	0,0033	0,0020	957,7500	283,3850	3,3797	4	1.133,540
	Lapangan	235.284.183	0,5904	16,4706	0,0224	0,0033	0,0014	957,7500	283,3850	3,3797	4	1.133,540
1 - 2	Tumpuan (-)	512.956.056	3,0297	16,4706	0,0224	0,0033	0,0077	2.207,8001	379,9400	5,8109	6	2.279,640
	Lapangan	311.075.063	2,0838	16,4706	0,0224	0,0033	0,0052	1.485,6209	379,9400	3,9101	4	1.519,7600

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

2.8.5 Penulangan Lapangan Balok Induk Arah X Lantai 1-2

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, diperoleh nilai momen maksimum pada balok Induk bentang 1–2. Nilai momen tersebut selanjutnya digunakan sebagai acuan dalam proses perencanaan penulangan balok, sebagaimana disajikan berikut ini:

Tabel 2.29 Nilai Momen Lapangan Balok Induk Arah X Lantai 1-2

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	x	
Atap	Momen Lapangan	x	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	x	101380824
1 - 2	Momen Lapangan	x	78425234,48

Sumber : Hasil analisis

Diketahui data-data sebagai berikut :

$MU_{Lapangan}$ = 78425234,48mm
Lebar balok (b) = 450 mm
Tinggi balok (h) = 650 mm
Selimut beton (p) = 40 mm
Mutu beton (fc') = 20,75 MPa
Mutu baja ulir (fy) = 400 MPa
Tulangan utama = D19 mm
Tulangan sengkang = ø12 mm
Es = $200.000\ Mpa$

Tinggi Efektif Balok :

d $= h - p - øtul.seng - ½ ø tul.utama$
$= 650 - 40 - 12 - (½ . 22)$
$= 588{,}5mm$

d' $= p + øtul.seng + ½ ø tul.utama$
$= 40 + 12 + (½ .22)$
$= 61{,}5\ mm$

Penulangan Tarik

Mn $= \frac{Mu}{0{,}8}$

$$= \frac{78425234,48}{0,8}$$

$$= 55248592,5 \text{Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= \frac{55248592,5 \text{ N.mm}}{0,8 \times 300 \times 61,5^2}$$

$$= 0,3545 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 20,75} = 22,6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,3545 \times 22,6790}{400}}\right]$$

$$= 0,0009$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{400} \times \left(\frac{600}{600+420}\right)$$

$$= 0,0225$$

$$\rho max = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,75 \times 0,0225 = 0,0169$$

$$\rho min = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho min < \rho < \rho max$$

$$0,0035 < 0,0009 < 0,0169$$, Maka digunakan ρ

As Perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0,0009 \times 450 \times 588,5 = 926,8875\ mm^2$

Perhitungan tulangan tarik :

As D19 $= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{ø tul.utama}^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$

$= 283,385 mm^2$

Jumlah tulangan $= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As D19}}$

$= \frac{926,8875}{283,385\ mm^2}$

$= 3,2708$

Berdasarkan hasil perhitungan, kebutuhan tulangan pada daerah tarik lapangan balok dipenuhi dengan penggunaan 4 batang tulangan berdiameter 19 mm (4D19), sehingga luas tulangan yang disediakan (As) adalah sebesar 3.270,80 mm².

Rasio tulangan (ρ) $= \frac{\text{As}}{b \times d}$

$= \frac{926,8875 mm^2}{450 \times 588,5\ mm^2} = 0,0009$

$$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b}$$

$$= \frac{388{,}5000 \times 400}{0{,}85 \times 20{,}75 \times 450}$$

$$= 57{,}1278$$

$$Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= As \times fy \left(637 - \frac{57{,}1278}{2}\right)$$

$$= 926{,}8875 \times 400 \times 619{,}7555$$

$$= 253883993 \text{ Nmm}$$

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{57{,}1278 mm}{0{,}84}$$

$$= 67{,}2092$$

Kontrol Kapasitas Penampang

$$\frac{x}{d - x} = \frac{0{,}003}{ss}$$

$$\varepsilon s = \frac{d - x}{x} \times 0{,}003$$

$$= \frac{588{,}5 - 99{,}8401}{99{,}8401} \times 0{,}003$$

$$= 0{,}0003$$

$$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0{,}0020$$

$$\varepsilon s < \varepsilon y$$

0,0003 < 0,0020 **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

203107194,1Nmm 44198874 Nmm .....**OK** !

Dipakai tulangan 4 D 19 (As Terpasang = 926,8875 mm^2)

Kesimpulan :

Penulangan balok induk 45/65 cm daerah lapangan dibutuhkan 4 D 19 mm untuk tulangan tarik. Penulangan [balok induk ini termasuk penulangan tunggal, jadi dalam pelaksanaan lapangannya penulangan balok tidak bisa menggunakan tulangan tunggal karna untuk pengkaitan tulangan tidak ada, maka saat pelaksanaan lapangan ditambahkan tulangan 1/2 dari tulangan tarik yakni 2 buah untuk didaerah tekan (4 = 3,2708mm^2).

2.8.6 Penulangan Tumpuan Balok Induk Arah X Lantai 1-2

Pada analisis data dengan program diperoleh nilai momen maksimum untuk balok anak sebagai berikut : 1 – 2.

Tabel 2.30 Momen Maksimum Tumpuan Arah X lantai 1-2

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	y	
Atap	Momen Lapangan	y	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	y	101380824
1 - 2	Momen Lapangan	y	78425234,48

Sumber : Hasil Analisis dengan Software

Diketahui data-data sebagai berikut :

$MU_{Tumpuan}$ = 101380824mm
Lebar balok (b) = 450 mm
Tinggi balok (h) = 650 mm
Selimut beton (p) = 40 mm
Mutu beton (fc') = 20,75 MPa
Mutu baja ulir (fy) = 400 MPa
Tulangan utama = D19 mm
Tulangan sengkang = ø12 mm
Es = 200.000 Mpa

Tinggi Efektif Balok :

d = h – p – øtul.seng – ½ ø tul.utama
= 650 – 40 – 12 – (½ . 22)
= 588,5mm

d' = p + øtul.seng + ½ ø tul.utama
= 40 + 12 + (½ .22)
= 61,5 mm

Penulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{101380824}{0,8}$$

= 207813203,8Nmm

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= \frac{207813203{,}8 \text{ N.mm}}{0{,}8 \times 300 \times 61{,}5^{2}}$$

$$= 1{,}3334 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc}$$

$$= \frac{400}{0{,}85 \times 20{,}75} = 22{,}6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22{,}6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0{,}3545 \times 22{,}6790}{400}}\right]$$

$$= 0{,}0035$$

$$\rho b = \frac{0{,}85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+f}\right)$$

$$= \frac{0{,}85 \times 0{,}84 \times 20{,}75}{400} \times \left(\frac{600}{600+420}\right)$$

$$= 0{,}0239$$

$$\rho max = 0{,}75 \times \rho b$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}0239 = 0{,}0179$$

$$\rho min = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho min < \rho < \rho max$$

$$0,0035 < 0,0035 < 0,0179 \text{ , Maka digunakan } \rho$$

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 450 \times 588,5 = 926,8875\ mm2$$

Perhitungan tulangan tarik :

$$\text{As D19} = \tfrac{1}{4} \times \pi \times \text{ø tul. utama}^2$$

$$= \tfrac{1}{4} \times \pi \times 19^2$$

$$= 283,385 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{As Perlu}}{\text{As D1}}$$

$$= \frac{926,8875}{283,385 \text{ mm}^2}$$

$$= 3,2708$$

Berdasarkan hasil perhitungan, kebutuhan tulangan pada daerah tarik tumpuan balok dipenuhi dengan penggunaan 4 batang tulangan berdiameter 19 mm (4D19). Luas tulangan yang disediakan ((A_s)) adalah sebesar 3.270,80 mm², sehingga telah memenuhi kebutuhan penulangan pada daerah tumpuan.

Rasio tulangan (ρ)

$$= \frac{\text{As}}{\text{b x d}}$$

$$= \frac{926,8875 \text{mm}^2}{450 \times 588,5 \text{ mm}^2} = 0,0009$$

$$a = \frac{\text{As xfy}}{0,85 \times fc' \times b}$$

$$= \frac{388,5000 \times 400}{0,85 \times 20,75 \times 450}$$

$$= 57,1278$$

$$Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= As \times fy \times \left(637 - \frac{57,1278}{}\right)$$

2

$= 926,8875 \times 400 \times 619,7555$

$= 253883993$ Nmm

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{57,1278mm}{0,84}$$

$= 67,2092$

Kontrol Kapasitas Penampang

$$\frac{x}{d - x} = \frac{0,003}{ss}$$

$$\varepsilon s = \frac{d-x}{x} 0,003$$

$$= \frac{588,5 - 99,8401}{99,8401} \times 0,003$$

$= 0,0002$

$$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0,0020$$

$\varepsilon s < \varepsilon y$

0,0002 < 0,0030 **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

$203107194,1 Nmm$ 166250563 Nmm.....**OK** !

Dipakai tulangan 4 D 19 (As Terpasang = 926,8875 mm^2)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok induk berukuran 45 × 65 cm pada daerah tumpuan memerlukan tulangan tarik sebanyak 4 batang berdiameter 19 mm (4D19). Kebutuhan tulangan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, untuk memenuhi ketentuan detailing penulangan serta mempermudah proses pemasangan di lapangan, ditambahkan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang berdiameter 19 mm (2D19) atau setara dengan ½ dari jumlah tulangan tarik. Penambahan tulangan ini bertujuan untuk menjaga kestabilan rangka tulangan dan memudahkan pemasangan sengkang selama pelaksanaan konstruksi. Luas tulangan tarik yang digunakan adalah sebesar 3.270,80 mm^2.

2.8.7 Penulangan Geser Balok Induk Arah X Lantai (1 – 2)

Tabel 2.31 Gaya Geser Balok Induk Maksimum

Lantai	Vu	L	fc'	fy	b	H
	N	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)
Atap	6.518,73	4.000	20,75	280	450	650
1 - 2	123830,6	4.000	20,75	280	450	650

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Diketahui :

$Vu = 123830{,}6kg = 12.383N$

Tinggi efektif (d)

d = h - p - $\frac{1}{2}$ ϕ

= 650 - 40 - $\frac{1}{2}$ 12 = 604 mm

Perhitungan Kuat Geser Nominal yang Dipikul oleh Beton (Vc)

Vc = $0{,}17\sqrt{fc'} . b . d$

= $0{,}17\sqrt{30} . 450 . 604 = 210478{,}347$

Av = $\frac{1}{4}$ π . D²

= $\frac{1}{4}$ π . 12² = 113,04 mm²

Jarak tulangan geser (S)

5) S = $\frac{1}{4}$ h

= $\frac{1}{4}$ 650 = 162,5mm

6) S = $8 . D$ (diameter tulangan lentur)

= $8 . 19 = 152\ mm$

7) S = $24 . \phi$ (diameter tulangan geser)

= $24 . 12 = 288\ mm$

8) S = $300\ mm$

Luas Tulangan geser(Av) = 113,0400

Diambil nilai terkecil $S = 176\ mm \sim 150\ mm$

Perhitungan Kuat Geser Nominal yang Dipikul oleh Tulangan Geser (Vs)

$$Vs = \frac{Av \cdot Fy \cdot d}{S}$$

$$= \frac{113{,}0400 \cdot 280 \cdot 604}{150} = 127448{,}832\text{N}$$

Kuat geser nominal (Vn) Vn

$$= Vc + Vs$$

$$= 337927{,}179 + 127448{,}832 = 465376{,}0110\text{N}$$

Syarat φ Vn > Vu

270341,7432 > 12383,06 N .....**AMAN**

Tabel 2.32 Perhitungan Penulangan Balok Induk Arah X

Lantai	Daerah	Mu	b	H	p	fc'	fy	Tul. U	Tul. Seng	d	d'	ρb
		(N.mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	Tumpuan (-)	121.223.700	450	650		20,75	400	19	12	638	61,5	0,0298
	Lapangan	86.645.800	450	650		20,75	400	19	12	638	61,5	0,0298
1 - 2	Tumpuan (-)	442.567.200	450	650		20,75	400	19	12	638	63	0,0298
	Lapangan	304.399.100	450	650		20,75	400	19	12	637	63	0,0298

Lantai	Daerah	Mn	Rn	M	ρMax	ρMin	ρ	As	As	Tul. Tarik	N	As Tulangan
		Aktual (N.mm)						(mm²)	(mm²)	Buah	Buah	(mm²)
Atap	Tumpuan (-)	264.694.705	0,8260	16,4706	0,0224	0,0033	0,0020	957,7500	283,3850	3,3797	4	1.133,540
	Lapangan	235.284.183	0,5904	16,4706	0,0224	0,0033	0,0014	957,7500	283,3850	3,3797	4	1.133,540
1 - 2	Tumpuan (-)	512.956.056	3,0297	16,4706	0,0224	0,0033	0,0077	2.207,8001	379,9400	5,8109	6	2.279,640
	Lapangan	311.075.063	2,0838	16,4706	0,0224	0,0033	0,0052	1.485,6209	379,9400	3,9101	4	1.519,7600

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

2.8.9 Penulangan Balok Anak Arah Y 1-2 Lapangan (400 x 600)

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, diperoleh nilai momen maksimum pada balok anak yang selanjutnya dijadikan sebagai dasar dalam perencanaan penulangan. Nilai momen maksimum tersebut disajikan sebagai berikut:

Tabel 2.33 Momen Balok Anak Maksimum

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	y	
Atap	Momen Lapangan	y	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	y	61987022
1 - 2	Momen Lapangan	y	21056824,83

Sumber : Hasil analisis

Diketahui data-data sebagai berikut :

MULapangan = 21056824,83 mm

Lebar balok (b) = 400 mm

Tinggi balok (h) = 600 mm

Selimut beton (p) = 40 mm

Mutu beton (fc') = $20{,}75\ MPa$

Mutu baja ulir (fy) = $400\ MPa$

Tulangan utama = $D\ 19\ mm$

Tulangan sengkang = $ø\ 12\ mm$

Es = $200.000\ Mpa$

Tinggi Efektif Balok :

d = $h - p - øtul.seng - ½ ø tul.utama$

= $600 - 40 - 12 - (½ . 19)$

= $538{,}5\ mm$

d' = $p + øtul.seng + ½ ø tul.utama$

= $40 + 12 + (½ .19)$

= $61{,}5\ mm$

Penulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{21056824,83}{0,8}$$

$$= 55248592,5 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= \frac{55248592,5 \text{ N.mm}}{0,8 \times 450 \times 53,5^2}$$

$$= 0,4763 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 22,6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,4763 \times 22,6790}{400}}\right]$$

$$= 0,0012$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{400} \times \left(\frac{600}{600+4}\right)$$

$$= 0,0225$$

$\rho max = 0,75 \times \rho b$

$= 0,75 \times 0,0225$

$= 0,0169$

$\rho min = \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$

$\rho min < \rho < \rho max$

$0,0035 < 0,0012 < 0,0169$

Maka digunakan ρ

As Perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0,0012 \times 400 \times 538,5$

$= 753,9000 \text{ mm}^2$

Perhitungan tulangan tarik :

As D19 $= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{ø tul.utama}^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2$

$= 283,3850 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan $= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As D19}}$

$= \frac{753,9000}{283,3850 \text{ mm}^2}$

$= 2,6603$

Berdasarkan hasil perhitungan, kebutuhan tulangan pada daerah tarik lapangan balok dipenuhi dengan penggunaan 3 batang tulangan berdiameter 19 mm (3D19). Luas tulangan yang disediakan (As) adalah sebesar 753,90 mm², sehingga telah memenuhi kebutuhan penulangan pada daerah tarik lapangan.

Rasio tulangan (ρ) $= \frac{\text{As}}{b \times d}$

$= \frac{753,9000 \text{mm}^2}{400 \times 538,5 \text{ mm}^2} = 0,0012$

$fy = \frac{\text{As} \times}{}$

$$= \frac{753,9000 \times 400}{0,85 \times 20,75 \times 450}$$

$$= 48,2016$$

$$Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= As \times fy \left(538,5 - \frac{48,20168}{2}\right)$$

$$= 1.133,5400 \times 400 \times 609,1874$$

$$= 174927628 \text{ Nmm}$$

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{48,2016mm}{0,84}$$

$$= 57,3829$$

Kontrol Kapasitas Penampang

$$\frac{x}{d-x} = \frac{0,003}{ss}$$

$$\varepsilon s = \frac{0,003}{x}$$

$$= \frac{538,5-}{79,7866} \times 0,003$$

$$= 0,0002$$

$$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0,0020$$

$\varepsilon s > \varepsilon y$

0,0002 > 0,0020 **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

139942102, Nmm 44198874 Nmm

……OK !

Dipakai tulangan 3 D 19 (As = Terpasang = 753,9000mm^2)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok anak berukuran 40 × 60 cm pada daerah lapangan memerlukan tulangan tarik sebanyak 3 batang berdiameter 19 mm (3D19). Kebutuhan tulangan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, untuk memenuhi ketentuan detailing penulangan serta memudahkan proses pemasangan di lapangan, ditambahkan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang berdiameter 19 mm (2D19). Penambahan tulangan tersebut bertujuan untuk menjaga kestabilan rangka tulangan dan mempermudah pemasangan sengkang selama proses konstruksi. Luas tulangan pada daerah tekan yang disediakan adalah sebesar 753,90 mm².

2.8.10 Penulangan Balok Anak Arah Y Tumpuan 1-2 (400 x 600)

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan perangkat lunak, diperoleh nilai momen maksimum pada elemen balok anak. Nilai momen tersebut selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam menentukan kebutuhan tulangan dan perencanaan penulangan balok anak, sebagaimana disajikan berikut ini:

Tabel 2.34 Momen Balok Anak Maksimum

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	y	
Atap	Momen Lapangan	y	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	y	61987022
1 - 2	Momen Lapangan	y	21056824,83

Sumber : Hasil analisis

Diketahui data-data sebagai berikut :

$MU_{Tumpuan}$ = 61987022mm

Lebar balok (b) = 400 mm

Tinggi balok (h) = 600 mm

Selimut beton (p) = 40 mm

Mutu beton (fc') = 20,75 MPa

Mutu baja ulir (fy) = 400 MPa

Tulangan utama = D 19 mm

Tulangan sengkang = ø 12 mm

Es = 200.000 Mpa

Tinggi Efektif Balok :

d $= h - p - øtul.seng - ½ ø tul.utama$

$= 650 - 40 - 12 - (½ . 19)$

$= 538{,}5mm$

d' $= p + øtul.seng + ½ ø tul.utama$

$= 40 + 12 + (½ . 19)$

$= 61{,}5 mm$

Penulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{61987022}{0,8}$$

$$= 55248592,5 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= \frac{55248592,5 \text{ N.mm}}{0,8 \times 400 \times 538,5^2}$$

$$= 0,4763 \text{mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc}$$

$$= = 22,6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,4763 \quad 22,6790}{400}}\right]$$

$$= 0,0012$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{400} \times \left(\frac{600}{600+4}\right)$$

$$= 0,0225$$

$$\rho max = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,75 \times 0,0225$$

$$= 0,0169$$

$$\rho min = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$\rho min < \rho < \rho max$

$0,0035 < 0,0012 < 0,0169$, Maka digunakan ρ

As Perlu = ρ x b x d

= 0,0012x 400 x 538,5

= 753,9000mm²

Perhitungan tulangan tarik :

As D19 = ¼ x π x ø tul.utama²

= ¼ x π x 19²

= 283,3850 mm²

Jumlah tulangan = $\frac{\text{As Perlu}}{\text{As D19}}$

= $\frac{753,9000}{283,3850 \text{ mm}^2}$

= 2,6603

Jadi, dipakai 3 D 19 (As = 753,9000mm²) untuk balok daerah tarik tumpuan.

Rasio tulangan (ρ) = $\frac{\text{As}}{\text{b x d}}$

= $\frac{753,9000 \text{ mm}^2}{450 \times 538,5 \text{mm}^2}$ = 0,0012

fy = $\frac{\text{As x}}{0,85 \text{ x fc}' \text{x b}}$

= $\frac{753,9000 \text{x } 400}{0,85 \text{ x } 20,75 \text{ x } 400}$

= 48,2016

Mn $= T_{,}(d_{,}(-\frac{a}{2}))$

= As x fy (438,5- $\frac{112,0204}{2}$)

= $753,9000_{,}(x_{,}(400_{,}(x_{,}(609,1874$

= $55248592,5Nmm$

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{48{,}2016}{0{,}84} \text{ mm} = 57{,}3829$$

Kontrol Kapasitas Penampang

$$\frac{x}{d - x} = \frac{0{,}003}{ss}$$

$$\varepsilon s = \frac{0{,}003}{x}(d - x)$$

$$= \frac{538{,}5 - 79{,}7866}{79{,}7866} \times 0{,}003$$

$$= 0{,}0002$$

$$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0{,}0020$$

$$\varepsilon s < \varepsilon y$$

$0{,}0002 < 0{,}0020$ **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

183675421,8 Nmm 166250563 Nmm

……OK !

Dipakai tulangan $4 D 19$ (As = Terpasang = $1019{,}4944 mm2$)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok anak berukuran 40 × 60 cm pada daerah tumpuan membutuhkan tulangan tarik sebanyak 4 batang berdiameter 19 mm (4D19). Hasil perhitungan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, dalam pelaksanaan konstruksi di lapangan, penggunaan penulangan tunggal kurang efektif dari sisi detailing karena tidak terdapat tulangan pada daerah tekan yang dapat membantu menjaga posisi rangka tulangan. Oleh karena itu, ditambahkan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang berdiameter 19 mm (2D19) atau sebesar ½ dari jumlah tulangan tarik. Penambahan tulangan tersebut bertujuan untuk meningkatkan kestabilan rangka tulangan dan mempermudah proses pemasangan sengkang. Luas tulangan tarik yang digunakan adalah sebesar 3.597,60 mm².

2.8.11 Penulangan Geser Balok Anak Arah Y Lantai (1 – 2)

Tabel 2.35 Gaya Geser Pada Balok Anak Arah Y

Lantai	Vu	L	fc'	fy	b	H
	N	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)
Atap	890.563	4.000	20,75	280	400	600
1 - 2	12.383	4.000	200,75	280	400	600

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Diketahui :

$Vu = 72940{,}57kg = 12.383N$

Tinggi efektif (d)

d = h - p - $\frac{1}{2}$ ϕ

= 600 - 40 - $\frac{1}{2}$ 12 = 554 mm

Kuat geser nominal yang ditahan oleh beton (Vc)

Vc = $0{,}17\sqrt{fc'} \cdot b \cdot d$

= $0{,}17\sqrt{20{,}75} \cdot 400 \cdot 554 = 171604{,}1269\ N$

Luas tulangan geser (Av)

Av = $\frac{1}{4}\ \pi \cdot D^2$

= $\frac{1}{4}\ \pi \cdot 12^2$ = 113,04 mm^2

Jarak tulangan geser (S)

S = $\frac{1}{4}$ h

= $\frac{1}{4}\ 600 = 150\ mm$

S = $8 \cdot D$ (diameter tulangan lentur)

= $8 \cdot 19$ = 152 mm

S = $24 \cdot \phi$ (diameter tulangan geser)

= $24 \cdot 12$ = 288 mm

S = 300 mm

Diambil nilai terkecil S = 125 mm ~ 100 mm

Kuat geser nominal yang ditahan tulangan geser (Vs)

$$Vs = \frac{Av \cdot Fy \cdot d}{S}$$

$$= \frac{113,0400 \cdot 280 \cdot 554}{150} = 116898,432 \text{ N}$$

Kuat geser nominal (Vn)

$$Vn = Vc + Vs$$

$$= 171604,1269 + 116898,432 = 288502,5589 \text{ N}$$

Syarat φ Vn > Vu

230802,0471 N > 12383,06 N .... **AMAN**

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh kebutuhan jarak pemasangan sengkang pada balok sebagai berikut:

1. Pada daerah tumpuan, baik pada sisi kiri maupun sisi kanan balok, digunakan tulangan sengkang berdiameter 12 mm dengan jarak pemasangan 100 mm (Ø12–100 mm).
2. Pada daerah lapangan balok, digunakan tulangan sengkang berdiameter 12 mm dengan jarak pemasangan 150 mm (Ø12–150 mm).

Tabel 2.36 Perhitungan Penulangan Balok Anak Arah Y

Lantai	Daerah	Mu	b	H	p	fc'	fy	Tul. U	Tul. Seng	d	d'	ρb
		(N.mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	Tumpuan (-)	41.679.500	250	450		20,75	400	16	12	438,5000	61,5000	0,0298
	Lapangan	22.998.900	250	450		20,75	400	16	12	438,5000	61,5000	0,0298
1 - 2	Tumpuan (-)	215.152.250	400	600		20,75	400	19	12	438,5000	61,5000	0,0298
	Lapangan	149.851.625	400	600		20,75	400	19	12	438,5000	61,5000	0,0298

Lantai	Daerah	Mn	Rn	M	ρMax	ρMin	ρ	As	As	Tul. Tarik	N	As Tulangan
		Aktual (N.mm)						(mm²)	(mm²)	Buah	Buah	(mm²)
Atap	Tumpuan (-)	57.239.592	1,3701	16,4706	0,0224	0,0033	0,0034	327,1045	469,5050	1,6277	2	401,9200
	Lapangan	50.879.638	0,7560	16,4706	0,0224	0,0033	0,0018	325,0000	466,9002	1,6172	2	401,9200
1 - 2	Tumpuan (-)	217.003.059	3,1970	16,4706	0,0224	0,0033	0,0082	1.252,3891	283,3850	4,4194	5	1.416,925
	Lapangan	156.852.879	2,2267	16,4706	0,0224	0,0033	0,0056	852,6719	283,3850	3,0089	4	1.133,5400

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

2.8.12 Penulangan Balok Anak Arah X Lapangan 1-2 (450 x 600)

Hasil analisis struktur dengan bantuan perangkat lunak menunjukkan nilai momen maksimum pada balok anak yang digunakan sebagai acuan dalam perencanaan penulangan.

Tabel 2.37 Momen Balok Anak Maksimum

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	x	
Atap	Momen Lapangan	x	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	x	1307129,20
1 - 2	Momen Lapangan	x	12707185,49

Sumber : Hasil analisis

Diketahui data-data sebagai berikut :

MULapangan = 12707185,49 mm

Lebar balok (b) = 450 mm

Tinggi balok (h) = 600 mm

Selimut beton (p) = 40 mm

Mutu beton (fc') = 20,75 MPa

Mutu baja ulir (fy) = 400 MPa

Tulangan utama = D 16 mm

Tulangan sengkang = ø 12 mm

Es = 200.000 Mpa

Tinggi Efektif Balok :

$d = h - p - øtul.seng - ½ ø tul.utama$

$= 600 - 40 - 12 - (½ . 19)$

$= 538,5$ mm

$d' = p + øtul.seng + ½ ø tul.utama$

$= 40 + 12 + (½ . 19)$

$= 61,5$ mm

Penulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{12707185,49}{0,8}$$

$$= 55248592,5 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= \frac{55248592,5 \text{ N.mm}}{0,8 \times 400 \times 538,5^2}$$

$$= 0,4234 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc'}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 20,75} = 22,6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,4234 \times 22,6790}{400}}\right]$$

$$= 0,0011$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+f}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{400} \times \left(\frac{600}{600+4}\right)$$

$$= 0,0225$$

$\rho max = 0,75 \times \rho b$

$= 0,75 \times 0,0225 = 0,0169$

$\rho min = \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$

$\rho min < \rho < \rho max$

$0,0035 < 0,0011 < 0,0169$, Maka digunakan ρ

As Perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0,0011 \times 400 \times 538,5$

$= 848,1375 \ mm^2$

Perhitungan tulangan tarik :

As D19 $= ¼ \times \pi \times ø \text{ tul.utama}^2$

$= ¼ \times \pi \times 19^2$

$= 283,3850 \ mm^2$

Jumlah tulangan $= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As D19}}$

$= \frac{1.016,2694}{283,3850 \ mm^2}$

$= 283,385$

Hasil perencanaan menunjukkan bahwa tulangan tarik pada daerah lapangan balok menggunakan 3D19 dengan luas penampang tulangan (As) sebesar 848,14 mm².

Rasio tulangan (ρ) $= \frac{As}{b \times d}$

$= \frac{848,1375 \ mm^2}{450 \times 538,5 \ mm^2} = 0,0011$

$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b}$

$= \frac{848,1375 \times 450}{0,85 \times 20,75 \times 250}$

$= 42,8458$

$Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= As \times fy \left(538,5 - \frac{42,8458}{2}\right)$

$= 1.133,5400 \times 450 \times 609,1874$

$= 175838268 \text{Nmm}$

$C = X = \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{42,8458 \text{mm}}{0,84}$

$= 51,0069$

Kontrol Kapasitas Penampang

$\frac{x}{d - x} = \frac{0,003}{ss}$

$\varepsilon s = \frac{0,003}{x}$

$= \frac{538,5 - 89,3610}{89,3610} \text{ X } 0,003$

$= 0,0002$

$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{450}{200.000} = 0,0020$

$\varepsilon s > \varepsilon y$

$0,0002 > 0,0020$ **……Tulangan tarik meleleh**

ØMn > Mu

140670614,1 Nmm > 44198874 Nmm **OK !**

Dipakai tulangan 3 D 19 (As = Terpasang = 848,1375 mm^2)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok anak berukuran 45 × 60 cm pada daerah lapangan membutuhkan tulangan tarik sebanyak 3 batang berdiameter 19 mm (3D19). Hasil perhitungan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, untuk memenuhi aspek detailing penulangan dan mendukung kemudahan pelaksanaan di lapangan, diberikan tambahan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang berdiameter 19 mm (2D19) atau sekitar ½ dari jumlah tulangan tarik. Penambahan tulangan tekan tersebut berfungsi untuk menjaga kestabilan rangka tulangan serta mempermudah pemasangan sengkang selama proses konstruksi. Luas tulangan tarik yang digunakan adalah sebesar 848,14 mm^2.

a. Penulangan Balok Anak Arah X Tumpuan 1-2 (450 x 600)

Hasil analisis struktur dengan bantuan perangkat lunak menghasilkan nilai momen maksimum pada balok anak yang selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam perencanaan kebutuhan tulangan :

Tabel 2.38 Momen Balok Anak Maksimum

Lantai	Daerah	Arah	Mu (N.mm)
Atap	Momen Tumpuan (-)	x	
Atap	Momen Lapangan	x	
1 - 2	Momen Tumpuan (-)	x	1307129,20
1 - 2	Momen Lapangan	x	12707185,49

Sumber : Hasil analisis

Diketahui data-data sebagai berikut :

$MU_{Tumpuan}$ = 1307129,20 mm

Lebar balok (b) = 450 mm

Tinggi balok (h) = 600 mm

Selimut beton (p) = 40 mm

Mutu beton (fc') = 20,75 MPa

Mutu baja ulir (fy) = 450 MPa

Tulangan utama = D 16 mm

Tulangan sengkang = ø 12 mm

Es = 200.000 Mpa

Tinggi Efektif Balok :

d = $h - p - øtul.seng - ½ ø tul.utama$

= $600 - 40 - 12 - (½ . 19)$

= $538,5\ mm$

d' = $p + øtul.seng + ½ ø tul.utama$

= $40 + 12 + (½ .19)$

= $61,5\ mm$

Penulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{104.155.100}{0,8}$$

$$= 231213192,6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi.b.d^2}$$

$$= \frac{231213192,6 \text{ N.mm}}{0,8 \times 450 \times 538,5^2}$$

$$= 1,5925 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85.fc}$$

$$= \frac{450}{0,85 \times 20,75} = 22,6790$$

Rasio Tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{22,6790}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,5450 \times 22,6790}{450}}\right]$$

$$= 0,0042$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times fc'}{fy} \times \left(\frac{600}{600+}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 20,75}{450} \times \left(\frac{600}{600+4}\right)$$

$$= 0,0239$$

$$\rho max = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,75 \times 0,0239$$

= 0,0179

$\rho min = \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{450}$ = 0,0035

ρmin < ρ < ρmax

0,0035 < 0,0042 < 0,0179 , Maka digunakan ρ

As Perlu = $\rho \, x \, b \, x \, d$

= $0,0042 \, x \, 450 \, x \, 538,5$

= $1012,7759 mm2$

Perhitungan tulangan tarik :

As D19 = ¼ x π x ø tul.utama²

= ¼ x π x 19²

= 283,3850 mm²

Jumlah tulangan = $\frac{\text{As Perlu}}{\text{As D19}}$

= $\frac{1012,7759}{283,385 mm^2}$

= 3,5739

Hasil perencanaan menunjukkan bahwa tulangan tarik pada daerah tumpuan balok menggunakan 4D19 dengan luas penampang tulangan (As) sebesar 1.012,78 mm².

Rasio tulangan (ρ) = $\frac{As}{b \times d}$

= $\frac{1012,7759}{mm^2}$ = 0,0074

$450 \times 538,5 \, mm^2$

fy = As x

$$= \frac{1012,7759 \times 420}{0,85 \times 20,75 \times 450}$$

$$= 57,1278$$

$$Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= As \times fy \left(338,5 - \frac{74,6803}{2}\right)$$

$$= 1.133,5400 \times 400 \times 609,1874$$

$$= 231213192,6 \; Nmm$$

$$C = X = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{57,1278 \text{ mm}}{0,84}$$

$$= 68,0093$$

Kontrol Kapasitas Penampang

$$\frac{x}{d-x} = \frac{0,003}{ss}$$

$$\varepsilon s = \frac{0,003}{\frac{x}{d-x}}$$

$$= \frac{538,5 - 89,3610}{89,3610} \times 0,003$$

$$= 0,0003$$

$$\varepsilon y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200.000} = 0,0020$$

$\varepsilon s > \varepsilon y$

$0,0003 > 0,0020$ **……Tulangan tarik meleleh**

$\emptyset Mn > Mu$

184970554,1 Nmm > 166250563 Nmm **OK** !

Dipakai tulangan 4 D 19 (As = Terpasang = 1012,7759 mm^2)

Kesimpulan :

Berdasarkan hasil perencanaan, balok anak berukuran 45 × 60 cm pada daerah tumpuan membutuhkan tulangan tarik sebanyak 4 batang tulangan berdiameter 19 mm (4D19). Hasil perhitungan tersebut termasuk dalam kategori penulangan tunggal. Namun, untuk memenuhi aspek detailing tulangan dan mempermudah pelaksanaan di lapangan, diberikan tambahan tulangan pada daerah tekan sebanyak 2 batang tulangan berdiameter 19 mm (2D19) atau sebesar ½ dari jumlah tulangan tarik. Penambahan tulangan tekan ini berfungsi untuk menjaga kestabilan rangka tulangan serta membantu proses pemasangan sengkang selama pekerjaan konstruksi. Luas tulangan yang digunakan pada daerah tarik adalah sebesar 848,14 mm^2.

b. Penulangan Geser Balok Anak Arah X Lantai (1 - 2)

Tabel 2.39 Gaya Geser pada Balok Induk Arah X

Lantai	Vu	L	fc'	fy	b	H
	N	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)
Atap	3.657	4.000	20,75	280	450	600
1 - 2	1.165,81	4.000	20,75	280	450	600

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Diketahui :

Vu = 11658,12 kg = 1.165,81N

Tinggi efektif (d)

$d = h - p - \frac{1}{2} \phi$

$= 600 - 40 - \frac{1}{2} 12 =$ 554 mm

Kuat geser nominal yang ditahan oleh beton (Vc)

$Vc = 0{,}17\sqrt{fc'} \cdot b \cdot d$

$= 0{,}17\sqrt{20{,}75} \cdot 450 \times 400 =$ 193054,6428N

Luas tulangan geser (Av)

$Av = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2$

$= \frac{1}{4} \pi \cdot 12^2 = 113{,}04 mm^2$

Jarak tulangan geser (S)

9) $S = \frac{1}{4} h$

$= \frac{1}{4} 600 =$ 150 mm

10) S = 8 . D (diameter tulangan lentur)

= 8 . 19 = 152 mm

11) S = 24 . ϕ (diameter tulangan geser)

= 24 . 12 = 288 mm

12) S = 300 mm

Diambil nilai terkecil S = 100 mm ~ 100 mm

Kuat geser nominal yang ditahan tulangan geser (Vs)

Vs $= \frac{Av \,.\, Fy \,.}{d \quad S}$

$= \frac{113{,}0400 \quad . \quad 280 \,. \quad 554}{150} = \quad 116898{,}432N$

Kuat geser nominal (Vn)

Vn = Vc +

Vs

= 193054,6428+ 116898,432= 309953,0748N

Syarat φ Vn > Vu

247962,4598 N > 1165,81 N .... **AMAN**

Dari perhitungan diatas maka dapat ditentukan :

1. Spasi sengkang untuk daerah kedua ujung tumpuan baik sisi kiri maupun sisi kanan digunakan ø 12-100.
2. Spasi sengkang untuk daerah lapangan digunakan ø12- 150 mm

Tabel 2.40 Perhitungan Penulangan Balok Anak Arah X

Lantai	Daerah	Mu	b	H	p	fc'	fy	Tul. U	Tul. Seng	d	d'	ρb
		(N.mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	Tumpuan (-)	32.135.800	450	600		20,75	400	16	12	340,0000	60,0000	0,0298
	Lapangan	33.758.900	450	600		20,75	400	16	12	340,0000	60,0000	0,0298
1 - 2	Tumpuan (-)	104.778.800	450	600		20,75	400	19	12	338,5000	61,5000	0,0298
	Lapangan	104.155.100	450	600		20,75	400	19	12	338,5000	61,5000	0,0298

Lantai	Daerah	Mn	Rn	M	ρMax	ρMin	ρ	As	As	Tul. Tarik	N	As Tulangan
		Aktual (N.mm)						(mm²)	(mm²)	Buah	Buah	(mm²)
Atap	Tumpuan (-)	49.643.304	1,3900	16,4706	0,0224	0,0033	0,0034	304,4913	200,9600	1,4402	2	401,9200
	Lapangan	44.127.382	1,4602	16,4706	0,0224	0,0033	0,0036	289,4161	200,9600	1,5152	2	401,9200
1 - 2	Tumpuan (-)	129.040.410	4,5722	16,4706	0,0224	0,0033	0,0121	1.023,1109	283,3850	3,6103	4	1.133,5400
	Lapangan	114.702.587	4,5450	16,4706	0,0224	0,0033	0,0120	1.016,2694	283,3850	3,5862	4	1.133,5400

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

4 Penulangan Kolom

Penulangan kolom direncanakan berdasarkan gaya aksial maksimum dan momen lentur yang terjadi pada portal yang ditinjau. Data-data kolom diambil dari *output* sebagai berikut :

Tabel 2.41 Data-Data Kolom

Lantai	Pu	Mu	B	h	ø Utama	ø Seng	Fc	fy
	(kg)	(kgm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)
Atap	44.23.61	8.007,3	400	400	25	12	30	420
1-2	249.557,61	20.319,55	600	600	25	12	30	420

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

Penulangan Kolom 60 /60 cm

Diketahui :

Lebar kolom (b) = 600 mm
Tinggi kolom(h) = 600 mm
Diameter utama = 25 mm
Diameter sengkang = 12 mm
Selimut beton = 40 mm
Mutu beton (fc') = 20,75 MPa
Mutu baja (fy) = 400 MPa
Aksial eksentris (ϕ) = 0,65
β = 0,84

d = h – p – ø Seng – (1/2 ø. Utama)
= 600 – 40 – 12 – (1/2 x 25)
= 736 mm

d' = p + ø Seng + (1/2 ø.Utama)
= 40 + 12 +(1/2 x 25)
= 65 mm

Luas Penampang Kolom

Agr = b x h

= 600 x 600

= 360.000 mm^2

Gaya Normal Reduksi

Pu' = Pu/ϕ

= 127.136 /0,65

= 195.594,3077 kg N

Rasio tulangan pada penampang kolom (ρ)

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4.1 Halaman 386 luas tulangan longitudinal

$A_{s,u}$ tidak boleh kurang 0,01Ag dan tidak lebih dari 0,06Ag.

ρ = 2% ~ 0,02

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$)

$A_{s,u}$ = ρ x Agr

= 0,02 x 640.000 = 12.800 mm^2

Sehingga diperoleh jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{s,u}}{As} = \frac{12800}{490,6250} = 26,089$$ dipakai = **17 Batang**

digunakan tulangan kolom 28 D 25 dengan As = As' = 13.737,50 mm^2

Ast = As + As'

= 13.737,50+ 13.737,5050 = 27.475 mm^2

As = Agr – Ast

= 640000 – 27.475 = 612.525 mm^2

Pengaruh beban aksial pada penampang kolom :

1) Beban sentris

P_0 = 0,85 x fc' (Ag – Ast) + Ast . fy

= 0,85 x 30 x 612.644,32 + 27.475 x 420 = 27.158.888

N Pn, max = 0,80 . P_0

= 0,80 x 27.158.88 = 21.727.110 N

ϕPn, max = 0,65 . Pn, max

= 0,65 x 21.727.110 = 14.122.622 N

1) Beton tekan menentukan

$$c_b = \frac{600}{600 + fy} \times d$$

$$= \frac{600}{600 + 420} \times 735,50 = 432,6471 \text{ mm}$$

$c > c_b$, c = 600 mm

$a = \beta_1 \times c$

= 0,85 x 600 = 510 mm

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \varepsilon'_{cu} < \varepsilon_y$$

$$= \frac{735,50 - 600}{600} \times 0,003 = 0,0007 < 0,0021, \text{ tulangan tarik belum leleh}$$

$fs = \varepsilon_s \times E_s$

= 0,0007 . 200000 = 137 MPa

$$\varepsilon'_s = \frac{c - ds}{c} \times \varepsilon'_{cu} > \varepsilon_y$$

$$= \frac{600 - 64,500}{600} \times 0,003 = 0,0027 > 0,0021, \text{ tulangan tekan leleh}$$

$fs' = \varepsilon'_s \times E_s$

= 0,0027 x 200000 = 537 Mpa

Tabel 2.42 Pn dan Mn Beton Tekan Menentukan

Gaya (N)	Lengan ke sumbu (mm)	Momen (Nmm)
7.356.431	-336	2.468.082.684
10.229.143	219	1.527.064.898
7.356.431	336	2.468.082.684
24.942.005	-	3.995.147.582

Sumber : Hasil perhitungan *preliminary design*

ϕPn = 0,65 . 24.942.005 = 16.212.303 N

ϕMn = 0,65 . 3.995.147.582 = 4.666.057.733 Nmm

1) Keadaan seimbang

$$c_b = \frac{600}{600 + fy} \cdot d$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 735{,}50 = 432{,}6471 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \; x \; c_b$$

$$= 0{,}85 \times 432{,}6471 = 362 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s}$$

$$= \frac{400}{200000} = 0{,}0021$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c_b}{c_b} \times \varepsilon'_{cu} = \varepsilon_y$$

$$= \frac{735{,}50 - 432{,}6471}{432{,}6471} \cdot 0{,}003 = 0{,}0021$$

fs = fs' = 535,5 MPa

$$\varepsilon'_s = \frac{c_b - ds}{c_b} \cdot \varepsilon'_{cu} > \varepsilon_y$$

$$= \frac{735{,}50 - ,5}{735{,}50} \cdot 0{,}003 = 0{,}0026 > 0{,}0021$$

fs' = 535,5 Mpa

Tabel 2.43 Pn dan Mn Tulangan Tarik Menentukan

Gaya (N)	Lengan ke sumbu (mm)	Momen (Nmm)
-7.356.431	-336	2.468.082.684
10.229.143	219	2.242.384.990
7.356.431	336	2.468.082.684
10.229.143	-	7.178.550.359

Sumber : Hasil Perhitungan Preliminary Design

$\phi Pn = 0{,}65 \cdot 10.229.143 = 6.648.943$ N

$\phi Mn = 0{,}65 \cdot 7.178.550.359 = 4.666.057.733$ Nmm

1) Tulangan tarik menentukan

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{13.737{,}50 \times 400}{0{,}85 \times 20{,}75 \times \frac{600}{}} = 282{,}8309 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{282{,}8309}{0{,}85} = 338{,}4301 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$= \frac{400}{200000} = 0{,}0021$$

$$\varepsilon = \frac{d-c}{} \cdot \varepsilon' > \varepsilon$$

ε_s (ε_c ε_{cu} ε_y)

$= \frac{735{,}50 - 338{,}4301}{338{,}4301} . 0{,}003 = 0{,}0035 > 0{,}0021$, tulangan tarik leleh

fs = fs' = 535,5 MPa

$\varepsilon' = \frac{c - ds}{\varepsilon'} . > \varepsilon_y$

ε_s (ε_c ε_{cu})

$= \frac{338{,}4301 - 64{,}5}{338{,}4301} . 0{,}003 = 0{,}0024 > 0{,}002$

Tabel 2.44 Pn dan Mn Tulangan Tarik Menentukan

Gaya (N)	Lengan ke sumbu (mm)	Momen (Nmm)
-7.356.431	-336	2.468.082.684
5.769.750	259	1.491.968.258
7.356.431	336	2.468.082.684
5.769.750		6.428.133.627

Sumber : Hasil Perhitungan *Preliminary Design*

ϕPn = 0,65 . 5.769.750 = 3.750.338 N

ϕMn = 0,65 . 6.428.133.627 = 4.178.286.858 Nmm

2) Beban P = 0

$p = \frac{600 \text{ x } As' - As . fy}{1{,}7 \text{ x } fc' \text{ x } b}$

$= \frac{600 \text{ x } 13677{,}84 - 13677{,}84 \text{ x } 400}{1{,}7 \text{ x } 20{,}75 \text{ x } 800}$

$a = \sqrt{p^2 + q} - p$

$q = \frac{600 \text{ x. } As' \text{x } ds}{0{,}85 \text{ x } fc' \text{x } b}$

$= \frac{600 .0{,}84 \text{ x } 13677{,}84 \text{ x } 64{,}500}{0{,}85 \text{ x } 20{,}75 \text{ x } 600}$

= 60,6066 = 21.779,4210

= $\sqrt{60,6066^2 + 21.779,4210} - 60,6066$ = 98,9320 mm

fy' = $600 \times \left(\frac{a - \beta 1 \times ds}{a}\right)$

= $600 \cdot \left(\frac{100,4568 - ,85 \times 63}{100,4568}\right)$ = 273,0873 MPa

Mnc= 0,85 x fc' x a x b $\left((d - \frac{a}{2})\right)$

=0,85.30.98,9320.800((64,5 – $\frac{98,9320}{2}$) =1.384.563.110 Nmm

Mns= As' x fy' (d – ds)

= 490,6250 x 273,0873 (735,50 – 64,5) = 2.517.280.923 MPa

Mn = Mnc + Mns

= 1.384.563.110 + 2.517.280.923 = 3.511.659.630 Nmm

ϕMn= 0,65 x 3896351181 = 2.536.198.622 Nmm

Tabel 2.45 Nilai Mu dan Pu Kolom 60/60

Mu (kNm)	**Pu (kN)**	**Kondisi**
0	14.123	Beban sentris
2.597	16.212	Beton tekan menentukan
4.666	6.649	Keadaan seimbang
4.178	3.750	Tulangan tarik menentukan
2.536	0	P = 0

Sumber : Hasil Perhitungan *Preliminary Design*

Penulangan Geser Kolom

Data-data :

Mutu beton (fc') = 20,75 MPa

Mutu tulangan geser (fy) = 280 MPa

Mutu tulangan lentur (fy) = 400 MPa

Tebal selimut beton (p) = 40 mm

Diameter tulangan geser = 12 mm

a. Penulangan Geser Lantai 1

Diketahui :

Vu = 14.339 kg = 143.391 N

Lebar kolom (b) = 600 mm

Tinggi kolom (h) = 600 mm

Tinggi efektif (d)

$d = h - p - \frac{1}{2} \times D$

$= 800 - 40 - \frac{1}{2}\ 12 = 754$ mm

Kuat geser nominal yang ditahan oleh beton (Vc)

$Vc = 0{,}17\sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}17\sqrt{30} \times 800 \times 754 = 561.657$ N

Luas tulangan geser (Av)

$Av = \frac{1}{4}\ \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4}\ \pi \times 12^2 = 113{,}04\ mm^2$

Jarak tulangan geser (S)

1) $S = \frac{1}{4}\ h$

$= \frac{1}{4}\ 600 = 1500$ mm

2) S = 8 . D (diameter tulangan lentur)

= 8 x 22 = 176 mm

3) S = 24 x ϕ (diameter tulangan geser)

= 24 x 12 = 288 mm

4) S = 200 mm

Diambil nilai terkecil S = 200 mm ~ 150 mm

Kuat geser nominal yang ditahan tulangan geser (Vs)

$$Vs = \frac{Av \times Fy \times d}{S}$$

$$= \frac{113{,}04 \times 280 \times 754}{150} = 159.100 \text{ N}$$

Kuat geser nominal (Vn)

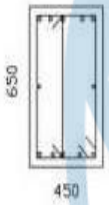
$$Vn = Vc + Vs$$

$$= 561.656{,}619 + 159.100 = 720.757 \text{ N}$$

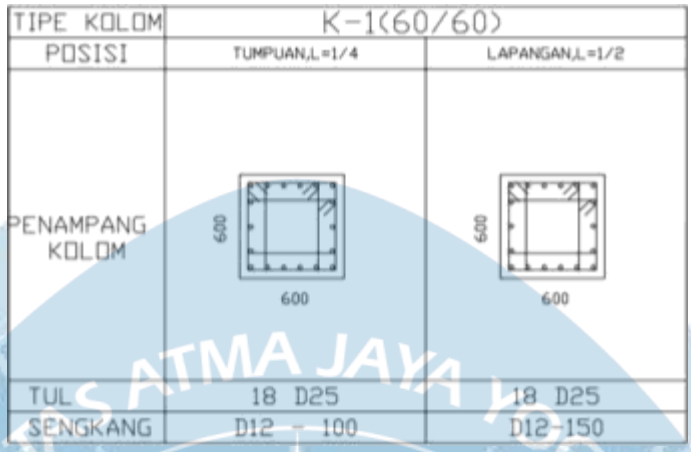
Syarat Ø Vn > Vu

0,8 x 701711,9 N > 52869,4 N

576.605 > 143.391 N **… AMAN**

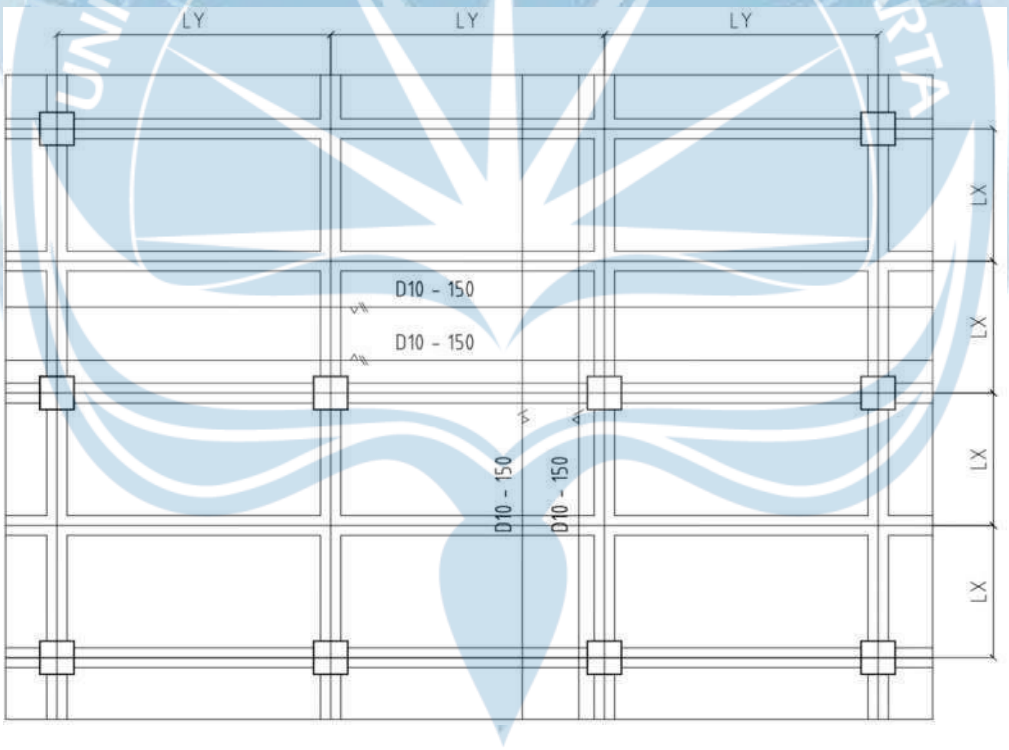
TIPE BALOK	B-1 (45/65)		B-2 (45/60)		B-3 (40/60)	
POSISI	TUMPUAN,L=1/4	LAPANGAN,L=1/2	TUMPUAN,L=1/4	LAPANGAN,L=1/2	TUMPUAN,L=1/4	LAPANGAN,L=1/2
PENAMPANG BALOK						
TUL ATAS	5 D19	5 D19	4 D19	4 D19	4 D19	4 D19
TUL BAWAH	5 D19	5 D19	4 D19	4 D19	4 D19	4 D19
SENGKANG	D12-100	D12-150	D12-100	D12-150	D12- 100	D12-150

Gambar 2.29 Denah dan Penulangan Balok
Sumber :*Output* perhitungan *preliminary*



Gambar 2.30 Denah dan Penulangan Kolom

Sumber :*Output* perhitungan *preliminary design*



Gambar 2.31 Penulangan Pelat Lantai

Sumber :*Output* perhitungan *preliminary design*

5 Perancangan Joint (Hubungan Balok Kolom - HBK)

A. Joint Interior (Arah X-X)

Jenis hubungan balok–kolom pada portal ini ditinjau pada posisi kolom dalam (interior) lantai tipikal yang menerima beban momen dari balok induk di kedua sisinya. Peninjauan HBK dilakukan untuk menguji kekuatan geser daerah joint saat menerima kombinasi beban gempa kuat sesuai prinsip Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

1. Data Struktur dan Geometri

f'c = 30 Mpa

dsengkang = 13 mm

fy = 400 Mpa

Data kolom :

Bc = 700 mm

Hc = 700 mm

Tinggi Lantai bersih kolom(Hclean) = 3250 mm

Setengah Tinggi Bersih Kolom ($\frac{Hclean}{2}$) = 1625 mm

Data Balok Induk(B1) :

Tinggi Balok (hb) = 750 mm

Lebar Balok (Bb) = 375 mm

Lengan Momen Balok (z = 0,9 x d) = 630 mm

Tulangan Atas Balok (As1) = 2267,08 mm^2 (8D19)

Tulangan Bawah Balok (As2) = 1700,31 mm^2 (6D16)

Nu = 2450 kN

Mkap = 1200 kNm

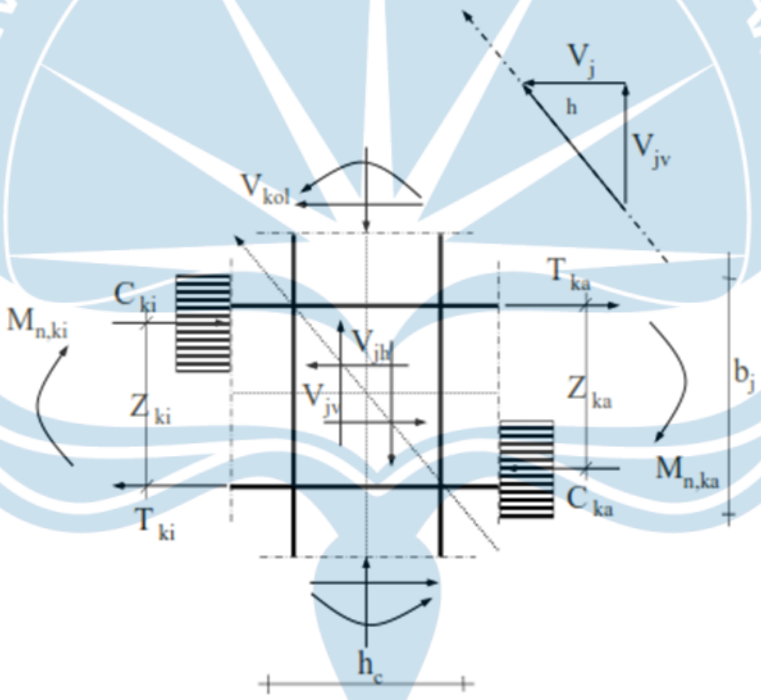
Gaya Aksial Kolom Terfaktor (Nu) = 2450 kN = 2450000 N

Momen Kapasitas Balok Kanan (Mkap,bka) = 685 kNm = 685000000 Nmm

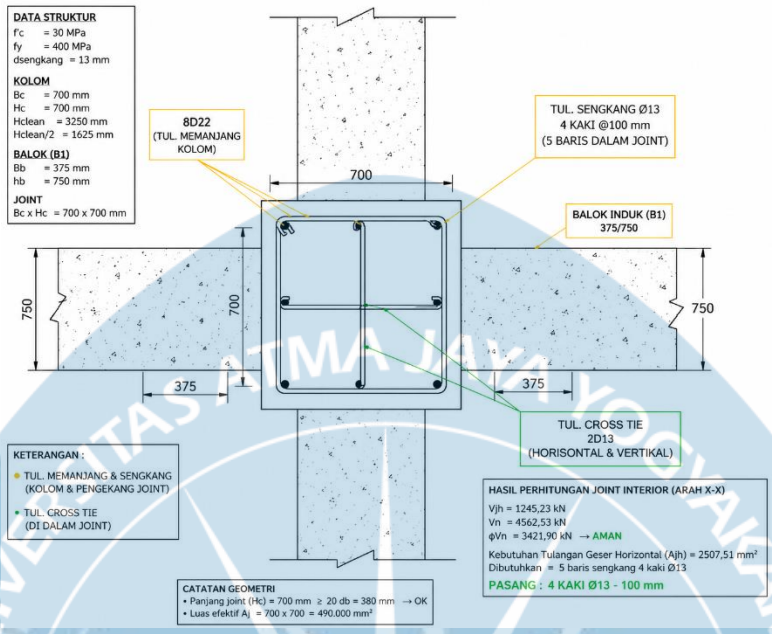
Momen Kapasitas Balok Kiri (Mkap,bki) = 515 kNm = 515000000 Nmm

Tabel 8.1. Data HBK

Balok		hb	Bb	As	a	z	d	ds	l'	l
		mm	Mm	mm^2	mm	mm	mm	mm	mm	mm
B1 (Kiri)	8D19	750	375	2267,08	86,682	630,00	628,00	62,50	7000	6400
	6D16			1700,31	65,012	630,00	628,00	62,50	7000	6400
B1 (Kanan)	8D19	750	375	2267,08	86,682	630,00	628,00	62,50	7000	6400
	6D16			1700,31	65,012	630,00	628,00	62,50	7000	6400



Gambar Gaya-gaya pada rangka batang



Gambar Balok potongan a-a

2. Tinjauan Keseimbangan Gaya-gaya pada Joint Komponen Horizontal

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2019, tegangan pada tulangan tarik lentur balok di daerah tumpuan joint SRPMK harus dihitung dengan mengasumsikan tegangan sebesar $1{,}25x\ fy$:

- Gaya Tulangan Balok Kanan (Tarik Tka & Tekan Cka) :

  $Tka = 1{,}25\ x\ As1\ x\ fy = 1{,}25\ x\ 2267{,}08\ x\ 400 = 1.13.540\ N$

  $= 1133{,}54\ kN$

- Gaya Tulangan Balok Kiri (Tarik Tki & Tekan Cki) :

  $Tki = 1{,}25\ x\ As2\ x\ fy = 1{,}25\ x\ 1700{,}31\ x\ 400 = 850.155\ N$

  $= 850{,}15\ kN$

- Gaya Geser Pada Kolom (Vkol) :

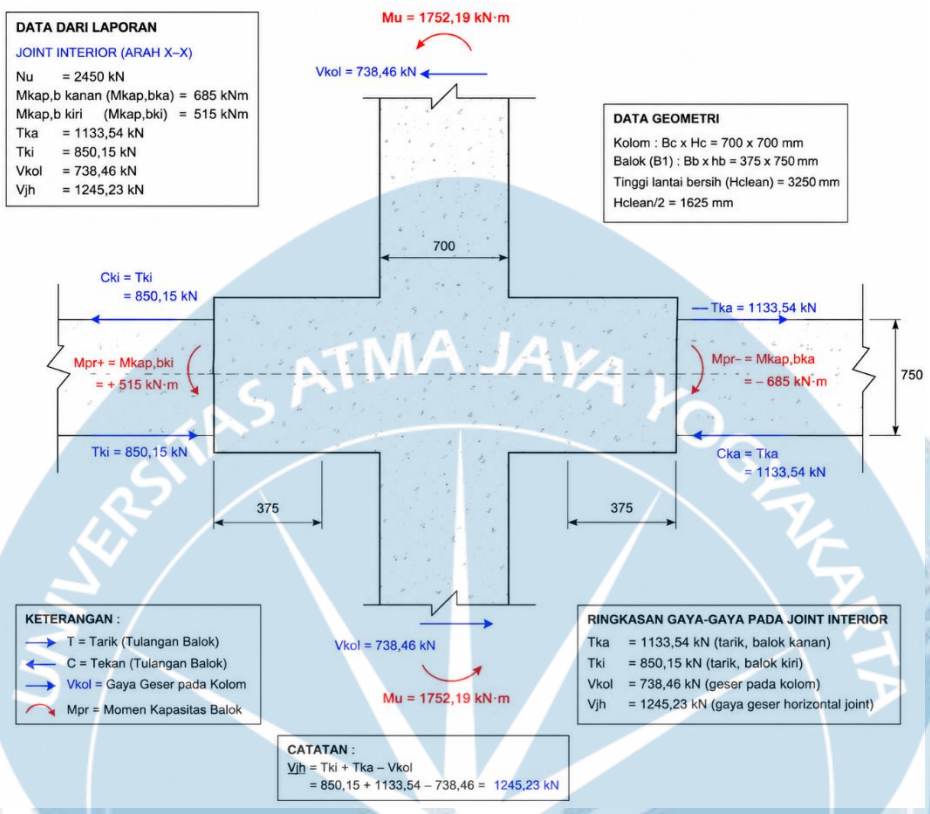
  $Vkol = (Mkap, bka + Mkap, bki)\ /\ (\frac{hcelan}{2})$

  $= 1200000000\ /\ 1625 = 738461{,}54\ N = 738{,}46\ kN$

- Gaya Geser Horizontal Total yang Terjadi pada Joint (Vjh) :

  $Vjh = Tki + Tka - Vkol = 850{,}15 + 1133{,}54 - 738{,}46$

  $= 1245{,}23\ kN$



Gambar Momen – Momen yang Terjadi pada HBK Interior

3. Kontrol Ketentuan Dimensi dan Kuat Geser Nominal Joint

   Berdasarkan SNI 2847, ukuran penampang joint harus memenuhi batas minimum geometris dan kapasitas geser izin beton :

   - Kontrol Panjang Joint Pembawa Tulangan Lentur :

     $20 x db = 20 x 19 = 380 mm$

     Panjang joint nyata (Lebar Kolom Hc = 700 mm) > 380 mm OK

   - Luas Efektif Penampang Joint (Aj) :

     $A_j = B_c x H_c = 700 x 700 = 490000 mm^2$

   - Kuat Geser Nominal Maksimum (Vn) untuk Joint Terkekang 4 Muka :

     $V_n = 1,7 \times \sqrt{\{f_c'\}} \times A_j = 1,7 \times \sqrt{\{30\}} \times 490.000 = 4.562.534,44 N$

     $= 4562,53 kN$

   - Evaluasi Keamanan Geser Beton Joint:

     $V_{jh} \leq \phi \times V_n$

     $1245,23 kN \leq 0,75 \times 4562,53 = 3421,90 kN$ (AMAN / OK)

4. Penulangan Geser Horizontal Joint (Ajh) Kontrol Parameter Gaya Tekan Aksial Terfaktor Kolom:

$\frac{N_u}{A_g} = \frac{2450000}{(700 \times 700)} = 5{,}00\ MPa$

Karena $\frac{N_u}{A_g} > 0{,}1 \times f_c'(5{,}00 > 3)$, sengkang pengekang wajib dipasang penuh.

- Kuat Geser yang Disumbangkan oleh Beton (Vch) :

  $V_{ch} = \left(\frac{2}{3}\right) \times \sqrt{\left(\left(\frac{N_u}{Ag} A_g\right) - (0{,}1 \times f_c')\right)} \times A_g$

  $V_{ch} = \left(\frac{2}{3}\right) \times \sqrt{(5{,}00 - 3) \times 490000} = 461979{,}71\ N = 461{,}98\ kN$

- Kuat Geser Perlu yang Harus Dipikul Tulangan Geser (Vsh) :

  $V_{sh} = \left(\frac{V_{jh}}{\phi}\right) - V_{ch} = \left(\frac{1245{,}23}{0{,}85}\right) - 461{,}98 = 1464{,}98 - 461{,}98$

  $= 1003{,}00\ kN = 1003000\ N$

- Luas Tulangan Geser Joint Horizontal yang Dibutuhkan (Ajh) :

  $$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_y} = \frac{1003000}{400} = 2507{,}51\ mm^2$$

- Penentuan Kebutuhan Baris Sengkang (Hoop):

  Luas 1 Baris Sengkang (4 Kaki) $= 4 * \left(\left(\frac{1}{4}\right) \times \varphi \times 13^2\right) = 530{,}93\ mm^2$

  Jumlah Baris Begel $= \frac{A_{jh}}{530{,}93} = \frac{2507{,}51}{530{,}93} = 4{,}72 \approx 5\ baris$

- Kontrol Jarak dan Spasi Maksimum Sengkang (S):

  $0{,}25 \times$ Dimensi Kolom Terkecil $= 0{,}25 \times 700 = 175\ mm$

  $6 \times$ Diameter Tulangan Longitudinal $= 6 \times 19 = 114\ mm$

  Maka direncanakan pemasangan sengkang pengekang di dalam joint sebanyak 5 baris dengan spasi S = 100 mm lurus mengikat inti joint (Hasil Akhir: Pasang Sengkang 4 Kaki Ø 13-100 mm)

5. Penulangan Geser Vertikal Joint Interior

- Gaya Geser Vertikal Terjadi (Vjv):

  $$Vjv = Vjh \times \left(\frac{Hc}{Hb}\right) = 1245{,}23 \times \left(\frac{700}{750}\right) = 1162{,}22\ kN = 1162220\ N$$

- Luas Tulangan Geser Vertikal Perlu (Ajv):

  $A_{jv} = \frac{V_{jv}}{\varphi f_y}$

  $A_{jv} = \frac{1162220}{0{,}85 \times 400}$

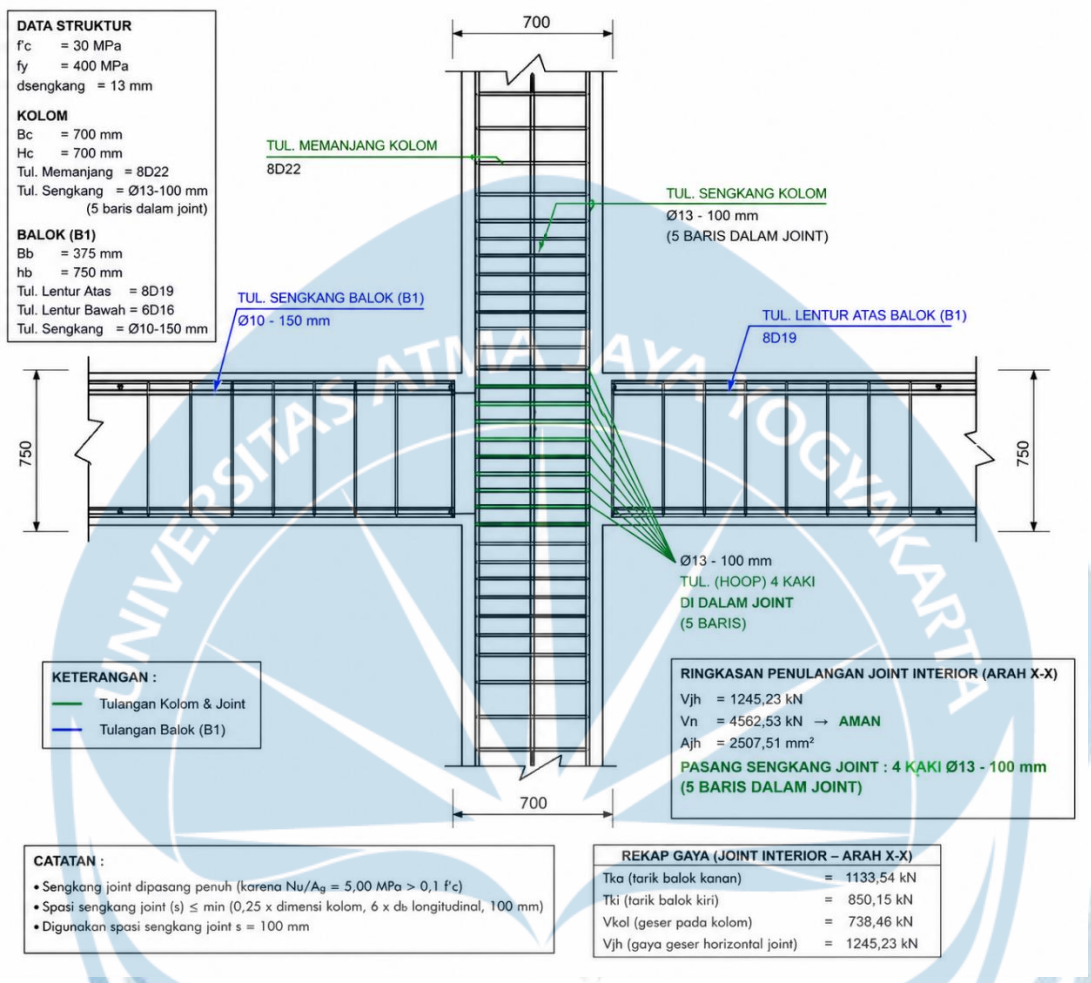
  $A_{jv} = 3418{,}29\ mm^2$

- Kontrol Kapasitas Tulangan Eksisting Kolom:

  Gaya geser vertikal dipikul oleh tulangan utama kolom aktif pada sisi lateral (terhitung 4 batang D22 dari total 8 batang penampang K1):

  $A_st, aktif = 4 \times (0{,}25 \times \pi \times 22^2) = 1520{,}52\ mm^2$

  Kesimpulan: Kekurangan luas teoritis diatasi melalui peningkatan efek kekangan (confinement) sengkang horizontal rapat 4 Kaki Ø13-100 mm yang mengikat kuat inti beton joint.



Gambar Gambar detail Penulangan

B. Joint Eksterior (Arah Y-Y)

Jenis hubungan balok–kolom eksterior ditinjau pada posisi kolom tepi luar bangunan. Pada joint eksterior, gaya geser horizontal hanya dipicu oleh penulangan satu sisi balok induk yang masuk menembus kolom tanpa adanya balok penyeimbang di sisi seberangnya.

1. Data Struktur dan Geometri

   Mutu Beton (f'c) = 30 MPa

   Mutu Baja Tulangan (fy) = 400 MPa

   Diameter Sengkang (d sengkang) = 13 mm

   Lebar Kolom (Bc) = 700 mm

   Tinggi Kolom (Hc) = 700 mm

   Setengah Tinggi Bersih Kolom ($\frac{h_clean}{2}$) = 1625 mm

   Tinggi Balok (hb) = 750 mm

   Lebar Balok (Bb) = 375 mm

   Tulangan Atas Balok (As1) = 2267,08 mm^2 (8D19)

   Gaya Aksial Kolom Terfaktor (Nu) = 1450 kN = 1450000 N (Beban aksial kolom tepi lebih kecil dibanding interior)

   Momen Kapasitas Balok (Mkap,b) = 685 kNm = 685000000 Nmm

Tabel 8.7. Data HBK eksterior

Balok	Tulangan	hb	Bb	As	a	z	d	ds	l'	l
		(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
B1 (Eksterior)	8D19	750	375	2267,08	86,682	630,00	628,00	62,50	7000	640

2. Tinjauan Keseimbangan Gaya-gaya pada Joint Komponen Horizontal

   Berdasarkan SNI 2847, gaya tarik pada tulangan balok tumpuan luar dihitung menggunakan faktor overstrength (1,25 x fy):

   a. Gaya Tarik Tulangan Balok (Tka):

   $$Tka = 1{,}25 \times A_{s1} \times fy = 1{,}25 \times 2267{,}08 * 400 = 1133540\ N$$
   $$= 1133{,}54\ kN$$

b. Gaya Geser pada Kolom (Vkol):

$$V_{kol} = \frac{M_{kap}, b}{\left(\frac{h_{clean}}{2}\right)} = \frac{685000000}{1625} = 421538{,}46\ N = 421{,}54\ kN$$

c. Gaya Geser Horizontal Total yang Terjadi pada Joint Eksterior (Vjh):

$$Vjh = Tka - Vkol = 1133{,}54 - 421{,}54 = 712{,}00\ kN$$

3. Kontrol Ketentuan Dimensi dan Kuat Geser Nominal Joint

a. Luas Efektif Penampang Joint (Aj):

$$Aj = Bc \times Hc = 700 \times 700 = 490000\ mm^2$$

b. Kuat Geser Nominal Maksimum (Vn) untuk Joint Eksterior (Terkekang 3 Muka): Berdasarkan standar SNI 2847 untuk SRPMK, konstanta pengali untuk joint eksterior adalah 1,2:

$$V_n = 1{,}2 \times \sqrt{(f'c)} \times A_j = 1{,}2 \times sqrt(30) \times 490000$$
$$= 3220612{,}55\ N = 3220{,}61\ kN$$

c. Evaluasi Keamanan Geser Beton Joint Eksterior:

$$V_{jh} \leq phi \times V_n$$

$712{,}00\ kN \leq 0{,}75 \times 3220{,}61 = 2415{,}46\ kN$ AMAN/OK

4. Penulangan Geser Horizontal Joint (Ajh)

a. Kontrol Parameter Gaya Tekan Aksial Terfaktor Kolom:

$$\frac{N_u}{A_g} = \frac{1450000}{(700 \times 700)} = 2{,}96\ MPa$$

$$0{,}1 \times f_c' = 0{,}1 \times 30 = 3\ MPa$$

Karena $\frac{N_u}{A_g} \leq 0{,}1 \times f_c' (2{,}96 \leq 3)$, maka kontribusi beton dalam menahan geser (Vch) bernilai nol (Vch = 0). Seluruh gaya geser horisontal wajib dipikul sepenuhnya oleh tulangan transversal (sengkang).

b. Kuat Geser Perlu yang Harus Dipikul Tulangan Geser (Vsh):

$$V_{sh} = \left(\frac{V_{jh}}{\varphi}\right) - V_{ch} = \left(\frac{712{,}00}{0{,}85}\right) - 0 = 837647{,}06\ N = 837{,}65\ kN$$

c. Luas Tulangan Geser Joint Horizontal yang Dibutuhkan (Ajh):

$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_y} = \frac{837647{,}06}{400} = 2094{,}12\ mm^2$$

d. Penentuan Kebutuhan Baris Sengkang (Hoop):

Luas 1 Baris Sengkang (4 Kaki) =$4 \times ((\frac{1}{4}) \times \pi \times 13^2) = 530{,}93\ mm^2$

Jumlah Baris Begel = $\frac{Ajh}{530{,}93} = \frac{2094{,}12}{530{,}93} = 3{,}94 \rightarrow$ Dibulatkan menjadi **4 baris**

e. Kontrol Jarak dan Spasi Maksimum Sengkang (S):

Berdasarkan batas spasi maksimum pengekang (tidak boleh lebih dari 114 mm), maka direncanakan pemasangan sengkang pengekang di dalam joint eksterior sebanyak 4 baris dengan spasi S = 100 mm. Hasil akhir gambar kerja lapangan: Pasang Sengkang 4 Kaki diameter 13 mm jarak 100 mm (4 Kaki Ø13-100 mm).

5. Penulangan Geser Vertikal Joint Interior

- Gaya Geser Vertikal Terjadi (Vjv):

$$Vjv = Vjh \times \left(\frac{Hc}{Hb}\right) = 712 \times \left(\frac{700}{750}\right) = 664{,}53\ kN = 664530\ N$$

- Luas Tulangan Geser Vertikal Perlu (Ajv):

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{\varphi f_y}$$

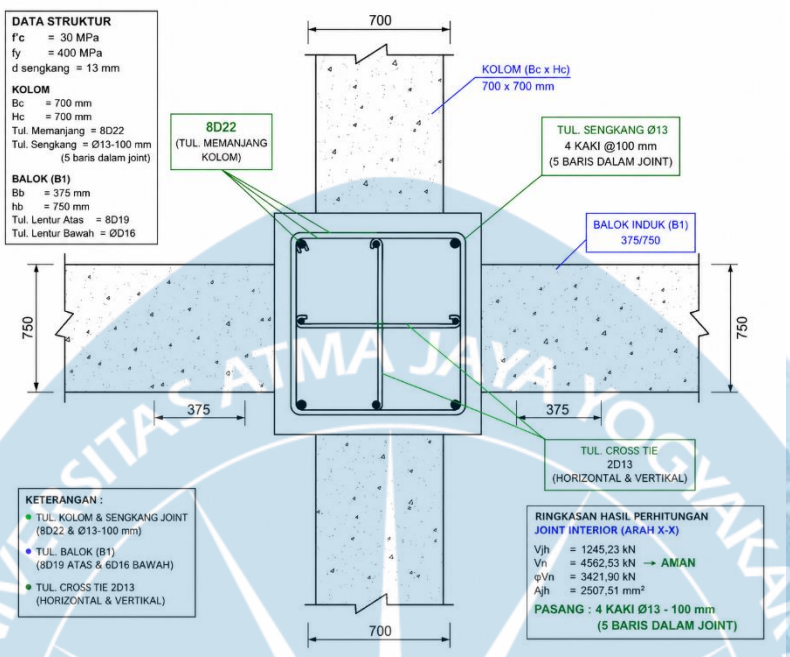
$$A_{jv} = \frac{664530}{0{,}85 \times 400}$$

$$A_{jv} = 1954{,}50\ mm^2$$

- Kontrol Kapasitas Tulangan Eksisting Kolom:

Luas tulangan kolom samping aktif terpasang adalah $A_st, aktif = 4 \times (0{,}25 \times \pi \times 22^2) = 1520{,}52\ mm^2$

Kesimpulan: Kekurangan luas dipenuhi secara monolit oleh kuat kekangan inti sambungan melalui penulangan sengkang horizontal 4 Kaki Ø13-100 mm.



Gambar Tampak Atas HBK

6 Strong Colum Weak Beam

Kolom K1 (600 × 600 mm) Lantai 1 dan 2

1. Geometri Kolom

Sisi Pendek Kolom b = 600 mm

Sisi Panjang Kolom h = 600 mm

Selimut Bersih Cc = 40 mm

a) Material

Kuat Tekan Beton

$fc' = 20{,}75 \text{ MPa} \ (K - 250)$

Kuat Leleh Baja Tulangan Longitudinal

Fy = 400 Mpa

Kuat Leleh Baja Tulangan Transversal

fy*v*=400 MPa

b) Diameter Tulangan

Diameter Tulangan Longitudinal

d*s* = 19 mm

Diameter Tulangan Sengkang

db = 12 mm

c) Tulangan Longitudinal/Utama

Jumlah Tulangan Total

n = 17

d) Tulangan Transversal/Sengkang

Daerah Tumpuan

D12−100

Daerah Lapangan

D12−150

2. Pengecekan Syarat Geometri

   Rasio Dimensi

   b=600 mm ≥ 300 mm

   (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1)

   600≥300 OK

3. Desain Aksial–Lentur

   a) Pengecekan Syarat Rasio Tulangan

      Luas 1 batang D19

      Ab = 283,53 mm^2

      Luas Tulangan Longitudinal

      As = n x Ab

      As = 17 x 285,53

      As = 4.820 mm^2

      Luas Penampang Kolom

      Ag = b x h

      Ag = 600 x 600

      Ag = 360.000 mm^2

      Rasio Tulangan

      $\rho = \frac{As}{Ag}$

      $\rho = \frac{4280}{360000}$

      $\rho = 1{,}34\%$

      (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1)

      1% < 1,34% < 6% OK

b) Pengecekan Kapasitas Aksial–Lentur

Kondisi	P (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	Mu (kNm)
P Max	250	110	85	139
P Min	20	-40	-35	53
MX Max	220	125	60	139
MX Min	220	-125	60	139
MY Max	100	55	95	110
MY Min	100	55	-95	110

Geser

Gaya Geser Sumbu X Vux = 423,7 kN

Gaya Geser Sumbu Y Vuy = 423,7 kN

Kondisi	P (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	$\varphi M_n / M_u$	c (mm)	d_t (mm)	ε_{st}	φ	Cek
P Max	250	110	85	2,95	240	548	0,0040	0,83	OK
P Min	20	-40	-35	4,60	185	548	0,0060	0,90	OK
MX Max	220	125	60	2,70	250	548	0,0038	0,81	OK
MX Min	220	-125	60	2,70	250	548	0,0038	0,81	OK
MY Max	100	55	95	3,15	220	548	0,0045	0,87	OK
MY Min	100	55	-95	3,15	220	548	0,0045	0,87	OK

Pengecekan Syarat Geometri

Syarat Dimensi Minimum Kolom

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1, dimensi terkecil kolom SRPMK tidak boleh kurang dari 300 mm.

$b \geq 300$ mm

600 mm ≥ 300 mm

Syarat Dimensi Kolom terhadap Bentang Bersih

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.2, lebar kolom harus memenuhi:

$$b \geq \frac{Ln}{20}$$

Dengan:

Ln = 3000 mm

$$\frac{Ln}{20} = \frac{3000}{20} = 150\ mm$$

600 mm > 150 mm OK

c) Pengecekan Syarat Kolom Kuat – Balok Lemah (SCWB)

Momen Nominal Balok

Balok kiri

450 x 650

Tulangan Tumpuan

4D19

Diperoleh :

Mnb = 259 kNm

Balok Kanan

Mnb = 259 kNm

Jumlah Momen Balok :

ΣMnb = 259+259 = 518 kNm

Momen Nominal Kolom

Kolom 600 × 600 mm

Tulangan 17D19

Estimasi kapasitas momen nominal:

Mnk = 500 kNm

Kolom atas dan bawah :

ΣMnk = 500+500= 1000 kNm

Pengecekan SCWB

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2

ΣMnc ≥1,2ΣMnb

1000≥1,2(518)

1000 ≥ 621,6 OK

Rasio SCWB

SCWB = $\frac{\Sigma Mnc}{\Sigma Mnb}$

= $\frac{1000}{518}$

= 1,93

SCWB = 1,93 > 1,20

Kesimpulan

Kolom K1 (600 × 600 mm, 17D19) terhadap balok 450 × 650 mm (4D19) memenuhi persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB) sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2

dengan rasio:

SCWB = 1,93 OK/ MEMENUHI

7 Perencanaan Fondasi Bored Pile

Perencanaan Fondasi Bored Pile dilakukan pada beberapa titik kolom yang dijadikan sebagai sampling perencanaan. Titik-titik perencanaan dapat dilihat pada gambar dibawah ini :

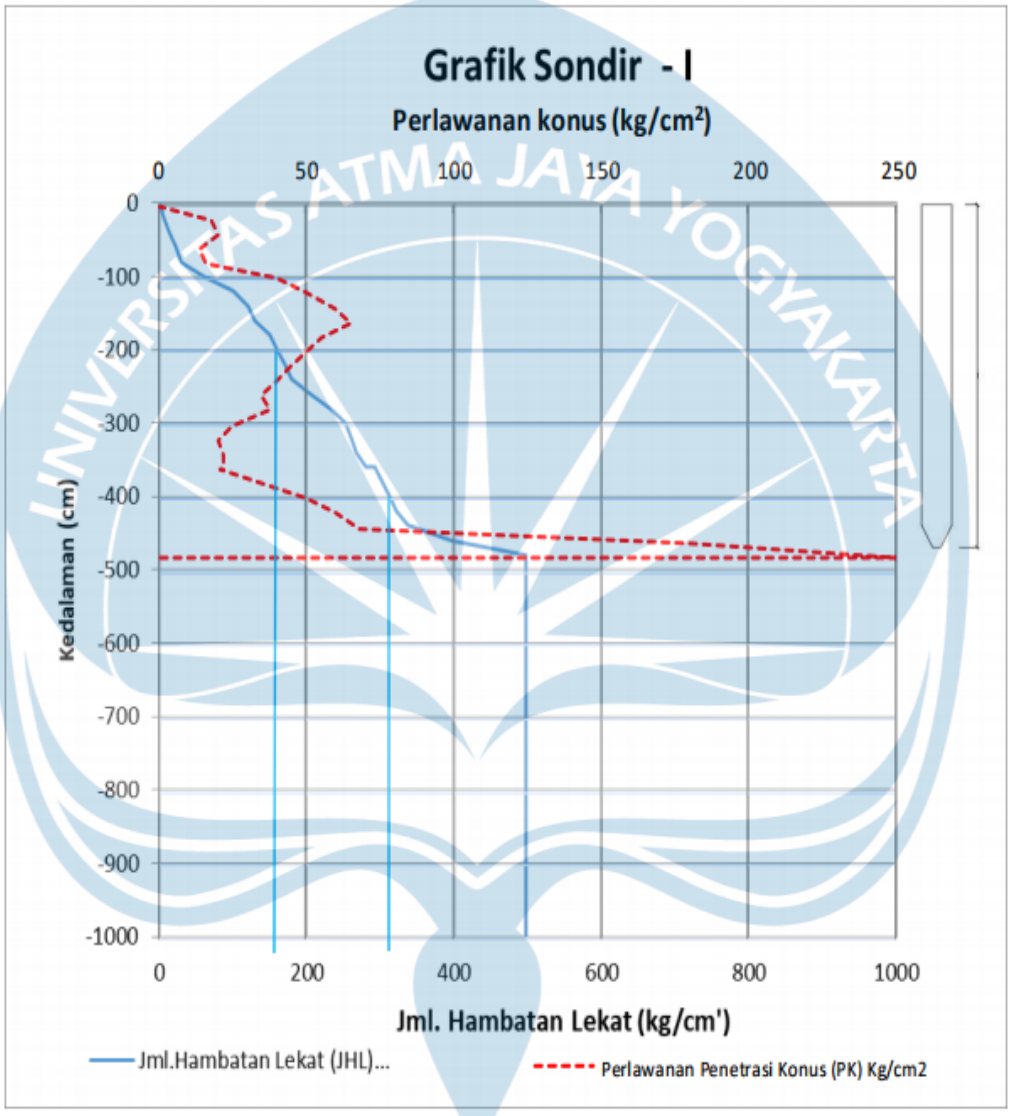
Titik-titik perencanaan fondasi dilakukan berdasarkan zonasi, terdapat tiga zona yang dipetakan seperti terlihat pada **Gambar 2.9** diatas. Zona I ditandai dengan warna merah, zona II ditandai dengan warna hijau dan zona III ditandai dengan warna biru. Pembagian zonasi tersebut disesuaikan dengan nilai aksial terbesar pada **Tabel 2.19** kemudian diambil nilai terbesar dan diuraikan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 2.19 Rekapitulasi Gaya yang bekerja pada Titik Perencanaan Tiang

Zona	Node	L/C	Axial/Pu (Ton)	Gaya Geser (Ton)		Torsi Mx (Ton.m)	Momen (m.Ton)	
				Fx	Fy		My	Mz
I	17	8	175.402	7.114	4.182	0.020	4.339	10.108
	24	8	141.673	6.323	-1.581	0.014	1.571	-8.120
II	13	8	49.070	3.345	-1.023	-0.008	1.011	4.046
	19	8	167.384	6.879	1.766	0.014	2.004	8.265
III	25	8	93.894	5.567	0.025	0.002	1.064	5.057
	32	8	145.744	6.421	-3.861	0.008	1.784	8.359

1. Perencanaan Tiang Zona 1

   a. Titik E-5 (Node 17)Perencanaan Pondasi tiang pada zona 1 (grid E-5) dengan menggunakan data tanah sondir S-1 sebagai berikut :



Gambar 2. 1 Grafik Data Sondir S1

Untuk rencana Pondasi Grid E-5 direncanakan Tiang Kelompok dengan Spesifikasi sebagai berikut :

- Jenis Tiang : Beton Type Spun pile
- Kedalaman Tiang, L : 4.8 meter
- Dimensi Tiang : 30 cm
- Beban /Pu : 175.402 Ton
- Luas Tiang, A_b : $\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 30^2 = 706,5$ cm^2
- Keliling Tiang, (O) : $\pi D = \pi 30 = 94,2$ cm
- Pb (konus) : 250 kg/cm^2
- Cleef/ Fs :

Sebelum menghitung daya dukung pondasi dengan menggunakan data sondir, perlu memperhitungkan angka cleef dengan mengolah data sondir di titik S1 yang ditunjukan pada Gambar 2.10 dengan kedalaman rencana 4,8 meter dan membagi jarak tiang menjadi 3 bagian. Perhitungan angka cleef/Fs adalah sebagai berikut :

- Kedalaman = 0 – 2 m fs $= \frac{171-0}{200} = 0,855$ Kg/cm2
- Kedalaman = 2 – 4 m fs $= \frac{310-171}{200} =$ 0,695 Kg/cm2
- Kedalaman = 4 – 4.8 fs $= \frac{500-310}{80} = 2,375$ Kg/cm2

Maka : $\sum Fs = \frac{(0,855 \times 200)+(0,695 \times 200)+(2,375 \times 80)}{480} = \frac{500}{480} = 1.041$ kg/cm^2

- Daya Dukung Pondasi – Kolom 17

  Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Tunggal

  $Qu = \left(\frac{Ab \text{ x } pb}{3}\right) + \left(\frac{O \text{ x } l \text{ x } fs}{5}\right)$

  $= \frac{706,5 \text{ x } 250}{3} + \left(\frac{94,2 \text{ x } 4,8 \text{ x } 1,041}{5}\right)$

  = 58969,139 kg = 589,691 Kn = 58,969 ton

  Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

  $Qta = \frac{(O \text{ x } l \text{ x } fs) \text{ x } 0,70}{5} + Wp$

  $= \frac{(94,2 \text{ x } 480 \text{ x } 1.041) \text{ x } 0.70}{5} + (0.7065 \text{ x } 4.8 \text{ x } 2400)$

  = 17437,68 kg = 174,37 Kn = 17,43 Ton

  = Qta = 17,43 ton < Qu = 58,969 ton (Aman)

- Penentuan Jumlah Tiang – Kolom 17

  Jumlah tiang (spun pile) yang diperlukan pada titik K17 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

  $N = \frac{Pu}{Qu} = \frac{175.402}{58,969} = 2,97 \approx 3$ Tiang

- Efisiensi Kelompok Tiang – Kolom K17

  Perhitungan efisiensi dalam kelompok tiang ini berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code* AASHTO sebagai berikut :

  Jumlah tiang dalam satu kolom (m) : 1 tiang

  Jumlah tiang dalam satu baris (n) : 3 tiang

  $\theta = \text{arc tg } \frac{Dimensi}{s}$

  $\theta = \text{arc tg } \frac{0,30}{0,75}$

  $\theta = 21,80°$

  $Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$

  $Eg = 1 - 21,80 \frac{(3-1)1+(1-1)3}{90x1x3}$

Eg = 0.84 = 84%

Maka daya dukung vertikal kelompok tiang

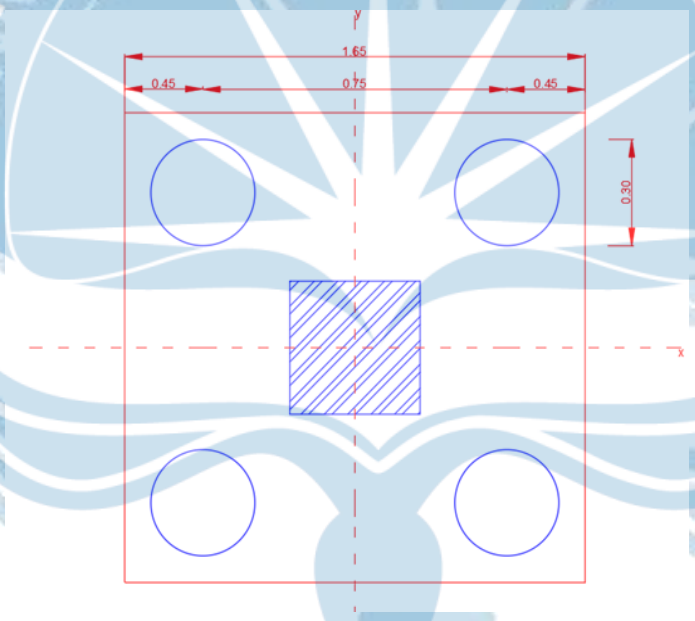
= Efisiensi kelompok tiang x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang

= 0.84 x 3 x 58,96

= **148,579 ton > Pu = 175.402 ton (TIDAK AMAN)**

Maka Direncanakan Pondasi tiang (spun pile) dengan Empat Tiang adalah sebagai berikut :

- Diameter Tiang = 0.30 m
- L (kedalaman tiang) = 4.8 m
- N (jumlah tiang) = 4 tiang
- S (jarak tiang) = 2.5 . D = 2.5 x 0.30 = 0,75 m
- Jarak tiang ke tepi = 1,5 . D = 1,5 x 0,30 = 0,45 m



Gambar 2. 12 Kelompok Tiang Pada titik K17

- Efisiensi Kelompok Tiang – Kolom K17

Perhitungan efisiensi dalam kelompok tiang ini berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code* AASHTO sebagai berikut :

Jumlah tiang dalam satu kolom (m) : 2 tiang

Jumlah tiang dalam satu baris (n) : 2 tiang

θ = arc tg $\frac{Dimensi}{s}$

θ = arc tg $\frac{0,30}{0,75}$

θ = 21,80°

Eg = 1 - θ $\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$

Eg = 1 – 21,80 $\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90x2x2}$

Eg = 0.81 = 81%

Maka daya dukung vertikal kelompok tiang

= Efisiensi kelompok tiang x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang

= 0.81 x 4 x 58,96

= **176,88 ton > Pu = 175.402 ton (AMAN)**

- Beban Maksimum Tiang – Kolom K17

Reaksi hasil dari analisa beban yang bekerja pada k17 adalah sebagai berikut :

Pu = 175.402 ton

Mz = 10.10 tm

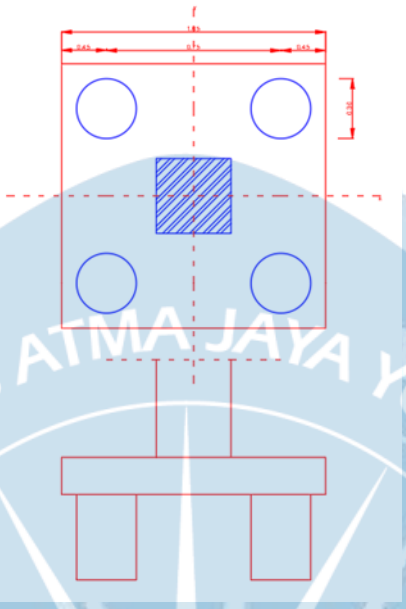
My = 4.33 tm

Ymax = 0,375 m

Zmax = 0.375 m

$\sum z^2$ = 2 x 2 x $0,375^2$ = 0,5 m^2

$\sum y^2$ = 2 x 2 x $0,375^2$ = 0,5m^2



Gambar 2. 2 Distribusi Beban Vertikal dan Momen pada Pile Cap Kolom k17

$$\text{Pmax} = \frac{V}{N} + \frac{Mz \cdot Ymax}{nz \cdot \sum y2} + \frac{My \cdot Zmax}{nY \cdot \sum Z2}$$

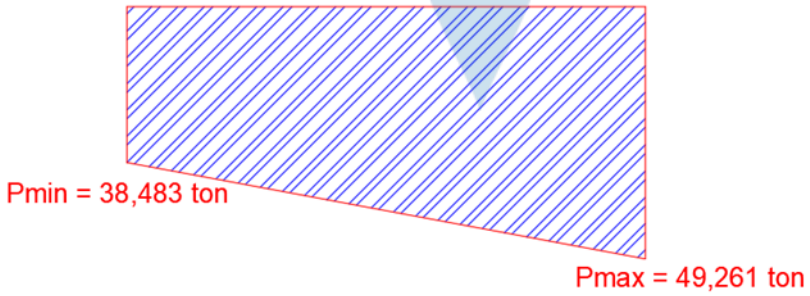
$$= \frac{175.402}{4} + \frac{10{,}10 \cdot 0{,}375}{2 \cdot 0{,}5} + \frac{4.33 \cdot 0{,}375}{2 \cdot 0{,}5}$$

$$= \mathbf{49{,}261\ ton < Qu = 58{,}96\ ton}\ (\text{AMAN})$$

$$\text{Pmin} = \frac{V}{N} + \frac{Mz \cdot Ymax}{nz \cdot \sum y2} + \frac{My \cdot Zmax}{nY \cdot \sum z2}$$

$$= \frac{175.402}{4} - \frac{10{,}10 \cdot 0{,}375}{2 \cdot 0{,}5} - \frac{4.33 \cdot 0{,}375}{2 \cdot 0{,}5}$$

$$= \mathbf{38{,}439\ ton < Qu = 58{,}96\ ton}\ (\text{AMAN})$$



Gambar 2.16 Beban Pada Tubuh Tiang K17

- Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang – Kolom K17

Untuk menghitung daya dukung horizontal pada tanah berlapis, maka terlebih dahulu menghitung nilai Cu (*under strenght*). Braja M Das (1995) menyebut bahwa terdapat nilai kohesif empiris yang dapat ditentukan dari data sondir (qc) yaitu sebagai berikut :

$$Cu = \frac{qc}{20}$$

Perhitungan kekuatan geser tak terdrainase ditampilkan dalam Tabel 2.7 berikut :

Kedalaman	Perlawanan penetrasi konus (qc)	Cu
(cm)	Kg/cm^2	Kg/cm^2
0-20	0	0
20-40	1	0,05
40-60	6	0,3
60-80	2	0,1
80-100	13	0,65
100-120	5	0,25
120-140	20	1
140-160	10	0,5
160-180	15	0,75
180-200	1	0,05
200-220	5	0,25
220-240	5	0,25
240-260	13	0,65
260-280	3	0,15
280-300	10	0,5
300-320	1	0,05
320-340	2	0,1
340-360	2	0,1
360-380	1	0,05
380-400	25	1,25
400-420	15	0,75
420-440	5	0,25
440-460	90	4,5
460-480	50	2,5

Cu Rata-rata (Kg/cm2)	0,625
Cu Rata-rata (Ton/m2)	6,25

Sumber : Hasil Perhitungan

Contoh perhitungan nilai Cu pada kedalam 20-40 cm sebagai berikut :

Cu $= \frac{qc}{20} = \frac{1}{20}$ = 0.05 kg/cm^2

Nilai Cu (underained strenght) yang akan digunakan untuk menghitung daya dukung horizontal pada titik kolom K17 dan K24 adalah sebesar Cu = 6,25 Ton/m^2

Hu = 9. Cu. D. (Lp - $\frac{3D}{2}$)

= 9. 6,25. 0,30. (4.8 - $\frac{3(0,3)}{2}$)

= 73,406 ton

Mmax = Hu . ($\frac{lp}{2} + \frac{3D}{2}$)

= 73,406 . ($\frac{4.8}{2} + \frac{3(0.3)}{2}$)

= 209,2071 tm

= **209,207 tm > My 4.3 tm (Tiang Panjang)**

Karena Mmax > my maka pondasi tergolong tiang panjang, sehingga Perhitungannya adalah sebagai berikut :

F $= \frac{Hu}{9 \, x \, Cu \, x \, D} = \frac{Hu}{9 \, x \, 6,25 \, x \, 0.30}$

F = 0.0592 Hu

Hu $= \frac{2 \, x \, 4.3}{\frac{3 \, x \, 0.30}{2} + \frac{0.0592 \, x \, Hu}{2}}$

Hu $= \frac{8,6}{0.45+0,296Hu} =$ 8.6 = 0.45Hu + 0.296Hu^2

Hu = **15,98 ton**

Gaya Horizontal yang terjadi = $\frac{Fz}{n} = \frac{7,114}{4}$ = **1,77 Ton < Hu = 15,98 ton**

b. Titik D-2 (Node 24)

Dari data Sondir I diatas, untuk rencana Pondasi Grid D-2 direncanakan Tiang Kelompok dengan Spesifikasi sebagai berikut :

- Jenis Tiang : Beton Type Spun pile
- Kedalaman Tiang, L : 4.8 meter
- Dimensi Tiang (*spun pile*) : 30 cm
- Beban/Pu : 141.673
- Luas Tiang, A_b : $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 =$ 706,5 cm^2
- Keliling Tiang, (O) : π. D = π . 30 = 94,5 cm
- Pb (konus) : 250 kg/cm^2
- Cleef, Fs : 1.041 kg/cm^2

- Daya Dukung Pondasi – Kolom 24

Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Tunggal

$$Qu = \left(\frac{Ab \times Pb}{3}\right) + \left(\frac{O \times l \times fs}{5}\right)$$

$$= \left(\frac{706,5 \times 250}{3}\right) + \left(\frac{94,5 \times 4,8 \times 1,041}{5}\right)$$

= 58969,439 kg = 589,694 Kn = 58,96 ton

Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

$$Qta = \frac{(O \times l \times fs) \times 0,70}{5} + Wp$$

$$= \frac{(94,5 \times 480 \times 1.025) \times 0.70}{5} + (0.7065 \times 4.8 \times 2400)$$

= 17437,68 kg = 174,37 Kn = 17,43 ton < Qu (Aman)

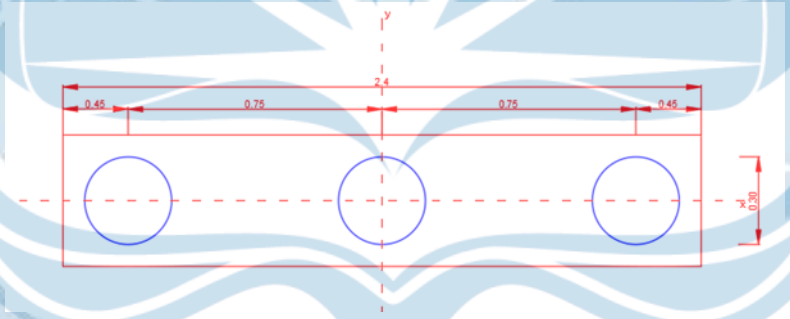
- Penentuan Jumlah Tiang – Kolom 24

Jumlah tiang yang diperlukan pada titik K24 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$N = \frac{Pu}{Qu} = \frac{141,673}{58,96} = 2,40 \approx 3 \text{ Tiang}$$

Direncanakan Pondasi tiang adalah sebagai berikut :

- Diameter Tiang = 0.30 m
- L (kedalaman tiang) = 4.8 m
- N (jumlah tiang) = 3 tiang
- S (jarak tiang) = 2.5D = 2.5 x 0.30 = 0,75 m
- Jarak Tiang ke tepi = 1,5D = 1,5 x 0,30 = 0,45 m



Gambar 2. 14 Kelompok Tiang Pada titik K24

- Efisiensi Kelompok Tiang – Kolom K24

Perhitungan efisiensi dalam kelompok tiang ini berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code* AASHTO sebagai berikut :

Jumlah tiang dalam satu kolom (m) : 1 tiang

Jumlah tiang dalam satu baris (n) : 3 tiang

θ = arc tg $\frac{Dimensi}{s}$

θ = arc tg $\frac{0,30}{0,75}$

θ = 21,80°

Eg = 1 - θ $\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$

Eg = 1 – 21,80 $\frac{(3-1)1+(1-1)3}{90x1x3}$

Eg = 0.83 = 83%

Maka daya dukung vertikal kelompok tiang

= Efisiensi kelompok tiang x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang

= 0.83 x 3 x 58,96

= **146,810 ton > Pu = 141,673 (AMAN)**

- Beban Maksimum Tiang – Kolom K24

Reaksi hasil dari analisa beban yang bekerja pada k24 adalah sebagai berikut :

Pu = 141.673 ton

Mz = -8.120 tm

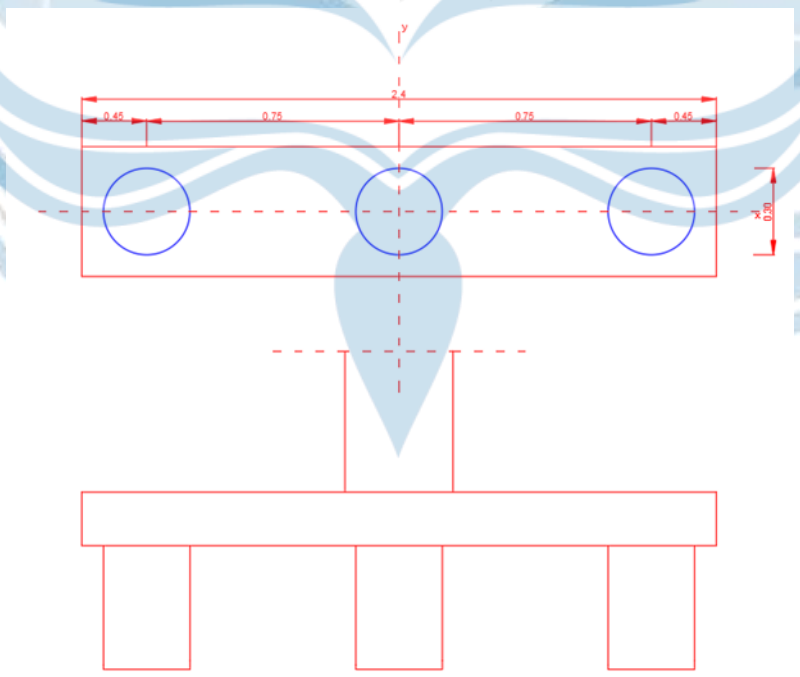
My = 1.571 tm

Ymax = 0 m

Zmax = 0.75 m

$\sum z^2$ = 1 x 3 x $0{,}75^2$ = 1,68 m^2

$\sum y^2$ = 0



Gambar 2. 15 Distribusi Beban Vertikal dan Momen pada Pile Cap Kolom k24

Pmax $= \frac{V}{N} + \frac{Mz.Ymax}{nz.\sum y2} + \frac{My.Zmax}{nY.\sum Z2}$

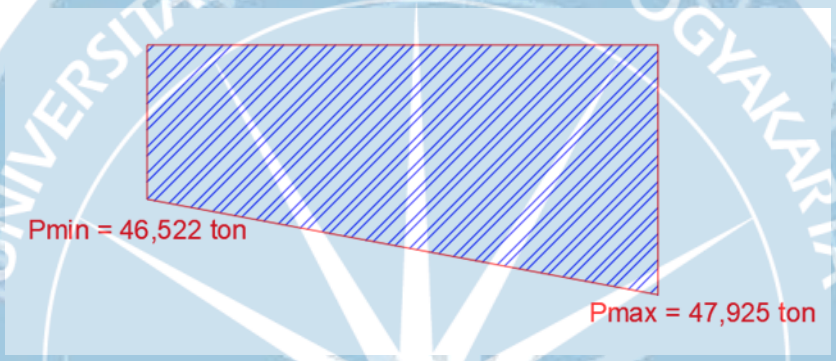
$= \frac{141,673}{3} + \frac{-8,120.0}{3.0} + \frac{1,571.0,75}{1.1,68}$

= **47,925 ton < Qu = 58,96 ton** (AMAN)

Pmin = $\frac{V}{N} + \frac{Mz.Ymax}{nz.\sum y2} + \frac{My.Zmax}{nY.\sum X2}$

$= \frac{141,673}{3} - \frac{-8,120.0}{3.0} - \frac{1,571.0,75}{1.1,68}$

= **46,522 ton < Qu = 58,96 ton** (AMAN)



Gambar 2. 16 Beban Pada Tubuh Tiang K24

- Daya Dukung Ijin Horizontal – Kolom K24

Nilai Cu (underained strenght) yang akan digunakan untuk menghitung daya dukung horizontal pada titik kolom K17 dan K24 adalah sebesar Cu = 6,25 ton/m^2

Hu = 9. Cu. D. (Lp - $\frac{3D}{2}$)

= 9. 6,25. 0.30. (4.8 - $\frac{3(0,3)}{2}$)

= 73,406 ton

Mmax = Hu . ($\frac{lp}{2} + \frac{3D}{2}$)

= 73,406 . ($\frac{4.8}{2} + \frac{3(0.3)}{2}$)

= 209,2071 tm

= **209,207 tm > My 1,571 tm (Tiang Panjang)**

Karena Mmax > my maka pondasi tergolong tiang panjang, sehingga Perhitungannya adalah sebagai berikut :

F = $\frac{Hu}{9.x.Cu.x.D} = \frac{Hu}{9.x.6,25.x.0.30}$

F = 0.0592 Hu

$$Hu = \frac{2 \cdot x \cdot 1.571}{\frac{3 \cdot x \cdot 0.30}{2} + \frac{0.0592 \cdot x \cdot Hu}{2}}$$

$$Hu = \frac{3,142}{0.45+0,296Hu}$$

$$3,142 = 0.45Hu + 0.296Hu^2$$

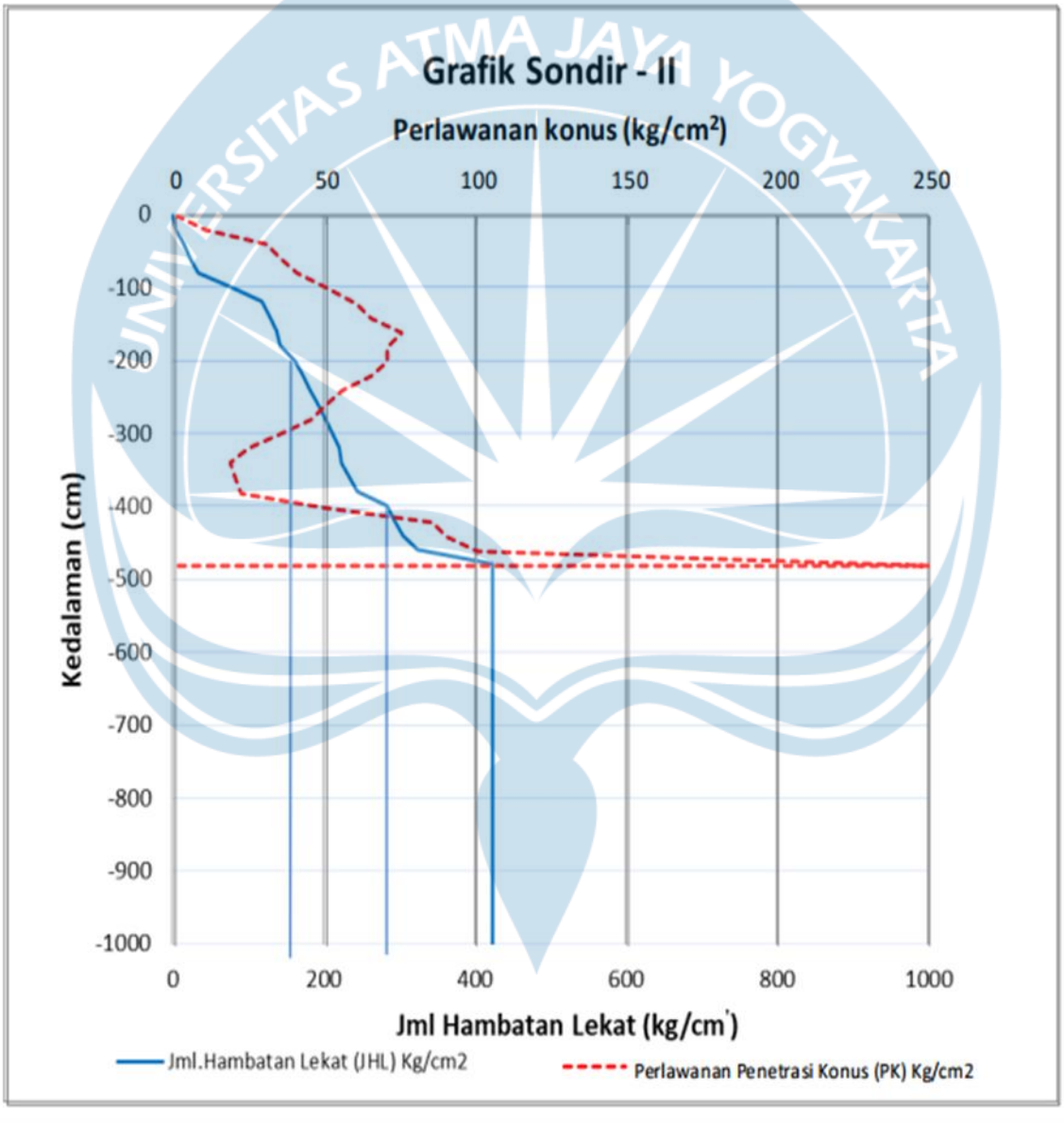
$$Hu = 6,981 \text{ ton}$$

Gaya Horizontal yang terjadi = $\frac{Fz}{n} = \frac{6,323}{3}$ = **2,107 Ton < Hu = 5,839 ton**

2. Perencanaan Tiang Zona II

Titik F-6 (Node 13)

Perencanaan Pondasi tiang pada zona II (grid F-6) dengan menggunakan data tanah sondir S-II sebagai berikut :



Gambar 2. 17 Grafik Data Sondir S2

Dari data Sondir diatas, untuk rencana Pondasi Grid F-6 direncanakan Tiang Kelompok dengan Spesifikasi sebagai berikut :

- Jenis Tiang : Beton Type Spun pile
- Kedalaman Tiang, L : 4.8 meter
- Dimensi Tiang (*spun pile*) : 30 cm
- Beban/Pu : 49,070 Ton
- Luas Tiang, A_b : $\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 30^2 = 706,5$ cm^2
- Keliling Tiang, (O) : $\pi D = \pi 30 = 94,5$ cm
- Pb (konus) : 250 kg/cm^2
- Cleef, Fs :

Sebelum menghitung daya dukung pondasi dengan menggunakan data sondir, perlu memperhitungkan angka cleef dengan mengolah data sondir di titik S2 yang ditunjukan pada Gambar 2.10 dengan kedalaman rencana 4,8 meter dan membagi jarak tiang menjadi 3 bagian. Perhitungan angka cleef/Fs adalah sebagai berikut :

- Kedalaman = 0 – 2 m $fs = \frac{165-0}{200} = 0,825$ Kg/cm2
- Kedalaman = 2 – 4 m $fs = \frac{291-165}{200} = 0,63$ Kg/cm2
- Kedalaman = 4 – 4.8 $fs = \frac{420-291}{80} = 1,612$ Kg/cm2

Maka : $\sum Fs = \frac{(0,825 \times 200)+(0,63 \times 200)+(1,612 \times 80)}{480} = \frac{419,96}{480} = 0,874$ kg/cm^2

- Daya Dukung Pondasi – Kolom 13

Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Tunggal

$Qu = \left(\frac{Ab \times Pb}{3}\right) + \left(\frac{O \times l \times Fs}{5}\right)$

$= \frac{706,5 \times 250}{3} + \frac{94,5 \times 4,8 \times 0,874}{5}$

= 58954,289 kg = 589,542 Kn = 58,95 ton

Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

$$Qta = \frac{(O \times l \times Fs) \times 0{,}70}{5} + Wp$$

$$= \frac{(94{,}5 \times 480 \times 0{,}874) \times 0.70}{5} + (0.7065 \times 4.8 \times 2400)$$

= 16067,808 kg = 160,67 Kn = 16,06 ton < Qu (Aman)

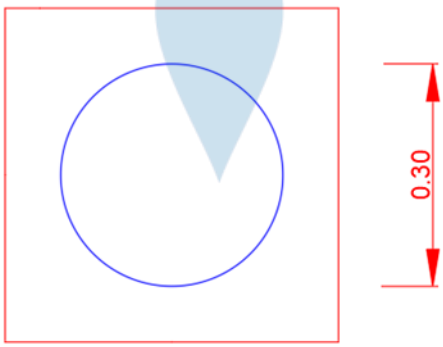
- Penentuan Jumlah Tiang – Kolom 13

Jumlah tiang (spun pile) yang diperlukan pada titik K13 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$N = \frac{Pu}{Qu} = \frac{49.070}{58,95} = 0.88 \approx 1 \text{ Tiang}$$

Direncanakan Pondasi tiang (spun pile) adalah sebagai berikut :

- Diameter Tiang = 0.30 m
- D (kedalaman tiang) = 4.8 m
- N (jumlah tiang) = 1 tiang



Gambar 2. 18 Kelompok Tiang Pada titik K13

- Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang – Kolom K13

Untuk menghitung daya dukung horizontal pada tanah berlapis, maka terlebih dahulu menghitung nilai Cu dengan rumus sebagai berikut :

$$Cu = \frac{qc}{20}$$

Perhitungan kekuatan geser tak terdrainase ditampilkan dalam Tabel 2.21 berikut :

Tabel 2.21 Perhitungan Nilai Cu S2

Kedalaman	Perlawanan penetrasi konus (qc)	Cu
(cm)	Kg/cm^2	Kg/cm^2
0-20	0	0
20-40	17	0,85
40-60	5	0,25
60-80	5	0,25
80-100	7	0,35
100-120	12	0,6
120-140	20	1
140-160	20	1
160-180	2	0,1
180-200	8	0,4
200-220	1	0,05
220-240	10	0,5
240-260	5	0,25
260-280	5	0,25
280-300	10	0,5
300-320	10	0,5
320-340	4	0,2
340-360	1	0,05
360-380	2	0,1
380-400	13	0,65
400-420	50	2,5
420-440	5	0,25
440-460	5	0,25
460-480	110	5,5
Cu Rata-rata (Kg/cm2)		0,681
Cu Rata-rata (Ton/m2)		6,81

Contoh perhitungan nilai Cu pada kedalam 20-40 cm sebagai berikut :

Cu $= \frac{qc}{20} = \frac{17}{20}$ = 0.85 kg/cm^2

Nilai Cu (underained strenght) yang akan digunakan untuk menghitung daya dukung horizontal pada titik kolom K13 dan K19 adalah sebesar Cu = 6,81 ton/m^2

Hu = 9. Cu. D. (Lp - $\frac{3D}{2}$)

= 9. 6,81. 0,30 . (4.8 - $\frac{3(0,3)}{2}$)

= 79,983 ton

Mmax = Hu . ($\frac{lp}{2} + \frac{3D}{2}$)

= 79,983 . ($\frac{4.8}{2} + \frac{3(0.3)}{2}$)

= 227,951 ton

= **227,95 tm > My 1.011 tm (Tiang Panjang)**

Karena Mmax > my maka pondasi tergolong tiang panjang, sehingga Perhitungannya adalah sebagai berikut :

F $= \frac{Hu}{9 \, x \, Cu \, x \, D} = \frac{Hu}{9 \, x \, 6,81 \, x \, 0.30}$

F = 0.054 Hu

Hu $= \frac{2 \, x \, 1.011}{\frac{3 \, x \, 0.30}{2} + \frac{0.054 \, x \, Hu}{2}}$

Hu $= \frac{2,022}{0,45 + 0,0271 \, Hu}$

2,022 = 0,45Hu + 0.0271 Hu^2

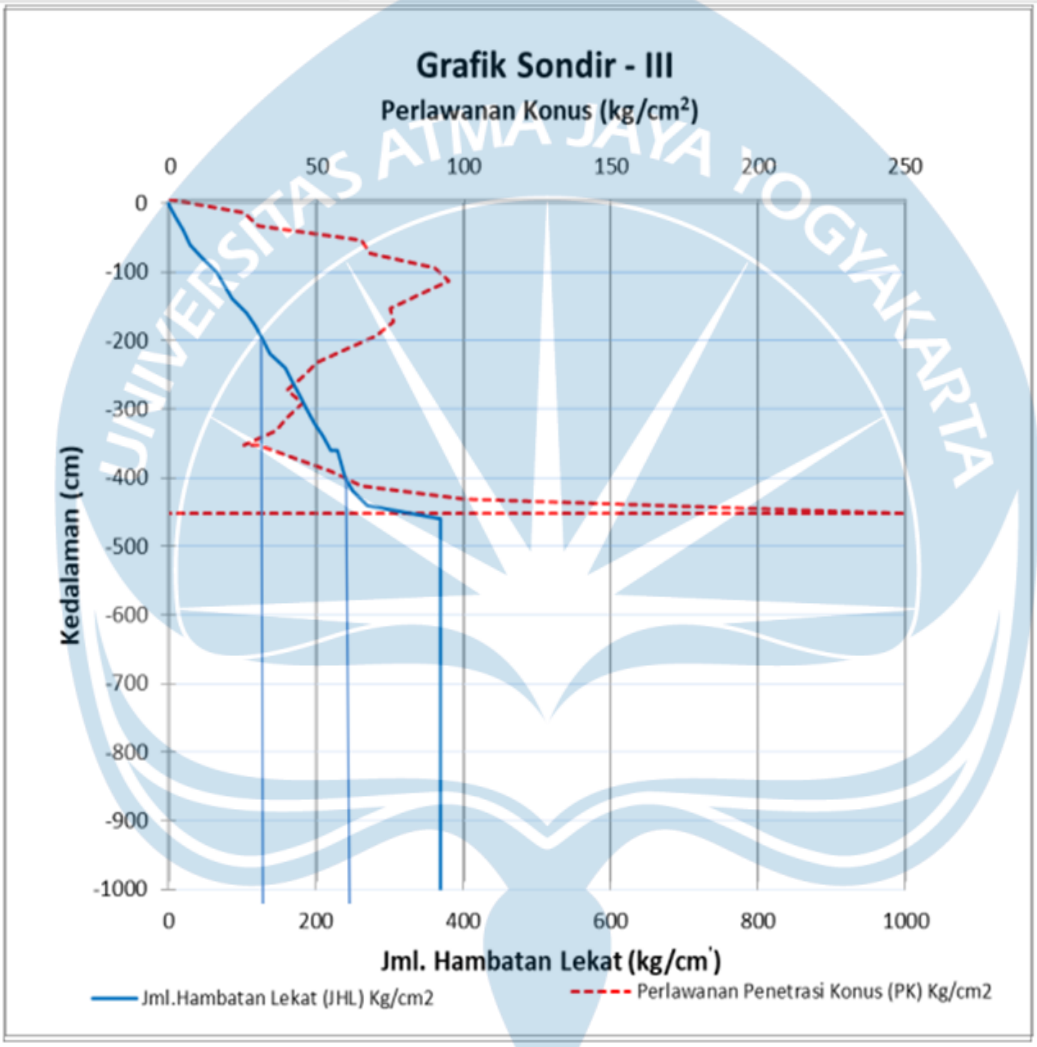
Hu = 4,492 Ton

Gaya Horizontal yang terjadi = $\frac{Fz}{n} = \frac{3,345}{1}$ = **3,345 Ton < Hu = 4,900 ton**

3. Perencanaan Tiang Zona III

Titik I-2 (Node 25)

Perencanaan Pondasi tiang pada zona III (grid I-2) dengan menggunakan data tanah sondir S-1II sebagai berikut :



Gambar 2. 22 Grafik Data Sondir S3

Dari data Sondir diatas, untuk rencana Pondasi Grid I-2 direncanakan Kelompok dengan Spesifikasi sebagai berikut :

- Jenis Tiang : Beton Type Spun pile
- Kedalaman Tiang, L : 4.8 meter
- Dimensi Tiang (*spun pile*) : 30 cm
- Beban/Pu : 93,894 Ton
- Luas Tiang, A_b : $\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 30^2 = 706,5$ cm^2
- Keliling Tiang, (O) : $\pi D = \pi 30 = 94,5$ cm
- Pb (konus) : 250 kg/cm^2
- Cleef, Fs :

Sebelum menghitung daya dukung pondasi dengan menggunakan data sondir, perlu memperhitungkan angka cleef dengan mengolah data sondir di titik S3 yang ditunjukan pada Gambar 2.10 dengan kedalaman rencana 4,8 meter dan membagi jarak tiang menjadi 3 bagian. Perhitungan angka cleef/Fs adalah sebagai berikut :

- Kedalaman = 0 – 2 m $C = \frac{110-0}{200} = 0,55$ Kg/cm2
- Kedalaman = 2 – 4 m $C = \frac{245-110}{200} = 0,675$ Kg/cm2
- Kedalaman = 4 – 4.8 $C = \frac{380-245}{80} = 1,687$ Kg/cm2

Maka : $\sum fs = \frac{(0,55 \text{ x } 200)+(0,675 \text{ x } 200)+(1,687 \text{ x } 80)}{480} = \frac{379,96}{480} = 0,791$ kg/cm^2

- Daya Dukung Pondasi – Kolom 25

Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Tunggal

$$Qu = \frac{Ab \text{ x } Pb}{3} + \frac{O \text{ x } l \text{ x } Fs}{5}$$

$$= \frac{706,5 \text{ x } 250}{3} + \frac{94,5 \text{ x } 4,8 \text{ x } 0,791}{5}$$

= 58946,759 kg = 589,467 Kn = 58,94 ton

- Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

$$Qta = \frac{(O \times l \times fs) \times 0{,}70}{5} + Wp$$

$$= \frac{(94{,}5 \times 480 \times 0{,}791) \times 0.70}{5} + (0.7065 \times 4.8 \times 2400)$$

= 13162,046 kg = 131,62 Kn = 13,16 ton < Qu (Aman)

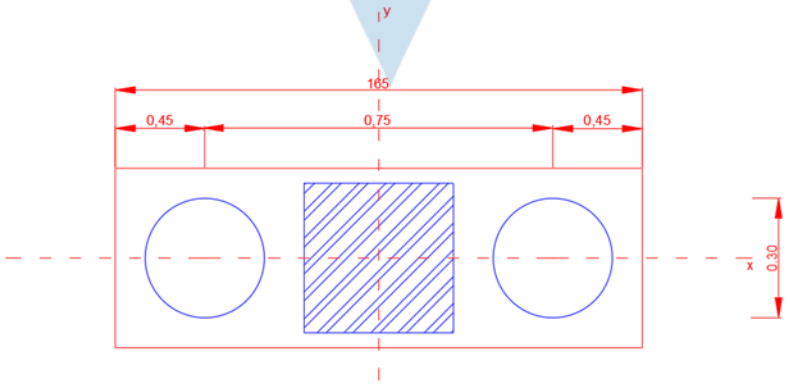
- Penentuan Jumlah Tiang – Kolom 25

Jumlah tiang (spun pile) yang diperlukan pada titik K25 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$N = \frac{Pu}{Qu} = \frac{93{,}894}{58{,}94} = 1{,}59 \approx 2 \text{ Tiang}$$

Direncanakan Pondasi tiang (spun pile) adalah sebagai berikut :

- Diameter Tiang = 0.30 m
- L (kedalaman tiang) = 4.8 m
- N (jumlah tiang) = 2 tiang
- S (jarak tiang) = 2.5 . D = 2.5 x 0.30= 0,75 m
- Jarak tiang ke tepi = 1,5 . D = 1,5 x 0,30= 0,45 m



Gambar 2. 23 Kelompok Tiang Pada titik K25

- Efisiensi Kelompok Tiang – Kolom K25

  Perhitungan efisiensi dalam kelompok tiang ini berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code* AASHTO sebagai berikut :

  Jumlah tiang dalam satu kolom (m) : 1 tiang

  Jumlah tiang dalam satu baris (n) : 2 tiang

  θ = arc tg $\frac{Dimensi}{s}$

  θ = arc tg $\frac{0,30}{0,75}$

  θ = 21.80°

  Eg = 1 - θ $\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$

  Eg = 1 – 21,80 $\frac{(2-1)1+(1-1)2}{90x1x2}$

  Eg = 0,87 = 87 %

  Maka daya dukung vertikal kelompok tiang

  = Efisiensi kelompok tiang x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang

  = 0,87 x 2 x 58,94

  = **102,55 ton > Pu = 93,894** (AMAN)

- Beban Maksimum Tiang – Kolom K25

  Reaksi hasil dari analisa beban yang bekerja pada k13 adalah sebagai berikut :

  Pu = 93,894 ton

  Mz = 5,057 tm

  My = 1,064 tm

  Nz = 2

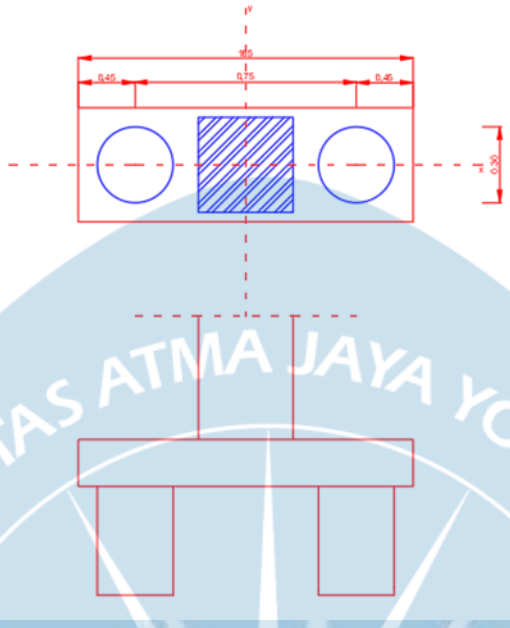
  Ny = 1

  Ymax = 0 m

  Zmax = 0,325 m

  $\sum z^2$ = 1 x 2 x $0,325^2$ = 0,21

  $\sum y^2$ = 0



Gambar 2. 24 Distribusi Beban Vertikal dan Momen pada Pile Cap Kolom 25

$$\text{Pmax} = \frac{V}{N} + \frac{Mz \cdot Ymax}{nz \cdot \sum y2} + \frac{My \cdot Zmax}{nY \cdot \sum Z2}$$

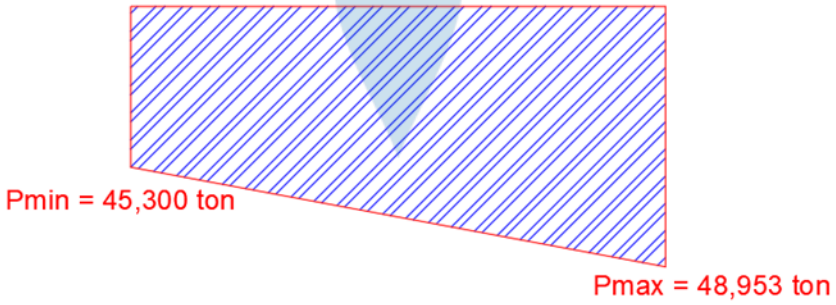
$$= \frac{93,894}{2} + \frac{5,057 \cdot 0}{2 \cdot 0} + \frac{1,064 \cdot 0,325}{1 \cdot 0,21}$$

$$= \mathbf{48,953\ ton < Qu = 58,94\ ton}\ (\text{AMAN})$$

$$\text{Pmin} = \frac{V}{N} + \frac{Mz \cdot Ymax}{nz \cdot \sum y2} + \frac{My \cdot Zmax}{nY \cdot \sum X2}$$

$$= \frac{93,894}{2} - \frac{5,057 \cdot 0}{2 \cdot 0} - \frac{1,064 \cdot 0,325}{1 \cdot 0,21}$$

$$= \mathbf{45,300\ ton < Qu = 58,94\ ton}\ (\text{AMAN})$$



Gambar 2. 25 Beban Pada Tubuh Tiang K25

- Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang – Kolom K25

Untuk menghitung daya dukung horizontal pada tanah berlapis, maka terlebih dahulu menghitung nilai Cu dengan rumus sebagai berikut :

$$Cu = \frac{qc}{20}$$

Perhitungan kekuatan geser tak terdrainase ditampilkan dalam Tabel 2.22 berikut :

Tabel 2.22 Perhitungan Nilai Cu S3

Kedalaman	Perlawanan penetrasi konus (qc)	Cu
(cm)	Kg/cm^2	Kg/cm^2
0-20	0	0
20-40	5	0,25
40-60	35	1,75
60-80	1	0,05
80-100	20	1
100-120	10	0,5
120-140	10	0,5
140-160	15	0,75
160-180	5	0,25
180-200	5	0,25
200-220	10	0,5
220-240	15	0,75
240-260	1	0,05
260-280	5	0,25
280-300	5	0,25
300-320	5	0,25
320-340	5	0,25
340-360	10	0,5
360-380	5	0,25
380-400	25	1,25
400-420	10	0,5
420-440	30	1,5
440-460	110	5,5
460-480	110	5,5
Cu Rata-rata (Kg/cm2)		0,942
Cu Rata-rata (Ton/m2)		9,42

Contoh perhitungan nilai Cu pada kedalam 20-40 cm sebagai berikut :

Cu $= \frac{qc}{20} = \frac{5}{20}$ = 0,25 kg/cm^2

Nilai Cu (underained strenght) yang akan digunakan untuk menghitung daya dukung horizontal pada titik kolom K25 dan K32 adalah sebesar Cu = 9,42 ton/m^2

Hu = 9. Cu. D. (Lp - $\frac{3D}{2}$)

= 9. 9,42. 0,30. (4.8 - $\frac{3(0,3)}{2}$)

= 110,63 ton

Mmax = Hu . ($\frac{lp}{2} + \frac{3D}{2}$)

= 110,63 . ($\frac{4.8}{2} + \frac{3(0.3)}{2}$)

= 287,638 ton

= **287,63 tm > My 1.064 tm (Tiang Panjang)**

Karena Mmax > my maka pondasi tergolong tiang panjang, sehingga Perhitungannya adalah sebagai berikut :

F $= \frac{Hu}{9 \, x \, Cu \, x \, D} = \frac{Hu}{9 \, x \, 9,42 \, x \, 0.30}$

F = 0,037 Hu

Hu $= \frac{2 \, x \, 1,064}{\frac{3 \, x \, 0.30}{2} + \frac{0,037 \, x \, Hu}{2}}$

Hu $= \frac{2,218}{0,45+0,0185Hu}$

2,218 = 0,45Hu + 0.0185 Hu^2

Hu = **4,924 ton**

Gaya Horizontal yang terjadi = $\frac{Fz}{n} = \frac{5,567}{2}$ = **2.783 Ton < Hu = 2,882 ton**

Gambar 2. 3 Rekapan Hasil Perhitungan Daya Dukung

Kolom	Diameter Tiang (cm)	Jumlah Tiang	Daya Dukung Vertikal (Ton)		Efisiensi Tiang (%)	Beban Maksimum Tiang (Ton)		Daya Dukung Horizontal (Ton)		Kontrol
			Qu	Qta		Pmaks	Pmin	Hu	Fz/n	
K17	30	4	58.96	17.43	81	49.261	38.439	15.98	1.778	**Aman**
K24	30	3	58.96	17.43	83	47,925	46,522	5,893	2.107	**Aman**
K13	30	1	58,95	16.06	-	-	-	4.900	3.345	**Aman**
K19	30	4	58.95	16.06	81	45.825	37.863	8,891	1.719	**Aman**
K25	30	2	58.94	13.16	87	48,953	45,300	4,924	2.783	**Aman**
K32	30	3	58.94	13.16	83	53,931	43,221	7,922	4.315	**Aman**

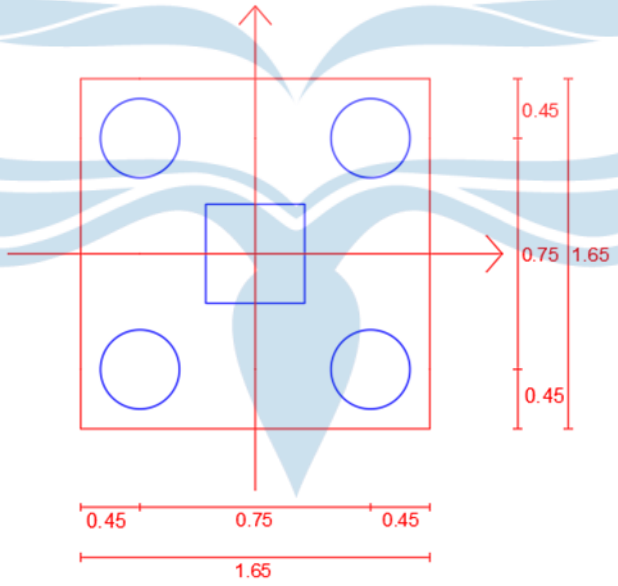
8 Perencanaan Fondasi Pile Cap

Pada perencanaan pile cap akan direncanakan dimensi serta penulangan-penulangan yang dibutuhkan guna menahan gaya-gaya yang terjadi pada pile cap. Pada penelitian ini, perhitungan penulangan pile cap ditampilkan secara rinci pada Pile Cap Tipe 1 di titik K17 sebagai perwakilan metode perencanaan, sedangkan hasil perencanaan pile cap lainnya disajikan dalam bentuk rekapitulasi.

1. Penulangan Pile Cap Tipe 1 Titik K17

Spesifikasi yang digunakan pada perencanaan pile cap adalah sebagai berikut :

- Dimensi Pile Cap (B x L) : 165 cm x 165 cm
- Tinggi Rencana Pile Cap (h) : 60 cm
- Mutu Beton (fc') : 30 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Jarak Antar Kolom (e) : 0,75 m
- Pmax : 49,261 ton



Gambar 2. 33 Pile Cap Tipe 1

2. Perhitungan Tulangan Longitudinal

Berdasarkan dimensi pile cap dan beban maksimum pada tiap tiang, dilakukan perencanaan penulangan untuk menentukan kebutuhan tulangan yang mampu menahan momen lentur dan gaya geser akibat beban dari kolom. Perhitungan diawali dengan penentuan tulangan longitudinal sebagai tulangan utama penahan gaya tarik akibat momen lentur pada pile cap. Dalam perhitungan tulangan lentur yang diperlukan pile cap akan diperhatikan pada lebar setiap 1 m pada pile cap.

Berat pile cap (qu) = 1,65 m x 0,6 m x 24 kN/m3

= 23,76 Kn/m

Momen yang bekerja pada *pile cap* adalah sebagai berikut :

Multimit = (ny . Pmaks . Zmax) – $(\frac{1}{2} . qu . x^2)$

= (2 . 49,261 . 0,325) – $(\frac{1}{2} . 23,76 . 0,75^2)$

= 32,019 – 6,68

= 25,33 tm = 253,3 kNm

Mu per 1 m = $\frac{M}{B} = \frac{253,3}{1,65}$ = 153,51 kNm/m

Tinggi efektif *pile cap* yang direncanakan adalah sebagai berikut :

$d_{rencana}$ = tinggi pile cap (h) – selimut beton rencana (d')

= 600 mm – 90 mm

= 510 mm

Kebutuhan tulangan pile cap guna menahan momen maksimal yang ada pada pile cap dihitung sebagai berikut :

Rn = $\frac{Mu}{\phi . bw . d2} = \frac{153,51 \ kNm \ x \ 10^6}{0,9 \ x \ 750 \ mm \ . \ 510^2 \ mm} =$ 0,874

β = 0,85 – 0,05 x $\frac{(fc'-28)}{7}$

= 0,85 – 0,05 x $\frac{(30-28)}{7}$

= 0,83

ρ = $\frac{0,85 . fc}{fy}$ x (1 - $\sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 . fc'}}$)

$= \frac{0,85 \cdot 30}{400}$ x $(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,874}{0,85 \cdot 30}})$

$= 0,0002$

$\rho b = \frac{0,85 \cdot fc \cdot \beta}{fy}$ x $\frac{600}{(600+fy)}$

$= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,83}{400}$ x $\frac{600}{(600+400)}$

$= 0,0382$

ρb max $= 0,75 \cdot \rho b$

$= 0,75 \cdot 0,0382$

$= 0,0286$

ρb min $= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$

Pemeriksaan terhadap tulangan tarik :

$\rho = 0,0025 < \rho b$ min $= 0,0035 < \rho b$ max $= 0,0244$

Dipakai ρb min = 0,0035

As perlu $= \rho \cdot bw \cdot d$

$= 0,0035 \cdot 750$ mm $\cdot 510$ mm

$= 1338$ mm^2

Dari kebutuhan luasan minimum yang diperhingkan, makan dipakai tulangan D16 – 150 dengan luasan tulangan As aktual = 1340 mm^2

Pemeriksaan d_{pakai} = h – selimut - ½ Ø tulangan

$= 600$ mm $- 75 - \frac{1}{2} \cdot 16$

= 517 mm > drencana = 510 mm (Aman)

Kontrol kapasitas momen terhadap momen ultimit :

a $= \frac{As \cdot Fy}{0,85 \cdot f'c \cdot bw} = \frac{1340 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 750} = 28$ mm

Mn $= As \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})$

$= 1340 \cdot 400 \cdot (517 - \frac{28}{2}) \times 10^{-6}$

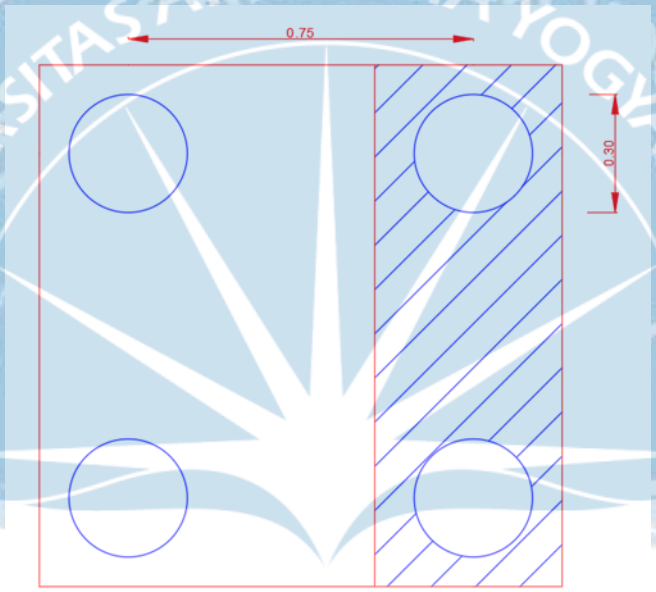
$= 269,608$

ØMn = 0,9 x 269,608 kNm

= 242,674 kNm > 153,51 kNm (Aman)

3. Perhitungan Geser Satu Arah

Setelah penulangan longitudinal dan kapasitas lentur pile cap memenuhi persyaratan, dilakukan pemeriksaan kapasitas geser untuk memastikan pile cap mampu menahan gaya geser akibat reaksi tiang dan beban dari kolom. Pemeriksaan diawali dengan analisis geser satu arah (one-way shear) pada penampang kritis sesuai ketentuan SNI 2847:2019. Garis kritis untuk geser satu arah pada pile cap di tunjukan oleh gambar berikut ini :



Gambar 2. 34 Garis Kritis Gaya Geser Satu Arah Pile Cap Tipe 1 K17

Vultimit = nx . Pmax

= 2 . 49,261 Kn

= 98,522 Kn

d = 517

Besar kuat geser nominal yang mampu di tahan oleh beton dihitung sebagai berikut :

Vc $= 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d$

$= 0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 1650\ mm \cdot 517\ mm \times 10^{-3}$

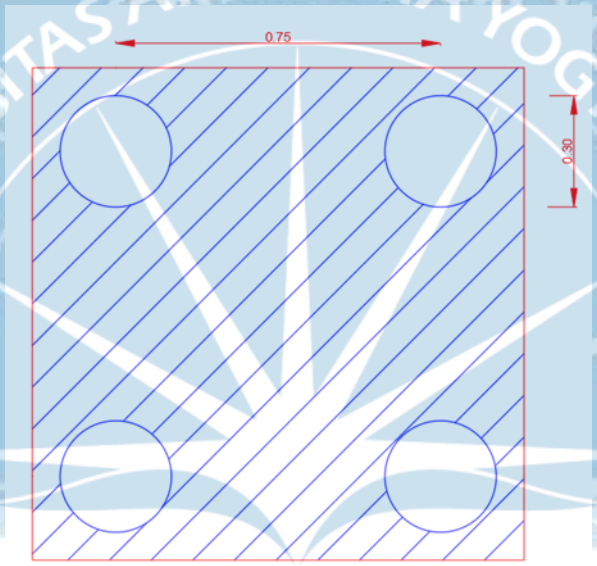
= 794.266 Kn

ØVc = 0,75 . 794.266

= 595,699 kN > Vu = 98,522 Kn (Aman)

4. Perhitungan Geser Dua Arah

Setelah memenuhi persyaratan geser satu arah, pile cap kemudian diperiksa terhadap geser dua arah (two-way shear) atau geser pons. Pemeriksaan ini dilakukan untuk memastikan pile cap mampu menahan gaya geser di sekitar pertemuan kolom dan pile cap, sehingga kapasitas geser beton tetap lebih besar daripada gaya geser ultimit yang bekerja. Garis kritis untuk geser dua arah pada pile cap ditunjukan oleh Gambar 2.35 berikut :



Gambar 2. 35 Garis Kritis Gaya Geser Satu Arah Pile Cap Tipe 1 K17

Vultimit = Pmax . Jumlah Tiang

= 49,261 kN . 4

= 197,044 kN

D = 517

Dengan :

Rasio kolom (β) = $\frac{700}{700}$ = 1

Bk = 700 + 517 mm = 1217

Hk = 700 + 517 mm = 1217

Keliling Kritis (bo) = 2 . (bk + hk)

= 2 . (1217 mm + 1217 mm)

= 4868 mm

Besar gaya nominal beton pile cap adalah nilai terkecil dari tiga persamaan berikut ini :

Vcl = $(1+\frac{2}{\beta})$. 2 , $\sqrt{fc'}$. bo . d

= $(1+\frac{2}{1})$. 2 , $\sqrt{30}$. 4868 . 517

= 82705635 N = 82705 Kn

Vc2 = 4 . $\sqrt{fc'}$. bo . d

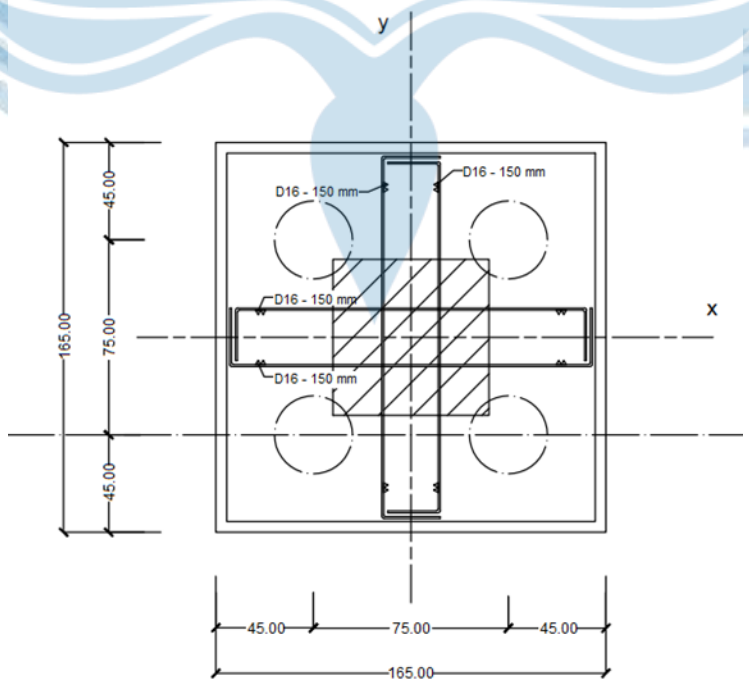
= 4 . $\sqrt{30}$. 4868 . 517

= 55137090 N = 55137 Kn

Dari perhitungan diatas diperoleh nilai terkecill yaitu sebesar Vc2 = 55137 kN , sehingga gaya geser nomila pile cap sebagai berikut :

ØVc = 0,75 . 55137 kN

ØVc = 413,52 kN > Vu = 197,055 Kn (Aman)



Gambar 2. 36 Desain Pile Cap

Berdasarkan hasil perhitungan, seluruh pile cap yang direncanakan telah memenuhi persyaratan kekuatan terhadap momen lentur dan gaya geser sesuai ketentuan yang berlaku. Rekapitulasi dimensi dan kebutuhan penulangan masing-masing pile cap disajikan pada tabel berikut untuk memudahkan evaluasi hasil perencanaan :

Tabel 2.24 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Penulangan Pile Cap

Kolom	Jumlah Tiang (Buah)	Dimensi Pile Cap (m3)	Tulangan Pile Cap (mm)
K17	4	1,65 m x 1,65 m x 0,6	D16 - 150
K24	3	2,4 m X 1 m X 0,6	D16 - 150
K13	1	1,5 m x 1 m x 0,6	D16 - 150
K19	4	1,65 m x 1,65 m x 0,6	D16 - 150
K25	2	1,65 m x 1 m x 0,6	D16 - 150
K32	3	2,4 m X 1 m X 0,6	D16 - 150

Sumber : Hasil Perhitungan

5. Penulangan Pondasi Tiang

Setelah perencanaan pile cap dinyatakan memenuhi persyaratan kekuatan, tahap berikutnya adalah perencanaan penulangan pondasi tiang. Perencanaan ini bertujuan untuk memastikan tiang mampu menahan gaya yang bekerja dan meliputi penentuan tulangan longitudinal, tulangan spiral, serta detail sambungan tiang dengan pile cap sesuai ketentuan beton bertulang yang berlaku. Spesifikasi Perencanaan diambil dari tegangan Kolom K17 adalah sebagai berikut :

Beban Maksimum yang terjadi : 49,261 ton

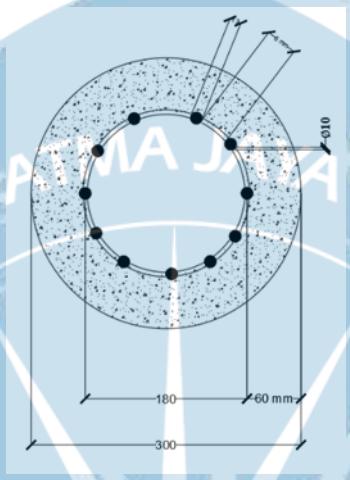
Momen yang terjadi (Mu) : 101,08 kN

Mutu Beton (fc') : 30 MPa

Mutu Baja (Fy) : 400 MPa

a. Desain Tulangan Longitudinal

Luas penampang bruto dari beton pengisi dalam tiang dihitung sebagai berikut :



$$Ag = \frac{1}{4} . \pi . D$$

$$= \frac{1}{4} . \pi . 180^2$$

$$= 17662{,}5 \text{ mm}^2$$

Luasan tulangan longitudinal minimum diisyaratkan ialah sebesar :

$$As_{perlu} = 0{,}08 \times Ag$$

$$= 0{,}08 \times 17662{,}5 \text{ mm}^2$$

$$= 1413 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan longitudinal 11-D13 dan tulangan spiral ∅10 (BJTP-240) dengan selimut beton dc = 20 mm dari tulangan terluar.

$$Ast = \frac{1}{4} . \pi . Dst^2 . n$$

$$= \frac{1}{4} . \pi . 13^2 . 11$$

$$= 1159{,}315 \text{ mm}^2$$

$$As = as = \frac{1}{2} . Ast$$

$$= \frac{1}{2} . 1159{,}315$$

$$= 579{,}6577 \text{ mm}^2$$

Untuk analisa penampang dengan bentuk lingkaran maka penampang tidak perlu diekivalenkan dengan penampang persegi

Tinggi ekivalen (h_{eq}) = 0,8 x D = 0,8 x 150mm = 120 mm

Lebar ekivalen (b_{eq}) = $\frac{\frac{1}{4}\pi D^2}{0{,}8\ x\ D} = \frac{\frac{1}{4}\pi 150^2}{0{,}8\ x\ 150}$ = 147,18 ≈ 150 mm

Ds = D – (2.dc) - D_{spiral} – $(\frac{1}{2}.Dst)$

= 150 mm – (2. 20 mm) – 10 mm - $(\frac{1}{2}.19\ mm)$

= 90,5 mm

D_{seq} = $\frac{2}{3}$ x Ds = $\frac{2}{3}$ x 90,5 mm = 30,16 mm

D_{eq} = $D_{seq} + \frac{Heq+Dseq}{2}$

= $30{,}16 + \frac{120+30{,}16}{2}$

= 105,24 mm

Cb = $\frac{600}{600+fy}$ x D_{eq}

= $\frac{600}{600+400}$ x 105,24 mm

= 63,114

β1 = $0{,}85 - (0{,}05\ x\ \frac{fc-30}{7})$

= $0{,}85 – (0{,}05\ x\ \frac{30-30}{7})$

= 0,85

Ab = β1 x Cb = 0,85 x 63,114 = 53,6469

Regangan baja tulangan dihitung sebagai berikut :

εs = $\frac{\varepsilon s\ (Cb - \frac{hq-Dseq}{2})}{Cb}$

= $\frac{0{,}003\ (63{,}114 - \frac{120-30{,}16}{2})}{63{,}114}$

= 0,0008

Tegangan leleh baja dihitung sebagai berikut :

Fs’ = Es x εs = 200.000 Mpa x 0,0008 = 158,76 Mpa

Karena fs' < fy maka perhitungan selanjutnya digunakan fs' = fy dan pub dihitung sebagai berikut :

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang :

Pub = (0,85 x fc' x Ab x B_{eq}) + (As' x fs' – As x fy)

= [(0,85 x 30 x 53,6469 x 150) + (579,6577 x 400 – 579,6577 x 400) x 10^{-3}

= 205,19 kN

= 20,519 ton < Pmaks = 49,291 ton

Didapatkan hasil Pub < Pmaks, maka disimpulkan bahwa keruntuhan terjadi pada beton adalah keruntuhan yang diakibatkan gaya tekan.

Mub = 0,85 . fc' . Ab . B_{eq} . ($\frac{1}{2}$. h_{eq} - $\frac{1}{2}$. Ab) + As' . fs' ($\frac{1}{2}$. h_{eq} - $\frac{hq-Dseq}{2}$)

+ As . Fy . (d_{eq} - $\frac{1}{2}$. h_{eq})

= 0,85 . 30 . 53,64 . 150 . ($\frac{1}{2}$. 120– $\frac{1}{2}$. 53,64)+ 579,657 . 400 . ($\frac{1}{2}$. 120 - $\frac{120-30,16}{2}$) + 579,657 . 400 . (105,24 - $\frac{1}{2}$. 120)

= 108,70 kNm = 10,870 tm

Eksentrisitas dalam keadaan seimbang, eb dihitung sebagai berikut :

e = $\frac{Mu}{PU} = \frac{10,10\ tm}{49,161\ t}$ = 0,205 m = 250 mm

eb = $\frac{Mub}{PUb} = \frac{10,870}{20,519}$ = 0,529 m = 529 mm

eb > e maka tiang termaksud eksentrisitas besar

m = $\frac{Fy}{0,85\ x\ fc'} = \frac{400}{0,85\ x\ 30}$ = 15,68

pg = $\frac{Ast}{Ag} = \frac{1159,31}{17662,5}$ = 0,065

pn = 0,85 fc' h^2 .

$$\sqrt{\left(\frac{0{,}85\ e}{h} - 0{,}38\right)^2 + \frac{pg\ m\ ds}{2{,}5\ h}} - \left(\frac{0{,}85\ e}{h} - 0{,}38\right)$$

= 0,85 . 30 . 150^2

$$\sqrt{\left(\frac{0{,}85\ 0{,}20}{150} - 0{,}38\right)^2 + \frac{0{,}065\ 15{,}68\ 90{,}55}{2{,}5\ 150}} - \left(\frac{0{,}85\ 0{,}20}{150} - 0{,}38\right)$$

= 1021,741 kN

= 102,174 ton

ØPn = 0,75 . 102,174 ton

= 76,628 ton > pmaks 49,261 (Aman)

b. Desain Tulangan Spiral

Dalam perencanaan tulangan spiral ini, direncanakan menggunakan tulangan dengan diameter ds = 10mm, dengan mutu tulangan fyt 240 Mpa (BJTD-24)

Dc = D – 2 . dc

= (150 – (2.60 mm)

= 110 mm

Ac = $\frac{1}{4}$. π . Dc^2

= $\frac{1}{4}$. π . 110^2

= 9498,5 mm^2

Ps = 0,45 . $\left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right)$. $\frac{Fc\prime}{Fyt}$

= 0,45 . $\left(\frac{17662{,}5}{9498{,}5} - 1\right)$. $\frac{30}{240}$

= 0,0483

Jadi, jarak antar spiral dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

a_s = $\frac{1}{4}$. π . ds^2

$= \frac{1}{4} \pi . 10^2$

$= 78{,}55 \text{ mm}^2$

S $= \frac{4 as (Dc-Ds)}{Ps Dc^2}$

$= \frac{4 . 78{,}5 . (110-10)}{0{,}0483 . 110^2}$

$= 58{,}73 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$

Sehingga digunakan sengkang dengan ukuran **Ø10 – 60 mm**

c. Perencanaan Beton Pengisi

L1 = 50 x **Ø , Ø** = diameter tulangan longitudinal untuk beton pengisi

= 13 mm

L = 50 x 13 mm

= 650 mm

d. Tulangan Tusuk Konde

Untuk beton yang dicor pada beton yang telah mengeras dengan pengerasan (amplitude 6mm) menurut AAHSHTO 5.8.4 2005 adalah 0,7 Mpa, sehingga perhitungan adalah sebagai berikut :

C = 0,7 Mpa

Acv = 157000 mm^2

Vn = C x Acv

= 0,7 x 157000 mm^2

= 109900 N

Jika dipakai diameter tulangan 16 mm, maka S adalah :

As = ¼ x π x d^2

= ¼ x π x 16^2

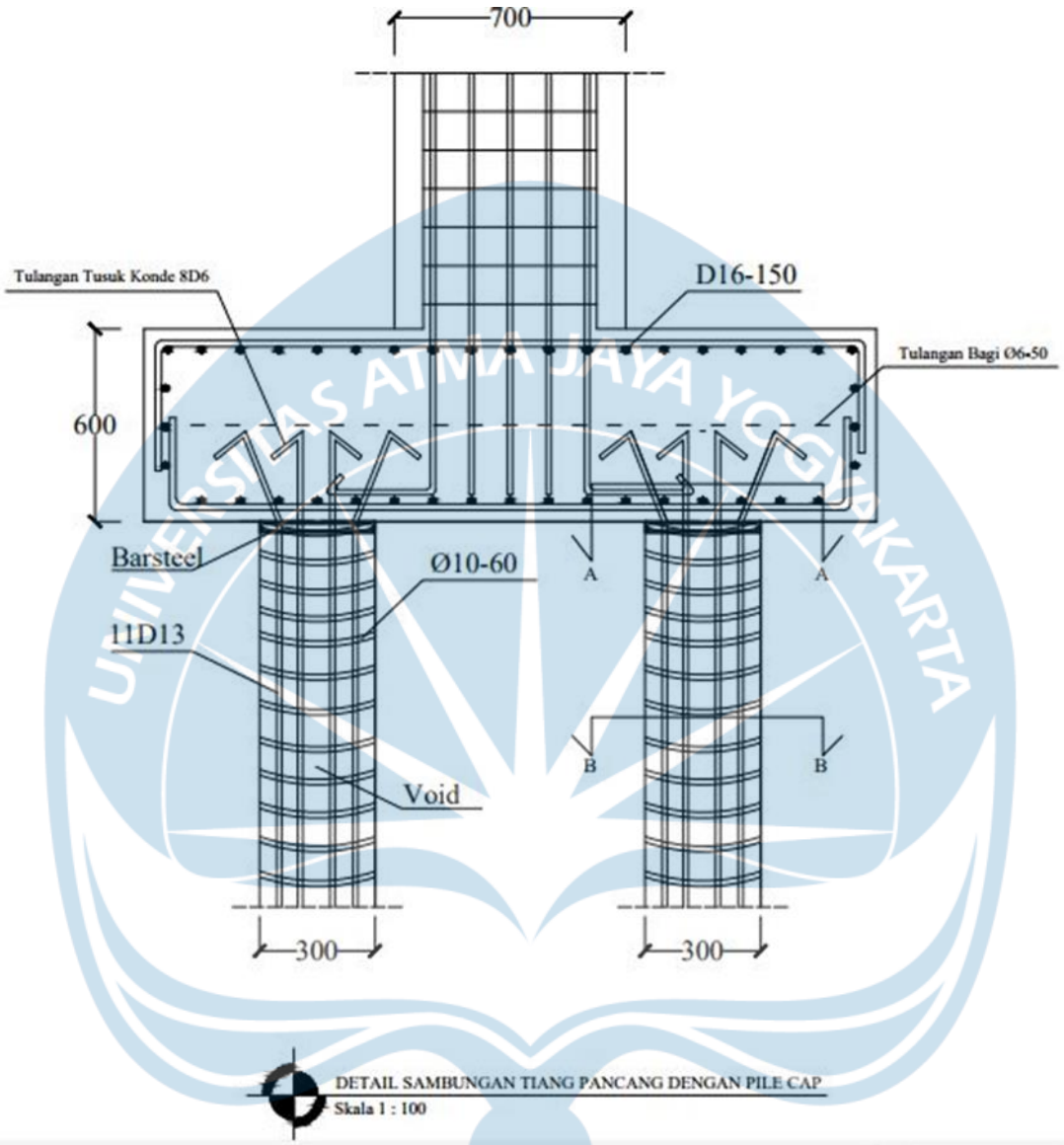
= 200,9

$$S = \frac{As \, x \, Fy \, x \, d}{Vn}$$

$$= \frac{200{,}9 \, x \, 400 \, x \, 300}{109900}$$

= 220 mm

Sehingga tulangan tusuk konde yang dibutuhkan adalah 8D16



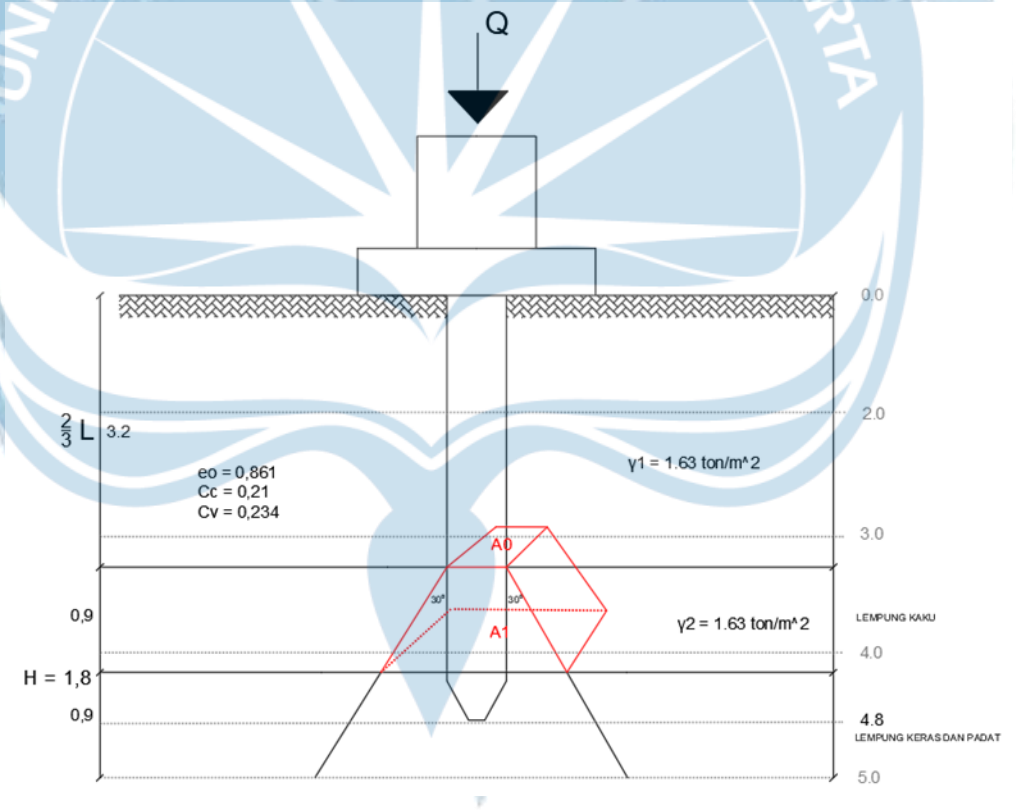
Gambar 2. 46 Detail Sambungan Tiang dengan Pile Cap

6. Penurunan Pondasi Tiang (Settlement)

Setelah perencanaan daya dukung dan penulangan pondasi tiang selesai, dilakukan analisis penurunan (settlement) untuk mengevaluasi deformasi vertikal akibat beban struktur. Pemeriksaan ini bertujuan memastikan penurunan yang terjadi masih dalam batas yang diizinkan. Perhitungan diawali pada pondasi tiang tunggal Kolom K13 sebagai representasi pondasi satu tiang yang menerima beban aksial dari struktur atas.

A. Penurunan Tiang Tunggal - Kolom 13

Pada perencanaan ini diasumsikan sebagai tiang terapung, sehingga untuk menghitung penurunan tiang tungga digunakan metode Poulus and Davis (1980) adapun data yang dibutuhkan adalah sebagai berikut :



Gambar 2. 47 Penurunan Tiang Tunggal

a. Penurunan Segera

Analisis penurunan pondasi diawali dengan perhitungan penurunan segera (immediate settlement), yaitu penurunan yang terjadi sesaat setelah beban bekerja akibat deformasi elastis tanah tanpa perubahan kadar air yang signifikan. Perhitungan ini dilakukan berdasarkan parameter tanah dan karakteristik pondasi yang telah ditentukan.

Pu = 49,070 Ton

Fc' = K-500 (41,50 Mpa)

D = 0,3

L = 4,8 m

μ = 0,3 (tanah lempung)

Ep = 4700 $\sqrt{fc'}$ = 4700 √41,50 = 30277,63 MPa = 3027763 ton/m2

Tabel 2.25 Nilai Modulus Elastisitas Berdasarkan Pendekatan Bowles (1977)

Kedalaman (m)	Nilai Konus (kg/cm2)	Modulus, E (kg/cm2)	Modulus, E (ton/m2)
0,0 - 1,0	22	66	660
1,0 - 2,0	51	153	1530
2,0 - 3,0	36	108	1080
3,0 - 4,0	46	138	1380
4,0 - 4,8	160	480	4800

Besarnya modulus elastisitas untuk tanah lempung, ekivalen dengan 3 x qc Sebagai berikut :

E = 3 x qc (untuk tanah lempung)

E = 3 x 22 kg/cm^2

E = 66 kg/cm^2 = 660 ton/m^2

K = $\frac{EP}{E} = \frac{3027763}{4800}$ = 630,7

L/D = 4,8 / 0,3 = 16

Db/b = 0,3/0,3 = 1

h/L = 4,8/4,8 = 1

sehingga diperoleh :

Io = 0,094

Rk = 1,04

Rh = 0,9

Rm = 0,95

I = *Io x Rk x Rh x Rm*

= 0,094 x 1,04 x 0,9 x 0,95

= 0,083

Si $= \frac{Pu\ x\ i}{Es\ x\ d}$

$= \frac{49{,}070\ x\ 0{,}083}{4800\ x\ 0{,}3}$

= 0,003 m = 0,3 cm

b. Penurunan Konsolidasi

Setelah penurunan segera diperoleh, analisis dilanjutkan dengan perhitungan penurunan konsolidasi (consolidation settlement). Penurunan ini terjadi secara bertahap akibat keluarnya air pori dari tanah jenuh karena beban tambahan, yang menyebabkan berkurangnya volume tanah. Perhitungan ini dilakukan untuk memperkirakan besarnya penurunan jangka panjang yang dapat terjadi pada pondasi akibat pembebanan struktur.

- Tegangan Efektif pada lapisan tanah (Po)

Po = (γ1 x h1) + (γ2 x h2)

= (1,63 x 3,2) + (1,63 x 0,9)

= 6,683 ton/m^2

Lebar (B) :

- B1 = B0 + 2 $(\frac{1}{2}$ h tan 30°)

  = 1,5 + 2 $(\frac{1}{2}$ 0,9 tan 30°)

  = 2

Panjang :

- L1 = L0 + 2 $(\frac{1}{2}$ *h* 30°)

  = 1 + 2 $(\frac{1}{2}$ 0,9 tan 30°)

  = 1,5

- Luasan (A)

  A0 = B0 x L0

  = 1,5 m x 1 m

  = 1,5 m^2

  A1 = B1 x L1

  = 2 m x 1,5 m

  = 3 m^2

Tekanan pada dasar pondasi :

- q = $\frac{Pu}{B \cdot X \cdot L}$

  = $\frac{49,070}{2 \cdot x \cdot 1,5}$

  = 16,356 ton/m^2

- Δp = $\frac{A0}{A1}$ x q

  = $\frac{1,5}{3}$ x 16,35 = 8,175 t/m^2

- Sc = $\frac{H}{1+eo}$ x Cc x log $\frac{P0+\Delta p}{P0}$

  = $\frac{1,8}{1+0,861}$ x 0,21 x log $\frac{6,683+8,175}{6,683}$

  = 0,007 m

= 0,7 cm

c. Penurunan Akhir Total

Setelah penurunan segera dan penurunan konsolidasi dihitung, dilakukan perhitungan penurunan akhir total (total settlement) sebagai akumulasi seluruh komponen penurunan pada pondasi. Nilai ini kemudian dibandingkan dengan batas penurunan yang diizinkan untuk memastikan pondasi tetap memenuhi persyaratan keamanan dan kinerja struktur selama masa layan bangunan.

St = Si + Sc

= 0,3 cm + 0,7 cm

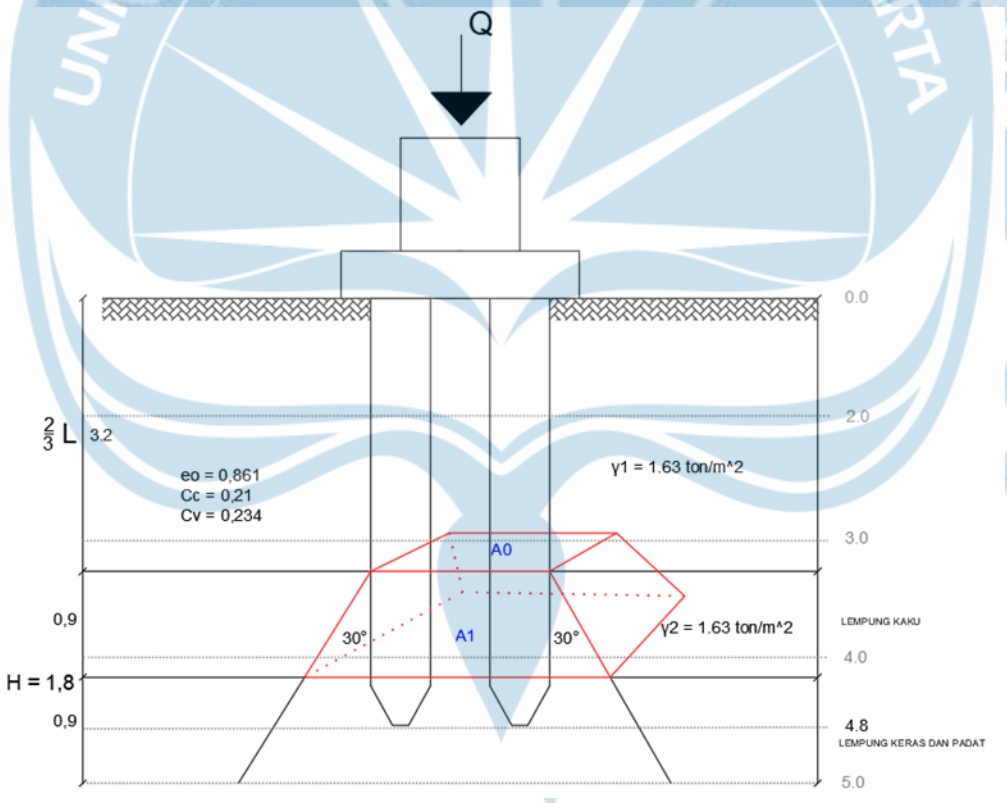
= 1 cm

A. Penurunan Tiang Kelompok – Kolom 17

Setelah analisis penurunan tiang tunggal selesai, dilakukan perhitungan penurunan kelompok tiang (pile group). Analisis ini diperlukan karena interaksi antar tiang dapat memengaruhi besarnya penurunan dibandingkan tiang tunggal. Pada penelitian ini, Kolom K17 digunakan sebagai titik perwakilan untuk analisis kelompok tiang, karena konfigurasi pondasinya dianggap mewakili kondisi kelompok tiang lainnya. Hasil perhitungan kemudian digunakan untuk memastikan nilai penurunan masih berada dalam batas yang diizinkan.

Berikut adalah data-data perencanaan penurunan tiang kelompok pada titik k17 adalah sebagai berikut :

a. Penurunan Segera Pondasi Tiang – Kolom 17



Gambar 2. 48 Diagram Segera Tiang Titik E-5

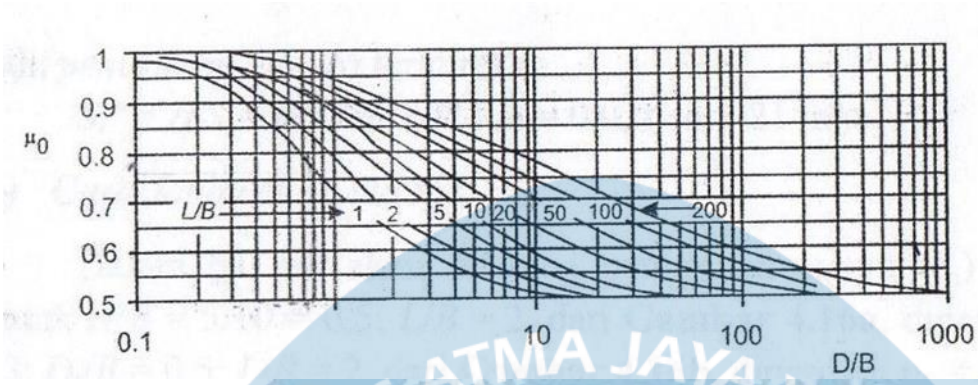
- Pu = 175,402
- Jumlah Tiang = 4 tiang
- Diameter Tiang = 0,3 m
- Dimensi Pile Cap = 1,65 x 1,65 x 0,6 m

- Panjang Tiang (Lp) = 4,8 m
- Jarak antar tiang (L) = 0,75 m

- D = 2/3 LP = 2/3 . 4,8 = 3,2 m
- Lebar (B) =
  - B1 = B0 + 2 ($\frac{1}{2}$ h tan 30°)
    = 1,65 + 2 ($\frac{1}{2}$ 0,9 tan 30°)
    = 2,16
- Panjang =
  - L1 = B0 + 2 ($\frac{1}{2}$ h 30°)
    = 1,65 + 2 ($\frac{1}{2}$ 0,9 tan 30°)
    = 2,16
- Tekanan pada dasar pondasi :
  - q = $\frac{Pu}{B \, X \, L}$
    = $\frac{175,402}{2,16 \, x \, 2,16}$
    = 37,594 ton/m^2
- H/B = $\frac{1,8}{2,16}$ = 0.9
- L/B = $\frac{2,16}{2,16}$ = 1
- D/B = $\frac{3,2}{2,16}$ = 1,48

Menentukan nilai μ_0

$\frac{L}{B} = \frac{2,16}{2,16} = 1$ $\frac{D}{B} = \frac{3,2}{2,16} = 1,48$

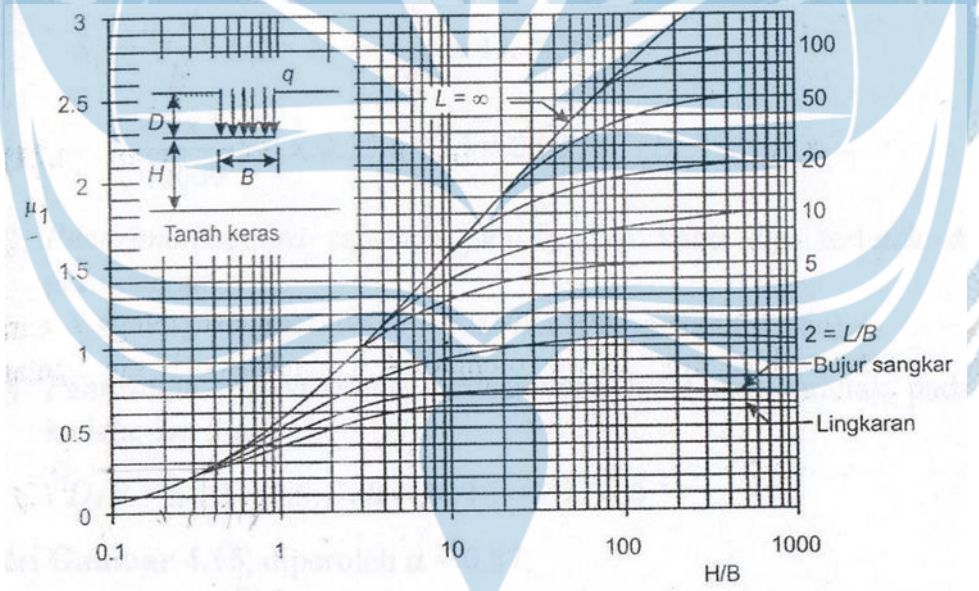


Gambar 2. 49 Plotting μ0

Dari grafik diatas, didapatkan nilai **μ**0 = 0,68

Menentukan nilai μ1

$\frac{L}{B} = \frac{2,16}{2.16} = 1$ $\quad \frac{H}{B} = \frac{1,9}{2,16} = 0,9$



Gambar 2. 50 Plotting μ1

Dari grafik diatas, didapatkan nilai **μ**1 = 0,3

Si = μ0 . μ1 . $\frac{q \cdot B}{E}$

= 0,68 . 0,3 . $\frac{37,594 \cdot 2,16}{4800}$

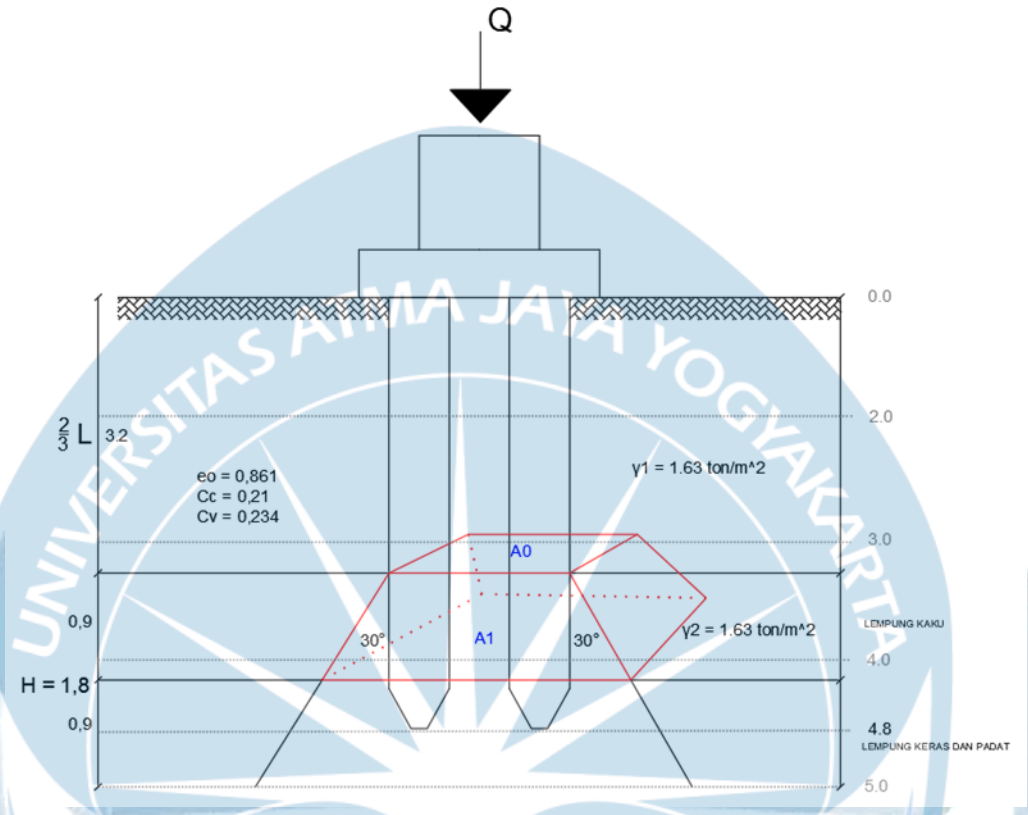
= 0,003 m

Penurunan segera yang terjadi pada tiang di titik kolom K17 sebesar 0,3 cm

Tabel 2.26 Penurunan Segera Tiang Kelompok

Kolom	Pu (ton)	Dimensi Pile Cap (m)	Diameter Pondasi (m)	Si (cm)
K17	175,402	1,6 m x 1,6 m x 0,6	0,3	0.3
K24	141,673	2,4 m X 1 m X 0,6	0,3	0,2
K19	167,384	1,6 m x 1,6 m x 0,6	0,3	0,2
K25	93,894	1,6 m x 1 m x 0,6	0,3	0,1
K32	145,744	2,4 m X 1 m X 0,6	0,3	0,2

b. Penurunan Konsolidasi Pondasi Tiang – Kolom 17



Gambar 2. 51 Diagram Konsolidasi Tiang Titik E-5

eo = 0,861

Gs = 2,68 (tabel specific grafity, Hary Cristady Mek Tanah 1 Hal : 5)

Cc = 0,21

H = 1,8

- Tegangan efektif pada lapisan tanah (Po)

Po = ($\gamma 1$ x $h1$) + ($\gamma 2$ x h2)
= (1,63 x 3,2) + (1,63 x 0,9)
= 6,683 ton/m^2

- Luasan (A)

A0 = B0 x L0
= 1,65 m x 1,65 m
= 2,72 m^2

A1 = B1 x L1

= 2,16 m x 2,16 m

= 4,66 m^2

- q = $\frac{Pu}{A1}$

= $\frac{175,403}{4,66}$ = 37,63 t/m^2

- Δp = $\frac{A0}{A1}$ x q

= $\frac{2,72}{4,66}$ x 37,63 = 21,964 t/m^2

- Sc = $\frac{H}{1+eo}$ x Cc x log $\frac{P0+\Delta p}{P0}$

= $\frac{1,8}{1+0,861}$ x 0,21 x log $\frac{6,683+21,964}{6,683}$

= 0,012 m

= 1,2 cm

Kolom	Pu (ton)	Dimensi Pile Cap (m)	Diameter Pondasi (m)	Sc (cm)
K17	175,402	1,6 m x 1,6 m x 0,6	0,3	1,2
K24	141,673	2,4 m X 1 m X 0,6	0,3	1,1
K19	167,384	1,6 m x 1,6 m x 0,6	0,3	1,1
K25	93,894	1,6 m x 1 m x 0,6	0,3	0,9
K32	145,744	2,4 m X 1 m X 0,6	0,3	1,1

Tabel 2.27 Penurunan Konsolidasi Tiang Kelompok

c. Penurunan Akhir Total

Setelah penurunan segera dan penurunan konsolidasi pada kelompok tiang Kolom K17 dihitung, diperoleh penurunan akhir total sebagai jumlah dari seluruh komponen penurunan. Nilai tersebut kemudian dibandingkan dengan batas penurunan yang diizinkan untuk memastikan pondasi kelompok tetap memenuhi persyaratan keamanan dan kelayakan struktur.

St = Si + Sc

= 0,3 cm + 1,2 cm

= 1,5 cm

Kolom	Pu (ton)	Dimensi Pile Cap (m)	Diameter Pondasi (m)	Sc (cm)
K17	175,402	1,6 m x 1,6 m x 0,6	0,3	1,5
K24	141,673	2,4 m X 1 m X 0,6	0,3	1,3
K19	167,384	1,6 m x 1,6 m x 0,6	0,3	1,3
K25	93,894	1,6 m x 1 m x 0,6	0,3	1
K32	145,744	2,4 m X 1 m X 0,6	0,3	1,3

4.28 Tabel Rekapitulasi Penurunan Tiang Kelompok