

BAB IV

Analisis dan Perencanaan

4.1 Data perencanaan

4.1.1 Data Struktur Bangunan

Data Teknis Proyek Gedung

Nama bangunan	:	Gedung Rawat Inap Poliklinik Rumah Sakit Rizani Paiton	
Lokasi Bangunan	:	Dusun Matikan, Sumberejo, Kec. Paiton, Kab. Probolinggo	
Fungsi	:	Gedung Rawat Inap Poliklinik	
Struktur utama	:	Beton Bertulang	
Jumlah Lantai	:	7 Lantai + Atap	
Panjang Bangunan	:	83.2	m
Lebar bangunan	:	21	m
Tinggi bangunan	:	28	m
Atap	:	4	m

Tinggi perlantai Gedung

Lantai 1	:	4	m
Lantai 2	:	4	m
Lantai 3	:	4	m
Lantai 4	:	4	m
Lantai 5	:	4	m
Lantai 6	:	4	m
Lantai 7	:	4	m
Lantai Atap	:	4	m

4.1.2 Data Material

Data struktur Proyek Gedung

Mutu beton (f_c)	:	30	MPa
Mutu baja tul. Ulir	:	BJTS 420	
Tegangan leleh (f_y)	:	420	MPa
Tegangan putus (f_u)	:	525	MPa
Mutu baja tul. Polos	:	BJTP 280	

Tegangan leleh (f_y)	:	280	MPa
Tegangan putus (f_u)	:	350	MPa
Modulus elastisitas beton (E_c)	:	$4700 \times \sqrt{f_c'}$	
	:	$4700 \times \sqrt{30}$	
	:	25743	MPa
Modulus Elastisitas baja (E_s)	:	200000	MPa

4.2 Data Dimensi Elemen Struktur

4.2.1 Dimensi Elemen Balok

Pada peraturan SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1 halaman 377 menjelaskan bahwa pada lebar komponen, b_w , tidak boleh lebih dari 250 mm dan pada perbandingan antara lebar (b) dan tinggi balok (h)

A. Dimensi Balok B1

$$\text{Bentang Terpanjang} = 4500 \text{ mm}$$

- Batas maksimum tinggi balok (h)

$$h_{max} = \frac{1}{10} \times \text{panjang bentang}$$

$$h_{max} = \frac{1}{10} \times 4500$$

$$h_{max} = 450 \text{ mm}$$

- Batas maksimum tinggi balok (h)

$$h_{max} = \frac{1}{16} \times \text{panjang bentang}$$

$$h_{max} = \frac{1}{16} \times 4500$$

$$h_{max} = 281.3 \text{ mm}$$

$$\text{Maka dipakai tinggi balok} : 600 \text{ mm}$$

- Batas minimum lebar balok (b)

$$b_{min} = \frac{1}{2} \times h$$

$$b_{min} = \frac{1}{2} \times 600$$

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

- Batas maksimum tinggi balok (h)

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times h$$

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times 600$$

$$b_{min} = 400 \text{ mm}$$

Maka dipakai Lebar balok : 400 mm

Maka Ukuran balok yang dipakai terhadap rasio

$$\frac{400}{600} = 0.667 > 0.3 \text{ O.K}$$

B. Dimensi Balok Ba

Bentang Terpanjang = 3500 mm

- Batas maksimum tinggi balok (h)

$$h_{max} = \frac{1}{10} \times \text{panjang bentang}$$

$$h_{max} = \frac{1}{10} \times 3500$$

$$h_{max} = 350 \text{ mm}$$

- Batas maksimum tinggi balok (h)

$$h_{max} = \frac{1}{16} \times \text{panjang bentang}$$

$$h_{max} = \frac{1}{16} \times 3500$$

$$h_{max} = 218.8 \text{ mm}$$

Maka dipakai tinggi balok : 300 mm

- Batas minimum lebar balok (b)

$$b_{min} = \frac{1}{2} \times h$$

$$b_{min} = \frac{1}{2} \times 300$$

$$b_{min} = 150 \text{ mm}$$

- Batas maksimum tinggi balok (h)

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times h$$

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times 300$$

$$b_{min} = 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai Lebar balok : 200 mm

Maka Ukuran balok yang dipakai terhadap rasio

$$\frac{200}{300} = 0.667 > 0.3 \text{ O.K}$$

4.3 Dimensi Kolom 1 (k1 600/600)

SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1 ukuran penampang terkecil tidak boleh kurang dari 300 dan rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4. dalam hal ini untuk dimensi mengacu pada gambar eksisting yang ada :

Dimensi Kolom 1 (k1 600/600)

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

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

cek syarat,

$$= b/h \geq 0.4$$

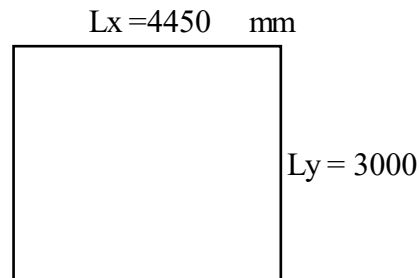
$$= 600 / 600 \geq 0.4$$

$$= 1 \geq 0.4 \text{ O.K}$$

4.4 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2 menjelaskan bahwa untuk pelat non prategang dengan balok membentang diantara tumpuan di semua sisi ketebalan pelat lantai harus memenuhi Tabel 8.3.1.1 dan Tabel 8.3.1.2

A. Pelat Lantai



Gambar 4. 1 ukuran pelat lantai yang di tinjau

Diketahui bentang pelat arah memanjang :

$$L_x = 4450 \text{ mm}$$

$$L_y = 3000 \text{ mm}$$

Rasio bentang terpanjang terhadap bentang terpendek (β) yaitu :

$$\begin{aligned}\beta &= \frac{L_y}{L_x} \\ &= \frac{3000}{4450}\end{aligned}$$

$$= 0.7 < 2 \text{ Pelat Dua Arah}$$

Karena $\beta < 2$, maka digunakan tulangan pelat 2 arah.

Maka,

$$\text{Tinggi total balok (h)} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok (bw)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat (hf)} = 125 \text{ mm}$$

$$h_b = (h - hf) = 475 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang Terpanjang} = 4.45 \text{ m}$$

$$\text{Panjang arah Y} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang arah X} = 4450 \text{ mm}$$

$$F_y = 280 \text{ MPa}$$

$$F_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$b_{f1} = b_w + 2h_b = 400 + \left[2 \times 475 \right] = 1350$$

$$b_{f2} = b_w + 8h_b = 400 + \left[8 \times 125 \right] = 1400$$

Maka digunakan lebar efektif ($t = 1350 \text{ mm}$)

- Menentukan titik berat penampang dengan mengambil statis momen terhadap sisi atas sayap.

$$\begin{aligned}\text{Luas bagian sayap} &= h_f \times b_e \\ &= 125 \times 1350 \\ &= 168750 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

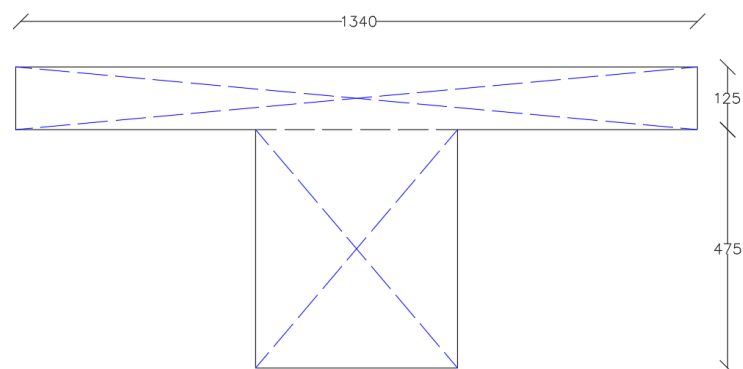
$$\begin{aligned}\text{Luas bagian badan} &= h_b \times b_w \\ &= 475 \times 400 \\ &= 190000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas total} &= 168750 + 190000 \\ &= 358750 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{y} &= \frac{\text{L. flens} \times \frac{1}{2} h_f + \text{Luas badan} \times \frac{1}{2} (h_b + h_f)}{\text{Luas total}} \\ &= \frac{168750 \times \frac{1}{2} 125 + 190000 \times \left[\frac{1}{2} 475 + 125 \right]}{358750} \\ &= 221.385 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Momen inersia balok Induk

$$\begin{aligned}I_b &= \frac{1}{12} \times b_e \times h_f^3 + \text{Luas sayap} \times \left[\bar{y} - \left(\frac{1}{2} h_f \right)^2 \right] + \\ &\quad \frac{1}{12} \times b_w \times h_b^3 + \text{Luas badan} \times \left[\bar{y} - h_b \right]^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 1350 \times 1953125 + 168750 \times 25244 + \\ &\quad \frac{1}{12} \times 400 \times 1.07\text{E}+08 + 190000 \times 64320.56 \\ &= 20273029408 \text{ mm}^4\end{aligned}$$



Gambar 4. 2 Skema titik berat penampang

Momen Inersia plat, direncanakan :

- Momen inersia pelat dalam arah panjang adalah

$$\begin{aligned} I_{p1} &= \frac{1}{12} \times P. \text{ arah } y \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 3000 \times 125^3 \\ &= 488281250 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_{fm1} = \frac{I_b}{I_{p1}} = \frac{20273029408}{488281250} = 41.52$$

- Momen inersia pelat dalam arah pendek adalah

$$\begin{aligned} I_{p2} &= \frac{1}{12} \times P. \text{ arah } x \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 4450 \times 125^3 \\ &= 724283854 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_{fm2} = \frac{I_b}{I_{p2}} = \frac{20273029408}{724283854} = 27.990$$

Dengan,

Modulus elastisitas beton (E_c) = 25743 MPa

Modulus elastisitas baja (E_s) = 200000 MPa

- Sehingga, rata-rata rasio kekakuan balok terhadap penampang (α_{fm}) adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \alpha_{fm} &= \frac{\alpha_{fm1} + \alpha_{fm2}}{2} \\ &= \frac{41.52 + 28.0}{2} \\ &= 34.75 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847-2019 pasal 8.3.1.2 untuk $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 - h_{\min} &= \frac{L_n}{36} \times \left(1 + \frac{f_y}{1400} \right) \\
 &= \frac{4450}{36} \times \left(1 + \frac{280}{1400} \right) \\
 &= 105.78 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Kontrol tebal plat

$$h_f \geq h_{\min}$$

$$125 \geq 106 \quad \text{OK}$$

Maka digunakan plat dengan ketebalan (h pelat) = 125 mm

4.5 Perhitungan pembebanan

4.5.1 beban mati struktur

data beban mati struktur

- A. berat jenis beton bertulang
- BJ beton bertulang = 2400 kg/m³
= 24 kN/m³

Perhitungan beban mati tambahan

A. beban mati tambahan pelat lantai atap

- Berat MEP = 2.009 kN/m²
- Berat air hujan = 0.49 kN/m²
- Berat plafon + rangka = 0.18 kN/m²
- AHU (Air Handling Unit) = 976.6 kg/m²
= 9.570 kN/m²
- Berat tandon kosong = 0.392 kN/m³
- Berat lapisan waterproof = 3E-04 kN/m² +
- total = 12.64 kN/m²

B. Beban mati tambahan pelat lantai ruangan

- Berat MEP	=	2.009 kN/m ²	
- Berat penutup lantai	=	0.848 kN/m ²	
- Berat plafon+rangka	=	0.18 kN/m ²	
- Berat spesi tebal 3 cm	=	0.612 kN/m ²	+
total	=	3.65 kN/m ²	

4.5.2 beban Hidup struktur

Berikut adalah beban hidup yang bekerja pada Gedung Rawat Inap Poliklinik Rumah sakit Rizani paiton menurut SNI 1727: 2020

Tabel 4. 1 beban hidup Gedung Rawat Inap Poliklinik Rumah sakit Rizani paiton

Lantai	Fungsi Ruang	Berat (qh)
		kN/m ²
1	ruang poli	1.92
	loby	4.79
	ruang tunggu	4.79
	koridor	4.79
2	ruang poli	1.92
	loby	3.83
	ruang tunggu	3.83
	kamar mandi	2.87
	koridor	3.83
3	ruang poli	1.92
	loby	3.83
	ruang tunggu	3.83
	kamar mandi	2.87
	koridor	3.83
4-7	ruang rawat inap	1.92
	loby	3.83
	ruang suster	2.87
	kamar mandi	2.87
	koridor	3.83
Atap	area servis	4.79
	beban hidup tandon air	9.8

4.5.3 beban dinding

Tabel 4. 2 Beban diniding Gedung Rawat Inap Poliklinik Rumah sakit Rizani paiton

Rekap pitulasi Beban Tambahan Dinding		
Dinding Bata ringan		
Lantai 1		
a. Arah Melintang		
- line 2 grid d-e	=	3.27 kN/m
- line 2 grid e-f dan c-d	=	5.38 kN/m
- line 4-5, line 8-9, line 20-21, line 24-25 grid e-e'	=	5.38 kN/m
b. arah memanjang		
- grid f dan c	=	2.38 kN/m
Lantai 2-3		
a. arah melintang		
- line 2 grid d-e	=	5.58 kN/m
- line 2 grid e-f dan c-d	=	5.38 kN/m
- line 4-5, line 8-9, line 20-21, line 24-25 grid e-e'	=	5.38 kN/m
b. arah memanjang		
- grid f dan c	=	2.38 kN/m
Lantai 4-7		
a. arah melintang		
- line 2 grid d-e	=	5.58 kN/m
- line 2 grid e-f dan c-d	=	5.38 kN/m
- line 4-5, line 8-9, line 20-21, line 24-25. grid e-e' dan grid c'-d	=	5.38 kN/m
b. arah memanjang		
- grid f dan c	=	2.38 kN/m
Dinding Praktisi		
Lantai 1		
a. arah melintang		
- Grid E line 2-3	=	1.70 kN/m
- Grid E line 4-12	=	1.70 kN/m
- Grid E line 18-27	=	1.70 kN/m
b. arah memanjang		
- Line 3-11	=	2.05 kN/m
- Line 25	=	1.86 kN/m

Tabel 4. 3 Beban dinding Gedung Rawat Inap Poliklinik Rumah sakit Rizani paiton lanjutan

Lantai 2-3		
a. arah melintang		
- Grid E line 2-3	=	1.70 kN/m
- Grid E line 4-12	=	1.70 kN/m
- Grid E line 18-27	=	1.70 kN/m
- Grid E line 18-27	=	1.70 kN/m
b. arah memanjang		
- Line 6	=	2.05 kN/m
- Line 10 & 11	=	2.05 kN/m
- Line 15	=	2.05 kN/m
- Line 18 & 19	=	2.05 kN/m
- Line 22-23	=	2.05 kN/m
Lantai 4-7		
a. arah melintang		
- Line 2-3	=	2.05 kN/m
- line 3-4	=	1.70 kN/m
- Line 5-6	=	2.05 kN/m
- line 6-7	=	1.70 kN/m
- Line 9-11	=	2.05 kN/m
- line 11-12	=	1.70 kN/m
- Line 17-19	=	2.05 kN/m
- line 19-20	=	1.70 kN/m
- line 21-22	=	1.70 kN/m
- Line 22-24	=	2.05 kN/m
- line 25-26	=	1.70 kN/m
- Line 26-27	=	2.05 kN/m
b. Melintang Gid C&D		
- Line 7-8	=	2.05 kN/m
- Line 20-21	=	2.05 kN/m

4.6 Perhitungan Beban Gempa

4.6.1 Parameter Beban Gempa

A. Menentukan kategori resiko bangunan

Tabel 4. 4 Kategori resiko struktur

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

(Sumber: SNI 1726 - 2019 Pasal 4.1.2 halaman 23)

Berdasarkan jenis pemanfaatan gedung Rawat Inap Poliklinik Rumah Sakit Rizani Paiton termasuk kedalam kategori resiko IV.

B. Menentukan faktor keutamaan gempa (I_e)

Tabel 4. 5 Faktor keutamaan gempa, I_e

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

(Sumber: SNI 1726 - 2019 Pasal 4.1.2)

Ditinjau dari kategori resiko bangunannya, Rawat Inap Poliklinik Rumah Sakit Rizani Paiton memiliki nilai keutamaan gempa yaitu : 1.5

C. Menentukan klasifikasi situs tanah

Karena data yang dilapangan menggunakan data sondir dengan kedalaman 15.8 m, maka dilakukan konversi nilai qc ke nilai N-SPT

- Lapisan 1 (kedalaman 0.0 - 5.8m)
qc rata rata : 11 Kg/cm²
- Lapisan 2 (kedalaman 6.0 - 13.8m)
qc rata rata : 29 Kg/cm²
- Lapisan 3 (kedalaman 14.0- 15.8m)
qc rata rata : 118 Kg/cm²

maka,

- Lapisan 1 (kedalaman 0.0 - 5.8m)
$$N1 = 11/2$$
$$= 5$$
- Lapisan 2 (kedalaman 6.0 - 13.8m)
$$N2 = 29/2.5$$
$$= 12$$
- Lapisan 3 (kedalaman 14.0- 15.8m)
$$N3 = 118/3$$
$$= 39$$

Jadi nilai N nya :

$$N = \frac{h_{total}}{\sum(di / Ni)}$$

dimana,

di : ketebalan lapisan

$$= \frac{15.8}{2}$$
$$= 8.93897$$

maka, nilai N nya di ambil : 8.939

Tabel 4. 6 Klasifikasi kelas situs

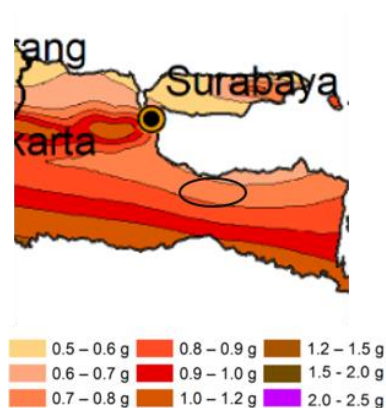
Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{eq}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ 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)		

(Sumber: SNI 1726 – 2019 Pasal 5.3 Halaman 29)

- D. Menentukan nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (SS) dan Parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1)

Nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (Ss) dan parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1) ditentukan dari petasumber dan bahaya gempa indonesia yang terbaru tahun 2017 untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

1. Nilai Ss

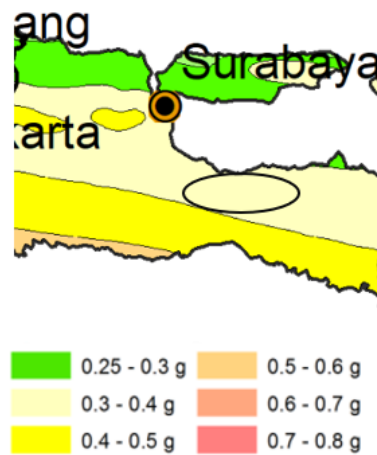


Gambar 4. 3 Percepatan spectrum respons 0,2 detik (Ss)

(Sumber: SNI 1726 - 2019)

Dari peta percepatan spectrum respon 0,2 detik (Ss) di atas, didapat nilai Ss adalah : 0.652 g

2. Nilai S1

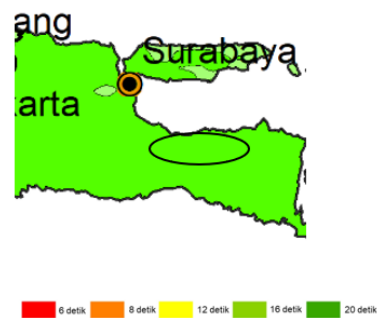


Gambar 4. 4 Percepatan spectrum respons 1 detik (S1)

(Sumber: SNI 1726 - 2019)

Dari peta percepatan spectrum respon periode 1 detik (S1) di atas didapat nilai S1 adalah : 0.3123 g

3. Nilai TL



Gambar 4. 5 Peta Transisi Periode Panjang (TL)

(Sumber: SNI 1726 - 2019)

Dari peta transisi periode panjang (TL) di atas, didapat nilai TL adalah 20 detik

E. Menghitung faktor amplifikasi periode pendek (Fa)

Tabel 4. 7 Koefisien situs, Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S ₁					
	S ₁ ≤ 0,25	S ₁ = 0,5	S ₁ = 0,75	S ₁ = 1,0	S ₁ = 1,25	S ₁ ≥ 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	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

CATATAN:

(a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 0

(Sumber: SNI 1726 – 2019 Pasal 6.2 Halaman 34)

Dengan kelas situs tanah sedang (SD) dan nilai S_s sebesar 0.6519 Maka dilakukan interpolasi linier dengan tujuan mendapatkan nilai Fa:

$$\begin{aligned}
 S_s &= 0.5 & Fa &= 1.7 \\
 S_s &= 0.6519 & Fa &= x \\
 S_s &= 0.75 & Fa &= 1.3 \\
 \\
 Fa &= 1.7 + \frac{0.6519 - 0.5}{0.75 - 0.5} \times (1.3 - 1.7) \\
 &= 1.46
 \end{aligned}$$

F. Menghitung faktor amplifikasi periode 1 detik (Fv)

Tabel 4. 8 Koefisien situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁					
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ = 0,5	S ₁ ≥ 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 ^(a)					

(Sumber: SNI 1726 – 2019 Pasal 6.2 Halaman 34 - 35)

Dengan kelas situs tanah sedang (SD) dan nilai S₁ sebesar 0.312 g. Maka dilakukan interpolasi linier dengan tujuan mendapatkan nilai Fa:

$$\begin{array}{rclcl}
S1 & = & 0.3 & & Fv & = & 2.8 \\
S1 & = & 0.3123 & & Fv & = & x \\
S1 & = & 0.4 & & Fv & = & 2.4 \\
\\
Fv & = & 2.8 & + & \frac{0.3123}{0.4} & - & \frac{0.3}{0.3} \\
& & & & & & \\
& & x & \left[\begin{array}{ccc} 2.4 & - & 2.8 \end{array} \right] & & & \\
& = & 2.7508 & & & &
\end{array}$$

G. Menghitung percepatan pada periode pendek (SMS) sesuai dengan SNI 1726 2019 pasal 6.2 halaman 34

6.2 Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (7)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (8)$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek;
 S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik.

(Sumber: SNI 1726 – 2019 Pasal 6.2)

$$\begin{array}{rclcl}
Sms & = & Fa & x & Ss \\
& = & 1.46 & x & 0.6519 \\
& = & 0.94979 & g &
\end{array}$$

H. Menghitung percepatan pada periode 1 detik (SM1) sesuai dengan SNI 1726 - 2019 pasal 6.2 halaman 34

$$\begin{array}{rclcl}
Sml & = & Fv & x & S1 \\
& = & 2.7508 & x & 0.312 \\
& = & 0.85907 & g &
\end{array}$$

I. Menghitung percepatan desain pada periode pendek (SDS) sesuai dengan SNI 1726 - 2019 pasal 6.3 halaman 35

6.3 Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (9)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 0.94979 \\ &= 0.63319 \text{ g} \end{aligned}$$

- J. Menghitung percepatan desain pada periode 1 detik (S_{D1}) sesuai dengan SNI 1726 - 2019 pasal 6.3 halaman 35

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0.85907 \\ &= 0.57272 \text{ g} \end{aligned}$$

- K. Menentukan kategori desain seismik (KDS)

Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{DS}).

Tabel 4. 9 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{DS}).

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

(Sumber: SNI 1726 - 2019 Pasal 6.5 Halaman 37)

Ditinjau dari nilai $S_{DS} = 0.633\text{g}$ Maka gedung masuk dalam kategori risiko D.

- L. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (S_{D1}).

Tabel 4. 10 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (SD1).

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

Ditinjau dari nilai $SD1 = 0.5727$ g Maka Gedung masuk dalam kategori resiko D.

Maka berdasarkan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (SDS) dan pada periode 1 detik (SD1) dapat disimpulkan bahwa Gedung masuk dalam kategori resiko D. Berikut merupakan rekapitulasi dari parameter perhitungan beban gempa.

Tabel 4. 11 Rekapitulasi parameter-parameter yang dibutuhkan dalam perhitungan beban gempa

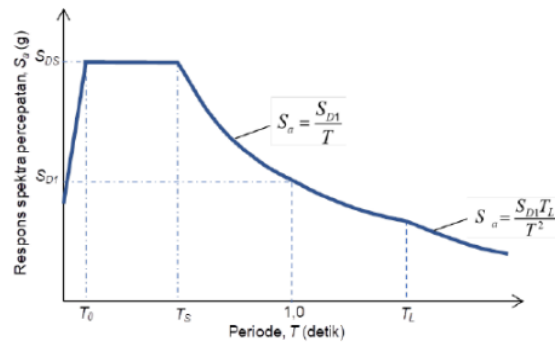
Kategori resiko	II
Faktor keutamaan gempa (I_e)	1.5
Kelas situs tanah	SE
Parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek (SS) g	0.652
Parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1) g	0.312
Parameter peta transisi periode panjang (TL) detik	20
Faktor amplifikasi periode pendek (F_a)	1.457
Faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v)	2.751
Percepatan pada periode pendek (SMS) g	0.950
Percepatan pada periode 1 detik (SM1) g	0.859
Percepatan desain pada periode pendek (SDS) g	0.633
Percepatan desain pada periode 1 detik (SD1) g	0.573
Kategori Desain Seismik (KDS)	D

Catatan:

Parameter perhitungan beban gempa bisa dihitung secara manual seperti penjabaran di atas, tetapi juga bisa didapatkan melalui aplikasi Desain Spektra Indonesia yang bisa diakses pada situs

<http://puskim.pu.go.id/>.

4.7 Desain Respon Spektrum



Gambar 4. 6 Grafik Respon Spektrum

(Sumber: SNI 1726 - 2019 Halaman 36)

1. Menghitung nilai periode T_0 sesuai dengan SNI 1726 - 2019 Pasal 6.4 halaman 36 :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_L = \text{Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3 yang nilainya diambil dari Gambar 20}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.2 \times \frac{SD1}{SDS} \\ &= 0.2 \times \frac{0.57272}{0.63319} \\ &= 0.1809 \text{ detik} \end{aligned}$$

2. Menghitung nilai periode T_s sesuai dengan SNI 1726 - 2019 Pasal 6.4 halaman 36:

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\ &= \frac{0.57272}{0.6332} \\ &= 0.90449 \text{ detik} \end{aligned}$$

3. Menghitung nilai S_a sesuai dengan SNI 1726 – 2019 Pasal 6.4 halaman 35:

a. Untuk $T < T_0$

$$S_a = SDS \times (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0})$$

b. Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = SDS$$

c. Untuk $T_s \leq T \leq T_L$

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

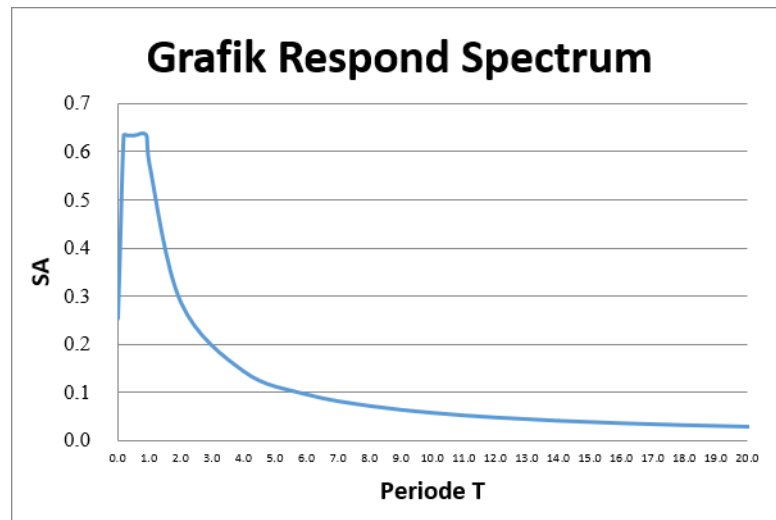
d. Untuk $T > T_L$

$$S_a = \frac{SD1 \times T_L}{T^2}$$

Perhitungan respon spectrum rencana dilakukan menggunakan program bantu Microsoft Excel, dan didapatkan grafik respon spectrum rencana pada Gedung dibawah ini :

Tabel 4. 12 Grafik Respon Spektrum Rencana

SNI 1726 - 2019	
T	Sa
0	0.25328
0.05	0.35829
0.1809	0.63319
0.3	0.63319
0.5	0.63319
0.53	0.63319
0.90449	0.63319
1	0.57272
2	0.28636
4	0.14318
6	0.09545
8	0.07159
10	0.05727
12	0.04773
14	0.04091
16	0.03579
18	0.03182
20	0.02864
22	0.02367
23	0.02165
24	0.01989
25	0.01833
26	0.01694
27	0.01571
28	0.01461
29	0.01362
30	0.01273



Gambar 4. 7 Grafik Respon Spektrum

4.8 Periode Fundamental Struktur

1. Menghitung perioda fundamental pendekatan (T_a) ditentukan dari persamaan (SNI 1726 - 2019 Pasal 7.8.2.1 halaman 71 - 72) berikut:

Tabel 4. 13 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung

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

Diketahui $SD1 = 0.573$ g maka koefisien $C_u = 1.7$

Tabel 4. 14 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

Tabel 18 – Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

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

Didapat :

$$C_t = 0.0466$$

$$x = 0.9$$

$$h_n = 29 \text{ m}$$

Catatan : h_n dihitung dari elevasi Pile cap dari muka tanah

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$= 0.0466 \times 20.709$$

$$= 0.9650 \text{ dt}$$

Dimana nilai h_n adalah tinggi total tingkat pada bangunan.

2. Menghitung perioda maksimum (T_{max})

a. Arah X

$$\Gamma_{max} = C_u \times T_a$$

$$= 1.7 \times 0.965$$

$$= 1.64 \text{ dt}$$

b. Arah Y

$$\Gamma_{max} = C_u \times T_a$$

$$= 1.7 \times 0.96504$$

$$= 1.641 \text{ dt}$$

3. Waktu getar alami dari analisis ETABS

$$T_{cx} = 3.722 \text{ dt} \quad (\text{Output ETABS Modal 1})$$

$$T_{cy} = 3.760 \text{ dt} \quad (\text{Output ETABS Modal 2})$$

Menurut SNI 1726 - 2019 pasal 7.8.2 halaman 71 - 72:

1) Jika $T_c > T_{max}$, maka $T = T_{max}$

2) Jika $T_a < T_c < T_{max}$, maka $T = T_c$

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

Kontrol:

$$T_{cx} = 3.722 \text{ dt} > T_{max} = 1.641$$

$$T_{cy} = 3.760 \text{ dt} > T_{max} = 1.641$$

Maka digunakan

$$T_{cx} = 1.64056 \text{ dt}$$

$$T_{cy} = 1.64056 \text{ dt}$$

4.9 Kombinasi Pembebanan

penentuan kombinasi pembebanan mengacu pada SNI 1726-2019

pasal 4.2.2.1 dan pasal 4.2.2.3: hal-26

$$SDS = 0.730$$

$$\text{Faktor redundansi, } p = 1.3$$

$$E_v = 0.2 S_d s \quad D \quad (\text{SNI 1726-2012: 7.4.2.2})$$

$$= 0.2 \cdot 0.476 \cdot D$$

$$= 0.0952 \cdot D$$

$$E_{mh} = \Omega_o \cdot Q_e \quad (100\% \text{ dan } 30\% \text{ 1726:7.4.3.1})$$

$$= 1.3 \cdot 1 \cdot Q_x \pm 0.3 \cdot Q_y \quad \text{atau} \quad 1 \cdot 1 \cdot Q_y \pm 0.3 \cdot Q_x$$

$$= 1.3 \cdot Q_x \pm 0.39 \cdot Q_y \quad \text{atau} \quad 1.3 \cdot Q_y \pm 0.4 \cdot Q_x$$

$$E = E_{mh} + E_v$$

$$= 1.3 \cdot Q_x \pm 0.39 \cdot Q_y \quad \text{atau} \quad 1.3 \cdot Q_y \pm 0.4 \cdot Q_x \\ + 0.0952 \cdot D$$

Kombinasi	Dead/SDL	Live	Lr	R	Wx	Edx	Edy
1. KOMBINASI 1 = 1.4 D							
1.2	1.4						
2. KOMBINASI 2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr atau R)							
2.1	1.2	1.6					
2.2	1.2	1.6					
6. KOMBINASI 6 = 1.2 D + Ev + Eh + L							
6.1	1.3	1.0				1.3	0.4
6.2	1.3	1.0				1.3	-0.4
6.3	1.3	1.0				-1.3	0.4
6.4	1.3	1.0				-1.3	-0.4
6.5	1.3	1.0				0.4	1.3
6.6	1.3	1.0				0.4	-1.3
6.7	1.3	1.0				-0.4	1.3
6.8	1.3	1.0				-0.4	-1.3
7. KOMBINASI 7 = 0.9 D + Ev + Eh							
7.1	0.8					1.3	0.4
7.2	0.8					1.3	-0.4
7.3	0.8					-1.3	0.4
7.4	0.8					-1.3	-0.4
7.5	0.8					0.4	1.3
7.6	0.8					0.4	-1.3
7.7	0.8					-0.4	1.3
7.8	0.8					-0.4	-1.3

keterangan :

- E pengaruh beban seismik horizontal dan vertikal (7.4.2)
 Eh pengaruh gaya seismik horizontal seperti ditentukan dalam 7.4.2.1
 Emh pengaruh gaya seismik horizontal dengan faktor kuat lebih seperti ditentukan dalam pasal 7.4.2.1
 Ev pengaruh gaya seismik vertikal seperti ditentukan dalam 7.4.2.2
 D pengaruh dari beban mati
 L pengaruh beban hidup (lihat pasal 4.1)
 W beban angin (lihat 0)
 Lr pengaruh beban hidup di atap (lihat pasal 4.1)
 R beban air hujan (lihat 4.2.2.1)

4.10 Menghitung Geser Dasar Seismik / Base Shear (V)

1. Menentukan nilai faktor R, Cd, dan Ω_0

Tabel 4. 15 Nilai R, Cd, Ω_0

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^g	TI ^h	TI ^h
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ⁱ	TI ⁱ	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10

TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan.

Dari tabel di atas, didapat nilai R, Cd, Ω_0 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} R &= 8 \\ Cd &= 3 \\ \Omega_0 &= 5.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Scale arah X} &= \frac{I_e}{R} \times 9.81 \times 100 \% \\ &= \frac{1.5}{8} \times 9.81 \times 100 \% \\ &= 1.83938 \text{ m/s}^2 = 1839.38 \text{ mm/s}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Scale arah Y} &= \frac{l_e}{R} \times 9.81 \times 100 \% \\
 &= \frac{1.5}{8} \times 9.81 \times 100 \% \\
 &= 1.83938 \text{ m/s}^2 = 1839.38 \text{ mm/s}^2
 \end{aligned}$$

2. Menghitung koefisien respons seismik (Cs)

a. Menghitung nilai Cs min

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ min}} &= 0.044 \text{ SDS } I_e \geq 0.01 \geq 0.01 \\
 C_{s \text{ min}} &= 0.044 \times 0.63319 \geq 0.01 \\
 C_{s \text{ min}} &= 0.02786 \geq 0.01 \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung nilai Cs

$$C_s = \frac{\text{SDS}}{(R/I_e)} = \frac{0.63319}{(8/1,5)} = 0.11872$$

c. Menghitung nilai Cs maks

$$\begin{aligned}
 C_{sx \text{ maks}} &= \frac{SD1}{T_{cx} \times (R/I_e)} = \frac{0.57272}{1,436 (8/1,5)} \\
 &= 0.0748 \\
 C_{sy \text{ maks}} &= \frac{SD1}{T_{cY} \times (R/I_e)} = \frac{0.57272}{1,436 (8/1,5)} \\
 &= 0.0748
 \end{aligned}$$

Dimana syarat yang berlaku adalah :

$$C_{s \text{ min}} < C_s < C_{s \text{ max}}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ min}} &< C_{sx} < C_{s \text{ maks}} \\
 0.02786 &< 0.11872 < 0.07478
 \end{aligned}$$

Maka di pakai nilai C_{sx} adalah 0.07478

$$\begin{aligned}
 C_{s \text{ min}} &< C_{sy} < C_{s \text{ maks}} \\
 0.0279 &< 0.11872 < 0.07478
 \end{aligned}$$

Maka di pakai nilai C_{yx} adalah 0.07478

3. Menghitung nilai Base Share (V)

- a. Berat seismik efektif struktur (W) dihitung dengan bantuan program ETABS 2018. Berikut merupakan rekapitulasi W tiap lantai:

Tabel 4. 16 Centers Of Mass And Rigidity dari etabs

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Dia phr ag	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m	XCM m	YCM m	Cum Mass X kgf-s ² /m	Cum Mass Y kgf-s ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Gedung A											
L2	D2.A	52918.9	52918.9	23.1535	12.6113	52918.9	52918.9	23.1535	12.6113	23.4392	12.5
L3	D3.A	51513.3	51513.3	23.1643	12.6076	51513.3	51513.3	23.1643	12.6076	23.3814	12.5
L4	D4.A	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	23.3486	12.5
L5	D5.A	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	23.3286	12.5
L6	D6.A	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	23.3154	12.5
L7	D7.A	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	52864.8	52864.8	23.0939	12.5	23.3049	12.4999
ATAP	D.Ata	157227	157227	23.3811	12.4666	157227	157227	23.3811	12.4666	23.2931	12.4999
Gedung B											
L2	D2.B	13995.1	13995.1	48.6863	13.3736	13995.1	13995.1	48.6863	13.3736	48.2308	12.5508
L3	D3.B	17505.9	17505.9	48.5888	12.3414	17505.9	17505.9	48.5888	12.3414	48.261	12.5845
L4	D4.B	17419.8	17419.8	48.5801	12.3221	17419.8	17419.8	48.5801	12.3221	48.2788	12.5856
L5	D5.B	17419.8	17419.8	48.5801	12.3221	17419.8	17419.8	48.5801	12.3221	48.29	12.5842
L6	D6.B	16590.8	16590.8	48.599	12.3132	16590.8	16590.8	48.599	12.3132	48.2976	12.5833
L7	D7.B	17419.8	17419.8	48.5801	12.3221	17419.8	17419.8	48.5801	12.3221	48.3028	12.5828
ATAP	D.Ata	61822	61822	48.2	12.5	61822	61822	48.2	12.5	48.3013	12.5793
Gedung C											
L2	D2.C	52103.1	52103.1	72.9304	12.6192	52103.1	52103.1	72.9304	12.6192	72.8954	12.5
L3	D3.C	50755.5	50755.5	72.9312	12.6224	50755.5	50755.5	72.9312	12.6224	72.8913	12.5
L4	D4.C	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	72.8889	12.5
L5	D5.C	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	72.8875	12.5001
L6	D6.C	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	72.8865	12.5001
L7	D7.C	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	51962.9	51962.9	72.9893	12.5	72.8858	12.5001
ATAP	D.Ata	155479	155479	72.8176	12.5	155479	155479	72.8176	12.5	72.8848	12.5001

Maka, di rekapitulasi berat struktur dari ke 3 bangunan ini

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Berat Struktur

No	Lantai	Tinggi lantai (m)	W Gedung A (Weight) Kg	W Gedung B (Weight) Kg	W Gedung C (Weight) Kg
1	L2	5	52918.9	13995.1	52103.1
2	L3	4	51513.3	17505.9	50755.5
3	L4	4	52864.8	17419.8	51962.9
4	L5	4	52864.8	17419.8	51962.9
5	L6	4	52864.8	16590.8	51962.9
6	L7	4	52864.8	17419.8	51962.9
7	ATAP	4	157227.4	61822.0	155478.8
Jumlah			473118.8	628362.09	466188.89

- b. Maka Nilai V_x dan V_y Gedung A dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Base Shear} &= C_s \times W_t \\
 V_x &= C_{sx} \times W_t \\
 &= 0.033 \times 473118.80 \\
 &= 15765.7 \text{ Kg} \\
 V_y &= C_{sy} \times W_t \\
 &= 0.033 \times 473118.8 \\
 &= 15765.7 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- c. Maka Nilai V_x dan V_y Gedung B dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Base Shear} &= C_s \times W_t \\
 V_x &= C_{sx} \times W_t \\
 &= 0.033 \times 628362.09 \\
 &= 20938.85 \text{ Kg} \\
 V_y &= C_{sy} \times W_t \\
 &= 0.033 \times 628362.09 \\
 &= 20938.85 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- d. Maka Nilai V_x dan V_y Gedung C dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Base Shear} &= C_s \times W_t \\
 V_x &= C_{sx} \times W_t \\
 &= 0.033 \times 466188.89 \\
 &= 15534.766 \text{ Kg} \\
 V_y &= C_{sy} \times W_t \\
 &= 0.033 \times 466188.89 \\
 &= 15534.77 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

4.10.1 Menghitung Gaya Gempa Lateral (F)

$$F_X = C_{vx} \times V$$

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

Dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

W_i & W_x = Bagian berat seismik sfektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i & h_x = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang ($k=1$)
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih ($k=2$)
- Untuk struktur dengan perioda antara 0,5-2,5 detik, k harus sebesar 2 atau dilakukan interpolasi linear antara 1 dan 2.

- Nilai perioda struktur yang digunakan

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai perioda struktur untuk arah X dan arah Y adalah sebagai berikut:

T_x = 1.6405635 detik

T_y = 1.6405635 detik

b. Menentukan nilai eksponen Gedung A

Perioda struktur arah X adalah 1,075 detik yang berada di antara 0,5 - 2,5 detik. Sehingga, perlu diinterpolasikan seperti berikut:

$$T_x = 1.6405635 \text{ detik}$$

1. Nilai eksponen untuk arah x (K_x) :

$$T_x = 1.64 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi linier didapat :

$$T_x = 0.5 \quad K_x = 1$$

$$T_x = 1.6405635 \quad K_x = ?$$

$$T_x = 2.5 \quad K_x = 2$$

$$T_x = 1 + \frac{1.64 - 0.5}{2.5 - 0.5} \times 2 - 1$$

$$k_x = 1.5702817$$

Perioda struktur arah X adalah 1,308 detik yang berada di antara 0,5 - 2,5 detik. Sehingga, perlu diinterpolasikan seperti berikut:

$$T_y = 1.640563467 \text{ detik}$$

2. Nilai eksponen untuk arah y (K_y):

$$T_y = 1.4 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi linier didapat :

$$T_y = 0.5 \quad K_y = 1$$

$$T_y = 1.4 \quad K_y = ?$$

$$T_y = 2.5 \quad K_y = 2$$

$$T_y = 1 + \frac{1.4 - 0.5}{2.5 - 0.5} \times 2 - 1$$

$$k_y = 1.4512767$$

Dari perhitungan sebelumnya, didapat nilai V_x dan V_y , yaitu:

$$V_x = 154.6086 \text{ kN}$$

$$V_y = 154.6086063 \text{ kN}$$

Tabel 4. 18 Rekapitulasi perhitungan gaya gempa lateral (F) Gedung A

No	Lantai	W (weight) KN	Tinggi lantai (m)	$W_i \times h_i^{k_x}$	$W_i \times h_i^{k_y}$	F_x (KN)	F_y (KN)	C_{vx}	C_{vy}
1	L2	518.957523	5	6496.981678	5364.518	0.270598	0.263519	0.001750214	0.001704
2	L3	51513.34	4	454279.8945	385190.3	18.92068	18.921546	0.12237791	0.122384
3	L4	52864.79	4	466197.9057	395295.8	19.41706	19.417952	0.125588489	0.125594
4	L5	52864.79	4	466197.9057	395295.8	19.41706	19.417952	0.125588489	0.125594
5	L6	52864.79	4	466197.9057	395295.8	19.41706	19.417952	0.125588489	0.125594
6	L7	52864.79	4	466197.9057	395295.8	19.41706	19.417952	0.125588489	0.125594
7	ATAP	157227.36	4	1386538.487	1175665	57.74909	57.751734	0.373517922	0.373535
Jumlah		420718.8175	29	3712106.986	3147403	154.6086	154.60861	1	1

c. Menentukan nilai eksponen Gedung B

Perioda struktur arah X adalah 1,075 detik yang berada di antara 0,5 - 2,5 detik. Sehingga, perlu diinterpolasikan seperti berikut:

$$T_x = 1.6405635 \text{ detik}$$

1. Nilai eksponen untuk arah x (K_x):

$$T_x = 1.64 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi linier didapat :

$$T_x = 0.5 \quad K_x = 1$$

$$T_x = 1.6405635 \quad K_x = ?$$

$$T_x = 2.5 \quad K_x = 2$$

$$T_x = 1 + \frac{1.64 - 0.5}{2.5 - 0.5} \times 2 - 1$$

$$k_x = 1.5702817$$

Perioda struktur arah X adalah 1,308 detik yang berada di antara 0,5 - 2,5 detik. Sehingga, perlu diinterpolasikan seperti berikut:

$$T_y = 1.640563467 \text{ detik}$$

2. Nilai eksponen untuk arah y (K_y) :

$$T_y = 1.64 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi linier didapat :

$$T_y = 0.5 \quad K_y = 1$$

$$T_y = 1.64 \quad K_y = ?$$

$$T_y = 2.5 \quad K_y = 2$$

$$T_y = 1 + \frac{1.64 - 0.5}{2.5 - 0.5} \times 2 - 1$$

$$k_y = 1.5702817$$

Dari perhitungan sebelumnya, didapat nilai V_x dan V_y , yaitu:

$$V_x = 20938.8468 \text{ kN}$$

$$V_y = 20938.8468 \text{ kN}$$

Tabel 4. 19 Rekapitulasi perhitungan gaya gempa lateral (F) Gedung B

No	Lantai	W (weight) KN	Tinggi lantai (m)	$W_i \times h_i^{k_x}$	$W_i \times h_i^{k_y}$	F_x (KN)	F_y (KN)	C_{vx}	C_{vy}
1	L2	13995.1	5	175208.1421	144668.3	7.297388	7.11	0.047	0.05
2	L3	17505.9	4	154379.1859	130900.3	6.429866	6.43	0.042	0.04
3	L4	17419.8	4	153619.8971	130256.5	6.398242	6.4	0.041	0.04
4	L5	17419.8	4	153619.8971	130256.5	6.398242	6.4	0.041	0.04
5	L6	16590.8	4	146308.9431	124057.4	6.093742	6.09	0.039	0.04
6	L7	17419.8	4	153619.8971	130256.5	6.398242	6.4	0.041	0.04
7	ATAP	61822.0	4	545188.5385	462273	22.70701	22.7	0.147	0.15
Jumlah		162202.2	29	1481944.501	1252668	61.72273	61.5	0.399	0.40

d. Menentukan nilai eksponen Gedung C

Perioda struktur arah X adalah 1,075 detik yang berada di antara 0,5 - 2,5 detik. Sehingga, perlu diinterpolasikan seperti berikut:

$$T_x = 1.6405635 \text{ detik}$$

1. Nilai eksponen untuk arah x (K_x) :

$$T_x = 1.64 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi linier didapat :

$$T_x = 0.5 \quad K_x = 1$$

$$T_x = 1.6405635 \quad K_x = ?$$

$$T_x = 2.5 \quad K_x = 2$$

$$T_x = 1 + \frac{1.64 - 0.5}{2.5 - 0.5} \times 2 - 1$$

$$k_x = 1.5702817$$

Perioda struktur arah X adalah 1,308 detik yang berada di antara 0,5 - 2,5 detik. Sehingga, perlu diinterpolasikan seperti berikut:

$$T_y = 1.640563467 \text{ detik}$$

2. Nilai eksponen untuk arah y (K_y) :

$$T_y = 1.64 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi linier didapat :

$$T_y = 0.5 \quad K_y = 1$$

$$T_y = 1.64 \quad K_y = ?$$

$$T_y = 2.5 \quad K_y = 2$$

$$T_y = 1 + \frac{1.64 - 0.5}{2.5 - 0.5} \times 2 - 1$$

$$k_y = 1.5702817$$

Dari perhitungan sebelumnya, didapat nilai V_x dan V_y , yaitu:

$$V_x = 15534.7656 \text{ kN}$$

$$V_y = 15534.7656 \text{ kN}$$

Tabel 4. 20 Rekapitulasi perhitungan gaya gempa lateral (F) Gedung C

No	Lantai	W (weight) KN	Tinggi lantai (m)	$W_i \times h_i^{k_x}$	$W_i \times h_i^{k_y}$	F_x (KN)	F_y (KN)	C_{vx}	C_{vy}
1	L2	52103.1	5	652294	538595.2	27.16793	26.45719	0.176	0.171
2	L3	50755.5	4	447597	379523.7	18.64233	18.643188	0.121	0.121
3	L4	51962.9	4	458244	388551.6	19.08579	19.086661	0.123	0.123
4	L5	51962.9	4	458244	388551.6	19.08579	19.086661	0.123	0.123
5	L6	51962.9	4	458244	388551.6	19.08579	19.086661	0.123	0.123
6	L7	51962.9	4	458244	388551.6	19.08579	19.086661	0.123	0.123
7	ATAP	155478.8	4	1371119	1162591	57.10686	57.109475	0.369	0.369
Jumlah		466188.89	29	4303986	3634916	179.2603	178.5565	2.314	1.155

4.11 Kontrol Nilai Base Shear (Gaya Geser Dasar) Gedung A & C

Tabel 4. 21 Base Reactions

Tipe Beban Gempa		Fx	Fy
		kN	kN
Statis	User load EQx	3396.177	0.000
	User load Eqy	0.000	3095.604
Dinamis	Respon Sepektrum X (RSPx)	1618.472	1.462
	Respon Sepektrum Y (RSPy)	1.462	1470.264

Sumber : Output ETABS - Base Reaction, Load Case Beban Gempa Statis

Cek konfigurasi V dinamik $\geq V$ Statis

Tabel 4. 22 Konfigurasi Base Shear

Arah	V dinamis	V Statis	Keterangan
X	1618.472	3396.177	Tidak Memenuhi
Y	1470.264	3095.6041	Tidak Memenuhi

Dari hasil output diatas,maka syarat SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.4.1 (Hal 78), yaitu V dinamis $\geq V$ statis (Tidak Terpenuhi) sehingga skala faktor dinamis harus dikalikan dengan V/V_t . Dimana V adalah gaya geser dasar metode statis ekuivalen dan V_t adalah gaya geser dasar ragam (dinamis)

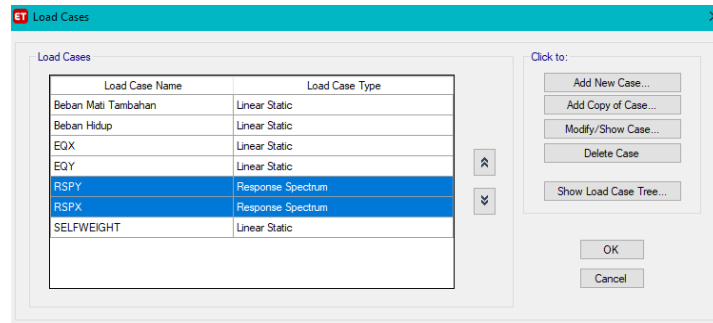
$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala X (lama)} &= 1839.375 \text{ mm/s}^2 \\
 \text{Faktor skala Y (lama)} &= 1839.375 \text{ mm/s}^2 \\
 \text{Faktor skala X (baru)} &= 1839.375 \times \frac{3396.177}{1618.472} \\
 &= 3860 \text{ mm/s}^2 \\
 \text{Faktor skala Y (baru)} &= 1839.375 \times \frac{3095.604}{1470.264} \\
 &= 3873 \text{ mm/s}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 23 Konfigurasi Base Shear Baru

Arah	V dinamis	V Statis	Keterangan
X	3396.418	3396.1770	Memenuhi
Y	3095.797	3095.6041	Memenuhi

Selanjuta dengan skala factor yang baru, di input ulang kedalam aplikasi

1. *define > load case > RSPx/RSPy > modify show case*



2. Memasukan data gempa

Load case type	=	Respons Spectrum
Load Name	=	U1 (Sumbu X)
		U2 (Sumbu Y)
Function	=	Data Respons Spektrum
Scale Faktor	=	1839.375 (sumbu X lama)
		3859.716015 (sumbu X baru)
	=	1839.375 (sumbu Y lama)
		3872.758347 (sumbu Y baru)

4.11.1 Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alamis struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa struktur. Untuk mencapai ketentuan ini, ragam satu badan kaku (single rigid body) dengan periode 0.05 detik, diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode dibawah 0.05 detik

Tabel 4. 24 Modal Participating Mass Ratios

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	2.974	0.1117	0.0127	0.1117	0.0127
Modal	2	2.973	0.0127	0.1119	0.1243	0.1245
Modal	3	2.8	0	0.357	0.1243	0.4816
Modal	4	2.797	0	0.3517	0.1243	0.8333
Modal	5	2.552	0.3596	0	0.4839	0.8333
Modal	6	2.535	0.3547	0	0.8386	0.8333
Modal	7	2.498	0.0004	0.00004922	0.839	0.8333
Modal	8	2.48	6.977E-06	0	0.8391	0.8333
Modal	9	2.145	0.0001	0	0.8391	0.8333
Modal	10	0.8	0.0144	0.0001	0.8536	0.8334
Modal	11	0.794	0.0001	0.0144	0.8537	0.8479
Modal	12	0.788	0	0.0443	0.8537	0.8921
Modal	13	0.786	0	0.0439	0.8537	0.9361
Modal	14	0.73	0.0431	7.223E-07	0.8968	0.9361
Modal	15	0.724	0.0424	0	0.9392	0.9361
Modal	16	0.72	0.0001	0.0002	0.9393	0.9363
Modal	17	0.712	0.0002	0.00001648	0.9395	0.9363
Modal	18	0.618	0.0001	0.0000398	0.9395	0.9364
Modal	19	0.384	0	0.0158	0.9395	0.9521
Modal	20	0.382	0	0.0158	0.9395	0.968
Modal	21	0.374	0.0045	0.0001	0.9441	0.968
Modal	22	0.372	0.0001	0.0044	0.9441	0.9725
Modal	23	0.363	0.0151	0.000005154	0.9593	0.9725
Modal	24	0.36	0.0149	0	0.9742	0.9725
Modal	25	0.357	0.0001	0.0003	0.9743	0.9728
Modal	26	0.352	0.0001	0.00001308	0.9745	0.9728
Modal	27	0.303	3.739E-05	0.00004543	0.9745	0.9728

Dari table di atas, dapat disimpulkan bahwa partisipasi massa telah terpenuhi pada Modal 15 minimal sebesar 90% dan 100% pada Modal 30 sesuai SNI 1726 - 2019 pasal 7.9.1.1 halaman 77 yang mana partisipasi masa mencapai 100% ada Modal ke 30 dan minimal 90% pada Modal 15.

4.12 Kontrol Nilai Base Shear (Gaya Geser Dasar) Gedung B

Tabel 4. 25 Base Reactions

Tipe Beban Gempa		Fx	Fy
		kN	kN
Statis	User load EQx	991.3	0.0
	User load E _{qy}	0.0	957.3
Dinamis	Respon Sepektrum X (RSPx)	541.4	9.3
	Respon Sepektrum Y (RSPy)	9.2	522.8

Cek konfigurasi V dinamik $\geq V$ Statis

Tabel 4. 26 Konfigurasi Base Shear

Arah	V dinamis	V Statis	Keterangan
X	541.3926	991.2755	Tidak Memenuhi
Y	522.7765	957.34	Tidak Memenuhi

Dari hasil output diatas,maka syarat SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.4.1 (Hal 78), yaitu V dinamis $\geq V$ statis (Tidak Terpenuhi) sehingga skala faktor dinamis harus dikalikan dengan V/V_t . Dimana V adalah gaya geser dasar metode statis ekuivalen dan V_t adalah gaya geser dasar ragam (dinamis)

$$\text{Faktor skala Y (lama)} = 1839.375 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{Faktor skala X (baru)} = 1839.375 \times \frac{991.276}{541.393}$$

$$= 3367.8 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{Faktor skala Y (baru)} = 1839.375 \times \frac{957.34}{522.777}$$

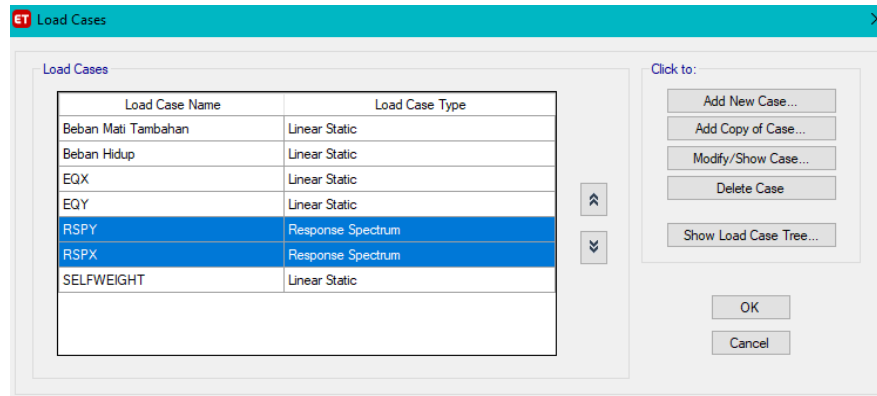
$$= 3368.4 \text{ mm/s}^2$$

Tabel 4. 27 Konfigurasi Base Shear Baru

Arah	V dinamis	V Statis	Keterangan
X	991.858	991.2755	Memenuhi
Y	957.4458	957.34	Memenuhi

Selanjuta dengan skala factor yang baru, di input ulang kedalam aplikasi

1. *define > load case > RSPx/RSPy > modify show case*



2. Memasukan data gempa

Load case type	=	Respons Spectrum
Load Name	=	U1 (Sumbu X)
		U2 (Sumbu Y)
Function	=	Data Respons Spektrum
Scale Faktor	=	1839.375 (sumbu X lama)
		3367.846869 (sumbu X baru)
		1839.375 (sumbu Y lama)
		3368.374941 (sumbu Y baru)

4.12.1 Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alamis struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa struktur. Untuk mencapai ketentuan ini, ragam satu badan kaku (single rigid body) dengan periode 0.05 detik, diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode dibawah 0.05 detik

Tabel 4. 28 Modal Participating Mass Ratios

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	2.974	0.1117	0.0127	0.1117	0.0127
Modal	2	2.973	0.0127	0.1119	0.1243	0.1245
Modal	3	2.8	0	0.357	0.1243	0.4816
Modal	4	2.797	0	0.3517	0.1243	0.8333
Modal	5	2.552	0.3596	0	0.4839	0.8333
Modal	6	2.535	0.3547	0	0.8386	0.8333
Modal	7	2.498	0.0004	0.00004922	0.839	0.8333
Modal	8	2.48	6.977E-06	0	0.8391	0.8333
Modal	9	2.145	0.0001	0	0.8391	0.8333
Modal	10	0.8	0.0144	0.0001	0.8536	0.8334
Modal	11	0.794	0.0001	0.0144	0.8537	0.8479
Modal	12	0.788	0	0.0443	0.8537	0.8921
Modal	13	0.786	0	0.0439	0.8537	0.9361
Modal	14	0.73	0.0431	7.223E-07	0.8968	0.9361
Modal	15	0.724	0.0424	0	0.9392	0.9361
Modal	16	0.72	0.0001	0.0002	0.9393	0.9363
Modal	17	0.712	0.0002	0.00001648	0.9395	0.9363
Modal	18	0.618	0.0001	0.0000398	0.9395	0.9364
Modal	19	0.384	0	0.0158	0.9395	0.9521
Modal	20	0.382	0	0.0158	0.9395	0.968
Modal	21	0.374	0.0045	0.0001	0.9441	0.968
Modal	22	0.372	0.0001	0.0044	0.9441	0.9725
Modal	23	0.363	0.0151	0.000005154	0.9593	0.9725
Modal	24	0.36	0.0149	0	0.9742	0.9725
Modal	25	0.357	0.0001	0.0003	0.9743	0.9728
Modal	26	0.352	0.0001	0.00001308	0.9745	0.9728
Modal	27	0.303	3.739E-05	0.00004543	0.9745	0.9728
Modal	28	0.227	0	0.007	0.9745	0.9798
Modal	29	0.225	0	0.0072	0.9745	0.987
Modal	30	0.218	0.0068	0.00000259	0.9813	0.987

(Sumber Output ETABS 2019: Display - Show Tables - Analysis - Result - Modal Result - Modal Participating Mass Ratios)

Dari table di atas, dapat disimpulkan bahwa partisipasi massa telah terpenuhi pada Modal 15 minimal sebesar 90% dan 100% pada Modal 30 sesuai SNI 1726 - 2019 pasal 7.9.1.1 halaman 77 yang mana partisipasi masa mencapai 100% ada Modal ke 30 dan minimal 90% pada Modal 15.

4.13 Kontrol Simpangan Gedung A&C

Kontrol desain struktur dilakukan terhadap pengecekan batas simpangan antar lantai yang diatur dalam SNI 1726 2019 pasal 7.8.6 hal. 75 sedangkan besar batas simpangan antar lantai tingkat tertera pada SNI 1726 2019 pasal 7.12.1 dan 7.12.2 hal. 88

Tabel 4. 29 Simpangan akibat gempa dinamis (RSPX dan RSPY)

No	Story	Elevation	Location	EQX		EQY	
		m		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
				mm	mm	mm	mm
1	Atap	29	Top	21.518	0.156	1.516	26.324
2	Lantai 7	25	Top	20.518	0.143	1.444	24.963
3	Lantai 6	21	Top	18.681	0.127	1.313	22.603
4	Lantai 5	17	Top	16.011	0.112	1.123	19.245
5	Lantai 4	13	Top	12.621	0.097	0.882	15.029
6	Lantai 3	9	Top	8.654	0.075	0.6	10.144
7	Lantai 2	5	Top	4.341	0.041	0.295	4.921

(Sumber output ETABS: Display - Story Response Plot - Case combo - RSPX dan RSPY)

A. SIMPANGAN ARAH X

Tabel 4. 30 Simpangan Arah X

No	Lantai	hsx mm	δe mm	Δ mm	Δi mm	Δ ijin mm	Kontrol
				$C_d \times \delta e_x / I_e$	$\Delta 1 - \Delta 2$	$0,02 \times h_{sx}$	$\Delta i \leq \Delta$ ijin
1	Atap	4000	21.518	172.870	79.477	80	Memenuhi
2	Lantai 7	4000	20.518	93.393	16.133	80	Memenuhi
3	Lantai 6	4000	18.681	77.260	16.420	80	Memenuhi
4	Lantai 5	4000	16.011	60.840	16.228	80	Memenuhi
5	Lantai 4	4000	12.621	44.612	15.398	80	Memenuhi
6	Lantai 3	4000	8.654	29.213	13.660	80	Memenuhi
7	Lantai 2	5000	4.341	15.553	15.553	100	Memenuhi

B. SIMPANGAN ARAH Y

Tabel 4. 31 Simpangan Arah Y

No	Lantai	hsx mm	δe mm	Δ mm	Δi mm	Δ ijin mm	Kontrol
				$C_d \times \delta e_x / I_e$	$\Delta 1 - \Delta 2$	$0,02 \times h_{sx}$	$\Delta i \leq \Delta$ ijin
1	Atap	4000	26.324	206.328	47.650	80	Memenuhi
2	Lantai 7	4000	24.963	158.678	25.902	80	Memenuhi
3	Lantai 6	4000	22.603	132.777	27.252	80	Memenuhi
4	Lantai 5	4000	19.245	105.525	27.755	80	Memenuhi
5	Lantai 4	4000	15.029	77.770	27.033	80	Memenuhi
6	Lantai 3	4000	10.144	50.737	24.398	80	Memenuhi
7	Lantai 2	5000	4.921	26.338	26.338	100	Memenuhi

Berikut adalah contoh perhitungan simpangan antar lantai yang terjadi pada lantai 3 pada simpangan arah X

$$\begin{aligned}\Delta_3 &= \frac{C_d \times \delta e_4}{I_e} \\ &= \frac{3 \times 10.1}{1.5} \\ &= 20.288 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_8 &= \frac{C_d \times \delta e_4}{R} \\ &= \frac{3 \times 8.654}{1.5} \\ &= 17.308 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{i7} &= \Delta_4 - \Delta_8 \\ &= 20.288 - 17.308 \\ &= 2.980 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan tabel 20 simpangan antar lantai ijin sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.12.1 hal. 88 untuk jenis struktur yang masuk kedalam tipe semua struktur lainya dan berada pada kategori resiko IV, batas antar lantai ijin adalah **0.015 h_{sx}** Maka dari perhitungan diatas dimana h_{sx} merupakan tinggi tingkat

$$\begin{aligned}\Delta_{ijin} &= 0.015 \times h_{sx} \\ &= 0.015 \times 4000 \\ &= 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}\Delta_{12} &< \Delta_{ijin} \\ 2.980 &< 60 \text{ **Memenuhi**}\end{aligned}$$

4.14 Kontrol Simpangan Gedung B

Kontrol desain struktur dilakukan terhadap pengecekan batas simpangan antar lantai yang diatur dalam SNI 1726 2019 pasal 7.8.6 hal. 75 sedangkan besar batas simpangan antar lantai tingkat tertera pada SNI 1726 2019 pasal 7.12.1 dan 7.12.2 hal. 88

Tabel 4. 32 Simpangan akibat gempa dinamis (RSPX dan RSPY)

No	Story	Elevation	Location	EQX		EQY	
		m		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
				mm	mm	mm	mm
1	Atap	29	Top	25.104	3.577	1.159	24.892
2	Lantai 7	25	Top	23.728	3.42	1.107	23.453
3	Lantai 6	21	Top	21.408	3.12	1.01	21.032
4	Lantai 5	17	Top	18.163	2.675	0.866	17.729
5	Lantai 4	13	Top	14.121	2.106	0.683	13.687
6	Lantai 3	9	Top	9.464	1.436	0.467	9.095
7	Lantai 2	5	Top	4.525	0.706	0.231	4.288

(Sumber output ETABS: Display - Story Response Plot - Case combo - RSPX dan RSPY)

A. SIMPANGAN ARAH X

Tabel 4. 33 Simpangan Arah X

No	Lantai	hsx mm	δe mm	Δ mm	Δi mm	Δ ijin mm	Kontrol
				$Cd \times \delta e \times I_e$	$\Delta 1 - \Delta 2$	$0,02 \times h_{sx}$	$\Delta i \leq \Delta$ ijin
1	Atap	4000	25.104	172.870	79.477	80	Memenuhi
2	Lantai 7	4000	23.728	93.393	16.133	80	Memenuhi
3	Lantai 6	4000	21.408	77.260	16.420	80	Memenuhi
4	Lantai 5	4000	18.163	60.840	16.228	80	Memenuhi
5	Lantai 4	4000	14.121	44.612	15.398	80	Memenuhi
6	Lantai 3	4000	9.464	29.213	13.660	80	Memenuhi
7	Lantai 2	5000	4.525	15.553	15.553	100	Memenuhi

B. SIMPANGAN ARAH Y

Tabel 4. 34 Simpangan Arah Y

No	Lantai	hsx mm	δe mm	Δ mm	Δi mm	Δ ijin mm	Kontrol
				$Cd \times \delta e \times I_e$	$\Delta 1 - \Delta 2$	$0,02 \times h_{sx}$	$\Delta i \leq \Delta$ ijin
1	Atap	4000	24.892	206.328	47.650	80	Memenuhi
2	Lantai 7	4000	23.453	158.678	25.902	80	Memenuhi
3	Lantai 6	4000	21.032	132.777	27.252	80	Memenuhi
4	Lantai 5	4000	17.729	105.525	27.755	80	Memenuhi
5	Lantai 4	4000	13.687	77.770	27.033	80	Memenuhi
6	Lantai 3	4000	9.095	50.737	24.398	80	Memenuhi
7	Lantai 2	5000	4.288	26.338	26.338	100	Memenuhi

Berikut adalah contoh perhitungan simpangan antar lantai yang terjadi pada lantai 3 pada simpangan arah X

$$\begin{aligned}
 \Delta_3 &= \frac{C_d \times \delta_{e3}}{I_e} \\
 &= \frac{3 \times 9.095}{1} \\
 &= 27.285 \text{ mm} \\
 \Delta_8 &= \frac{C_d \times \delta_{e3}}{R} \\
 &= \frac{3 \times 9.464}{1} \\
 &= 28.392 \text{ mm} \\
 \Delta_{i7} &= \Delta_4 - \Delta_8 \\
 &= 28.392 - 27.285 \\
 &= 1.107 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Bedasarkan tabel 20 simpangan antar lantai ijin sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.12.1 hal. 88 untuk jenis struktur yang masuk kedalam tipe semua struktur lainnya dan berada pada kategori resiko IV, batas antar lantai ijin adalah

0.015 h_{sx} Maka dari perhitungan diatas dimana h_{sx} merupakan tinggi tingkat

$$\begin{aligned}
 \Delta_{ijin} &= 0.015 \times h_{sx} \\
 &= 0.015 \times 4000 \\
 &= 60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 \Delta_{12} &< \Delta_{ijin} \\
 1.107 &< 60 \text{ Memenuhi}
 \end{aligned}$$

4.15 Pengaruh P-delta Gedung A&C

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilk dan simpangan antar tingkat yang diakibatkanya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas.

(θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari : 0.10

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta_i \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d}$$

Keterangan :

- P_x : Beban desain vertikal total dan diatas tingkat-x (kN), bila menghitung P_x , tidak perlu mengali faktor beban atau menggunakan batas layan beban vertikal
- Δ_i : Simpangan antar tingkat desain
- I_e : Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.2.2 hal. 50
- V_x : Gaya geser seismik yang bekerja diatas tingkat
- h_{sx} : Tinggi tingkat (mm)
- C_d : Faktor pembesaran defleksi yang ditentukan sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.2.2 hal. 50

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{maks} yang ditentukan sebagai berikut

$$\theta_{maks} : \frac{0.5}{\beta \times C_d} : \frac{0.5}{1 \times 3} : 0.17 \leq 0.25 \text{ Memenuhi}$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat x dan x - 1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1 Nilai P_x diambil dari output ETABS Kombinasi 20 (Beban Layan), display > show table > story force > analysis result > struktur result > story force

Tabel 4. 35 Nilai P_x

No	Story	Elevation	Location	P_x
		m		kN
1	Atap	29	Top	12400.89
2	Lantai 7	25	Top	21762.69
3	Lantai 6	21	Top	31124.50
4	Lantai 5	17	Top	40486.31
5	Lantai 4	13	Top	49835.83
6	Lantai 3	9	Top	59439.51
7	Lantai 2	5	Top	69081.94

Nilai V_x dan V_y diambil dari output ETABS beban seismik (EQ_x dan EQ_y),
display > show table > story force > analysis result > struktur result > story force

Tabel 4. 36 Nilai V_x dan V_y

No	Story	Elevation	V_x	V_y
		m	kN	kN
1	Atap	29	349.11	335.55
2	Lantai 7	25	755.43	709.39
3	Lantai 6	21	1084.91	1003.52
4	Lantai 5	17	1354.59	1240.54
5	Lantai 4	13	1576.95	1437.76
6	Lantai 3	9	1745.36	1590.18
7	Lantai 2	5	1853.95	1689.78

Selanjutnya perhitungan keperluan P-delta untuk mengetahui kestabilan struktur jika θ lebih besar dari θ_{maks} struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang

Berikut adalah keperluan P-delta untuk Arah X :

Tabel 4. 37 Tabel Keperluan P-delta Arah X

No	Story	P_x	h_{sx}	Δ_i	V_x	θ_i	θ_{maks}	Keterangan
		kN	mm	mm	kN			
1	Atap	12400.89	29000	79.477	349.11	0.0324	0.10	Stabil
2	Lantai 7	21762.69	25000	16.133	755.43	0.0062	0.10	Stabil
3	Lantai 6	31124.50	21000	16.420	1084.91	0.0075	0.10	Stabil
4	Lantai 5	40486.31	17000	16.228	1354.59	0.0095	0.10	Stabil
5	Lantai 4	49835.83	13000	15.398	1576.95	0.0125	0.10	Stabil
6	Lantai 3	59439.51	9000	13.660	1745.36	0.0172	0.10	Stabil
7	Lantai 2	69081.94	5000	15.553	1853.95	0.0386	0.10	Stabil

Berikut adalah keperluan P-delta untuk Arah Y

Tabel 4. 38 Tabel Keperluan P-delta Arah Y

No	Story	P_x	h_{sx}	Δ_i	V_y	θ_i	θ_{maks}	Keterangan
		kN	mm	mm	kN			
1	Atap	12400.89	29000	47.650	335.549	0.040	0.10	Stabil
2	Lantai 7	21762.69	25000	25.902	709.387	0.021	0.10	Stabil
3	Lantai 6	31124.50	21000	27.252	1003.518	0.027	0.10	Stabil
4	Lantai 5	40486.31	17000	27.755	1240.539	0.036	0.10	Stabil
5	Lantai 4	49835.83	13000	27.033	1437.755	0.048	0.10	Stabil
6	Lantai 3	59439.51	9000	24.398	1590.181	0.068	0.10	Stabil
7	Lantai 2	69081.94	5000	26.338	1689.779	0.094	0.10	Stabil

Berikut adalah contoh perhitungan P-delta sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.8.7
hal. 76 diambil STORY 2 Sumbu X

$$\begin{aligned}\theta_8 &= \frac{P_x}{V_x} \times \frac{\Delta_i}{h_{sx}} \times \frac{I_e}{C_d} \\ &= \frac{69082}{1854} \times \frac{15.55}{5000} \times \frac{1}{5.5} \\ &= 0.02107 \leq 0.10 \text{ Stabil}\end{aligned}$$

4.16 Pengaruh P-delta Gedung B

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilk dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas

(θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari : 0.10

$$\theta = \frac{P_x}{V_x} \times \frac{\Delta_i}{h_{sx}} \times \frac{I_e}{C_d}$$

Keterangan :

- P_x : Beban desain vertikal total dan diatas tingkat-x (kN), bila menghitung P_x , tidak perlu mengali faktor beban atau menggunakan batas layan beban vertikal
- Δ_i : Simpangan antar tingkat desain
- I_e : Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.2.2 hal. 50
- V_x : Gaya geser seismik yang bekerja diatas tingkat
- h_{sx} : Tinggi tingkat (mm)
- C_d : Faktor pembesaran defleksi yang ditentukan sesuai SNI 1726 2019 pasal 7.2.2 hal. 50

Koefisien stablitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{maks} yang ditentukan sebagai berikut

$$\begin{aligned}\theta_{maks} &: \frac{0.5}{\beta \times C_d} \\ &: \frac{0.5}{1 \times 3} \\ &: 0.17 \leq 0.25 \text{ Memenuhi}\end{aligned}$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat x dan x - 1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1 Nilai Px diambil dari output ETABS Kombinasi 20 (Beban Layan), display > show table > story force > analysis result > struktur result > story force

Tabel 4. 39 Nilai Px

No	Story	Elevation	Location	Px
		m		kN
1	Atap	29	Top	4830.976
2	Lantai 7	25	Top	7405.030
3	Lantai 6	21	Top	9979.084
4	Lantai 5	17	Top	12553.138
5	Lantai 4	13	Top	15127.193
6	Lantai 3	9	Top	17716.007
7	Lantai 2	5	Top	20304.821

Nilai Vx dan Vy diambil dari output ETABS beban seismik (EQx dan EQy), display > show table > story force > analysis result > struktur result > story force

Tabel 4. 40 Nilai Vx dan Vy

No	Story	Elevation	Vx	Vy
		m	kN	kN
1	Atap	29	128.889	127.621
2	Lantai 7	25	240.116	235.612
3	Lantai 6	21	328.827	319.966
4	Lantai 5	17	401.115	388.003
5	Lantai 4	13	461.209	444.971
6	Lantai 3	9	508.604	490.644
7	Lantai 2	5	538.989	520.379

Selanjutnya perhitungan keperluan P-delta untuk mengetahui kestabilan struktur jika θ lebih besar dari θ maks struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang

Berikut adalah keperluan P-delta untuk Arah X :

Tabel 4. 41 Tabel Keperluan P-delta Arah X

No	Story	Px	hsx	Δi	Vx	θi	θ _{Maks}	Keterangan
		kN	mm	mm	kN			
1	Atap	4831.0	29000	79.477	128.889	0.0342	0.10	Stabil
2	Lantai 7	7405.0	25000	16.133	240.116	0.0066	0.10	Stabil
3	Lantai 6	9979.1	21000	16.420	328.827	0.0079	0.10	Stabil
4	Lantai 5	12553.1	17000	16.228	401.115	0.01	0.10	Stabil
5	Lantai 4	15127.2	13000	15.398	461.209	0.0129	0.10	Stabil
6	Lantai 3	17716.0	9000	13.660	508.604	0.0176	0.10	Stabil
7	Lantai 2	20304.8	5000	15.553	538.989	0.0391	0.10	Stabil

Berikut adalah keperluan P-delta untuk Arah Y

Tabel 4. 42 Tabel Keperluan P-delta Arah Y

No	Story	Px	hsx	Δi	Vy	θi	θ _{Maks}	Keterangan
1	Atap	4831.0	29000	47.650	127.621	0.0415	0.10	Stabil
2	Lantai 7	7405.0	25000	25.902	235.612	0.0217	0.10	Stabil
3	Lantai 6	9979.1	21000	27.252	319.966	0.0270	0.10	Stabil
4	Lantai 5	12553.1	17000	27.755	388.003	0.0352	0.10	Stabil
5	Lantai 4	15127.2	13000	27.033	444.971	0.0471	0.10	Stabil
6	Lantai 3	17716.0	9000	24.398	490.644	0.0653	0.10	Stabil
7	Lantai 2	20304.8	5000	26.338	520.379	0.0370	0.10	Stabil

Berikut adalah contoh perhitungan P-delta sesuai SNI 1726 2019 pasal

7.8.7 hal. 76 diambil STORY 2 Sumbu X

$$\begin{aligned}
 \theta_8 &= \frac{P_x}{V_x} \times \frac{\Delta_i}{h_{sx}} \times \frac{I_e}{C_d} \\
 &= \frac{20304.8}{539.0} \times \frac{15.55}{5000} \times \frac{1}{5.5} \\
 &= 0.02131 \leq 0.10 \text{ Stabil}
 \end{aligned}$$

4.17 Penulangan Pelat Lantai

A. Data Perencanaan

Mutu Beton (f_c')	=	30 MPa	
Modulus elastisitas Beton (E_c)	=	4700 x	$\sqrt{f_c'}$
	=	4700 x	$\sqrt{5.48}$
	=	25742.96 MPa	
Tegangan Lelah(f_y)	=	280 MPa	
Modulus Elastisitas Baja(E_s)	=	200000 MPa	
Tebal Pelat Lantai Rencana(h_f)	=	125 mm	
Selimit Beton(s_b)	=	20 mm	

SNI 2847-2019 Tabel 20.6.1.3.1 hal 460

Diameter Tulangan Pokok $\emptyset$	=	12 mm
Diameter Tulangan Bagi $\emptyset$	=	8 mm
b	=	1000 mm

Distribusi balok tegangan tekan, nilai β dicari seperti di SNI

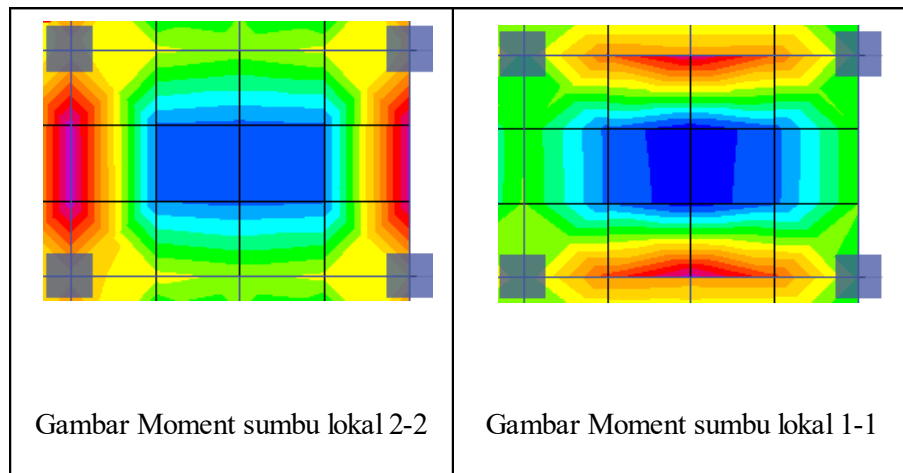
2847-2019 tabel 22.2.2.4.3 hal 478

Nilai β ($28 < f_c' < 55$)

$$\begin{aligned}\beta_1 &= \frac{0.85 - 0.05 \times \left[\frac{f_c' - 28}{7} \right]}{0.85 - 0.05 \times \left[\frac{30 - 28}{7} \right]} \\ \beta_1 &= 0.84\end{aligned}$$

B. Output Momen Pelat Lantai

Untuk perhitungan momen pada pelat lantai didapatkan dari output program bantu etabs v19. pelat lantai telah dianalisis dengan beban terkombinasi sehingga menghasilkan resultan gaya seperti gambar berikut. berikut. Beban terkombinasi sesuai SNI 1727-2020 yaitu kombinasi 2 = 1,2 D + 1,6 L. Selanjutnya untuk output gaya dalam pelat lantai didapatkan dari Display > show table > tables > analysis > result > shell Results>shell forces.



moment output Maksimum pada pelat dair etabs :

$$\begin{aligned}
 &= M_{tx} = 9.83 \text{ kNm/m (Kombinasi 2)} \\
 &= M_{lx} = 6.22 \text{ kNm/m (Kombinasi 2)} \\
 &= M_{ty} = 16.98 \text{ kNm/m (Kombinasi 2)} \\
 &= M_{ly} = 8.74 \text{ kNm/m (Kombinasi 2)}
 \end{aligned}$$

C. Desain Penulangan



1. Desain Pendahuluan

- Spasi minimum tulangan

$$S_{min} = 25 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum tulangan

$$\begin{aligned}
 S_{max} &= 2 \times h \\
 &= 2 \times 125 \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

atau

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

- Maka digunakan $S_{max} = 250 \text{ mm}$

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

- Jumlah tulangan

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{b}{s} \\
 &= \frac{1000}{150} \\
 &= 6.67 = 7 \text{ Tulangan}
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s' &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 7 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times \phi 12^2 \\ &= 791 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 7 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\ &= 791 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tinggi serat tekan sumbu X

$$\begin{aligned} dx' &= sb + \left\{ \frac{1}{2} \times \text{polos } 12 \right\} \\ &= 20 + \left\{ \frac{1}{2} \times 12 \right\} \\ &= 26 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tinggi efektif sumbu X

$$\begin{aligned} dx &= hf - dx' \\ &= 125 - 26 \\ &= 99 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tinggi serat tekan sumbu Y

$$\begin{aligned} dy' &= sb + \left\{ \frac{1}{2} \times \text{polos } 12 \right\} + \phi \\ &= 20 + \left\{ \frac{1}{2} \times 12 \right\} + 12 \\ &= 38 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tinggi efektif sumbu Y

$$\begin{aligned} dy &= hf - dy' \\ &= 125 - 38 \\ &= 87 \text{ mm} \end{aligned}$$

D. Cek Persyaratan Tulangan

Tabel 8.6.1.1 – $A_{s,min}$ untuk pelat dua arah nonprategang

Jenis Tulangan	f_u MPa	$A_{s,min}$ mm ²
Batang ulir	< 420	$0,0020 A_g$
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari: $\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$ $0,0014 A_g$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\
 a &= \left(\frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \right) \\
 &= \left(\frac{791.3 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1000} \right) \\
 &= 8.689 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan garis netral

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.689}{0.84} \\
 &= 10.4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan nominal beton beton

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\
 &= 0.85 \times 30 \times 8.69 \times 1000 \\
 &= 221558.4 \text{ N} \\
 T_s &= A_s' \times f_s' \\
 &= 791 \times 280 \\
 &= 221558.4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol keseimbangan gaya

$$\begin{aligned}
 C_c &= T_s \\
 221558.4 &= 221558.4 \\
 221558.40 &= 221558.40 \text{ N} \quad \textbf{Seimbang}
 \end{aligned}$$

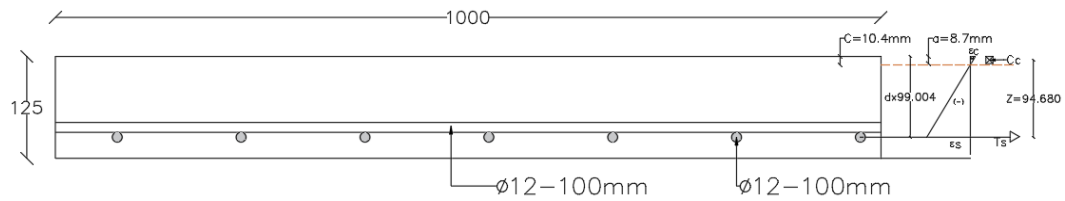
Perhitungan momen nominal

$$\begin{aligned}
 Z &= dx - \frac{1}{2} \times a \\
 &= 99 - \frac{1}{2} \times 8.69 \\
 &= 94.7 \text{ mm} \\
 M_n &= C_c \times Z \\
 &= 221558.4 \times 94.7 \\
 &= 20971769.4 \text{ Nmm} \\
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0.9 \times 20971769.4 \\
 &= 18874592.4 \text{ Nmm} \\
 &= 18.8745924 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 M_r &> M_u \\
 18.9 &> 9.8 \quad \textbf{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

4.17.2 Perhitungan kapasitas desain tulangan lapangan arah X



$$C = T$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

Tinggi daerah tekan beton

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(\frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \right) \\ &= \left(\frac{791.3 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1000} \right) \\ &= 8.69 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan garis netral

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{B1} = \frac{8.689}{0.84} \\ &= 10.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya pada daerah tekan beton

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 8.688565 \times 1000 \\ &= 221558.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_y \\ &= 791.3 \times 280 \\ &= 221558.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol keseimbangan gaya

$$\begin{aligned} C_c &= T_s \\ 221558.4 &= 221558.4 \text{ N} \quad \textbf{Seimbang} \end{aligned}$$

3. Perhitungan momen nominal

$$\begin{aligned} Z &= dx - \frac{1}{2} \times a \\ &= 99 - \frac{1}{2} \times 8.688565 \\ &= 94.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

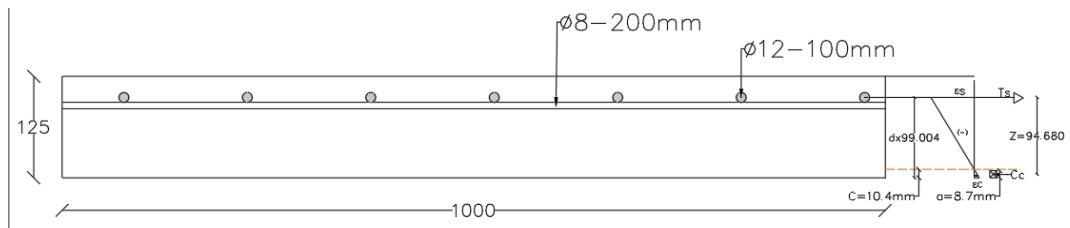
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \times Z \\ &= 221558.4 \times 94.65571765 \\ &= 20971769.4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= \phi \times M_n \\ &= 0.9 \times 20971769.4 \\ &= 18874592.4 \text{ Nmm} \\ &= 18.8745924 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} M_r &> M_u \\ 18.9 &> 6.22 & \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

4.17.3 Perhitungan Kapasitas Desain Tulangan Tumpuan Arah Y



$$C = T$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

Tinggi daerah tekan beton

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(\frac{A_s \times f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \right) \\ &= \left(\frac{791.3 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1000} \right) \\ &= 8.69 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan garis netral

$$c = \frac{a}{B1} = \frac{8.689}{0.84} = 10.4 \text{ mm}$$

Gaya tekan nominal beton beton

$$\begin{aligned} Cc &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 8.69 \times 1000 \\ &= 221558.4 \text{ N} \\ Ts &= As' \times fy \\ &= 791 \times 280 \\ &= 221558.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol keseimbangan gaya

$$\begin{aligned} Cc &= Ts \\ 221558.4 &= 221558.4 \\ 221558.40 &= 221558.40 \text{ N} \quad \textbf{Seimbang} \end{aligned}$$

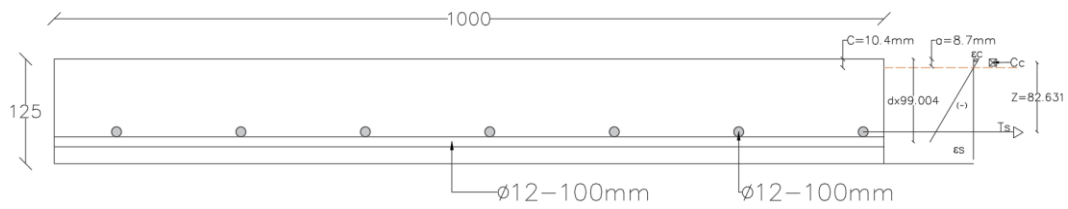
Perhitungan momen nominal

$$\begin{aligned} Z &= dy - \frac{1}{2} \times a \\ &= 99 - \frac{1}{2} \times 8.69 \\ &= 94.66 \text{ mm} \\ Mn &= Cc \times Z \\ &= 221558.40 \times 94.65572 \\ &= 20971769.35 \text{ Nmm} \\ Mr &= \phi \times Mn \\ &= 0.9 \times 20971769.35 \\ &= 18874592.42 \text{ Nmm} \\ &= 18.87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} Mr &> Mu \\ 18.9 &> 17.0 \quad \textbf{Memenuhi} \end{aligned}$$

4.17.4 Perhitungan kapasitas desain tulangan lapangan arah Y



$$C = T$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

Tinggi daerah tekan beton

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(\frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \right) \\ &= \left(\frac{791.3 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1000} \right) \\ &= 8.689 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan garis netral

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.689}{0.84} \\ &= 10.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya pada daerah tekan beton

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 8.688565 \times 1000 \\ &= 221558.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_y \\ &= 791.3 \times 280 \\ &= 221558.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol keseimbangan gaya

$$\begin{aligned} C_c &= T_s \\ 221558.4 &= 221558.4 \text{ N} \quad \text{Seimbang} \end{aligned}$$

3. Perhitungan momen nominal

$$\begin{aligned}
 Z &= d_y - \frac{1}{2} \times a \\
 &= 87 - \frac{1}{2} \times 8.68856 \\
 &= 82.66 \text{ mm} \\
 M_n &= C_c \times Z \\
 &= 221558.4 \times 82.65572 \\
 &= 18313068.55 \text{ Nmm} \\
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0.9 \times 18313068.55 \\
 &= 16481761.7 \text{ Nmm} \\
 &= 16.48 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$M_r > M_u$$

$$16.5 > 8.74 \quad \textbf{Memenuhi}$$

Menghitung Tulangan Bagi Lapangan

Direncanakan tulangan bagi dengan diameter tulangan yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= 0.002 \times A_g \\
 &= 0.002 \times 125000 \\
 &= 250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Direncanakan tulangan diameter } \phi = 8$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ ada} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 64 \\
 &= 50.24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi tiap meter:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ bagi}}{A_s \text{ ada}} = \frac{250}{50.2} = 4.97611 \\
 &= 6
 \end{aligned}$$

Jarak antara tulangan

$$S = \frac{b}{n - 1} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ ada} &= \frac{A_s \times b}{S} \\
 &= \frac{50.24 \times 1000}{200}
 \end{aligned}$$

$$251.2 \text{ mm mm}^2$$

$$A_s \text{ ada} > A_s \text{ Perlu}$$

$$251.2 \text{ mm}^2 > 250 \text{ mm}^2 \quad \textbf{Memenuhi}$$

4.17.5 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Momen pelat	Tulangan	As ada	As Perlu	Cek
		mm ²	mm ²	As ada > As perlu
Tumpuan X	Ø 12-150	791.28	250	Memenuhi
Lapangan X	Ø 12-150	791.28	250	Memenuhi
Tul. Bagi	Ø 8-200	mm ²	16.48176	Memenuhi
Tumpuan Y	Ø 12-150	791.28	250	Memenuhi
Lapangan Y	Ø 12-150	791.28	250	Memenuhi
Tul. Bagi	Ø 8-200	mm ²	16.48176	Memenuhi

4.18 Perhitungan Penulangan Balok

1. Data Perencanaan

Lebar balok (bw)	=	400	mm
Tinggi balok (h)	=	600	mm
Selimut beton (sb)	=	40	mm
Mutu beton (f _c ')	=	30	MPa
Fy ulir	=	420	MPa
Fy sengkang polos	=	280	MPa
Modulus elastisitas (Es)	=	200000	MPa
Diameter tul. Pokok D	=	19	mm
Diameter tul. Sengkang Ø	=	12	mm
Tebal pelat (hf)	=	120	mm
Panjang balok (L)	=	4450	mm
Bentang bersih balok (Ln)	=	3850	mm
Lebar Kolom	=	600	mm

Distribusi balok tegangan tekan, nilai β dicari seperti di SNI 2847

-2019 tabel 22.2.2.4.3 hal 478

Nilai β ($28 < f_c' < 55$)

Tabel 22.2.2.4.3 – Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

f_c' , MPa	β_1	
$17 \leq f_c' \leq 28$	0,85	a)
$28 < f_c' < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7}$	b)
$f_c' \geq 55$	0,65	c)

Tabel 22.2.2.4.3 nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

Sumber : SNI 2846 Pasal 22.2.2.4.3

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - \frac{0.05}{7} \left[f_c' - 28 \right] \\ &= 0.85 - \frac{0.05}{7} \left[30 - 28 \right] \\ &= 0.850\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times 5.48 \\ &= 25742.96 \text{ MPa}\end{aligned}$$

2. Output Gaya Balok

Momen balok

Momen tumpuan kiri (-)	=	147.5455 kNm	(Kombinasi Envelope)
Momen tumpuan kiri (+)	=	94.2882 kNm	(Kombinasi Envelope)
Momen tumpuan kanan (+)	=	94.5987 kNm	(Kombinasi Envelope)
Momen tumpuan kanan (-)	=	165.2719 kNm	(Kombinasi Envelope)
Momen lapangan (-)	=	65.9097 kNm	(Kombinasi Envelope)
Momen lapangan (+)	=	77.1969 kNm	(Kombinasi Envelope)

3. Desain Penulangan Longitudinal Balok

a. Syarat tulangan minimum dan maksimum

Jarak efektif (d dan d')

$$\begin{aligned}d' &= s_b + \varnothing_{\text{seng}} + \left\{ \frac{1}{2} \times D_{\text{pokok}} \right\} \\ &= 40 + 12 + \left\{ \frac{1}{2} \times 19 \right\} \\ &= 61.5 \text{ mm} \\ d &= h - d' \\ &= 600 - 61.5 \\ &= 538.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

b. Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2

$$\begin{aligned}A_{s_{\min}} &= \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0.25 \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 539 \\ &= 702.2586 \text{ mm}^2 \\ A_{s_{\min}} &= \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{1.4}{420} \times 400 \times 539 \\ &= 718 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan A_s min adalah = 702 mm²

$$\begin{aligned} \text{maka, dipakai tulangan minimal n tulangan} &= 3 \\ 3 \quad D \quad 19 &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 \times 3 \\ &= 850.155 \text{ mm}^2 > 702 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

c. Tulangan maksimum dihitung menurut SNI 2847-2019 pasal 9.6.1.2 :

$$\begin{aligned} A_{s_{\max}} &= 0.75 \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \frac{0.85 \cdot 30 \cdot 0.85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \times 400 \times 539 \\ &= 4904.1964 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka, dipakai tulangan maksimal n tulangan = 8

$$\begin{aligned} 8 \quad D \quad 19 &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 \times 8 \\ &= 2267.08 \text{ mm}^2 < 4904.1964 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Syarat spasi tulangan

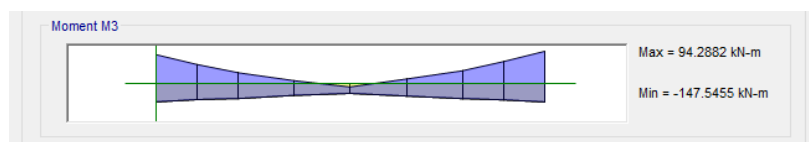
Batas spasi untuk tulangan (SNI 2847 – 2019 pasal 25.2.1) yaitu:

1. Spasi bersih minimum antara batang tulangan yang sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db, tetapi tidak kurang dari 25 mm
2. Bila tulangan sejajar tersebut diletakkan dalam dua lapis atau lebih, tulangan pada lapis atas harus diletakkan tepat di atas tulangan di bawahnya dengan spasi bersih antar lapis tidak boleh kurang dari 25 mm

Berdasarkan Pasal 6.3.2.2 SNI 2847:2019, syarat terbentuknya balok-T nonprategang adalah pelat tekan harus memiliki tebal minimum sebesar 0,5bw. Karena tebal pelat tekan pada struktur ini lebih kecil dari 0,5bw, maka pelat tidak dapat berperan sebagai sayap tekan. Oleh sebab itu, analisis penampang balok dilakukan sebagai balok persegi (rectangular section), tanpa memperhitungkan kontribusi pelat lantai sebagai flens.

maka digunakan beff balok = 400

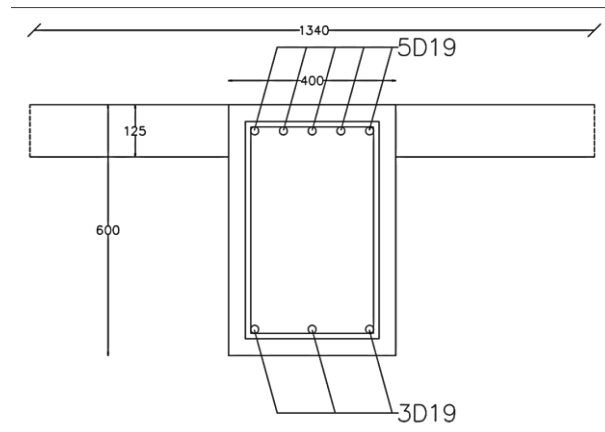
4. Perhitungan Penulangan Tumpuan kiri



$$\begin{aligned} \text{Mu kiri (-)} &= 147.5455 \text{ kNm} = 147545500 \text{ Nmm} \\ \text{Mu kanan (+)} &= 94.2882 \text{ kNm} = 94288200 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

a. Kontrol momen Negatif Tumpuan kiri (Atas)

$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik (atas)} \quad A_s &= 5 \quad D \quad 19 = 1416.93 \text{ mm}^2 \\ \text{Tulangan tekan (bawah)} \quad A_{s'} &= 3 \quad D \quad 19 = 850.155 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



1. Perhitungan tinggi efektif
- $$\begin{aligned}
 d' &= sb + \emptyset_{\text{seng}} + \left\{ \frac{1}{2} \times D_{\text{pokok}} \right\} \\
 &= 40 + 12 + \left\{ \frac{1}{2} \times 19 \right\} \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 61.5 \\
 &= 539 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
2. Perhitungan kapasitas desain
- Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2})$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \left[\left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 \right] = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[\begin{array}{cccc} 0.85 & \times & 30.0 & \times \\ - & 600 & \times & 850.155 \end{array} \right] \times \begin{array}{c} 0.85 \\ \times \\ 400 \end{array} \times c^2 \left[\begin{array}{cccc} + & 600 & \times & 850.16 \\ \times & 420 & \times & c \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} 1416.925 \\ \times \\ 420 \end{array} \right] \times c$$

$$8670 \cdot c^2 + 510093 \cdot c - 31370720 = 595109 \cdot c$$

$$8670 \cdot c^2 + -85015.5 \cdot c - 31370720 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 8670$$

$$b = -85015.5$$

$$c = -3.1E+07$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{85015.5 \pm \sqrt{7.23E+09 - 4 \times 8670 \times -31370719.5}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{85015.5 \pm \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_1 = \frac{85015.5 + \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_2 = \frac{65.25 - \sqrt{85015.5^2 - \frac{1095164187500.25}{17340}}}{-55.45}$$

$$\begin{aligned} 8670 c^2 + -85015.5 c - 31370720 &= 0 \\ 36918380.09 + -5547660.6 c - 31370719.50 &= 0 \\ 0.00 &= 0 \end{aligned}$$

maka dipakai nilai c = 65.3 > 61.5 Ok

dari perhitungan nilai c ternyata lebih besar dari d', maka dilanjutkan menghitung nilai a

- Menghitung tinggi balok tegangan

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 \times c \\ &= 0.85 \times 65.3 \\ &= 55.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{65.3 - 61.5}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.000173 < \epsilon_y = 0.0021 \text{ Tulangan blm leleh} \end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{538.5 - 65.3}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.021757 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ Tulangan sdh leleh} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.000173 \times 200000 \\ &= 34.52345 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } f_s' = 34.52345 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\
 &= 0.021757 \times 200000 \\
 &= 4351.368 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \\
 \text{Maka digunakan } f_s' &= 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\
 &= 0.85 \times 30 \times 55.5 \times 400 \\
 &= 565758.2 \text{ N} \\
 C_s &= A_s' \times f_s' \\
 &= 850.155 \times 34.5 \\
 &= 29350.29 \text{ N} \\
 T_s &= A_s \times f_y \\
 &= 1416.925 \times 420 \\
 &= 595108.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned}
 C_c + C_s &= T_s \\
 565758.2 + 29350.287 &= 595108.5 \\
 595108.5 &= 595108.5 \quad \text{Kondisi Seimbang}
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak dari C_c C_s terhadap T_s

$$\begin{aligned}
 Z_2 &= d - 1/2 a \\
 &= 539 - 0.5 \times 55.5 \\
 &= 510.7668 \\
 Z_1 &= d - d' \\
 &= 539 - 61.5 \\
 &= 477.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen nominal (M_{nb})

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times Z_2 + C_s \times Z_1 \\
 &= 565758.2 \times 510.7668 + 29350.287 \times 477 \\
 &= 302970573.1 \text{ Nmm} \\
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0.9 \times 302970573.1 \\
 &= 163604109.4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

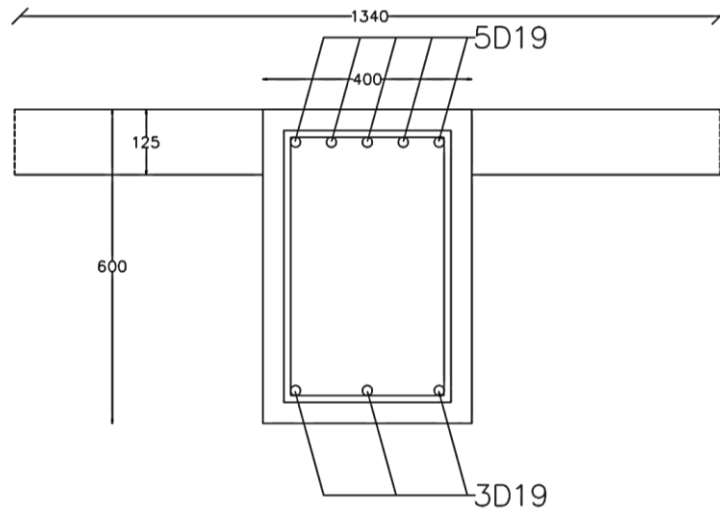
$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 163604109.4 &> 147545500 \quad \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{163604109.4}{147545500} = 1.1$$

* Kontrol momen Positif Tumpuan kiri (Bawah)

Tulangan tarik (atas)	As	=	5	D	19	=	1416.93 mm ²
Tulangan tekan (bawah)	As'	=	3	D	19	=	850.155 mm ²

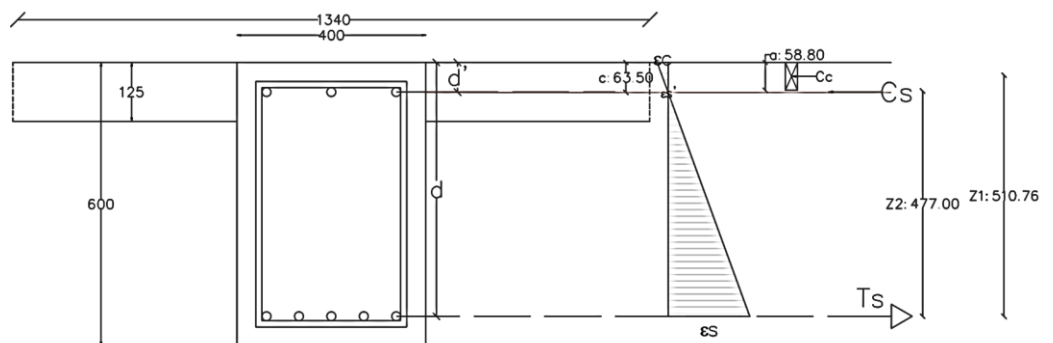


Gambar 4. 10 Tulangan tumpuan kiri bawah

Perhitungan tinggi efektif

$$\begin{aligned}
 d' &= sb + \text{Øseng} + \left\{ \frac{1}{2} \times \text{Dpokok} \right\} \\
 &= 40 + 12 + \left\{ \frac{1}{2} \times 19 \right\} \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 61.5 \\
 &= 538.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :



Gambar 4. 11 diagram tegangan regangan Tulangan tumpuan kiri bawah

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2})$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \left(\left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 \right) = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[\begin{array}{c} 0.85 \times 30 \times 0.85 \times 400 \\ - 600 \times 850.155 \times 61.5 \end{array} \right] \times c^2 + \left[\begin{array}{c} 600 \times 850.16 \\ 420 \times c \end{array} \right] = 1416.925 \times c$$

$$8670 \cdot c^2 + 510093 \cdot c - 31370720 = 595109 \cdot c$$

$$8670 \cdot c^2 - 85015.5 \cdot c - 31370720 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 8670$$

$$b = -85015.5$$

$$c = -31370719.50$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{85015.5 \pm \sqrt{7.23E+09 - 4 \times 8670 \times -31370719.5}}{2 \cdot 8670}$$

$$= \frac{85015.5 \pm \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_1 = \frac{85015.5 + \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= 65.25$$

$$C_2 = \frac{85015.5 - \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= -55.45$$

$$\begin{aligned} 8670 c^2 + -85015.5 c - 31370720 &= 0 \\ 36918380.09 + -5547660.6 - 31370719.50 &= 0 \\ 0.00 &= 0 \end{aligned}$$

maka dipakai nilai c = 65.3 > 61.5 Ok

dari perhitungan nilai c ternyata lebih besar dari d', maka dilanjutkan menghitung nilai a

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 \times c \\ &= 0.85 \times 65.3 \\ &= 55.466 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \epsilon_{s'} &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{65.3 - 61.5}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.000173 < \epsilon_y = 0.0021 \text{ Tulangan blm leleh} \end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{538.5 - 65.3}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.021757 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ Tulangan sdh leleh} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned} f_{s'} &= \epsilon_{s'} \times E_s \\ &= 0.000173 \times 200000 \\ &= 34.52345 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } f_{s'} = 34.52345 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\
 &= 0.021757 \times 200000 \\
 &= 4351.368 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } f_s' = 420 \text{ MPa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\
 &= 0.85 \times 30 \times 55.5 \times 400 \\
 &= 565758.2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times f_s' \\
 &= 850.155 \times 34.5 \\
 &= 29350.29 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= A_s \times f_y \\
 &= 1416.925 \times 420 \\
 &= 595108.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned}
 C_c + C_s &= T_s \\
 565758.2 + 29350.287 &= 595108.5 \\
 595108.5 &= 595108.5 \quad \text{Kondisi Seimbang}
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak Ts terhadap Cc

$$\begin{aligned}
 Z_2 &= d - 1/2 a \\
 &= 539 - 0.5 \times 55.5 \\
 &= 510.7668 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_1 &= d - d' \\
 &= 539 - 61.5 \\
 &= 477.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen nominal (Mnb)

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times Z_2 + C_s \times Z_1 \\
 &= 565758.2 \times 510.7668 + 29350.287 \times 477 \\
 &= 302970573.1 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0.9 \times 302970573.1 \\
 &= 106342671.1 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

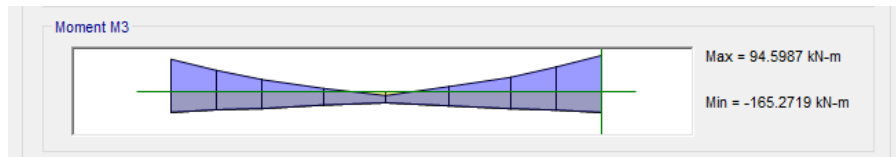
$$\phi M_n > M_u$$

106342671.1 94288200 Memenuhi

Kontrol

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{106342671.1}{94288200} = 1.1$$

E Perhitungan Penulangan Tumpuan Kanan



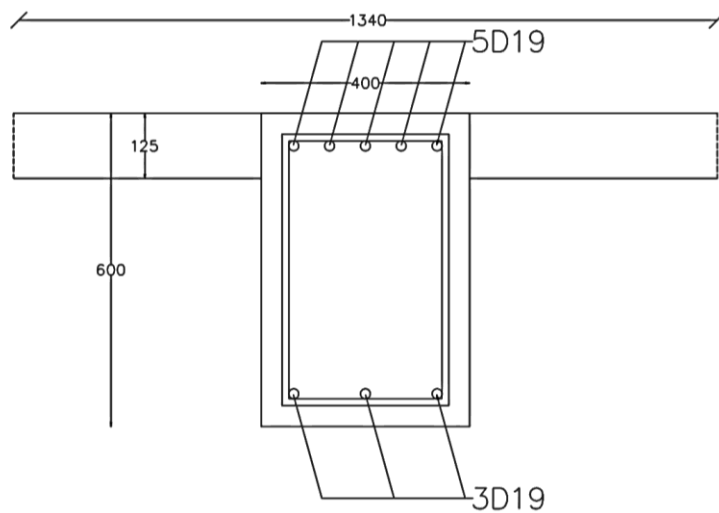
$$M_u \text{ kiri (-)} = 165.2719 \text{ kNm} = 165271900 \text{ Nmm}$$

$$M_u \text{ kanan (+)} = 94.5987 \text{ kNm} = 94598700 \text{ Nmm}$$

Kontrol momen Negatif Tumpuan Kanan (Atas)

$$\text{Tulangan tarik (atas)} \quad A_s = 5 \text{ D } 19 = 1416.93 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan (bawah)} \quad A_s' = 3 \text{ D } 19 = 850.155 \text{ mm}^2$$

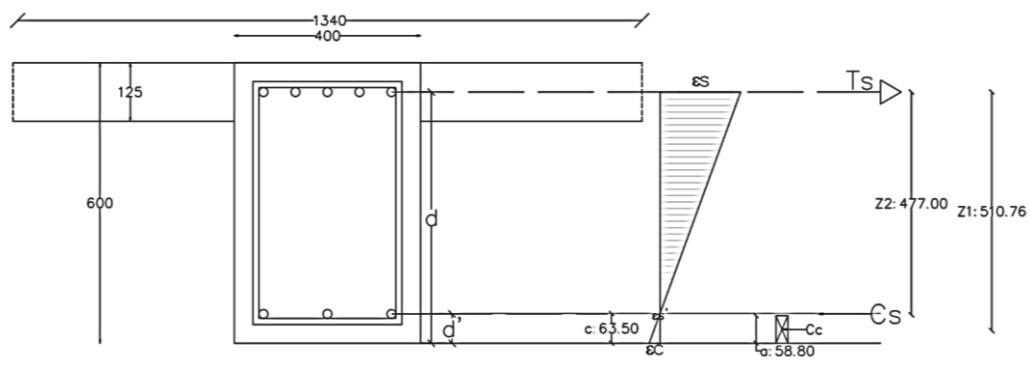


Gambar 4. 12 Tulangan tumpuan kanan atas

- Perhitungan tinggi efektif

$$\begin{aligned}
 d' &= sb + \text{Øseng} + \left[\frac{1}{2} \times D_{\text{pokok}} \right] \\
 &= 40 + 12 + \left[\frac{1}{2} \times 19 \right] \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 61.5 \\
 &= 538.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :



$$\begin{aligned}
 C_c + C_s &= T_s \\
 C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1}) \\
 \epsilon_c &= 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1}) \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2}) \\
 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' &= A_s \cdot f_y \\
 \text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s \\
 f_s' &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s \\
 &= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000 \\
 f_s' &= \frac{c - d'}{c} \times 600 \\
 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \left(\left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 \right) &= A_s \cdot f_y
 \end{aligned}$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \times c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[\begin{array}{ccccccc} 0.85 & \times & 30 & \times & 0.85 & \times & 400 \end{array} \right] \times c^2 + \left[\begin{array}{ccccccc} 600 & \times & 850.16 & \times & c \end{array} \right]$$

$$- \begin{array}{ccccccc} 600 & \times & 850 & \times & 61.5 & = & 1416.925 \times 420 \times c \end{array}$$

$$8670 \times c^2 + 510093 \times c - 31370720 = 595109 \times c$$

$$8670 \times c^2 + -85015.5 \times c - 31370720 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 8670$$

$$b = -85015.5$$

$$c = -31370719.5$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{85015.5 \pm \sqrt{7.23E+09 - 4 \times 8670 \times -3E+07}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{85015.5 \pm \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_1 = \frac{85015.5 + \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= 65.25$$

$$C_2 = \frac{85015.5 - \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= -55.45$$

$$8670 \times c^2 + -85015.5 \times c - 31370720 = 0$$

$$36918380.09 + -5547660.6 - 31370719.50 = 0$$

$$0.00 = 0$$

$$\text{maka dipakai nilai } c = 65.3 > 61.5 \quad \text{Ok}$$

dari perhitungan nilai c ternyata lebih besar dari d', maka dilanjutkan

menghitung nilai a

$$a = \beta_1 \times c$$

$$= 0.85 \times 65.3$$

$$= 55.466 \text{ mm}$$

Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned}\epsilon_c &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{65.3 - 61.5}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.000173 < \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan blm leleh}\end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{538.5 - 65.3}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.021757 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}\end{aligned}$$

Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.000173 \times 200000 \\ &= 34.52345 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 34.52345 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0.021757 \times 200000 \\ &= 4351.368 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 420 \text{ MPa}$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 55.5 \times 400 \\ &= 565758.2 \text{ N} \\ C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 850.155 \times 34.5 \\ &= 29350.29 \text{ N} \\ T_s &= A_s \times f_y \\ &= 1416.925 \times 420 \\ &= 595108.5 \text{ N}\end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned}C_c + C_s &= T_s \\ 565758.2 + 29350.287 &= 595108.5 \\ 595108.5 &= 595108.5 \quad \text{Kondisi Seimbang}\end{aligned}$$

Menghitung jarak Ts terhadap Cc

$$\begin{aligned} Z2 &= d - 1/2 a \\ &= 539 - 0.5 \cdot 55.5 \\ &= 510.7668 \text{ mm} \\ Z1 &= d - d' \\ &= 539 - 61.5 \\ &= 477.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal (Mnb)

$$\begin{aligned} Mn &= Cc \times Z2 + Cs \times Z1 \\ &= 565758.2 \times 510.7668 + 29350.287 \times 477 \\ &= 302970573.1 \text{ Nmm} \\ Mr &= \phi \times Mn \\ &= 0.9 \times 302970573.1 \\ &= 177237785.2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol

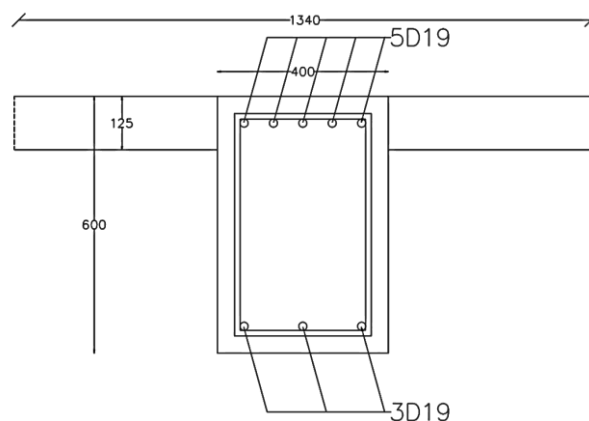
$$\begin{aligned} \phi Mn &> Mu \\ 177237785.2 &> 165271900 \quad \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{177237785.2}{165271900} = 1.1$$

Kontrol momen Positif Tumpuan Kanan (Bawah)

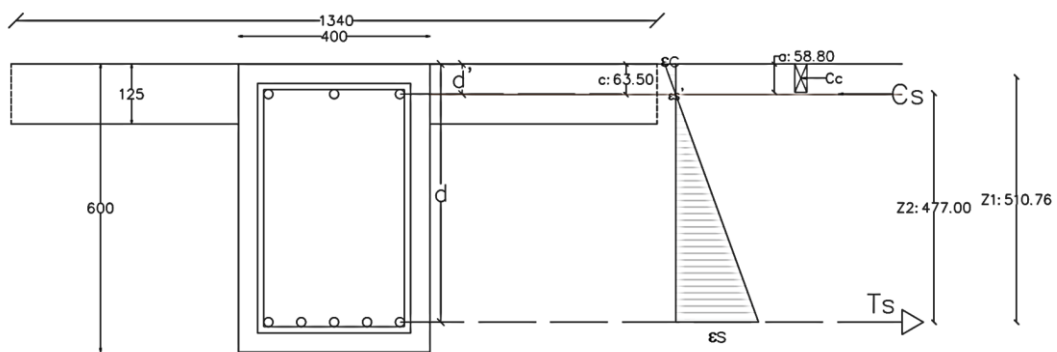
$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik (atas)} \quad As &= 5 D \quad 19 = 1416.93 \text{ mm}^2 \\ \text{Tulangan tekan (bawah)} \quad As' &= 3 D \quad 19 = 850.155 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



1. Perhitungan tinggi efektif

$$\begin{aligned}
 d' &= sb + \varnothing_{\text{seng}} + \left\{ \frac{1}{2} \times D_{\text{pokok}} \right\} \\
 &= 40 + 12 + \left\{ \frac{1}{2} \times 19 \right\} \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 61.5 \\
 &= 538.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :



$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2})$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \left(\left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 \right) = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[\begin{array}{l} 0.85 \times 30 \times 0.85 \times 400 \\ - 600 \times 850.155 \times 61.5 \end{array} \right] \times c^2 + \left[600 \times 850.16 \times c \right] = 1416.925 \times 420 \times c$$

$$8670 \quad c^2 + 510093 \quad c - 31370720 = 595109 \quad c$$

$$8670 \quad c^2 + -85015.5 \quad c - 31370720 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 8670$$

$$b = -85015.5$$

$$c = -31370719.50$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4.a.c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{85015.5 \pm \sqrt{7.23E+09 - 4 \times 8670 \times -31370719.5}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{85015.5 \pm \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_1 = \frac{85015.5 + \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= 65.25$$

$$C_2 = \frac{85015.5 - \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= -55.45$$

$$8670 \quad c^2 + -85015.5 \quad c - 31370720 = 0$$

$$36918380.09 + -5547660.6 - 31370719.50 = 0$$

$$0.00 = 0$$

$$\text{maka dipakai nilai } c = 65.3 > 61.5 \quad \text{Ok}$$

dari perhitungan nilai c ternyata lebih besar dari d', maka dilanjutkan menghitung nilai a

$$a = \beta_1 \times c$$

$$= 0.85 \times 65.3$$

$$= 55.466 \quad \text{mm}$$

Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

- - -

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned}\epsilon_c &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{65.3 - 61.5}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.000173 < \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan blm leleh}\end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{538.5 - 65.3}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.021757 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}\end{aligned}$$

Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.000173 \times 200000 \\ &= 34.52345 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \\ \text{Maka digunakan } f_s' &= 34.52345 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0.021757 \times 200000 \\ &= 4351.368 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \\ \text{Maka digunakan } f_s' &= 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik

$$\begin{aligned}\text{karena nilai } \epsilon_s \text{ sesudah leleh} &= 0.0218 > 0.005 \\ (\text{SNI 2847-2019 tabel 21.2.2}) \text{ maka diambil } \phi &= 0.9\end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 55.5 \times 400 \\ &= 565758.2 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 850.155 \times 34.5 \\ &= 29350.29 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= A_s \times f_y \\ &= 1416.925 \times 420 \\ &= 595108.5 \text{ N}\end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned} C_c + C_s &= T_s \\ 565758.2 + 29350.287 &= 595108.5 \\ 595108.5 &= 595108.5 \quad \text{Kondisi Seimbang} \end{aligned}$$

Menghitung jarak Ts terhadap Cc

$$\begin{aligned} Z_2 &= d - 1/2 a \\ &= 539 - 0.5 \cdot 55.5 \\ &= 510.7668 \text{ mm} \\ Z_1 &= d - d' \\ &= 539 - 61.5 \\ &= 477.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal (Mnb)

$$\begin{aligned} M_n &= [C_c \times Z_2] + [C_s \times Z_1] \\ &= [565758.2 \times 510.7668] + [29350.287 \times 477] \\ &= 558837153.6 \text{ Nmm} \\ M_r &= \phi \times M_n \\ &= 0.9 \times 558837153.6 \\ &= 100590687.7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol

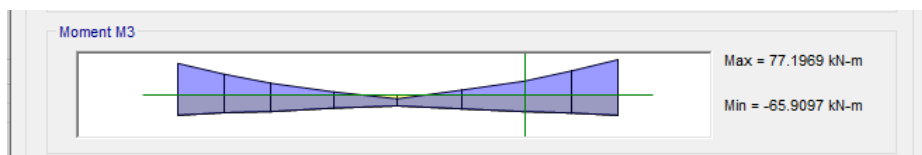
$$\phi M_n > M_u$$

100590688 > 94598700 Memenuhi

Kontrol

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{100590687.7}{94598700} = 1.1$$

F. Perhitungan Penulangan Lapangan



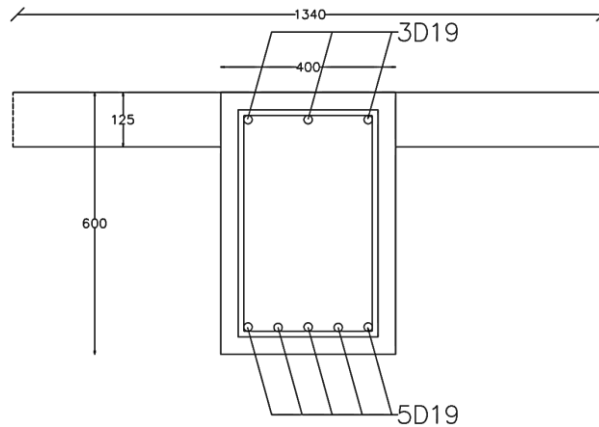
$$M_u \text{ kiri (-)} = 65.9097 \text{ kNm} = 65909700 \text{ Nmm}$$

$$M_u \text{ kanan (+)} = 77.1969 \text{ kNm} = 77196900 \text{ Nmm}$$

Kontrol momen Negatif Lapangan (Atas)

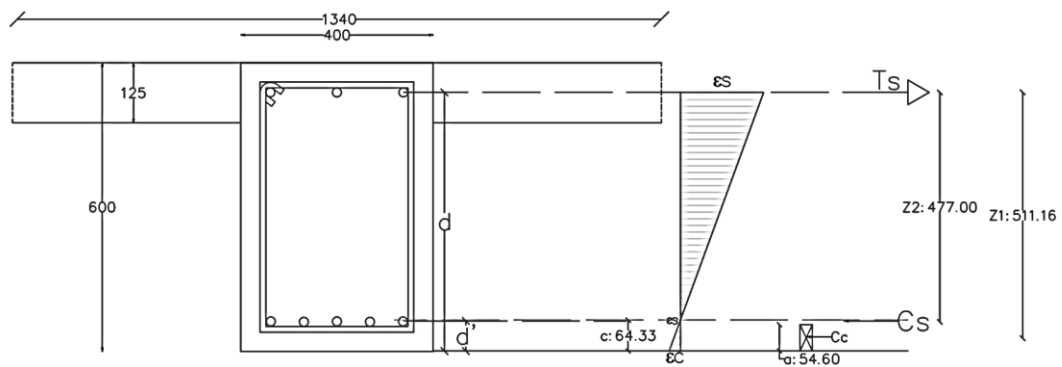
$$\text{Tulangan tarik (atas)} \quad A_s = 3 D \quad 19 = 850.155 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan (bawah)} \quad A_s' = 5 D \quad 19 = 1416.93 \text{ mm}^2$$



$$\begin{aligned}
 d' &= sb + \text{Øseng} + \left\{ \frac{1}{2} \times \text{Dpokok} \right\} \\
 &= 40 + 12 + \left\{ \frac{1}{2} \times 19 \right\} \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 61.5 \\
 &= 538.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :



$$\begin{aligned}
 Cc + Cs &= Ts \\
 Cc &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1}) \\
 \epsilon_c &= 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1}) \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2}) \\
 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' &= A_s \cdot f_y \\
 \text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s \\
 f_s' &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s
 \end{aligned}$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 f_c' a b + A_s' \left(\frac{c-d'}{c} \right) 600 = A_s f_y c$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[\begin{array}{ccc} 0.85 & \times & 30 \\ - & 600 & \times \end{array} \right] \times \left[\begin{array}{ccc} 0.85 & \times & 400 \\ & 850.155 & \times \end{array} \right] \times c^2 + \left[\begin{array}{ccc} 600 & \times & 850.16 \\ & & \times \end{array} \right] \times c - \left[\begin{array}{ccc} 600 & \times & 850.16 \\ & & \times \end{array} \right] \times c$$

$$8670 c^2 + 510093 c - 31370720 = 595109 c$$

$$8670 c^2 + -85015.5 c - 31370720 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 8670$$

$$b = -85015.5$$

$$c = -31370719.5$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{85015.5 \pm \sqrt{7.23E+09 - 4 \times 8670 \times -31370719.5}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{85015.5 \pm \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_1 = \frac{85015.5 + \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= 65.25$$

$$C_2 = \frac{85015.5 - \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= -55.45$$

$$8670 c^2 + -85015.5 c - 31370720 = 0$$

$$36918380.09 + -5547660.6 - 31370719.50 = 0$$

$$0.00 = 0$$

$$\text{maka dipakai nilai } c = 65.3 > 61.5 \quad \text{Ok}$$

dari perhitungan nilai c ternyata lebih besar dari d', maka dilanjutkan menghitung nilai a

$$\begin{aligned} a &= \beta l \times c \\ &= 0.85 \times 65.3 \\ &= 55.466 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{65.3 - 61.5}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.000173 < \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan blm leleh} \end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{538.5 - 65.3}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.021757 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.000173 \times 200000 \\ &= 34.52345 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 34.52345 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0.021757 \times 200000 \\ &= 4351.368 \text{ MPa} > 420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 420 \text{ MPa}$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 55.5 \times 400 \\ &= 565758.2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 850.155 \times 34.523 \\ &= 29350.29 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \times f_y \\ &= 1416.925 \times 420 \\ &= 595108.5 \text{ N} \end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned} C_c + C_s &= T_s \\ 565758.2 + 29350.287 &= 595108.5 \\ 595108.5 &= 595108.5 \quad \text{Kondisi Seimbang} \end{aligned}$$

Menghitung jarak Ts terhadap Cc

$$\begin{aligned} Z2 &= d - \frac{1}{2} a \\ &= 539 - 0.5 \cdot 55.5 \\ &= 510.7668 \text{ mm} \\ Z1 &= d - d' \\ &= 539 - 61.5 \\ &= 477.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal (Mnb)

$$\begin{aligned} Mn &= Cc \times Z2 + Cs \times Z1 \\ &= 595108.5 \times 510.7668 + 29350.287 \times 477 \\ &= 317961724 \text{ Nmm} \\ Mr &= \phi \times Mn \\ &= 0.9 \times 317961724 \\ &= 71541387.89 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol

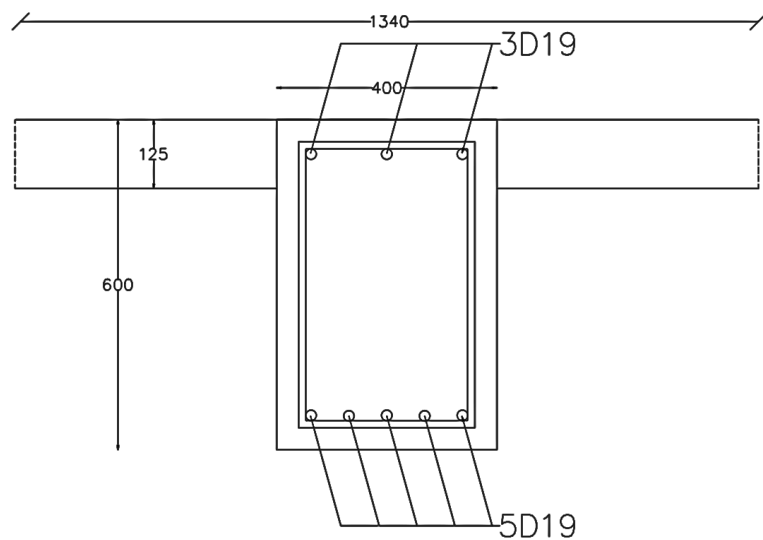
$$\begin{aligned} \phi Mn &> Mu \\ 71541387.89 &> 65909700 \quad \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Kontrol Rasio

$$\frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{71541387.89}{65909700} = 1.1$$

Kontrol momen positif lapangan (Bawah)

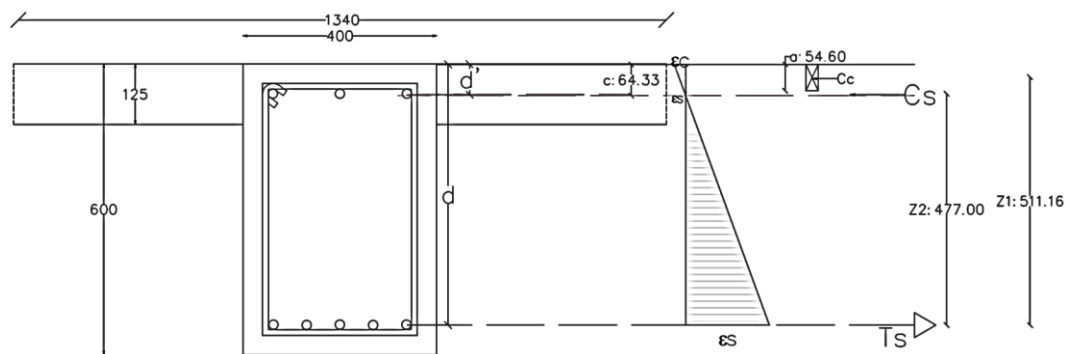
$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik (atas)} \quad As &= 3 D \quad 19 = 850.155 \text{ mm}^2 \\ \text{Tulangan tekan (bawah)} \quad As' &= 5 D \quad 19 = 1416.93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



- Perhitungan titik berat tulangan

$$\begin{aligned}
 d' &= sb + \varnothing_{\text{seng}} + \left[\frac{1}{2} \times D_{\text{pokok}} \right] \\
 &= 40 + 12 + \left[\frac{1}{2} \times 19 \right] \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 61.5 \\
 &= 538.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :



$$\begin{aligned}
 Cc + Cs &= Ts \\
 Cc &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1}) \\
 \epsilon_c &= 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1}) \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2}) \\
 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' &= A_s \cdot f_y \\
 \text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s \\
 f_s' &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s \\
 &= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000 \\
 f_s' &= \frac{c - d'}{c} \times 600 \\
 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \left(\frac{c - d'}{c} \times 600 \right) &= A_s \cdot f_y
 \end{aligned}$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\begin{aligned}
 \left[0.85 \times 30 \times 0.85 \times 400 \right] \times c^2 + \left[600 \times 850.16 \times c \right] \\
 \left[- 600 \times 850.155 \times 61.5 \right] &= 1416.925 \times 420 \times c
 \end{aligned}$$

$$8670 \quad c^2 + 510093 \quad c - 31370720 = 595109 \quad c$$

$$8670 \quad c^2 + -85015.5 \quad c - 31370720 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 8670$$

$$b = -85015.5$$

$$c = -31370719.50$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4.a.c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{85015.5 \pm \sqrt{7.23E+09 - 4 \times 8670 \times -31370719.5}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{85015.5 \pm \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$C_1 = \frac{85015.5 + \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= 65.25$$

$$C_2 = \frac{85015.5 - \sqrt{1095164187500.25}}{17340}$$

$$= -55.45$$

$$8670 \quad c^2 + -85015.5 \quad c - 31370720 = 0$$

$$[8670 \times 65.25]^2 + [-85015.5 \times 65.25] -$$

$$31370719.50 = 0$$

$$36918380.09 + -5547660.6 - 31370719.50 = 0$$

$$0.00 = 0$$

$$\text{maka dipakai nilai } c = 65.3 > 61.5 \quad \text{Ok}$$

dari perhitungan nilai c ternyata lebih besar dari d', maka dilanjutkan

menghitung nilai a

- Menghitung tinggi balok tegangan

$$a = \beta_1 \times c$$

$$= 0.85 \times 65.3$$

$$= 55.466 \text{ mm}$$

- Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\epsilon_c = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{65.3 - 61.5}{65.3} \times 0.003$$

$$= 0.000173 < \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan blm leleh}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{538.5 - 65.3}{65.3} \times 0.003 \\ &= 0.021757 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}\end{aligned}$$

Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.000173 \times 200000 \\ &= 34.52345 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 34.52345 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0.021757 \times 200000 \\ &= 4351.368 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 420 \text{ MPa}$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 55.5 \times 400 \\ &= 565758.2 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 850.155 \times 34.5 \\ &= 29350.29 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= A_s \times f_y \\ &= 1416.925 \times 420 \\ &= 595108.5 \text{ N}\end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned}C_c + C_s &= T_s \\ 565758.2 + 29350.287 &= 595108.5 \\ 595108.5 &= 595108.5 \quad \text{Kondisi Seimbang}\end{aligned}$$

Menghitung jarak T_s terhadap C_c

$$\begin{aligned}Z_1 &= d' - \frac{1}{2} a \\ &= 61.5 - 0.5 \times 55.5 \\ &= 33.76675 \text{ mm} \\ Z_2 &= d - d' \\ &= 539 - 61.5 \\ &= 477 \text{ mm}\end{aligned}$$

Momen nominal (M_{nb})

$$\begin{aligned}M_n &= \left[C_c \times Z_1 \right] + \left[C_s \times Z_2 \right] \\ &= \left[565758.2 \times 477 \right] + \left[565758.21 \times 33.7668 \right] \\ &= 288970486.1 \text{ Nmm} \\ M_r &= \phi \times M_n \\ &= 0.9 \times 288970486.1 \\ &= 78022031.24 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Kontrol

$$\phi M_n > M_u$$

$$78022031.24 > 77196900 \quad \text{Memenuhi}$$

Kontrol Rasio

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{78022031.24}{77196900} = 1.0$$

Tabel 4. 43 Rekap perhitungan tulangan Balok

Lokasi		Mn	Kebutuhan		As	Mu	Kontrol	Kontrol
			Tulangan		Pasang		Mn>Mu	RASIO
Tump	Kiri -	163604109.4	5 D	19	1416.925	147545500	OKE	1.1
	Kiri +	106342671.1	3 D	19	850.155	94288200	OKE	1.1
	Kanan -	177237785.2	5 D	19	1416.925	165271900	OKE	1.1
	Kanan +	100590687.7	3 D	19	850.155	94598700	OKE	1.1
Lap	+	71541387.89	3 D	19	850.155	65909700	OKE	1.1
	-	78022031.24	5 D	19	1416.925	77196900	OKE	1.0

4.19 Perhitungan Penulangan Geser Balok

4.19.1 Desain Penulangan Geser Balok

$$\begin{aligned}V_u &= 49.8461 \text{ kN/m} && (\text{dari output etabs } V \text{ max}) \\W_u &= \frac{2}{L_n} \times V_u \\W_u &= 22.40274 \text{ kN/m} \\V_{\text{kiri}} &= 46.6043 \text{ kN/m} &= 46604.3 \text{ N/m} \\V_{\text{kanan}} &= 49.8461 \text{ kN/m} &= 49846.1 \text{ N/m} \\L_n &= 4450 \text{ mm} = 4.45 \text{ m}\end{aligned}$$

Menghitung M_{pr} (Moment probable capacities)

2. Momen-momen ujung M_{pr} berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar $1.25f_y$ dimana f_y kekuatan leleh yang disyaratkan. (Kedua momen ujung harus ditinjau dalam kedua arah, searah jarum jam dan berlawanan jarum jam)

- a. Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned}M_{pr1(-)} &= M_n \text{ tumpuan kiri } (-) \times (1.25) \\&= 204505136.8 \text{ Nmm} \\&= 204.5051368 \text{ kNm}\end{aligned}$$

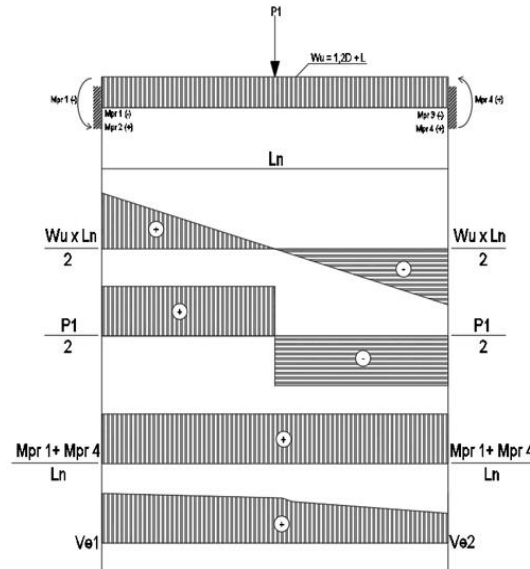
$$\begin{aligned}M_{pr4(+)} &= M_n \text{ Tumpuan kanan } (+) \times (1.25) \\&= 125738359.6 \text{ Nmm} \\&= 125.7383596 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- b. Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned}M_{pr2(+)} &= M_n \text{ Tumpuan kiri } (+) \times (1.25) \\&= 132928338.9 \text{ Nmm} \\&= 132.9283389 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{pr3(-)} &= M_n \text{ Tumpuan kanan } (-) \times (1.25) \\&= 221547231.5 \text{ Nmm} \\&= 221.5472315 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2. Menghitung Mpr gaya geser setiap kondisi
 - a. Perhitungan gaya geser desain apabila struktur bergoyang ke kiri



Gambar 4. 13 Skema gaya geser apabila struktur bergoyang ke kiri

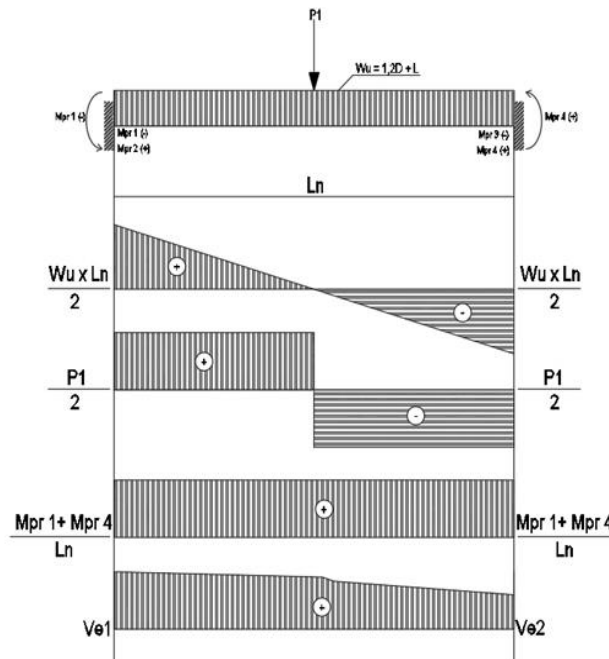
Gaya geser akibat momen ujung apabila bergoyang kek kiri

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{L_n} \\
 &= \frac{340.8419 + 628.6918}{4.45} \\
 &= 217.8727399 \text{ kN} \\
 &= 217872.7399 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser desain akibat struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned}
 V_{e1} &= V_n + V_q \text{ kiri} \quad \text{ve kiri} \\
 &= 217872.7 + 46604.3 \\
 &= 264477.0 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- b. Menghitung probable capacities (Mpr) akibat goyangan ke kanan



Gambar 4. 14 Skema gaya geser apabila struktur bergoyang ke kanan

Gaya geser akibat beban gravitasi

Gaya geser akibat momen ujung apabila bergoyang kek kanan

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{Mpr2 + Mpr3}{L_n} \\
 &= \frac{340.8419 + 340.8419}{4.45} \\
 &= 153.1873684 \text{ kN} \\
 &= 153187.3684 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser desain akibat struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned}
 Ve2 &= V_n + V_q \text{ kanan} \\
 &= 153187.4 + 49846.1 \\
 &= 203033.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung kebutuhan tulangan geser pada daerah sendi plastis berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.6.5.2 hal 382 menyatakan bahwa untuk daerah sendi plastis sepanjang $2h$ dari muka kolom, maka konstruksi beton dalam menahan geser, $V_c = 0$ apabila (a) dan (b) terjadi:
 - a. Gaya geser yang ditimbulkan gempa dihitung dengan 18.6.5.1 mewakili $1/2$ atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut.
 - b. Gaya tekan terfaktor (P_u) termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \times f_c' / 20$ check kedua syarat diatas

syarat 1

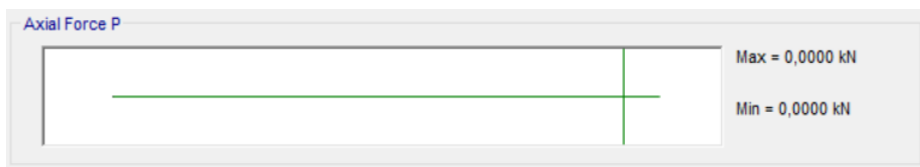
Tabel 4. Syarat kekuatan geser balok tumpuan kiri

Arah Gempa	Geser Gempa	Tumpuan Kiri		Check Syarat
	Vn (N)	Ve	1/2 Ve (N)	Vn ≥ 0,5 Ve
Kiri	217872.7399	264477.0	132238.5199	Memenuhi
Kanan	217872.7399	168026.6399	84013.31994	Memenuhi

Tabel 4. Syarat kekuatan geser balok tumpuan kanan

Arah Gempa	Geser Gempa	Tumpuan Kiri		Check Syarat
	Vn (N)	Ve	1/2 Ve (N)	Vn ≥ 0,5 Ve
Kiri	153187.3684	106583.1	53291.5342	Memenuhi
Kanan	153187.3684	203033.5	101516.7342	Memenuhi

syarat 2



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

$$= 0 \text{ N}$$

$$P_n = 1 \times P_u$$

$$= 1 \times 0$$

$$= 0 \text{ N}$$

$$P_n < \frac{A_g \times f_c'}{20}$$

$$0 < \frac{240000 \times 30}{20}$$

$$0 < 360000 \text{ N} \quad \text{Memenuhi}$$

Karena kedua syarat diatas terpenuhi maka V_c digunakan 0 untuk mencari nilai V_c sebagai berikut:

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

4. Perhitungan tulangan geser pada daerah sendi plastis tumpuan kanan
kekuatan geser nominal tulangan geser

$$V_s = \frac{V_e}{0.75} - V_c$$

$$= \frac{203033.5}{0.75} - 0$$

$$= 270711 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ max} &= 0.7 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= 0.7 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539 \\
 &= 778664.3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 V_s &< V_s \text{ maks} \\
 44070.84209 &< 778664.2967 \text{ Memenuhi}
 \end{aligned}$$

dicoba menggunakan sengkang 3 kaki Ø12, sehingga luasan sengkang adalah:

$$\begin{aligned}
 A_v &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
 &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times \phi 12^2 \\
 &= 452.16 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.4 hal.381 menyatakan bahwa sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari persamaan a, b, dan c

$$a \quad \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 538.5 = 135 \text{ mm}$$

$$b \quad 6 \times D = 6 \times \text{Ulir19} = 114 \text{ mm}$$

$$c \quad 150 \text{ mm}$$

$$\text{sehingga jarak maksimum sengkang (Smaks)} = 114 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{452.16 \times 280 \times 539}{44070.84209}
 \end{aligned}$$

$$= 1546.98$$

$$= 100 \text{ mm} < 114 \text{ Memenuhi}$$

sehingga digunakan tulangan sengkang Ø12-100

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ ada} &= \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{S} \\
 &= \frac{452.16 \times 280 \times 539}{100}
 \end{aligned}$$

$$= 681766.8 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ ada}$$

$$= 0 + 681766.8$$

$$= 681766.8 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi \times V_n$$

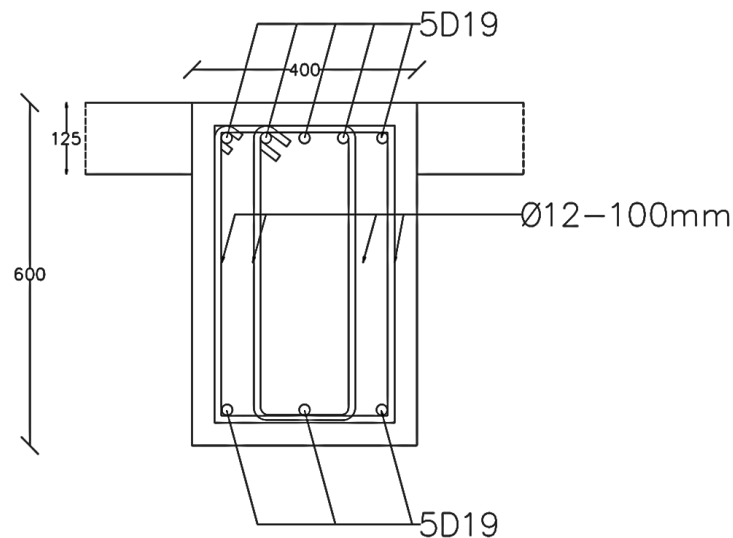
$$= 0.75 \times 681766.8$$

$$= 511325.1$$

Kontrol

$$\phi V_n > V_e$$

$$511325.14 > 129503.53 \text{ oky}$$



Gambar 4. 15 detail tulangan transversal daerah sendi plastis tumpuan kanan

5. Menghitung kebutuhan tulangan geser daerah sendi plastis tumpuan kiri
kekuatan geser nominan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_e}{0.75} - V_c \\
 &= \frac{120816.3}{0.75} - 0 \\
 &= 161088 \text{ N} \\
 V_{s \text{ maks}} &= 0.7 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= 0.7 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539 \\
 &= 778664.3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 V_s &< V_{s \text{ maks}} \\
 161088 &< 778664.3 \quad \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan sengkang 2 kaki Ø12, sehingga luasan sengkang adalah

$$\begin{aligned}
 A_v &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \frac{\phi^2}{4} \\
 &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\
 &= 452.16 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2849-2019 pasal 18.6.4.4 hal 381 menyatakan bahwa sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh lebih nilai yang terkecil dari persamaan a, b, dan c

$$a \quad \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 538.5 = 135 \text{ mm}$$

$$b \quad 6 \times D = 6 \times \text{Ulir19} = 114 \text{ mm}$$

$$c \quad 150 \text{ mm}$$

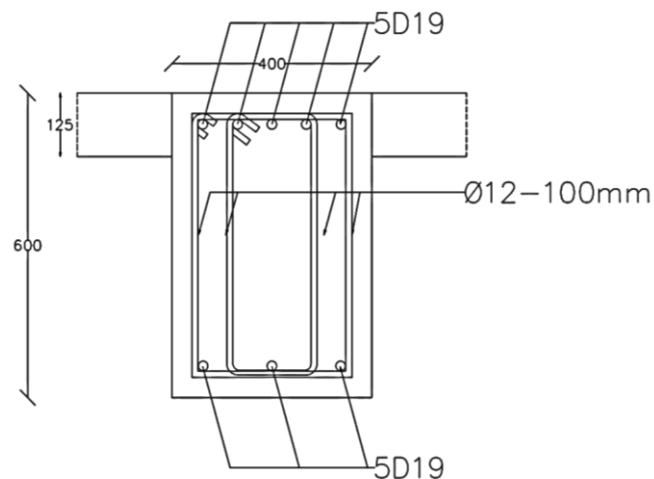
$$\text{sehingga jarak maksimum sengkang (Smaks)} = 114 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{452.16 \times 280 \times 539}{161088.4289} \\
 &= 423.225 \\
 &= 100 \text{ mm} < 114 \quad \text{Memenuhi} \\
 &\text{sehingga digunakan tulangan sengkang} \quad \phi 12-100
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ ada} &= \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{S} \\
 &= \frac{452.16 \times 280 \times 539}{100} \\
 &= 681766.8 \text{ N} \\
 V_n &= V_c + V_s \text{ ada} \\
 &= 0 + 681766.8 \\
 &= 681766.8 \text{ N} \\
 \phi V_n &= \phi \times V_n \\
 &= 0.75 \times 681766.8 \\
 &= 511325.1
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_e \\
 511325.136 &> 120816.3 \quad \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 16 Detail tulangan transversal daerah sendi plastis tumpuan kiri

6. Perhitungan tulangan geser pada daerah luar sendi plastis tumpuan kiri panjang sendi plastis

$$2h = 2 \times 600$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

$$L_n = 3850 \text{ mm}$$

untuk daerah diluar sendi plastis beton dianggap mampu menahan gaya geser (V_c)

$$\frac{L_n - 2h}{L_n} = \frac{V_e \text{ lapangan}}{V_e \text{ kiri} - V_e \text{ kanan}}$$

$$V_e \text{ lap} = \frac{L_n - 2h \times (V_e \text{ kiri} - V_e \text{ kanan})}{L_n}$$

$$= \frac{3850.0 - 1200 \times 120816.3 - 24366}{3850}$$

$$= 66387.94 \text{ N}$$

$$V_c = 0.17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539$$

$$= 200565 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e \text{ lapangan}}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{66387.93766}{0.75} - 200565$$

$$= 112047.7959 \text{ N}$$

$$= 112.04780 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = 0.7 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 0.7 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539$$

$$= 778664.3 \text{ N}$$

Kontrol

$$V_s < V_s \text{ maks}$$

$$112048 < 778664.3 \text{ Memenuhi}$$

Dicoba menggunakan sengkang 1 kaki $\emptyset 12$, sehingga luasan sengkang adalah

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

$$= 1 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2$$

$$= 113.04 \text{ mm}^2$$

Jarak maksimum tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis sesuai

SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.6, yaitu :

$$\frac{d}{2} = \frac{538.5}{2} = 269.25 \text{ mm}$$

Sehingga jarak maksimum sengkang (S_{maks}) = 269.25 mm

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{113.04 \times 280 \times 539}{112047.79589}$$

$$= 152.115$$

= 150 mm < 269 Memenuhi
sehingga digunakan tulangan sengkang Ø12-150

$$V_s \text{ ada} = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{S}$$

$$= \frac{113.04 \times 280 \times 539}{150}$$

$$= 113627.8 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ ada}$$

$$= 200565 + 113627.8$$

$$= 314192.9 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi \times V_n$$

$$= 0.75 \times 314192.9$$

$$= 235644.6$$

Kontrol

$$\phi V_n > V_e$$

$$235644.6406 > 66387.9 \text{ Memenuhi}$$

7. Perhitungan tulangan geser pada daerah luar sendi plastis tumpuan kanan panjang sendi plastis

$$2h = 2 \times 600$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

$$L_n = 3850$$

untuk daerah diluar sendi plastis beton dianggap mampu menahan gaya geser (V_c)

$$\frac{L_n - 2h}{L_n} = \frac{V_e \text{ lapangan}}{V_e \text{ kiri} - V_e \text{ kanan}}$$

$$V_e \text{ lap} = \frac{L_n - 2h}{L_n} \times (V_e \text{ kiri} - V_e \text{ kanan})$$

$$= \frac{3850 - 1200}{3850} \times 129503.5 - 33053$$

$$= 66387.94$$

$$\begin{aligned}
V_c &= 0.17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
&= 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539 \\
&= 200565 \text{ N} \\
&= 200.565 \text{ kN} \\
V_s &= \frac{V_{e \text{ lapangan}}}{\phi} - V_c \\
&= \frac{66387.93766}{0.75} - 200.565 \\
&= 88316.68517 \text{ N} \\
&= 88.31669 \text{ kN} \\
V_{s \text{ maks}} &= 0.7 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
&= 0.7 \times \sqrt{30} \times 400 \times 539 \\
&= 778664.3 \text{ N}
\end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
V_s &< V_{s \text{ maks}} \\
88316.7 &< 778664.3 \quad \text{Memenuhi}
\end{aligned}$$

Dicoba menggunakan sengkang 1 kaki Ø12, sehingga luasan sengkang adalah

$$\begin{aligned}
A_v &= 1 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\
&= 1 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\
&= 113.04 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak maksimum tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis sesuai SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.6, yaitu :

$$\frac{d}{2} = \frac{538.5}{2} = 269.25 \text{ mm}$$

Sehingga jarak maksimum sengkang (S_{maks}) = 269.25 mm

$$\begin{aligned}
S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
&= \frac{113.04 \times 280 \times 539}{88316.68517} \\
&= 192.989 \\
&= 150 \text{ mm} < 269 \quad \text{Memenuhi}
\end{aligned}$$

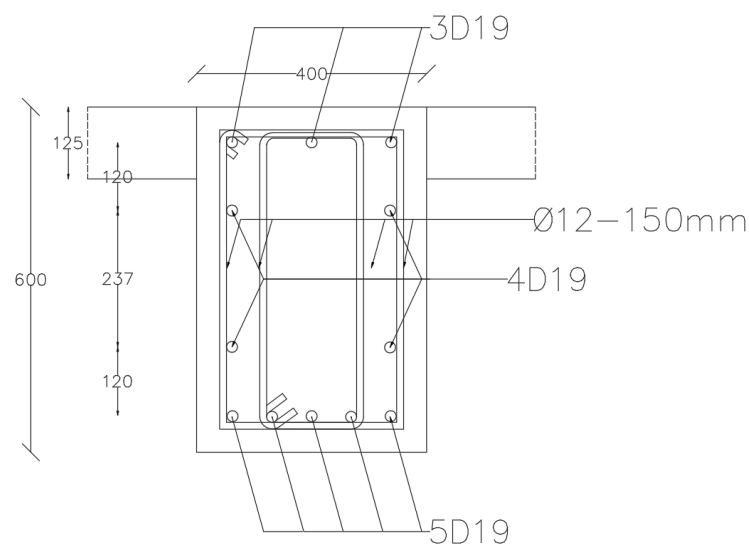
sehingga digunakan tulangan sengkang Ø12-150

$$\begin{aligned}
V_{s \text{ ada}} &= \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{S} \\
&= \frac{113.04 \times 280 \times 539}{150} \\
&= 113627.8 \text{ N} \\
V_n &= V_c + V_{s \text{ ada}} \\
&= 200565 + 113627.8 \\
&= 314192.9 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \text{ ada} \\
 &= 200565 + 113627.8 \\
 &= 314192.9 \text{ N} \\
 \phi V_n &= \phi \times V_n \\
 &= 0.75 \times 314192.9 \\
 &= 235644.6
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_e \\
 235644.6406 &> 66387.9 \quad \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 17 Detail tulangan transversal daerah luar sendi plastis

Dari hasil perhitungan desain tulangan geser diatas, maka dipasang tulangan sebagai berikut:

Daerah sendi plastis tumpuan kiri	=	4 kaki	Ø12-100	mm
Daerah sendi plastis tumpuan kanan	=	4 kaki	Ø12-100	mm
Daerah luas sendi plastis tumpuan kiri	=	4 kaki	Ø12-150	mm
Daerah luas sendi plastis tumpuan kanan	=	4 kaki	Ø12-150	mm

4.20 Kontrol Penulangan Torsi Balok

Berdasarkan (SNI 2847-2019) pasal 22.7.1.1 halaman 509 dijelaskan bahwa pasal ini harus diterapkan pada komponen struktur jika $T_u > \phi T_{th}$. Dan jika $T_u < \phi T_{th}$ Maka diperbolehkan untuk mengabaikan pengaruh torsi. Momen torsi yang tidak melampaui batas ambang torsi tidak akan mengakibatkan penurunan kapasitas lentur maupun geser yang signifikan sehingga dapat diabaikan.

1. Kontrol pengaruh torsi pada penampang balok

$$\phi T_{th} = \phi \times 0.083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

Luas penampang:

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

Keliling penampang

$$\begin{aligned} P_{cp} &= \left[2 \times b \right] + \left[2 \times h \right] \\ &= \left[2 \times 400 \right] + \left[2 \times 600 \right] \\ &= 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika $T_u < T_{th}$, maka tulangan torsi diabaikan

$$\begin{aligned} T_u &= 16.9859 \text{ kNm} \quad (\text{output etabs}) \\ &= 16985900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_{th} &= \phi \times 0.083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \\ &= 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \frac{240000^2}{2000} \\ &= 9819570 \end{aligned}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} T_u &< \phi T_{th} \\ 16985900 &> 9819570.011 \quad \text{Perlu penulangan torsi} \end{aligned}$$

2. Kontrol batasan penampang

a. Lebar daerah tertutup dari garis pusat tulangan transversal

$$\begin{aligned} X_{ob} &= b - \left[2 \times c_b \right] - 2 \left[\frac{1}{2} D \right] \\ &= 400 - \left[2 \times 40 \right] - 2 \left[\frac{1}{2} 12 \right] \\ &= 308 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Tinggi daerah tertutup dari garis pusat tulangan transversal

$$\begin{aligned} Y_{ob} &= h - \left[2 \times c_b \right] - 2 \left[\frac{1}{2} D \right] \\ &= 600 - \left[2 \times 40 \right] - 2 \left[\frac{1}{2} 12 \right] \\ &= 508 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Tinggi daerah tertutup dari garis pusat tulangan transversal

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times [X_{ob} + Y_{ob}] \\ &= 2 \times [308 + 508] \\ &= 1632 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Luas daerah tertutup dari garis pusat tulangan transversal

$$\begin{aligned} A_{oh} &= X_{ob} \times Y_{ob} \\ &= 308 \times 508 \\ &= 156464 \text{ mm}^2 \\ A_o &= 0.9 \times A_{oh} \\ &= 0.9 \times 156464 \\ &= 140817.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

e. Pemeriksaan kecukupan penampang solid SNI 2847-2019 pasal 22.7.7.1 hal 516

→ Kapasitas tegangan beton :

$$\begin{aligned} &= \phi \left(\frac{V_c}{bxd} \right) + 0.7 \sqrt{f_c'} \\ &= 0.75 \left(\frac{200565.0461}{400 \times 539} \right) + 0.7 \sqrt{30} \\ &= 3.40957 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

→ Tegangan ultimate geser + torsi :

$$\begin{aligned} &= \sqrt{\left(\frac{V_u}{bxd} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times Ph}{1.7 \times A_{oh}} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bxd} \right) + 0.7 \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{309616.5}{400 \times 539} + \frac{9819570 \times 1632}{1.7 \times 156464} \\ &= 1.48809 \text{ Mpa} \\ &= 1.48809 \text{ Mpa} < 3.409573 \text{ Mpa Memenuhi} \end{aligned}$$

dimana:

$$\begin{aligned} V_u &= V_{e1} + V_{e2} \\ &= 106583.1 + 203033.5 \\ &= 309616.5 \text{ N} \\ V_c &= 200565 \text{ N} \\ T_u &= 9819570 \text{ N} \\ b &= 400 \text{ mm} \\ d &= 539 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Desain penulangan torsi

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 22.7.6.1 dijelaskan bahwa untuk komponen struktur prategang dan non prategang, nilai T_n diambil dari nilai terkecil antara poin dibawah ini. Dimana A_t adalah luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi; A_l adalah luas tulangan longitudinal torsi. Luas satu kaki sengkang tertutup

Luas satu kaki sengkang tertutup

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\ &= 113.04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan longitudinal torsi

$$\begin{aligned} A_l &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 \\ &= 566.77 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Ketahanan torsi terhadap sengkang tutup

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_{yt}}{S} \times \cot \theta \\ &= \frac{2 \times 140818 \times 113.04 \times 420}{100} \times \cot 45 \\ &= 82549344.76 \text{ Nmm} \quad \text{Persamaan 1} \\ T_n &= \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_{yt}}{S} \times \cot \theta \\ &= \frac{2 \times 140818 \times 566.77 \times 420}{100} \times \cot 45 \\ &= 413893242.5 \text{ Nmm} \quad \text{Persamaan 2} \end{aligned}$$

Sehingga dalam perhitungan diatas ketahanan torsi dipakai yang terkecil yaitu persamaan 1 yaitu

$$\begin{aligned} T_n &= 82549344.76 \text{ Nmm} \\ \phi T_n &= \phi \times T_n \\ &= 0.75 \times 82549344.76 \\ &= 61912008.57 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Cek kekuatan tulangan torsi

$$\begin{aligned} \phi T_n &> T_u \\ 61912008.57 &> 9819570.011 \quad \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.6.4.2 hal 193 dijelaskan bahwa tulangan torsi diperlukan, tulangan transversal harus lebih besar tulangan transversal minimum.

Luas satu kaki sengkang tertutup per jarak sengkang

$$\begin{aligned}\frac{A_t}{s} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.1 \times 12^2 \\ &= 1.1304 \text{ mm}^2/\text{mm/satu kaki}\end{aligned}$$

Luas sengkang yang berdekatan dengan sisi balok

$$\begin{aligned}A_{sv} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\ &= 452.16 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Luas dua kaki sengkang tertutup

$$\begin{aligned}\frac{A_v}{s} &= \frac{A_{sv}}{S} \\ &= \frac{452.16}{100} \\ &= 4.5216 \text{ mm}^2/\text{mm/satu kaki}\end{aligned}$$

Luas tulangan transversal

$$\begin{aligned}\frac{A_{vt}}{s} &= \frac{A_v}{s} + \frac{2 A_t}{s} \\ &= 4.5 + 2 \times 1.13 \\ &= 6.7824 \text{ mm}^2/\text{mm/satu kaki}\end{aligned}$$

Luas tulangan transversal minimum

$$\begin{aligned}\frac{A_{vt \min}}{s} &= 0.0062 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{b_w}{f_{yt}} \\ &= 0.0062 \times \sqrt{30} \times \frac{400}{420} \\ &= 0.032342 \text{ mm}^2/\text{mm/satu kaki}\end{aligned}$$

atau,

$$\begin{aligned}\frac{A_{vt \min}}{s} &= 0.4 \times \frac{b_w}{f_{yt}} \\ &= 0.4 \times \frac{400}{420} \\ &= 0.333333 \text{ mm}^2/\text{mm/satu kaki}\end{aligned}$$

Maka, dipakai $A_{vt} = 0.032342 \text{ mm}^2/\text{mm}/\text{satu kaki}$

Cek

$A_{vt} > A_{vt \text{ min}}$

$6.7824 > 0.032342$ Memenuhi

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.6.4.2 hal 193 dijelaskan bahwa tulangan torsi diperlukan, tulangan longitudinal harus lebih besar tulangan longitudinal minimum.

$$\begin{aligned}
 A_{l \text{ min}} &= 0.4 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp} - \frac{A_t}{s} \times Ph \times \frac{f_{yt}}{f_y}}{f_y} \\
 &= 0.4 \times \sqrt{30} \times \frac{240000}{420} - \frac{113}{100} \times 1632 \times \frac{420}{420} \\
 &= -530.279 \text{ mm}^2 \quad \text{Persamaan 1} \\
 A_{l \text{ min}} &= 0.4 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp} - \frac{0.175 b}{f_y} \times Ph \times \frac{f_{yt}}{f_y}}{f_y} \\
 &= 0.4 \times \sqrt{30} \times \frac{240000}{420} - \frac{0.2}{420} \times 400 \times 1632 \times \frac{420}{420} \\
 &= 1042.534 \text{ mm}^2 \quad \text{Persamaan 2}
 \end{aligned}$$

$A_{l \text{ min}}$ dipilih yang terbesar = 1042.53 mm^2

Maka perlu dicek tulangan longitudinal masing-masing sisi samping balok apakah sudah mencukupi kebutuhan untuk tulangan torsi.

Tulangan longitudinal torsi direncanakan D_{19}

$$\begin{aligned}
 A_t &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3.1 \times 19^2 \\
 &= 1134.587 \text{ mm}^2 > 1042.53 \quad \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Maka, tulangan longitudinal torsi $d_4 \quad D_{19}$

4. Detail tulangan torsi

Jarak maksimum spasi tulangan transversal torsi.

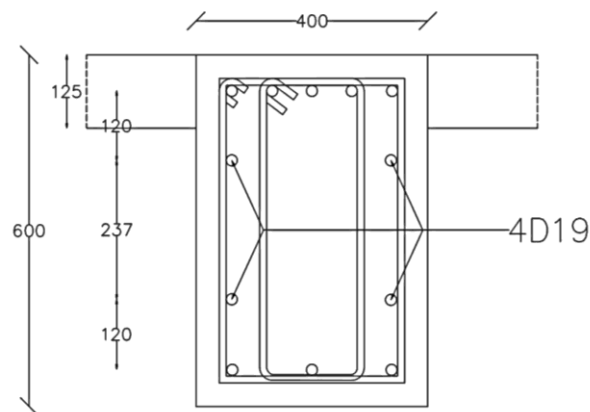
Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.7.5.1 dijelaskan jika tulangan torsi diperlukan, tulangan torsi longitudinal harus didistribusikan di sekeliling sisi sengkang tertutup dengan spasi tidak lebih dari 300 mm.

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{Ph}{8} \quad \text{atau} \quad 300 \text{ mm} \\
 &= \frac{1632.0}{8} \quad \text{atau} \quad 300 \text{ mm} \\
 &= 204 \text{ mm} \\
 &= 200 \text{ mm} \quad \text{atau} \quad 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, jarak spasi maksimum adalah 200 mm

jarak spasi maksimum di atas, maka dipakai spasi

$$\begin{aligned}
 \text{Sspasi} &= \frac{\text{jarak bersih}}{\text{jumlah tu. Sisi} - 1} \\
 &= \frac{475}{2 - 1} \\
 &= \frac{475}{2 - 1} \\
 &= 237 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 18 Detail penulangan momen torsi

4.21 Pendetailan Penulangan Balok

1. Panjang penyaluran dalam kondisi tarik
SNI 2847-2019 pasal 25.4.2.3 hal 567 mensyaratkan bahwa panjang penyaluran dalam kondisi tarik harus memenuhi

$$\begin{aligned}
 l_d &= \left[\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f_c'}} \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\left(\frac{c_b}{d_b} + k_{tr} \right)} \right] \times \\
 &= 34.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang penyalur kondisi tarik di 500 mm

dimana:

λ	=	1	SNI 2847-2019 tabel 25.4.2.4 hal 568
ψ_t	=	1	SNI 2847-2019 tabel 25.4.2.4 hal 568
ψ_e	=	1	SNI 2847-2019 tabel 25.4.2.4 hal 568
ψ_s	=	1	SNI 2847-2019 tabel 25.4.2.4 hal 568
d_b	=	19 mm	
d'	=	61.5 mm	

(jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat)

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$K_{tr} = 0 \quad \text{SNI 2847-2019 pasal 25.4.2.3 hal 567}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 25.4.2.1 hal 565 panjang penyaluran I_d untuk batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik yang terbesar dari:

- a. Panjang yang dihitung sesuai dengan 25.4.2.2 atau 25.4.2.3 dengan menggunakan faktor modifikasi yang berlaku pada 25.4.2.4
- b. $I_d \text{ min} = 300 \text{ mm}$

Cek:

$$I_d > \text{min}$$

$$500 > 300 \quad \text{Memenuhi}$$

2. Panjang penyaluran dalam kondisi tekan

SNI 2847-2019 pasal 25.4.9.2 hal 567 mensyaratkan bahwa panjang penyaluran dalam kondisi tekan harus memenuhi.

$$\begin{aligned} I_{dc} &= \left(\frac{0,24 \times f_y \times \Psi_r}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \right) \times db \\ &= \left(\frac{0,2 \times 420 \times 1}{1 \times \sqrt{30}} \right) \times 19 \\ &= 349.666 \text{ mm} \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned} I_{dc} &= 0.043 \times f_y \times \Psi_r \times db \\ &= 0.043 \times 420 \times 1 \times 19 \\ &= 343.14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\lambda = 1 \quad \text{SNI 2847-2019 tabel 25.4.2.4 hal 568}$$

$$\Psi_r = 1 \quad \text{SNI 2847-2019 tabel 25.4.9.33 hal 582}$$

$$db = 19 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Maka panjang penyaluran dalam kondisi tekan } d \quad 349.6661 = 465.00 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 25.4.9.1 hal 565 panjang penyaluran I_{dc} untuk batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan yang terbesar dari:

- a. Panjang yang dihitung berdasarkan 25.4.9.2 modifikasi yang berlaku pada 25.4.2.4
- b. $I_{dc} \text{ min} = 200 \text{ mm}$

Check

$$I_{dc} > I_{dc} \text{ min}$$

$$465 > 200 \text{ mm} \quad \text{Memenuhi}$$

3. Panjang kait standart tulangan tarik

λ = 1 SNI 2847-2019 tabel 25.4.3.2 hal 570

ψ_e = 1 SNI 2847-2019 tabel 25.4.3.2 hal 570

ψ_c = 1 SNI 2847-2019 tabel 25.4.3.2 hal 570

ψ_r = 1 SNI 2847-2019 tabel 25.4.3.2 hal 570

Maka,

$$\begin{aligned} Idh &= \frac{0.24 \times f_y \times \psi_e \times \psi_c \times \psi_r \times db}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \\ &= \frac{0.24 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1 \times 19}{1 \times \sqrt{30}} \\ &= 349.666 \text{ mm} \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned} Idh &= 8 \times db \\ &= 8 \times 19 \\ &= 152 \text{ mm} \end{aligned}$$

atau

$$Idh = 150$$

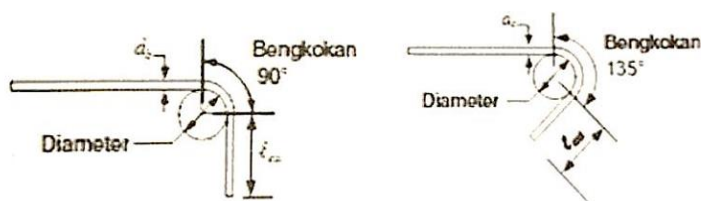
sehingga panjang penyaluran tarik dipilih terbesar dari perhitungan Idh

$$= 350 \text{ mm}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

4. Panjang tekuk dan perpanjangan lurus

Geometri kait standar untuk penyaluran batang ulir pada kondisi tarik untuk bengkokan 90° dan 135°



4.22 Penulangan Kolom

A. Data perencanaan :

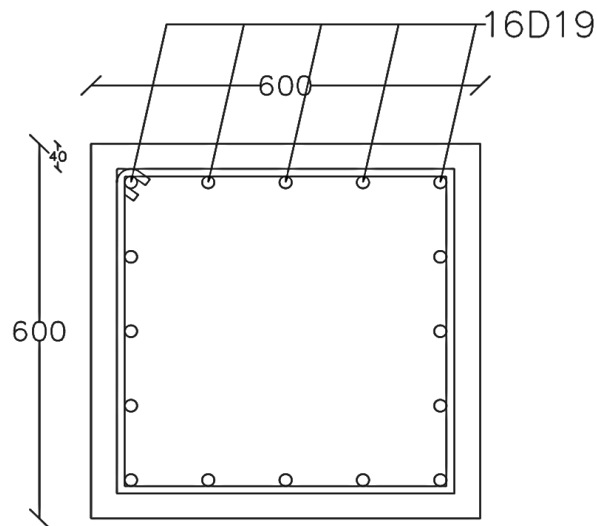
Lebar Kolom (bw)	=	600	mm
Tinggi Kolom (h)	=	600	mm
Selimit beton (sb)	=	40	mm
Mutu Beton f_c'	=	30	Mpa
f_y ulir	=	420	Mpa
f_y polos	=	280	Mpa
Modulus Elastisitas Baja (E_s)	=	200000	Mpa
Diameter tul.pokok	=	19	mm
Diameter tul.sengkang	=	12	mm
Tinggi lantai (h lantai)	=	4000	mm
Tinggi balok (h balok)	=	400	mm
Tinggi Bersih kolom (h_n kolom)	=	3600	mm

$$\begin{aligned}
 * \quad f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\
 \beta_1 &= 28 \leq F_c \leq 55 \\
 &= 0.85 - \frac{0.05 \times F_c - 28}{7} \\
 \beta_1 &= 0.836
 \end{aligned}$$

B. Desain Penulangan Longitudinal Sumbu x

SNI 2847 2019 pasal 18.7.4 halaman 386 dijelaskan bahwa syarat daktilitas untuk tulangan longitudinal di antara 1% - 6% sehingga perhitungan dapat di hitung dibawah ini

$$\begin{aligned}
 * \quad &\text{Direncanakan kolom dengan} \quad 16 \text{ D } 19 \quad 5 \text{ Lapis} \\
 d &= h - sb - D \text{ sengkang} - 1/2 D \text{ tul.Utama} \\
 &= 600 - 40 - 12 - 9.5 \\
 &= 538.5 \text{ mm} \\
 d' &= h - d \\
 &= 600 - 538.5 \\
 &= 61.5 \text{ mm} \\
 * \quad &\text{Perhitungan Jarak Antar Tulangan (x)} \\
 x &= \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1} \\
 &= \frac{h - 2 \times d'}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1} \\
 &= \frac{600 - 2 \times 61.5}{5 - 1} \\
 &= 119.3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 19 skema penulangan kolom

* Luas penampang kolom (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 600 \times 600 \\ &= 360000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

* Luas tulangan yg diperlukan ($A_s \text{ perlu}/A_s$)

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 16 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 361 \\ &= 4534.16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

* Menurut SNI 2847 2019 Pasal 19.7.2 luas tulangan memanjang (longitudinal), A_s , tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,06 A_g

Periksa rasio tulangan memanjang (ρ_g)

$$\begin{aligned} \rho_g &= \frac{A_s}{A_g} \\ &= \frac{4534.16}{360000} \\ &= 0.0126 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} 0,01 A_g & < & \rho_g & < & 0,06 A_g \\ 3600 & < & 0.0126 & < & 21600 \quad \text{OKE} \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 * \quad \text{As minimum} &= p \times Ag \\
 &= 0.01 \times 360000 \\
 &= 3600 \text{ mm}^2 \\
 * \quad \text{As tulangan} &= 0.25 \times \phi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\
 &= 283.4 \text{ mm}^2 \\
 * \quad \text{Dibutuhkan tulangan minimum} &= \frac{As}{Ast} \\
 &= \frac{3600}{283.385} \\
 &= 12.7 = 13 \text{ tulangan} \\
 * \quad \text{As maksimum} &= p \times Ag \\
 &= 0.06 \times 360000 \\
 &= 21600 \text{ mm}^2 \\
 * \quad \text{As tulangan} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\
 &= 283.385 \text{ mm}^2 \\
 * \quad \text{Dibutuhkan tulangan maksimum} &= \frac{Ag}{Ast} \\
 &= \frac{21600}{283.385} \\
 &= 76.22139492 = 77 \text{ tulangan} \\
 * \quad \text{Perhitungan luas tulangan (As) tiap baris :} \\
 \text{Luas tulangan baris 1 (As 1)} &= \text{Jumlah tulangan} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 5 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 1416.925 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan baris 2 (As 2)} &= \text{Jumlah tulangan} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 567 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan baris 3 (As 3)} &= \text{Jumlah tulangan} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 567 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan baris 4 (As 4)} &= \text{Jumlah tulangan} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 567 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan baris 5 (As 5)} &= \text{Jumlah tulangan} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 5 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 1416.925 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

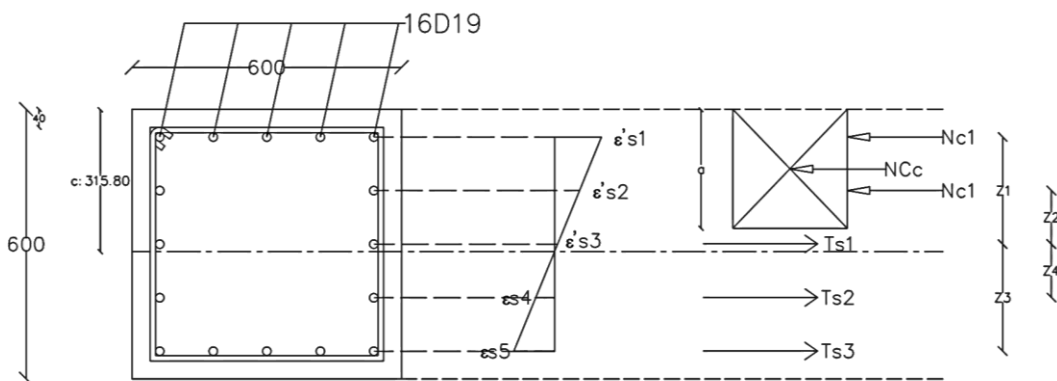
C. Kondisi Sentris

1. Beban sentris (Po)

$$\begin{aligned}
 * \quad P_o &= 0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \\
 &= 0.85 \times 30 \times 360000 - 4534.16 \\
 &\quad + 420 \times 4534.16 \\
 &= 10968726.12 \text{ N} \\
 &= 10968.73 \text{ kN} \\
 * \quad P_n &= 0.8 \times P_o \\
 &= 0.8 \times 10968.73 \\
 &= 8774.98 \text{ kN} \\
 * \quad \phi P_n &= 0.65 \times P_n \\
 &= 0.65 \times 8774.980896 \\
 &= 3422.24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Kondisi Seimbang

$$\begin{aligned}
 * \quad f_y &= 420 \text{ Mpa} \\
 * \quad C &= \frac{600 \times d}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 538.5}{600 + 420} \\
 &= 316.8 \text{ mm} \\
 * \quad a &= c_b \times \beta_1 \\
 &= 316.765 \times 0.836 \\
 &= 264.7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



3. Menghitung renggangan tulangan

$$\begin{aligned}
 \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\
 &= \frac{420}{200000} \\
 &= 0.0021
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{s1} &= \frac{cb - d'}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{316.765 - 61.5}{316.765} \times 0.003 \\
&= 0.0024 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{Maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_{s2} &= \frac{cb - d' + x}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{316.765 - 61.5 + 119}{316.765} \times 0.003 \\
&= 0.0035 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{Maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_{s3} &= \frac{cb - d' + 2x}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{316.765 - 61.5 + 239}{316.765} \times 0.003 \\
&= 0.0047 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{Maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_{s4} &= \frac{d' + 4x - cb}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 477 - 317}{316.76} \times 0.003 \\
&= 0.0021 < \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{Maka dipakai } f_s \\
\varepsilon_{s5} &= \frac{d' + 5x - cb}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 596.25 - 317}{316.765} \times 0.003 \\
&= 0.0032 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{Maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir}
\end{aligned}$$

4. Menghitung Tegangan pada tulangan

$$\begin{aligned}
f_{s1} &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420 \text{ Mpa} \\
f_{s2} &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420 \text{ Mpa} \\
f_{s3} &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420.00 \text{ Mpa} \\
f_{s4} &= \varepsilon_{s4} \times E_s \\
&= 0.0021 \times 200000 \\
&= 420 \text{ Mpa} \\
f_{s5} &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

5. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 N_{cc} &= 0.85 \times f_c' \times ab \times b \\
 &= 0.85 \times 30 \times 265 \times 600 \\
 &= 4050289.29 \text{ N} \\
 &= 4050.29 \text{ kn} \\
 N_{c1} &= A_{s1} \times f_s'1 \\
 &= 1416.9 \times 420 \\
 &= 595108.5 \text{ N} \\
 &= 595.1085 \text{ kn} \\
 N_{c2} &= A_{s2} \times f_s'2 \\
 &= 566.77 \times 420 \\
 &= 238043.4 \text{ N} \\
 &= 238.0434 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT1 &= A_{s3} \times f_s'3 \\
 &= 566.77 \times 420 \\
 &= 238043.4 \text{ N} \\
 &= 238.0434 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT2 &= A_{s4} \times f_s'4 \\
 &= 566.77 \times 420 \\
 &= 238043.4 \text{ N} \\
 &= 238.0 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 NT3 &= A_{s5} \times f_s'5 \\
 &= 1416.9 \times 420 \\
 &= 595108.5 \text{ N} \\
 &= 595.1 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

6. Menghitung Jarak gaya terhadap h/2

$$\begin{aligned}
 h/2 &= 300 \text{ mm} \\
 Z_{Cc} &= h/2 - ab/2 \\
 &= 300 - 132.4 \\
 &= 167.64 \text{ mm} \\
 Z_{C1} &= h/2 - d' \\
 &= 300 - 61.5 \\
 &= 238.5 \text{ mm} \\
 Z_{C2} &= h/2 - d' - x \\
 &= 300 - 61.5 - 119 \\
 &= 119.25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZT1 &= d' + 2x - h/2 \\
&= 61.5 + 238.5 - 300 \\
&= 0.0 \text{ mm} \\
ZT2 &= d' + 3x - h/2 \\
&= 61.50 + 357.8 - 300 \\
&= 119.25 \text{ mm} \\
ZT3 &= d' + 4x - h/2 \\
&= 61.5 + 477 - 300 \\
&= 238.5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Menghitung Pub pada kondisi seimbang

$$\begin{aligned}
Pnb &= Ncc + NC1 + NC2 - NT1 - NT2 - NT3 \\
&= 4050.29 + 595.1085 + 238.04 - 238.0 - 595.1 \\
&= 4288.3 \text{ kn}
\end{aligned}$$

Menghitung ØPnb kondisi seimbang

$$\begin{aligned}
\phi Pnb &= 0.65 \times Pnb \\
&= 0.65 \times 4288.3 \\
&= 2620.17 \text{ kn}
\end{aligned}$$

7. Menghitung Momen Nominal (Mnb) pada kondisi seimbang

$$\begin{aligned}
Mcc &= NCc \times ZCc \\
&= 4050.29 \times 167.638 \\
&= 678980.80 \text{ kNmm} \\
&= 678.98 \text{ kNm} \\
MC1 &= NC1 \times ZC1 \\
&= 595.11 \times 238.5 \\
&= 141933.3773 \text{ kNmm} \\
&= 141.93 \text{ kNm} \\
MC2 &= NC2 \times ZC2 \\
&= 238.0 \times 119.25 \\
&= 28386.68 \text{ kNmm} \\
&= 28.39 \text{ kNm} \\
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 238.04 \times 0.00 \\
&= 0.00 \text{ kNmm} \\
&= 0.00 \text{ kNm} \\
MT2 &= NT2 \times ZT2 \\
&= 595.11 \times 119.25 \\
&= 70966.69 \text{ kNmm} \\
&= 70.97 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

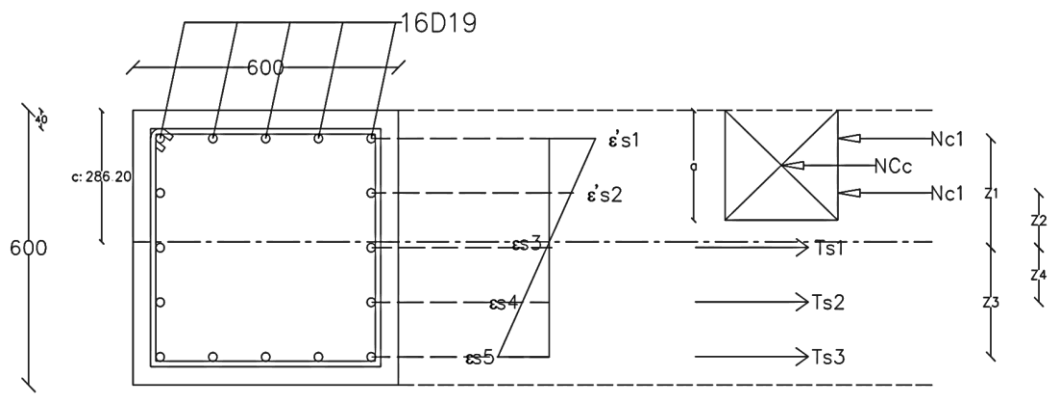
$$\begin{aligned}
 MT3 &= NT3 \times ZT3 \\
 &= 595.1 \times 238.5 \\
 &= 141933.38 \text{ kNmm} \\
 &= 141.93 \text{ kNm} \\
 \\
 Mnb \text{ total} &= MCc + MC1 + MC2 + MT1 + MT2 + MT3 + MT4 \\
 &= 678.98 + 141.93 + 28.39 \\
 &\quad + 0.00 + 70.97 + 141.93 \\
 &= 1033.81 \text{ kNm} \\
 \phi Mnb &= 0.65 \times Mnb \text{ total} \\
 &= 0.65 \times 1033.81 \\
 &= 537.58 \text{ kNm} \\
 eb &= \frac{Mnb}{Pnb} \\
 &= \frac{1033.81}{4288.3} \\
 &= 0.241 \text{ m} \\
 &= 241.076 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

B. Kondisi Seimbang (1,25 x fy)

$$\begin{aligned}
 fy &= 1.25 \times 420 \\
 &= 525 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cb &= \frac{600 \times d}{600 + fy} \\
 &= \frac{600 \times 538.5}{600 + 525} \\
 &= 287.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \times \beta 1 \\
 &= 287.2 \times 0.836 \\
 &= 240.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



1. Menghitung renggangan tulangan

$$\begin{aligned}\epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\ &= \frac{525}{200000} \\ &= 0.0026\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon's1 &= \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c \\ &= \frac{287.2 - 61.5}{287.2} \times 0.003 \\ &= 0.0024 < \epsilon_y = 0.0026 \quad \text{Maka dipakai } f_s \\ \epsilon's2 &= \frac{cb - d' + x}{cb} \times \epsilon_c \\ &= \frac{287.2 + 61.5 - 119}{287.2} \times 0.003 \\ &= 0.0036 > \epsilon_y = 0.0026 \quad \text{Maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \\ \epsilon_s3 &= \frac{d' + 2x - cb}{cb} \times \epsilon_c \\ &= \frac{61.5 + 239 - 287}{287} \times 0.003 \\ &= 0.0001 < \epsilon_y = 0.0026 \quad \text{Maka dipakai } f_s \\ \epsilon_s4 &= \frac{d' + 3x - cb}{cb} \times \epsilon_c \\ &= \frac{61.5 + 357.8 - 287}{287} \times 0.003 \\ &= 0.00138 < \epsilon_y = 0.0026 \quad \text{Maka dipakai } f_s \\ \epsilon_s5 &= \frac{d' + 4x - cb}{cb} \times \epsilon_c \\ &= \frac{61.5 + 477 - 287}{287} \times 0.003 \\ &= 0.0026 < \epsilon_y = 0.0026 \quad \text{Maka dipakai } f_s\end{aligned}$$

2. Menghitung Tegangan pada tulangan

$$\begin{aligned}f_s'1 &= \epsilon's1 \times E_s \\ &= 0.00236 \times 200000 \\ &= 472 \text{ Mpa} \\ f_s'2 &= F_y \text{ Ulir} \\ &= 420 \text{ Mpa} \\ f_s'3 &= \epsilon_s3 \times E_s \\ &= 0.00013 \times 200000 \\ &= 27 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s'4 &= e_s4 \times E_s \\
 &= 0.00138 \times 200000 \\
 &= 276 \text{ Mpa} \\
 f_s'5 &= e_s5 \times E_s \\
 &= 0.00263 \times 200000 \\
 &= 525 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 N_{cc} &= 0.85 \times f_c' \times a_b \times b \\
 &= 0.85 \times 30.0 \times 240 \times 600 \\
 &= 3672262.29 \text{ N} \\
 &= 3672.26 \text{ kn} \\
 N_{c1} &= A_{s1} \times f_s'1 \\
 &= 1416.93 \times 471.52 \\
 &= 668105.79 \text{ N} \\
 &= 668.11 \text{ kn} \\
 N_{c2} &= A_{s2} \times f_s'2 \\
 &= 566.77 \times 420.00 \\
 &= 238043.40 \text{ N} \\
 &= 238.04 \text{ kn} \\
 N_{T1} &= A_{s3} \times f_s'3 \\
 &= 566.77 \times 26.74 \\
 &= 15155.97 \text{ N} \\
 &= 15.16 \text{ kn} \\
 N_{T2} &= A_{s4} \times f_s'4 \\
 &= 566.77 \times 275.87 \\
 &= 156355.11 \text{ N} \\
 &= 156.36 \text{ kn} \\
 N_{T3} &= A_{s5} \times f_s'5 \\
 &= 1416.93 \times 525.00 \\
 &= 743885.63 \text{ N} \\
 &= 743.89 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

4. Menghitung Jarak gaya terhadap h/2

$$\begin{aligned}
 h/2 &= 300 \text{ mm} \\
 Z_{Cc} &= h/2 - a_b/2 \\
 &= 300.0 - 120.0 \\
 &= 180.0 \text{ mm} \\
 Z_{C1} &= h/2 - d' \\
 &= 300 - 61.5 \\
 &= 238.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZC2 &= h/2 - d' - x \\
&= 300 - 61.5 - 119 \\
&= 358 \text{ mm} \\
ZT1 &= d' + 2x - h/2 \\
&= 61.50 + 239 - 300 \\
&= 0.00 \text{ mm} \\
ZT2 &= d' + 3x - h/2 \\
&= 61.5 + 357.8 - 300 \\
&= 119.25 \text{ mm} \\
ZT3 &= d' + 4x - h/2 \\
&= 61.5 + 477 - 300 \\
&= 238.5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Menghitung Pub pada kondisi seimbang ($1,25 \times f_y$)

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= N_{cc} + NC1 + NC2 - NT1 - NT2 - NT3 \\
&= 3672 + 668 + 238 - 156 - 744 \\
&= 3663.01 \text{ kn}
\end{aligned}$$

Menghitung ϕP_{nb} kondisi seimbang ($1,25 \times f_y$)

$$\begin{aligned}
\phi P_{nb} &= 0.65 \times P_{nb} \\
&= 0.65 \times 3663.01 \\
&= 2142.9 \text{ kn}
\end{aligned}$$

5. Menghitung Momen Nominal (M_{nb}) pada kondisi seimbang ($1,25 \times f_y$)

$$\begin{aligned}
M_{cc} &= N_{Cc} \times Z_{Cc} \\
&= 3672 \times 180 \\
&= 660976 \text{ kNmm} \\
&= 661 \text{ kNm} \\
MC1 &= NC1 \times ZC1 \\
&= 668 \times 239 \\
&= 159343 \text{ kNmm} \\
&= 159.34 \text{ kNm} \\
MC2 &= NC2 \times ZC2 \\
&= 238.04 \times 358 \\
&= 85160 \text{ kNmm} \\
&= 85.16 \text{ kNm} \\
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 15.16 \times 0 \\
&= 0 \text{ kNmm} \\
&= 0.00 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{MT2} &= \text{NT2} \times \text{ZT2} \\
 &= 156.36 \times 119.3 \\
 &= 18645 \text{ kNmm} \\
 &= 18.65 \text{ kNm} \\
 \text{MT3} &= \text{NT3} \times \text{ZT3} \\
 &= 743.89 \times 239 \\
 &= 177417 \text{ kNmm} \\
 &= 177.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

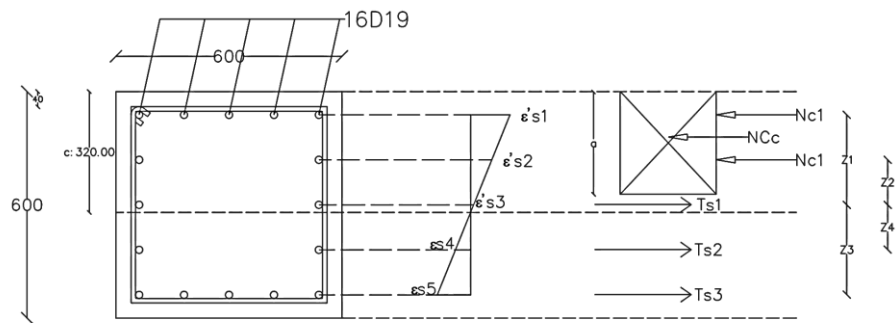
$$\begin{aligned}
 \text{Mnb total} &= \text{MCc} + \text{MC1} + \text{MC2} + \text{MC4} + \text{MT1} + \text{MT2} + \text{MT3} \\
 &= 660.98 + 159 + 85 + 0 \\
 &\quad + 19 + 177.42 \\
 &= 1101.5 \text{ kNm} \\
 \phi \text{Mnb} &= 0.65 \times \text{Mnb total} \\
 &= 0.65 \times 1101.54 \\
 &= 572.8 \text{ kNm} \\
 e_b &= \frac{\text{Mnb}}{\text{Pnb}} \\
 &= \frac{1101.5}{3663.0} \\
 &= 0.301 \text{ m} \\
 &= 301 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

C. Kondisi Patah Desak ($c > c_b$)

$$\begin{aligned}
 f_y &= 420 \text{ Mpa} \\
 C_b &= \frac{600 \times d}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600}{600 + 420} \times 538.5 \\
 &= 316.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena kondisi patah desak $c > c_b$, maka digunakan nilai c sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 c &= 340.0 \text{ mm} \\
 a &= c \times \beta_1 \\
 &= 340.0 \times 0.85 \\
 &= 289 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



1. Menghitung renggangan tulangan

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$= \frac{420}{200000}$$

$$= 0.0021$$

$$\epsilon's1 = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{340 - 61.5}{340.0} \times 0.003$$

$$= 0.0025 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir}$$

$$\epsilon's2 = \frac{cb - d' + x}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{340 - 61.5 + 119}{340} \times 0.003$$

$$= 0.0035 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir}$$

$$\epsilon's3 = \frac{cb - d' + 2x}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{340 - 61.5 + 239}{340} \times 0.003$$

$$= 0.0046 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir}$$

$$\epsilon s4 = \frac{cb + d' - 3x}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{340 - 61.5 + 358}{340} \times 0.003$$

$$= 0.0056 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir}$$

$$\epsilon s5 = \frac{d' + 5x - cb}{cb} \times \epsilon_c$$

$$= \frac{61.5 + 596.3 - 340}{340} \times 0.003$$

$$= 0.003 < \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_s$$

2. Menghitung Tegangan pada tulangan

$$\begin{aligned}
 f_s'1 &= F_y \text{ Ulir} \\
 &= 420 \text{ Mpa} \\
 f_s'2 &= F_y \text{ Ulir} \\
 &= 420 \text{ Mpa} \\
 f_s'3 &= F_y \text{ Ulir} \\
 &= 420 \text{ Mpa} \\
 f_s'4 &= F_y \text{ Ulir} \\
 &= 420 \text{ Mpa} \\
 f_s'5 &= e_s5 \times E_s \\
 &= 0.0028 \times 200000 \\
 &= 560.74 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 N_{cc} &= 0.85 \times f_c' \times a_b \times b \\
 &= 0.85 \times 30.0 \times 289 \times 600 \\
 &= 4421700 \text{ N} \\
 &= 4421.7 \text{ kn} \\
 N_{c1} &= A_{s1} \times f_s'1 \\
 &= 1416.9 \times 420 \\
 &= 595109 \text{ N} \\
 &= 595.11 \text{ kn} \\
 N_{c2} &= A_{s2} \times f_s'2 \\
 &= 566.77 \times 420 \\
 &= 238043 \text{ N} \\
 &= 238.04 \text{ kn} \\
 N_{T1} &= A_{s3} \times f_s'3 \\
 &= 566.77 \times 420 \\
 &= 238043 \text{ N} \\
 &= 238.04 \text{ kn} \\
 N_{T2} &= A_{s4} \times f_s'4 \\
 &= 566.77 \times 420 \\
 &= 238043 \text{ N} \\
 &= 238.04 \text{ kn} \\
 N_{T3} &= A_{s5} \times f_s'5 \\
 &= 566.77 \times 561 \\
 &= 317808 \text{ N} \\
 &= 317.81 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

4. Menghitung Jarak gaya terhadap h/2

$$\begin{aligned}
 h/2 &= 300 \text{ mm} \\
 ZC_c &= h/2 - ab/2 \\
 &= 300 - 144.5 \\
 &= 155.5 \text{ mm} \\
 ZC_1 &= h/2 - d' \\
 &= 300 - 61.5 \\
 &= 238.5 \text{ mm} \\
 ZC_2 &= h/2 - d' - x \\
 &= 300 - 61.5 - 119.25 \\
 &= 119.25 \text{ mm} \\
 ZT_1 &= d' + 2x - h/2 \\
 &= 61.5 + 239 - 300 \\
 &= 0.00 \text{ mm} \\
 ZT_2 &= d' + 3x - h/2 \\
 &= 61.5 + 357.8 - 300 \\
 &= 119.3 \text{ mm} \\
 ZT_3 &= d' + 4x - h/2 \\
 &= 61.5 + 477 - 300 \\
 &= 238.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung Pub pada kondisi seimbang ($c > c_b$)

$$\begin{aligned}
 P_{nb} &= N_{cc} + NC_1 + NC_2 - NT_1 - NT_2 - NT_3 \\
 &= 4422 + 595.1 + 238 - 238.04 \\
 &\quad - 238.0 - 317.81 \\
 &= 4461.0 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

Menghitung ϕP_{nb} kondisi seimbang ($c > c_b$)

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nl} &= 0.65 \times P_{nb} \\
 &= 0.65 \times 4461.0 \\
 &= 2899.6 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

5. Menghitung Momen Nominal (Mnb) pada kondisi seimbang (c > cb)

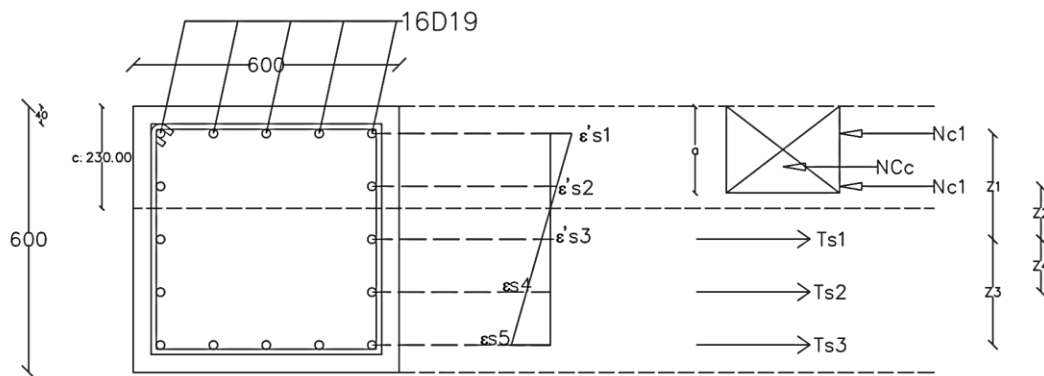
$$\begin{aligned}
 M_{cc} &= N_{Cc} \times Z_{Cc} \\
 &= 4422 \times 155.5 \\
 &= 687574 \text{ kNmm} \\
 &= 687.57 \text{ kNm} \\
 MC1 &= N_{C1} \times Z_{C1} \\
 &= 595.11 \times 238.5 \\
 &= 141933 \text{ kNmm} \\
 &= 141.93 \text{ kNm} \\
 MC2 &= N_{C2} \times Z_{C2} \\
 &= 238.04 \times 119.3 \\
 &= 28387 \text{ kNmm} \\
 &= 28.39 \text{ kNm} \\
 MT1 &= N_{T1} \times Z_{T1} \\
 &= 238.04 \times 0 \\
 &= 0 \text{ kNmm} \\
 &= 0.00 \text{ kNm} \\
 MT2 &= N_{T2} \times Z_{T2} \\
 &= 238.0 \times 119.3 \\
 &= 28387 \text{ kNmm} \\
 &= 28.39 \text{ kNm} \\
 MT3 &= N_{T3} \times Z_{T3} \\
 &= 317.8 \times 238.5 \\
 &= 75797 \text{ kNmm} \\
 &= 75.80 \text{ kNm} \\
 M_{nb \text{ total}} &= M_{Cc} + MC1 + MC2 + MT1 + MT2 + MT3 \\
 &= 687.57 + 142 + 28 + 0.0 \\
 &\quad + 28.4 + 75.80 \\
 &= 962.1 \text{ kNm} \\
 \phi M_{nb} &= 0.65 \times M_{nb \text{ total}} \\
 &= 0.65 \times 962.08 \\
 &= 437.75 \text{ kNm} \\
 e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \\
 &= \frac{962.1}{4461.0} \\
 &= 0.216 \text{ m} \\
 &= 215.67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

D. Kondisi Patah Tarik ($c < c_b$)

$$\begin{aligned} f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ C_b &= \frac{600 \times d}{600 + f_y} \\ &= \frac{600}{600 + 420} \times 538.5 \\ &= 316.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena kondisi patah tarik $c < c_b$, maka digunakan nilai c sebagai berikut :

$$\begin{aligned} c &= 230.0 \text{ mm} \\ a &= c \times \beta_1 \\ &= 230.0 \times 0.85 \\ &= 195.5 \text{ mm} \end{aligned}$$



1. Menghitung regangan tulangan

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0.0021 \\ \epsilon'_{s1} &= \frac{c_b - d'}{c_b} \times \epsilon_c \\ &= \frac{230 - 61.5}{230.0} \times 0.003 \\ &= 0.0022 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \\ \epsilon'_{s2} &= \frac{c_b - d' + x}{c_b} \times \epsilon_c \\ &= \frac{230 - 61.5 + 119}{230.0} \times 0.003 \\ &= 0.0038 > \epsilon_y = 0.0021 \text{ maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{s3} &= \frac{cb - d' + 2x}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{230 - 61.5 + 239}{230.0} \times 0.003 \\
&= 0.0053 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_4 &= \frac{d' + 3x - cb}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 357.8 - 230}{230.0} \times 0.003 \\
&= 0.0025 < \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } f_s' \\
\varepsilon_{s5} &= \frac{d' + 4x - cb}{cb} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 477 - 230}{230.0} \times 0.003 \\
&= 0.0040 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } f_y \text{ ulir}
\end{aligned}$$

2. Menghitung Tegangan pada tulangan

$$\begin{aligned}
f_s'1 &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420 \text{ Mpa} \\
f_s'2 &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420 \text{ Mpa} \\
f_s'3 &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420 \text{ Mpa} \\
f_s'4 &= \varepsilon_{s5} \times E_s \\
&= 0.00247 \times 200000 \\
&= 493.70 \text{ Mpa} \\
f_s'5 &= F_y \text{ Ulir} \\
&= 420.00 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

3. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
N_{cc} &= 0.85 \times f_c' \times ab \times b \\
&= 0.85 \times 30 \times 196 \times 600 \\
&= 2991150 \text{ N} \\
&= 2991.15 \text{ kn} \\
N_{c1} &= A_{s1} \times f_s'1 \\
&= 1416.9 \times 420 \\
&= 595108.5 \text{ N} \\
&= 595.1085 \text{ kn} \\
N_{c2} &= A_{s2} \times f_s'2 \\
&= 566.77 \times 420 \\
&= 238043 \text{ N} \\
&= 238.04 \text{ kn}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{NT1} &= A_{s3} \times f_{s'3} \\
&= 566.77 \times 420 \\
&= 238043 \text{ N} \\
&= 238.04 \text{ kn} \\
\text{NT2} &= A_{s4} \times f_{s'4} \\
&= 566.77 \times 493.7 \\
&= 279812 \text{ N} \\
&= 279.8 \text{ kn} \\
\text{NT3} &= A_{s5} \times f_{s'5} \\
&= 1416.9 \times 420 \\
&= 595109 \text{ N} \\
&= 595.11 \text{ kn}
\end{aligned}$$

4. Menghitung Jarak gaya terhadap $h/2$

$$\begin{aligned}
h/2 &= 300 \text{ mm} \\
\text{ZCc} &= h/2 - ab/2 \\
&= 300 - 97.75 \\
&= 202.25 \text{ mm} \\
\text{ZC1} &= h/2 - d' \\
&= 300 - 61.5 \\
&= 238.50 \text{ mm} \\
\text{ZC2} &= h/2 - d' - x \\
&= 300 - 61.5 - 119 \\
&= 119.25 \text{ mm} \\
\text{ZT1} &= d' + 2x - h/2 \\
&= 61.5 + 358 - 300 \\
&= 119.25 \text{ mm} \\
\text{ZT2} &= d' + 3x - h/2 \\
&= 61.5 + 477 - 300 \\
&= 238.50 \text{ mm} \\
\text{ZT3} &= d' + 4x - h/2 \\
&= 61.50 + 596 - 300 \\
&= 357.75 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Menghitung P_{nb} pada kondisi seimbang ($c < c_b$)

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= N_{cc} + NC1 + NC2 - NT1 - NT2 - NT3 - NT4 \\
&= 2991.2 + 595 + 238 - 238.0 \\
&\quad - 279.8 - 595.1 \\
&= 2711.3 \text{ kn}
\end{aligned}$$

Menghitung ϕP_{nb} kondisi seimbang ($c < c_b$)

$$\begin{aligned}\phi P_{nb} &= 0.65 \quad x \quad P_{nb} \\ &= 0.65 \quad x \quad 2711.34 \\ &= 1409.9 \quad \text{kn}\end{aligned}$$

5. Menghitung Momen Nominal (M_{nb}) pada kondisi seimbang ($c < c_b$)

$$\begin{aligned}M_{cc} &= N_{Cc} \quad x \quad Z_{Cc} \\ &= 2991.2 \quad x \quad 202.3 \\ &= 604960.09 \quad \text{kNmm} \\ &= 604.96 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{C1} &= N_{C1} \quad x \quad Z_{C1} \\ &= 595 \quad x \quad 239 \\ &= 141933 \quad \text{kNmm} \\ &= 141.93 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{C2} &= N_{C2} \quad x \quad Z_{C2} \\ &= 238.04 \quad x \quad 119 \\ &= 28387 \quad \text{kNmm} \\ &= 28.39 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{T1} &= N_{T4} \quad x \quad Z_{T1} \\ &= 238.04 \quad x \quad 119.3 \\ &= 28387 \quad \text{kNmm} \\ &= 28.39 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{T2} &= N_{T2} \quad x \quad Z_{T2} \\ &= 279.81 \quad x \quad 238.5 \\ &= 66735 \quad \text{kNmm} \\ &= 66.74 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{T3} &= N_{T3} \quad x \quad Z_{T3} \\ &= 595.11 \quad x \quad 358 \\ &= 212900 \quad \text{kNmm} \\ &= 212.90 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nb \text{ total}} &= M_{Cc} + M_{C1} + M_{C2} + M_{T1} + M_{T2} + M_{T3} + M_{T4} \\ &= 604.96 \quad + \quad 141.9 \quad + \quad 28.4 \quad + \quad 28.39 \\ &\quad + \quad 66.7 \quad + \quad 212.90 \\ &= 1083.30 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_{nb} &= 0.65 \quad x \quad M_{nb \text{ total}} \\ &= 0.65 \quad x \quad 1083.30 \\ &= 612.61 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \\
 &= \frac{1083.3}{2711.3} \\
 &= 0.400 \quad \text{m} \\
 &= 399.55 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

E. Kondisi Lentur Murni

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan Tarik} \quad A_s' \quad 16 \quad D \quad 19 \quad = \quad 4534.2$$

$$\text{Tulangan Tekan} \quad A_s \quad 16 \quad D \quad 19 \quad = \quad 4534.2$$

$$d = h - s_b - \text{Dia. Senggang} - 1/2 \text{ dia. Tul. Utama}$$

$$= 600 - 40 - 12 - 9.5$$

$$= 538.5 \quad \text{mm}$$

$$d' = h - d$$

$$= 600 - 538.5$$

$$= 61.5 \quad \text{mm}$$

Dimisalkan garis netral c dihitung berdasarkan $d' < c < y_2$, maka garis netral dicari menggunakan persamaan berikut

$$C_c + C_s = T_s$$

$$(0.85 \times f_c' \times a \times x_b) + (A_s' \times f_s') = A_s \times f_y$$

Substitusi nilai f_s' :

$$\frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d}{c} \times 600 \times f_s' = A_s \times f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times x_b + A_s' \left(\frac{c - d}{c} \times 600 \right) = A_s \times f_y \times c$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b \times c + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = A_s \times f_y \times c$$

Distribusi $a = \beta_1$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = A_s \times f_y \times c$$

$$0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c^2 \times b + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = A_s \times f_y \times c$$

$$\begin{aligned} & \left[0.9 \times 30 \times 0.85 \times c^2 \times 600 \right] + \left[600 \times 4534 \right] = 4534 \times 420 \times c \\ & 13005 c^2 + 2720496 c - 167310504 = 1904347.2 c \\ & 13005 c^2 + 816148.8 c - 167310504 = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= 13005 \\ b &= 816148.8 \\ c &= -167310504 \end{aligned}$$

Dihitung dengan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{-816149 \pm \sqrt{6.66099E+11 - 4 \times 13005 \times -167310504}}{26010}$$

$$c+ = \frac{-816148.8 + \sqrt{9.36959E+12}}{26010}$$

$$= 86.31 \text{ mm}$$

$$c- = \frac{-816148.8 - \sqrt{9.36959E+12}}{26010}$$

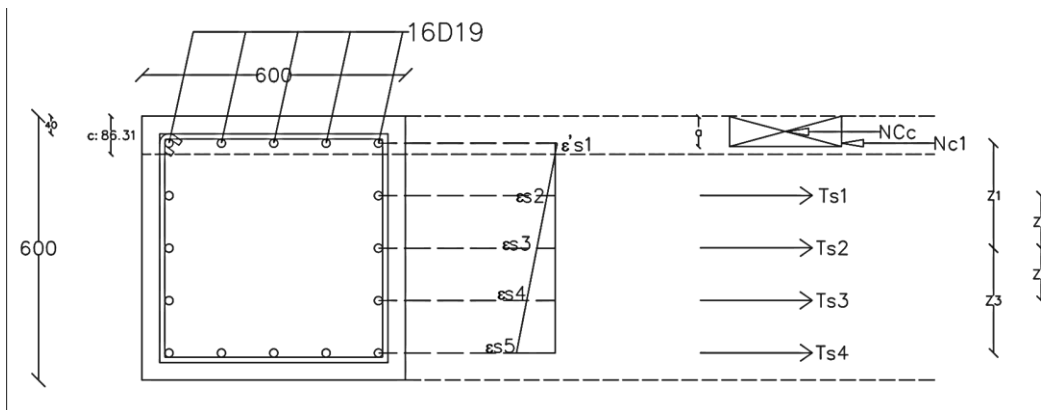
$$= -149 \text{ mm}$$

maka dipakai nilai $c = 86.31 \text{ mm}$

cek asumsi $d' < c = 61.5 < 86.31$

Dari nilai c (Garis netral) ternyata lebih kecil dari d' , maka dilanjutkan menghitung nilai a :

$$\begin{aligned} a &= \beta \times c \\ &= 0.8 \times 86.31 \\ &= 69.05 \text{ mm} \end{aligned}$$



1. Menghitung regangan tulangan

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0.0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon'_{s1} &= \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{86.3 - 61.5}{86.3} \times 0.003 \\
&= 0.00086 < \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } \varepsilon'_{s1} \\
\varepsilon_{s2} &= \frac{d'+x-c}{c} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 119.3 - 86.3}{86.3} \times 0.003 \\
&= 0.0033 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } \varepsilon_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_{s3} &= \frac{d' + 2x - c}{c} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 238.5 - 86.3}{86.3} \times 0.003 \\
&= 0.0074 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } \varepsilon_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_{s4} &= \frac{d' + 3x - c}{c} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 357.8 - 86}{86.3} \times 0.003 \\
&= 0.0116 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } \varepsilon_y \text{ ulir} \\
\varepsilon_{s5} &= \frac{d' + 4x - c}{c} \times \varepsilon_c \\
&= \frac{61.5 + 477 - 86}{86.3} \times 0.003 \\
&= 0.0157 > \varepsilon_y = 0.0021 \quad \text{maka dipakai nilai } \varepsilon_y \text{ ulir}
\end{aligned}$$

2. Menghitung Tegangan pada tulangan

$$\begin{aligned}
f'_{s1} &= \varepsilon'_{s1} \times E_s \\
&= 0.00086 \times 200000 \\
&= 172 \text{ Mpa} \\
f'_{s2} &= F_y \text{ Ulir} = 420 \text{ Mpa} \\
f'_{s3} &= F_y \text{ Ulir} = 420 \text{ Mpa} \\
f'_{s4} &= F_y \text{ Ulir} = 420 \text{ Mpa} \\
f'_{s5} &= F_y \text{ Ulir} = 420 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

3. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
N_{Cc} &= 172 \times 30 \times 69.0 \times 600 \\
&= 214327478 \text{ N} \\
&= 214327.48 \text{ kn} \\
N_{c1} &= A_{s1} \times f'_{s1} \\
&= 1416.9 \times 172 \\
&= 244354 \text{ N} \\
&= 244.35 \text{ kn}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{NT1} &= A_{s2} \times f_s'2 \\
&= 566.77 \times 420 \\
&= 238043 \text{ N} \\
&= 238.04 \text{ kn} \\
\text{NT2} &= A_{s3} \times f_s'3 \\
&= 566.77 \times 420 \\
&= 238043 \text{ N} \\
&= 238.04 \text{ kn} \\
\text{NT3} &= A_{s4} \times f_s'4 \\
&= 566.77 \times 420 \\
&= 238043 \text{ N} \\
&= 238.0 \text{ kn} \\
\text{NT4} &= A_{s5} \times f_s'5 \\
&= 1416.93 \times 420 \\
&= 595109 \text{ N} \\
&= 595.1 \text{ kn}
\end{aligned}$$

4. Menghitung jarak gaya terhadap c

$$\begin{aligned}
ZC_c &= c - ab/2 \\
&= 86 - 34.52 \\
&= 120.83 \text{ mm} \\
ZC1 &= c - d' \\
&= 86 - 61.5 \\
&= 147.81 \text{ mm} \\
ZT1 &= d' + x - c \\
&= 62 + 119 - 86.31 \\
&= 94.44 \text{ mm} \\
ZT2 &= d' + 2x - c \\
&= 62 + 239 - 86.31 \\
&= 213.69 \text{ mm} \\
ZT3 &= d' + 3x - c \\
&= 62 + 358 - 86.31 \\
&= 332.94 \text{ mm} \\
ZT4 &= d' + 4x - c \\
&= 62 + 477 - 86.31 \\
&= 452.19 \text{ mm}
\end{aligned}$$

5. Menghitung Momen Nominal (M_{nb}) pada kondisi lentur murni

$$\begin{aligned}
MC_c &= N C_c \times ZC \\
&= 214327 \times 24.81 \\
&= 5316698 \text{ kNmm} \\
&= 5317 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

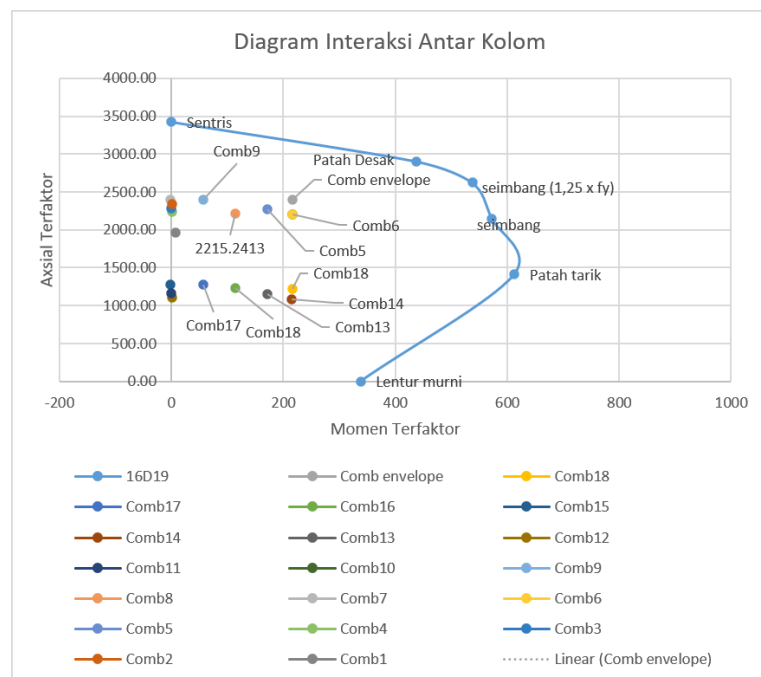
$$\begin{aligned}
MC1 &= Nc1 \times Zc1 \\
&= 244.35 \times 148 \\
&= 36117 \text{ kNmm} \\
&= 36.12 \text{ kNm} \\
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 238.04 \times 94 \\
&= 22482 \text{ kNmm} \\
&= 22.48 \text{ kNm} \\
MT2 &= NT2 \times ZT2 \\
&= 238.04 \times 214 \\
&= 50868 \text{ kNmm} \\
&= 50.87 \text{ kNm} \\
MT3 &= NT3 \times ZT3 \\
&= 238.04 \times 333 \\
&= 79255 \text{ kNmm} \\
&= 79.26 \text{ kNm} \\
MT4 &= NT4 \times ZT4 \\
&= 595.11 \times 452 \\
&= 269104 \text{ kNmm} \\
&= 269.10 \text{ kNm} \\
\Sigma Mn &= MCc + \Sigma MCs + \Sigma MTs \\
&= 5316.7 + 36.1 + 421.7 \\
&= 5774.52 \text{ kNm} \\
\phi Mn_b &= 0.65 \times \Sigma Mn \\
&= 0.65 \times 5774.52 \\
&= 337.81 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

6. Tabel koordinat diagram interaksi formasi tulangan 16 - D19

Kondisi	16D19	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	3422.24	0
Patah Desak	2899.62	437.75
seimbang	2620.17	537.58
seimbang (1,25 x f_y)	2142.86	572.80
Patah tarik	1409.90	612.61
Lentur murni	0.00	337.81

Tabel 4. 44 Beban Kombinaasi pada Kolom

No	Kombinasi	Momen Sebelum Pembesaran			
		Pu	M2	M3	MU
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1	Comb envelope	2399.2253	189.245600	215.603100	215.60
2	Comb18	1214.3417	161.312500	216.648000	216.65
3	Comb17	1272.5998	3.203500	56.519700	56.52
4	Comb16	1228.3809	165.170200	114.748700	165.17
5	Comb15	1276.0097	2.048700	2.128100	2.13
6	Comb14	1084.1644	56.078300	215.129300	215.13
7	Comb13	1151.8642	5.801900	171.675800	171.68
8	Comb12	1109.7135	65.749000	1.028100	65.75
9	Comb11	1162.207	2.048700	0.457200	2.05
10	Comb10	2207.38	185.045200	215.603100	215.60
11	Comb9	2395.8154	8.979600	56.993500	56.99
12	Comb8	2215.2413	189.245600	114.500200	189.25
13	Comb7	2399.2253	7.824700	1.654300	7.82
14	Comb6	2207.38	61.854300	215.603100	215.60
15	Comb5	2275.0798	11.577900	172.149700	172.15
16	Comb4	2232.9291	71.525000	1.502000	71.53
17	Comb3	2285.4226	7.824700	0.016700	7.82
18	Comb2	2339.4527	11.237200	0.856100	11.24
19	Comb1	1958.0144	2.685100	7.115100	7.12

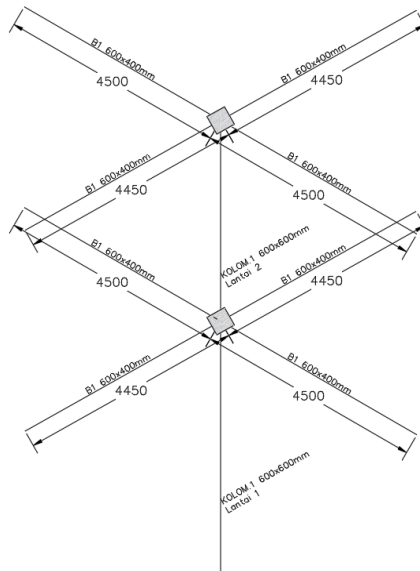


Gambar 4. 20 Diagram interaksi

4.23 Pengaruh Kelangsingan Kolom

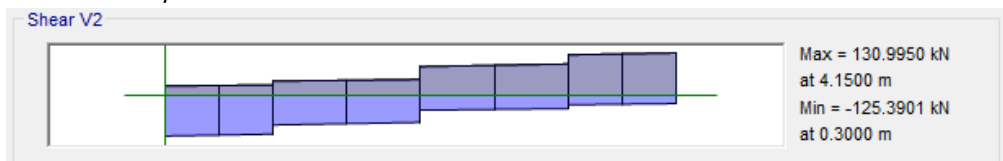
1. Pengaruh Kelangsingan Kolom

Berdasarkan (SNI 2847:2019) pasal 6.2.5 halaman 91 dijelaskan bahwa pengaruh kelangsingan kolom boleh diabaikan jika poin tersebut terpenuhi.



Gambar 4. 21 Skema Perhitungan Pengaruh Kelangsingan Ko

A. Rasio gaya β_d geser balok



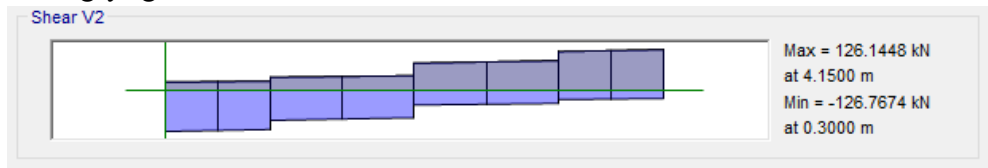
- Rasio gaya geser balok B227 Lantai 1

$V_1 = 127.9917 \text{ kN}$ (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 1

$V_2 = 130.995 \text{ kN}$ (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V_1}{V_2} \\ &= \frac{127.9917}{130.995} \\ &= 0.98\end{aligned}$$

- Rasio gaya geser balok B227 Lantai 2



$$V1 = 123.0513 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 2}$$

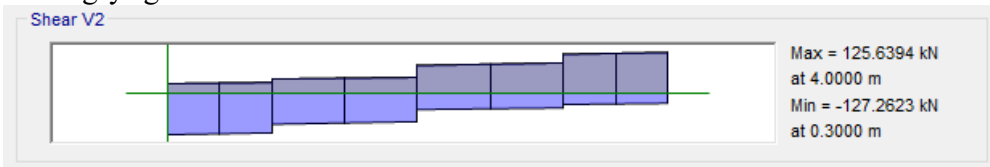
$$V2 = 130.995 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat}$$

$$\beta d = \frac{V1}{V2}$$

$$= \frac{123.0513}{130.995}$$

$$= 0.94$$

- Rasio gaya geser balok B225 Lantai 1



$$V1 = 125.6394 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 1}$$

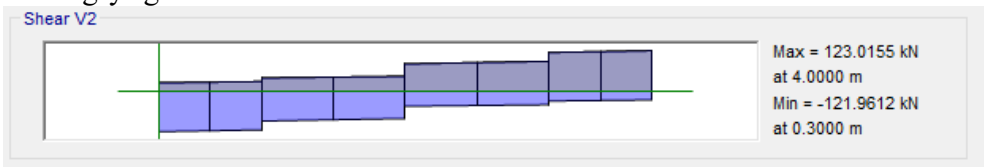
$$V2 = 130.995 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat}$$

$$\beta d = \frac{V1}{V2}$$

$$= \frac{125.6394}{130.995}$$

$$= 0.96$$

- Rasio gaya geser balok B225 Lantai 2



$$V1 = 123.0155 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 2}$$

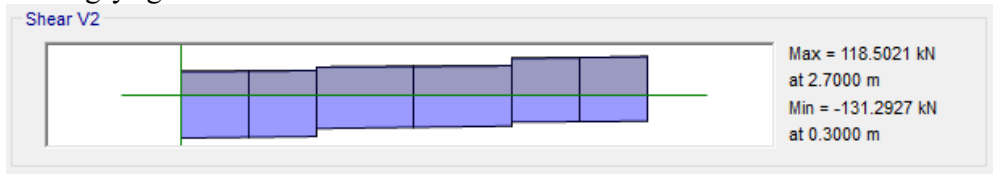
$$V2 = 130.995 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat}$$

$$\beta d = \frac{V1}{V2}$$

$$= \frac{123.0155}{130.995}$$

$$= 0.94$$

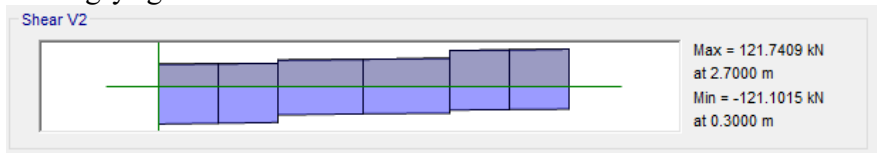
- Rasio gaya geser balok B263 Lantai 1



V2 = 118.5021 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 1
V3 = 130.995 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V1}{V2} \\ &= \frac{118.5021}{130.995} \\ &= 0.90\end{aligned}$$

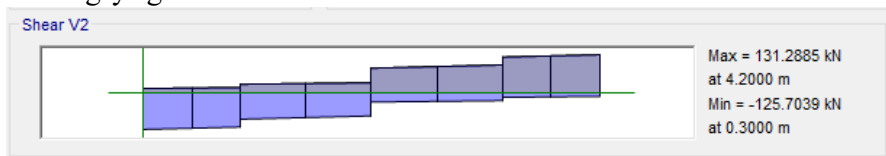
- Rasio gaya geser balok B263 Lantai 2



V1 = 121.7409 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 2
V2 = 130.995 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V1}{V2} \\ &= \frac{121.7409}{130.995} \\ &= 0.93\end{aligned}$$

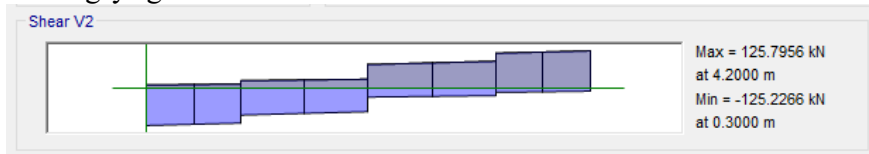
- Rasio gaya geser balok B243 Lantai 1



V2 = 131.2885 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 1
V3 = 130.995 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V1}{V2} \\ &= \frac{131.2885}{130.995} \\ &= 1.00\end{aligned}$$

- Rasio gaya geser balok 2435 Lantai 2

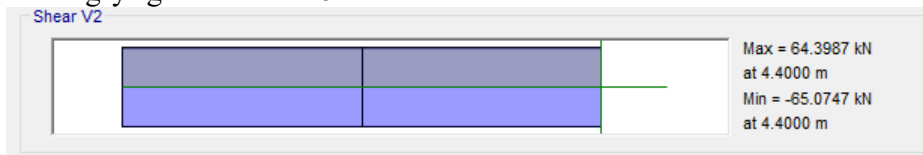


V1 = 125.7956 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 2
V2 = 130.995 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V1}{V2} \\ &= \frac{125.7956}{130.995} \\ &= 0.96\end{aligned}$$

B. Rasio gaya β_d geser kolom

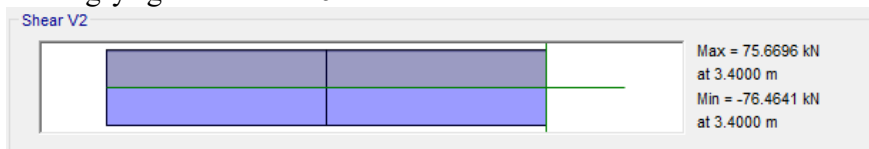
- Rasio gaya geser kolom C6 Lantai 1



V1 = 64.399 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 1
V2 = 76.464 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V1}{V2} \\ &= \frac{64.40}{76.46} \\ &= 0.84\end{aligned}$$

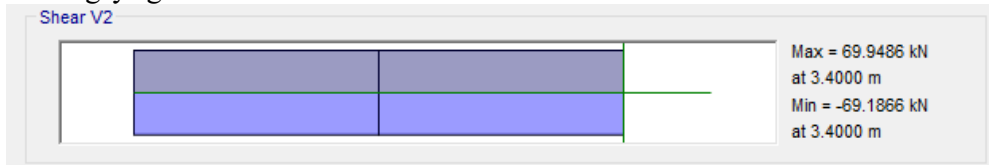
- Rasio gaya geser kolom C6 Lantai 2



V1 = 75.6696 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 2
V2 = 76.464 kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{V1}{V2} \\ &= \frac{75.67}{76.46} \\ &= 0.99\end{aligned}$$

- Rasio gaya geser kolom C6 Lantai 3



$$V1 = 69.9486 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks tingkat 3}$$

$$V2 = 76.464 \text{ kN (Output V2 Etabs v22), Gaya geser maks semua tingkat}$$

$$\beta d = \frac{V1}{V2}$$

$$= \frac{69.95}{76.46}$$

$$= 0.91$$

Modulus Elastis beton ($f_c' 30 \text{ Mpa}$)

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25743$$

Momen Inersia Kolom Arah X dan Y

Momen Inersia kolom C115 Lantai 1

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$= \frac{600 \times 600^3}{12}$$

$$= 10800000000 \text{ mm}^4$$

Momen Inersia kolom C115 Lantai 2

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$= \frac{600 \times 600^3}{12}$$

$$= 10800000000 \text{ mm}^4$$

Momen Inersia kolom C115 Lantai 3

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$= \frac{600 \times 600^3}{12}$$

$$= 10800000000 \text{ mm}^4$$

Momen Inersia Balok Arah X

Momen Inersia Balok kiri B225 Lantai 1

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b \times h^3}{12} \\
 &= \frac{400 \times 600^3}{12} \\
 &= 7200000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok kanan B224 Lantai 1

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b \times h^3}{12} \\
 &= \frac{400 \times 600^3}{12} \\
 &= 7200000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok depan B263 Lantai 1

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b \times h^3}{12} \\
 &= \frac{400 \times 600^3}{12} \\
 &= 7200000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok belakang B243 Lantai 1

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b \times h^3}{12} \\
 &= \frac{400 \times 600^3}{12} \\
 &= 7200000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok Arah Y

Momen Inersia Balok kiri B225 Lantai 2

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b^3 \times h}{12} \\
 &= \frac{400^3 \times 600}{12} \\
 &= 3200000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok kanan B224 Lantai 2

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b^3 \times h}{12} \\
 &= \frac{400^3 \times 600}{12} \\
 &= 3200000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok depan B263 Lantai 2

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{b^3 \times h}{12} \\ &= \frac{400^3 \times 600}{12} \\ &= 3200000000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Momen Inersia Balok belakang B243 Lantai 2

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{b^3 \times h}{12} \\ &= \frac{400^3 \times 600}{12} \\ &= 3200000000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

C. Menghitung Kekakuan Kolom

Kolom C6 Lantai 1

$$\begin{aligned} E_{lc} &= \frac{0.7 \times E_c \times I_c}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.7 \times 25743 \times 10800000000}{1 + 0.84} \\ &= 105643199349178 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kolom C6 Lantai 2

$$\begin{aligned} E_{lc} &= \frac{0.7 \times E_c \times I_c}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.7 \times 25743 \times 10800000000}{1 + 0.99} \\ &= 97816570958857 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kolom C6 Lantai 3

$$\begin{aligned} E_{lc} &= \frac{0.7 \times E_c \times I_c}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.7 \times 25743 \times 10800000000}{1 + 0.91} \\ &= 101638702525692 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

D. Menghitung Kekakuan Balok Arah X

Balok kanan B225 Lantai 1

$$\begin{aligned} E_{lb} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.98} \\ &= 32812270517486 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Balok kiri B224 Lantai 1

$$\begin{aligned} Elb &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.96} \\ &= 33113026394087.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Balok depan B263 Lantai 1

$$\begin{aligned} Elb &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.90} \\ &= 34060282307213 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Balok belakang B249 Lantai 1

$$\begin{aligned} Elb &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.90} \\ &= 34060282307213 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Kekakuan Balok Arah Y

Balok kanan B225 Lantai 2

$$\begin{aligned} Elb &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 3200000000}{1 + 0.94} \\ &= 14866829236911.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Balok kiri B224 Lantai 2

$$\begin{aligned} Elb &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 3200000000}{1 + 0.94} \\ &= 14868924553785.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Balok depan B263 Lantai 2

$$\begin{aligned} Elb &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 3200000000}{1 + 0.96} \\ &= 14707948656879.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

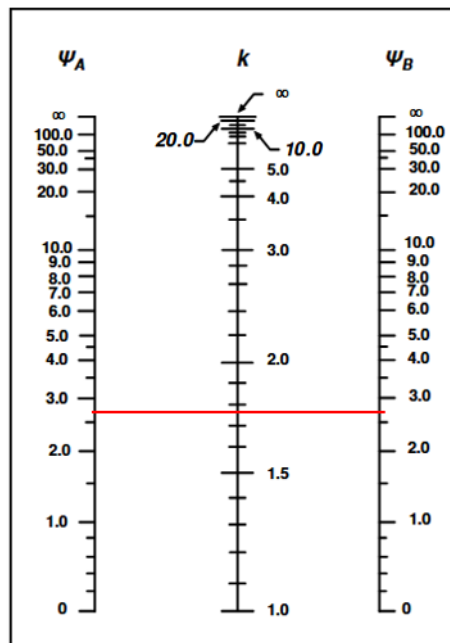
Balok belakang B249 Lantai 2

$$\begin{aligned}
 E_{lb} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\
 &= \frac{0.35 \times 25743 \times 3200000000}{1 + 0.93} \\
 &= 14943911649944.8 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Faktor Panjang efektif, Arah X

$$\begin{aligned}
 \Psi_B = E_{lb} &= \frac{E_{lc}/L}{E_{lb}/L} \\
 &= \frac{\frac{105643199349178}{4000} + \frac{97816570958857}{4000}}{\frac{32812270517486}{7200} + \frac{33113026394088}{7200} + \frac{34060282307213}{7200} + \frac{3.41E+13}{7200}} \\
 &= 2.73
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Psi_A = E_{lb} &= \frac{E_{lc}/L}{E_{lb}/L} \\
 &= \frac{\frac{105643199349178.00}{4000} + \frac{97816570958856.60}{4000}}{\frac{32812270517486}{7200} + \frac{33113026394088}{7200} + \frac{34060282307213}{7200} + \frac{3.41E+13}{7200}} \\
 &= 2.73
 \end{aligned}$$



(b) Rangka bergoyang

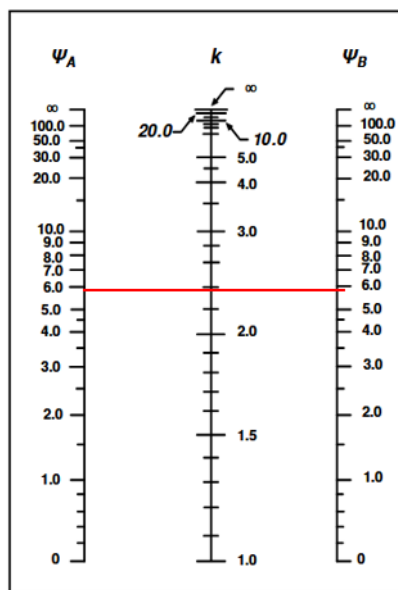
Gambar 4. 22 Faktor panjang efektif kolom takbergoyang, K_x

$$k_x = 2.24$$

Faktor Panjang efektif, k_y

$$\begin{aligned}\Psi_B = E I_b &= \frac{E I_c / L}{E I_b / L} \\ &= \frac{\frac{105643199349178}{4200} + \frac{97816570958857}{4200}}{\frac{14866829236912}{7200} + \frac{14868924553785}{7200} + \frac{14707948656880}{7200} + \frac{1.49E+13}{7200}} \\ &= 5.87\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Psi_A = E I_b &= \frac{E I_c / L}{E I_b / L} \\ &= \frac{\frac{105643199349178.00}{4200} + \frac{97816570958856.60}{4200}}{\frac{14866829236912}{7200} + \frac{14868924553785}{7200} + \frac{14707948656880}{7200} + \frac{1.49E+13}{7200}} \\ &= 5.87\end{aligned}$$



(b) Rangka bergoyang

Gambar 4. 23 Faktor panjang efektif kolom takbergoyang, k_y

$$k_y = 2.50$$

Menghitung nilai radius girasi

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_g}}$$

$$= \sqrt{\frac{10800000000}{600 \times 600}}$$

$$= 173.21 \text{ mm} \quad (1)$$

Atau

$$r = 0.3 \times h$$

$$= 0.3 \times 600$$

$$= 180 \text{ mm} \quad (2)$$

Sehingga nilai radius girasi dipilih terkecil dari 2 persamaan diatas yaitu $r = 173.21 \text{ mm}$

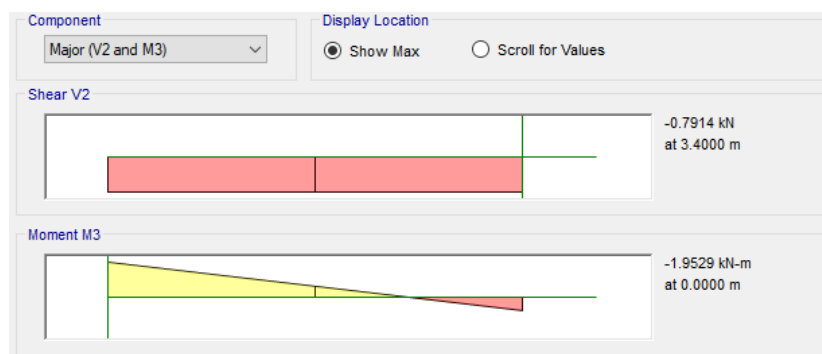
Maka:

$M1 = 1.4127 \text{ kNm}$ (Output Etabs v18, kombinasi 1,4D)

$M2 = 1.9529 \text{ kNm}$ (Output Etabs v18, Kombinasi 1,2D + 1,6L)



Gambar 4. 24 output M Kombinasi 1



Gambar 4. 25 output M Kombinasi 2

Pengaruh kelangsingan arah x

$$\begin{aligned}
 \frac{k_x l_u}{r} &\leq 34 + 12 \frac{1.4127}{1.9529} \\
 \frac{2.24 \times 4000}{173.21} &\leq 34 + 12 \frac{1.4127}{1.9529} \\
 = 51.73 &\leq 42.68 \quad \textbf{Persamaan 1}
 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned}
 \frac{k_x l_u}{r} &\leq 40 \\
 51.73 &\leq 40 \quad \textbf{Persamaan 2}
 \end{aligned}$$

Pengaruh kelangsingan arah y

$$\begin{aligned}
 \frac{k_y l_u}{r} &\leq 34 + 12 \frac{1.4127}{1.9529} \\
 \frac{2.50 \times 4000}{173.21} &\leq 34 + 12 \frac{1.4127}{1.9529} \\
 = 57.74 &\leq 42.68 \quad \textbf{Persamaan 1}
 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned}
 \frac{k_y l_u}{r} &\leq 40 \\
 57.74 &\leq 40 \quad \textbf{Persamaan 2}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan persamaan 1 dan 2 untuk arah x dan y diatas, syarat pasal 6.5.2 tidak terpenuhi sehingga kelangsingan penampang harus dipertihitungkan.

E. Properti Stabilitas

Indeks stabilitas untuk satu tingkat Q, (SNI 2847:2019 pasal 6.6.4.4.4 hal. 106)

Diketahui :

$$\sum p_u = 21208.55 \text{ kN (Output Etabs v19, Story Force Lt. 2 komb.2)}$$

$$\Delta = 26.34 \text{ mm}$$

$$V_{us} = 920.03 \text{ kN}$$

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

Maka

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{\sum p_u \times \Delta}{V_{us} \times I_c} \\
 &= \frac{21208.55 \times 26.34}{920.03 \times 4000} \\
 &= 0.1518 \quad 15.2\%
 \end{aligned}$$

Beban tekuk kritis P_c , (SNI 2847:2019 pasal 6.6.4.4.2 hal. 107) Momen inersia efektif kolom

Momen Inersia Kolom K1

$$\begin{aligned} EI(\text{eff}) &= \frac{0.40 \times E_c \times I_c}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.4 \times 25743 \times 10800000000}{1 + 0.84} \\ &= 60367542485245 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Momen Inersia Kolom K2

$$\begin{aligned} EI(\text{eff}) &= \frac{0.4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.4 \times 25743 \times 10800000000}{1 + 0.99} \\ &= 55895183405061 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Momen Inersia Kolom K3

$$\begin{aligned} EI(\text{eff}) &= \frac{0.4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta d} \\ &= \frac{0.4 \times 25743 \times 10800000000}{1 + 0.91} \\ &= 58079258586110 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Beban tekuk kritis arah x

Beban tekuk kritis kolom K1

$$\begin{aligned} P_c &= \frac{\pi^2 \times EI(\text{eff})}{K \times l_u^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 60367542485245}{2.24 \times 4000^2} \\ &= 16607137.89 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban tekuk kritis kolom K2

$$\begin{aligned} P_c &= \frac{\pi^2 \times EI(\text{eff})}{K \times l_u^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 55895183405061}{2.24 \times 4000^2} \\ &= 15376789.91 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban tekuk kritis kolom K3

$$\begin{aligned} P_c &= \frac{\pi^2 \times EI(\text{eff})}{K \times l_u^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 58079258586110}{2.24 \times 4000^2} \\ &= 15977629.97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban tekuk kritis total pada lantai 1 arah x

$$\begin{aligned}\sum P_c &= n \times P_c K1 + n \times P_c K2 + n \times P_c K3 \\ &= 11 \times 16607138 + 11 \times 15376789.91 + 11 \times 15977629.97 \\ &= 527577135 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban tekuk kritis arah y

Beban tekuk kritis kolom K1

$$\begin{aligned}P_c &= \frac{\pi^2 \times EI(\text{eff})}{K \times l_u^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 60367542485245}{2.5 \times 4000^2} \\ &= 14879995.55 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban tekuk kritis kolom K2

$$\begin{aligned}P_c &= \frac{\pi^2 \times EI(\text{eff})}{K \times l_u^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 55895183405061}{2.5 \times 4000^2} \\ &= 13777603.76 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban tekuk kritis kolom K3

$$\begin{aligned}P_c &= \frac{\pi^2 \times EI(\text{eff})}{K \times l_u^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 58079258586110}{2.5 \times 4000^2} \\ &= 14315956.45 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban tekuk kritis total pada lantai 1 arah x

$$\begin{aligned}\sum P_c &= n \times P_c K1 + n \times P_c K2 + n \times P_c K3 \\ &= 11 \times 14879996 + 11 \times 13777603.76 + 11 \times 14315956.45 \\ &= 472709113 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pengaruh kelangsingan sepanjang kolom

Berdasarkan (SNI 2847:2019) pasal 6.6.4.6 hal. 110 dijelaskan bahwa metode pembesaran momen untuk rangka bergoyang harus dihitung dengan persamaan dibawah ini :

$$\begin{aligned}\delta_s &= \frac{1}{1 - Q} \geq 1 \\ &= \frac{1}{1 - 0.152} \geq 1 \\ &= 1.179 \geq 1\end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned}\delta_s &= \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \times \sum P_c}} \geq 1 \\ &= \frac{1}{1 - \frac{21208.55}{0.75 \times 527577135}} \geq 1 \\ &= 1 \geq 1\end{aligned}$$

Maka dipakai nilai δ_s terbesar yaitu $= 1.179$

Nilai momen setiap kombinasi setelah dilakukan pembesaran momen

Momen order kedua (*second order*)

$$M_u = 215.6031 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}M_c &= \delta_s \times M_u \\ &= 1.179 \times 215.60 \\ &= 254.19 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_1 &= \delta_s \times M_u \\ &= 1.4 \times 215.60 \\ &= 301.84 \text{ kNm}\end{aligned}$$

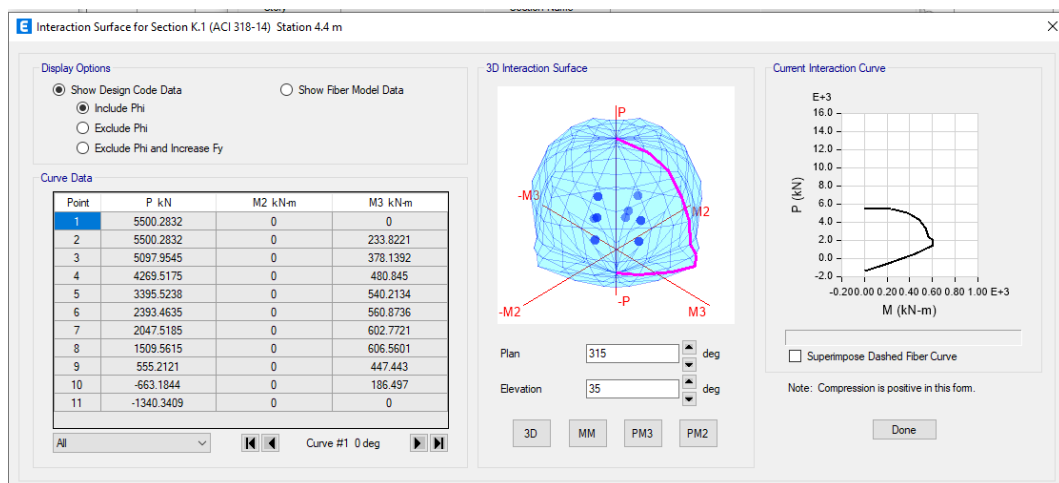
Cek pasal 6.2.6 halaman 94

$$\begin{aligned}M_c &< 1.4 M_u \\ 254.19 &< 301.84 \quad \textbf{(Memenuhi)}\end{aligned}$$

Tabel 4. 45 Momen setelah pembesaran

No	Kombinasi	Momen Sblm Pembesaran			Momen Ssdah Pembesaran		
		Pu (kN)	M2	M3	Pu (kN)	Mc	Mc
			(kNm)	(kNm)		(M2)	(M3)
1	Comb envelope	2399	189.25	215.60	2399.2	223.11	254.19
2	Comb18	1214	161.31	216.65	1214.3	190.18	255.42
3	Comb17	1273	3.20	56.52	1272.6	3.78	66.63
4	Comb16	1228	165.17	114.75	1228.4	194.73	135.28
5	Comb15	1276	2.05	2.13	1276.0	2.42	2.51
6	Comb14	1084	56.08	215.13	1084.2	66.11	253.63
7	Comb13	1152	5.80	171.68	1151.9	6.84	202.40
8	Comb12	1110	65.75	1.03	1109.7	77.51	1.21
9	Comb11	1162	2.05	0.46	1162.2	2.42	0.54
10	Comb10	2207	185.05	215.60	2207.4	218.16	254.19
11	Comb9	2396	8.98	56.99	2395.8	10.59	67.19
12	Comb8	2215	189.25	114.50	2215.2	223.11	134.99
13	Comb7	2399	7.82	1.65	2399.2	9.22	1.95
14	Comb6	2207	61.85	215.60	2207.4	72.92	254.19
15	Comb5	2275	11.58	172.15	2275.1	13.65	202.96
16	Comb4	2233	71.53	1.50	2232.9	84.32	1.77
17	Comb3	2285	7.82	0.02	2285.4	9.22	0.02
18	Comb2	2339	11.24	0.86	2339.5	13.25	1.01
19	Comb1	1958	2.69	7.12	1958.0	3.17	8.39

Berikut adalah skema 3D diagram interaksi aksial lentur kolom yang ditinjau dengan beban maksimum yaitu pada kolom K1 lantai 1 dengan frame yang ditinjau C41.



Gambar 4. 26 Diagram interaksi k1 lantai 1

4.24 Desain Penulangan Transversal Kolom

$$V_u = 69.8387 \text{ kN} \quad (\text{output dari etabs})$$

$$P_u = 2387.1901 \text{ kN} \quad (\text{output dari etabs})$$

Momen ujung kolom sumbu (Mpr)

$$M_{pr} = \text{seimbang} (1,25 \times f_y)$$

$$= 1091.13 \text{ kNm}$$

$$= 1091131818 \text{ Nmm}$$

Gaya geser akibat momen ujung kolom

$$h_n = 3600 \text{ mm}$$

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{h_n}$$

$$= \frac{2 \times 1091131818}{3600}$$

$$= 606184.344 \text{ N}$$

4.24.1 Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

e. Menghitung kebutuhan tulangan geser di daerah sendi plastis Sesuai SNI 2847 2019 pasal 18.7.6.2 hal. 392 menyatakan bahwa untuk daerah sendi plastis sepanjang l_o dari muka kolom, maka kontribusi beton dalam menahan geser, $V_c = 0$ apabila memenuhi 1 dan 2 terjadi:

4. Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung pada pasal 18.7.6.1 mewakili $\frac{1}{2}$ atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o

2. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u), termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \times f_c' / 10$

Chek kedua persyaratan di atas

Syarat 1

Sumbu x dan y

$$\frac{1}{2} \times V_e > V_u$$

$$\frac{1}{2} \times 606184.344 > 69838.7$$

$$303092.1718 > 69838.7 \text{ N} \quad \text{Oke}$$

Syarat 2

$$P_u < \frac{A_g \times f_c'}{10}$$

$$2.387E+09 < \frac{360000 \times 30}{10}$$

$$2.387E+09 < 1080000 \text{ N} \quad \text{cek}$$

Karena syarat 2 diatas tidak memenuhi, maka V_c perlu diperhitungkan. V_c dihitung sesuai SNI 2847 2019 pasal 22.5.6.1 hal. 486

$$V_c = 0.17 \times 1 + \frac{N_u}{14 + A_g} \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$= 0.17 \times 1 + \frac{2387190.1}{14 + 360000} \times 1 \times \sqrt{30} \times 600 \times 600$$

$$= 13074670.4 \text{ N}$$

Tulangan transversal yang diisyaratkan dalam 18.7.5.2 sampai 18.7.5.4 harus dipasang sepanjang l_o setiap muka joint dan pada kedua sisi seberang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastis rangka. Panjang l_o tidak boleh kurang dari persamaan 1, 2, dan 3

1. Tinggi komponen struktur h , pada muka joint atau penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi

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

2. $\frac{1}{6}$ x bentang bersih komponen struktur

$$\frac{1}{6} \times 3600 = 600.00 \text{ mm}$$

3. 450 mm

Dari hasil perhitungan diatas, panjang daerah sendi plastis (l_o) kolom diambil nilai terbesar yaitu sepanjang 600 mm dari muka tumpuan. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3 hal. 389, spasi tulangan transversal sepanjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari persamaan 1,2, dan 3

$$1. \frac{1}{4} \times \text{dimensi komponen struktur minimum}$$

$$\frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

$$2. 6 \times \text{diameter batang tulangan longitudinal terkecil}$$

$$6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$3. \text{So, seperti yang di definisikan oleh persamaan}$$

$$\begin{aligned} s_o &= 100 + \frac{350 - h_x}{3} \\ &= 100 + \frac{350 - 600}{3} \\ &= 17 \text{ mm} \end{aligned}$$

Catatan:

Nilai So, tidak boleh lebih dari 150 mm dan tidak boleh kurang dari 78 mm

Maka spasi (s) tulangan transversal sepanjang lo sebesar = 100 mm

Jumlah tulangan transversal harus dihitung sesuai 18.7.5.4 halaman 389

$$\begin{aligned} P_u &> 0.3 \times A_g \times f_c \\ 2387190.1 &> 0.3 \times 360000 \times 30 \\ 2387190.1 &> 3240000 \text{ N} \end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan jumlah tulangan transversal minimum

harus terpenuhi sesuai dengan (SNI 2847:2019) tabel 18.7.5.4.

$$\begin{aligned} b_c &= b_w - \left[2 \times s_b \right] - 1/2 \times \emptyset \\ &= 600 - \left[2 \times 40 \right] - 1/2 \times 12 \\ &= 514 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= \left[h - 2 \times s_b \right] \left[b_w - 2 \times s_b \right] \\ &= \left[600 - 2 \times 40 \right] \left[600 - 2 \times 40 \right] \\ &= 270400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0.3 \times \left[\frac{2 \times s_b \times b_c \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ &= 0.3 \times \left[\frac{2 \times 40 \times 514 \times 30}{280} \right] \times \left[\frac{360000}{270400} - 1 \right] \\ &= 437.964497 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0.09 \times \left[\frac{2 \times s_b \times b_c \times f_c}{f_y} \right] \\ &= 0.09 \times \left[\frac{2 \times 40 \times 514 \times 30}{280} \right] \\ &= 396.514286 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas luas tulangan transversal minimum harus lebih dari 437.964497 mm^2

1. Perhitungan tulangan transversal rencana

$$\begin{aligned} A_{sh} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\ &= 452.16 \text{ mm}^2 > 437.964497 \text{ mm}^2 \quad \text{Oke} \end{aligned}$$

2. Menghitung kekuatan geser kolom rencana

$$\begin{aligned} V_{s \text{ ada}} &= \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{452.16 \times 280 \times 600}{100} \\ &= 759628.80 \text{ N} \\ V_{s \text{ max}} &= 0.66 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0.66 \times \sqrt{30} \times 600 \times 600 \\ &= 1301388.8 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} V_{s \text{ max}} &> V_{s \text{ ada}} \\ 1301388.797 &> 759628.80 \text{ N} \quad \text{oky} \end{aligned}$$

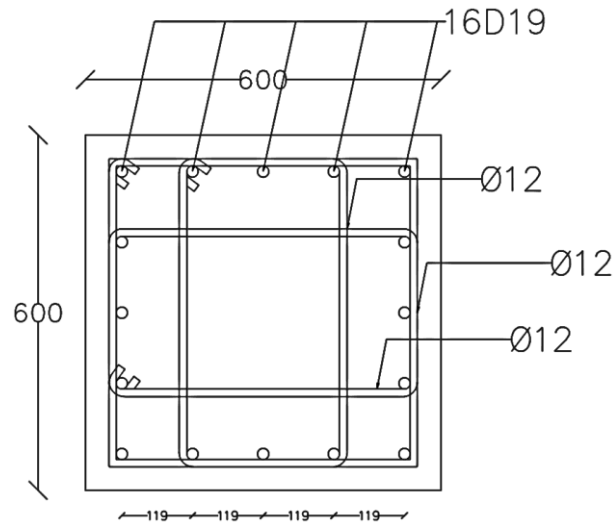
Kontrol kekuatan transversal

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_{s \text{ ada}} \\ &= 13074670.4 + 759628.8 \\ &= 13834299.2 \text{ N} \\ \phi V_n &= 0.75 \times V_n \\ &= 0.75 \times 13834299.18 \\ &= 10375724.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_e$$

$$10375724 > 606184.34 \text{ N} \quad \text{Oke}$$

Sehingga tulangan transversal daerah sendi plastis 4 kaki Ø12-100mm



Gambar 4. 27 Penulangan transversal kolom daerah sendi plastis

b. Menghitung kebutuhan tulangan geser di daerah luar sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.5, spasi maksimum untuk tulangan transversal (sengkang) diluar sendi plastis tidak melebihi yang terkecil dari

1. $6 \times D = 6 \times 13 = 78 \text{ mm}$
2. 150 mm

Dari hasil perhitungan diatas s_{max} dipakai 150 mm

1. Menghitung kekuatan geser kolom rencana

$$\begin{aligned} V_s \text{ ada} &= \frac{A_{sh} \times f_{yt} \times d}{s} \\ &= \frac{530.66 \times 280 \times 600}{150} \\ &= 594339 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0.66 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0.66 \times \sqrt{30} \times 600 \times 600 \\ &= 1301388.8 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &> V_s \text{ ada} \\ 1301388.797 &> 506419.2 \text{ N} \quad \text{Oke} \end{aligned}$$

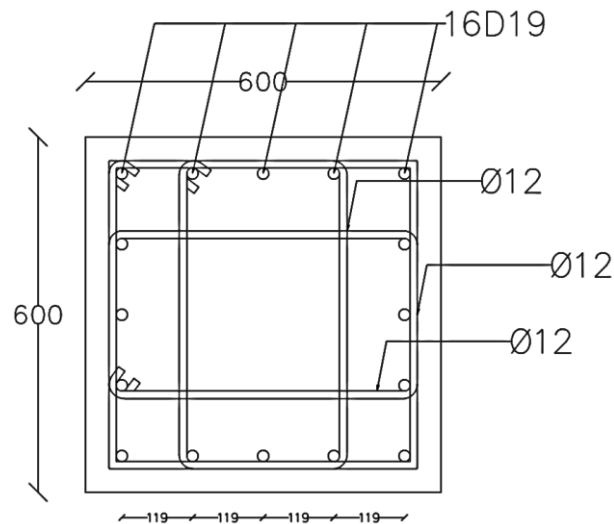
Kontrol kekuatan transversal

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \text{ ada} \\
 &= 13074670 + 506419.2 \\
 &= 13581090 \text{ N} \\
 \phi V_n &= 0.75 \times 13581089.58 \\
 &= 0.75 \times 13581089.58 \\
 &= 10185817 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_e$$

$$10185817 > 606184.3 \text{ N} \quad \text{Oke}$$

Sehingga tulangan transversal daerah luar sendi plastis 4 kaki Ø12-150mm



Gambar 4. 28 Penulangan transversal kolom daerah luar sendi plastis

4.24.2 Persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB)

1) Panjang Penyaluran dalam Kondisi Tarik

Berdasarkan (SNI 2847:2019) pasal 18.7.4.3 hal.385 sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal. Menurut (SNI 2847:2019) pasal 25.4.2.3 hal 567 dijelaskan bahwa panjang penyaluran dalam kondisi tarik harus memenuhi:

Dimana :

$$\lambda = 1$$

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1$$

$$\psi_s = 1$$

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

$$s_b = 40 \text{ mm}$$

$$c_b = s_b + d_s + \frac{1}{2} \times d_b$$

$$= 40 + 13 + \frac{1}{2} \times 22$$

$$= 64 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$K_{tr} = 0 \text{ (SNI 2847:2019 pasal 25.4.2.3 hal.567)}$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

$$\frac{64 + 0}{22} \leq 2.5$$

$$2.91 \leq 2.5$$

Sehingga :

$$L_d = \left[\frac{f_y}{1 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right] \times d_b$$

$$= \left[\frac{420}{1 \times 1 \times 5} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{\frac{64 + 0}{22}} \right] \times 22$$

$$= 527.18 \text{ mm} \rightarrow 600 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847:2019 pasal 25.5.2.1 hal. 586 panjang minimum sambungan untuk lewatan tarik kolom harus memenuhi

a. Panjang yang dihitung sesuai dengan 25.4.2.2 atau 25.4.3.2 dengan menggunakan faktor modifikasi yang berlaku 25.4.2.4

b. $L_d \min =$

$$L_d > L_d \min$$

$$600 > 300 \text{ mm} \text{ **Memenuhi**}$$

Maka panjang penyaluran dalam kondisi tarik dipakai adalah $L_d = 600 \text{ mm}$

Spasi sengkang disepanjang sambungan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari (SNI 2847 2019 pasal 18.6.3.3 hal.379)

2) Panjang Penyaluran Kait Standar Tulangan Tarik

$$L_{dt} = \left(\frac{0.24 \times f_y \times \psi_e \times \psi_c \times \psi_r}{\lambda \times \sqrt{f_c}} \right) \times d_b$$

$$= \left(\frac{0.24 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times \sqrt{30}} \right) \times 22$$

$$= 404.877 \text{ mm}$$

atau

$$L_{dt} = 8 \times d_b$$

$$= 8 \times 22$$

$$= 176 \text{ mm}$$

atau

$$L_{dt} = 150 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \quad (\text{SNI 1847 2019 tabel 25.4.2.4 hal.568})$$

$$\psi_r = 1 \quad (\text{SNI 2847 2019 tabel 25.4.9.3 hal.582})$$

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

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

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

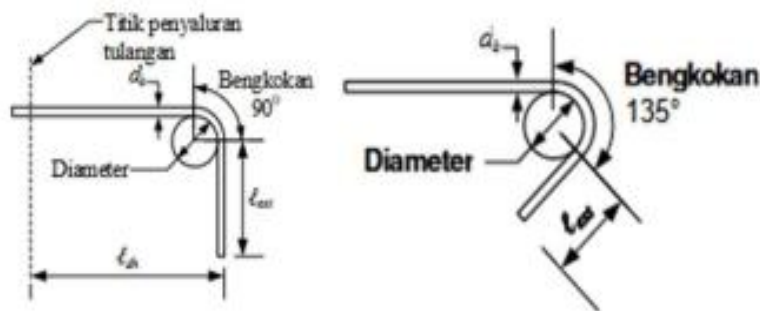
Sehingga panjang penyaluran tarik dipilih terbesar dari perhitungan L_{dt}

$$L_{dt} = 404.877 \text{ mm}$$

$$= 500 \text{ mm}$$

3) Panjang Penyaluran Kait Standar Tulangan Tekan

Geometri kait standar bengkokan 90° dan 135°



Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini

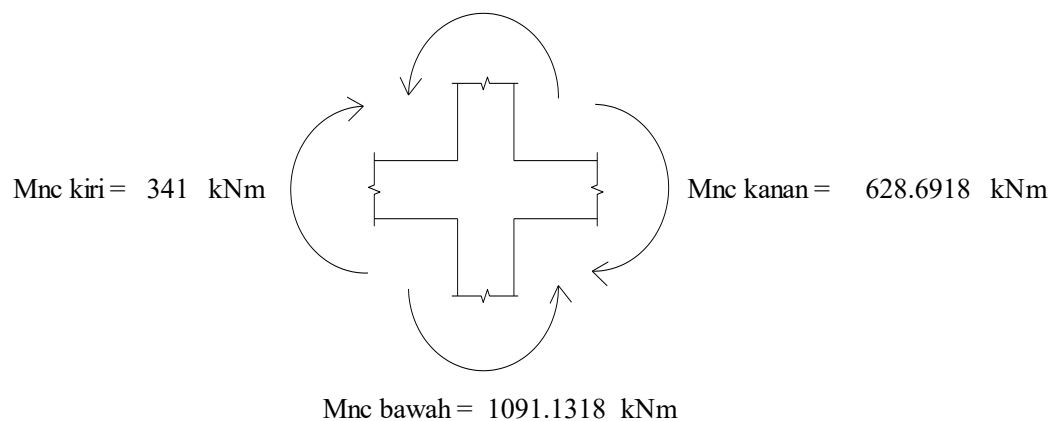
Tabel 4. 46 Detail Bengkokan Tulangan Kolom

Tulangan	D	Ket.	Diameter		D	Perpanjangan urus		l _{ext}
			tekuk			(l _{ext})		
	mm		4db	8db	desain	6db atau 75	12db	desain
Kait standar long	22	90°	-	176	176	-	264	264
Sengkang	13	135°	52	-	52	75	-	75
Cross Ties	13	135°	52	-	52	75	-	75

4.25 Persyaratan Strong Column Weak Beam (SCWB)

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$. Kekuatan lentur kolom (M_{nc}) harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang konsisten terhadap arah gempa yang ditinjau yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.

$$M_{nc} \text{ atas} = 1091.1318 \text{ kNm}$$



Gambar 4. 29 Hubungan Balok dan Kolom

1. Kontrol Kekuatan HBK

$$M_{nc} = 1091.131818 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= 2 \times M_{nc} \\ &= 2 \times 1091.131818 \\ &= 2182.263637 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen ujung balok

$$M_{pr \text{ kiri}} = 340.8418947 \text{ kNm}$$

$$M_{pr \text{ kanan}} = 628.6917978$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{cb} &= 1.2 \left\{ M_{pr \text{ kiri}} + M_{pr \text{ kanan}} \right\} \\ &= 1.2 \left\{ 340.8418947 + 628.6917978 \right\} \\ &= 1163.440431 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Cek persyaratan

$$\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{cb}$$

$$2182.263637 > 1163.440431 \text{ kNm} \quad \text{Oke}$$

4.25.1 Penulangan Hubungan Balok Kolom (Joint)

1. Data Perencanaan

Mutu Beton (f_c')	=	30 Mpa
f_y ulir	=	420 Mpa
Diameter Tul. pokok	=	19 mm
Selimut Beton (sb)	=	40 mm
Tinggi Lantai (hl)	=	120 mm
Tinggi balok (hb)	=	600 mm
Tinggi bersih kolom (hn)	=	3600 mm
Momen ujung balok kiri	=	132928338.9 Nmm
Momen ujung balok kanan	=	125738359.6 Nmm
Nu (Aksial Terfaktor Maks)	=	2387190.1 N

2. Syarat Luasan Join (A_j)



Gambar 4. 30 Luas Hubungan Balok Kolom (Joint) Efektif

Berdasarkan pasal 18.8.4.3 Luas penampang efektif dalam suatu joint, A_j , harus dihitung dari tinggi joint kali lebar joint efektif. Tinggi joint harus sebesar lebar kolom, h . Lebar joint efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil dari a) dan b):

a. Tinggi joint (h_j) = 600 mm

b. Lebar join efektif (b_j)

1) $b_w + h_j$

$$b_j = 400 + 600$$

$$b_j = 1000 \text{ mm}$$

2) $b_w + 2x$

$$\begin{aligned} b_j &= b_w + 2 \left(\frac{h_j - b_w}{2} \right) \\ &= 400 + 2 \left(\frac{600 - 400}{2} \right) \\ &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka dari perhitungan Lebar joint efektif (b_j), digunakan nilai b_j yang terkecil :

b_j : 600 mm

3. Kuat Geser Nominal pada Joint Arah X

Menurut SNI 2847 2019 pasal 18.8.2.1 hal. 392, gaya-gaya yang bekerja pada tulangan balok longitudinal di muka joint harus ditentukan dengan mengansumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur 1,25 f_y

Luas Tulangan Atas

$$\begin{aligned} A_{s1} &= n \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 8 \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 \\ &= 2267.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas Tulangan Bawah

$$\begin{aligned} A_{s2} &= n \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 8 \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 \\ &= 2267.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas (T_1) pada balok HBK

$$\begin{aligned} T_1 &= 1.25 \times A_{s1} \times f_y \\ &= 1.25 \times 2267.1 \times 420 \\ &= 1190217 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada beton HBK (C_1)

$$\begin{aligned} C_1 &= T_1 \\ &= 1190217 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan bawah (T_2) pada balok HBK

$$\begin{aligned} T_2 &= 1.25 \times A_{s2} \times f_y \\ &= 1.25 \times 2267.1 \times 420 \\ &= 1190217 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada beton HBK (C_2)

$$\begin{aligned} C_2 &= T_2 \\ &= 1190217 \text{ N} \end{aligned}$$

Momen kolom (Mc)

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{M_{pr\ 1} + M_{pr\ 2}}{2} \\ &= \frac{132928338.9 + 125738359.6}{2} = 1.29E+08 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser kolom

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2 \times M_c}{h_n} \\ &= \frac{2 \times 129333349}{3600} \\ &= 71851.8607 \text{ N} \end{aligned}$$

Keseimbangan gaya

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_1 + C_2 - V_h \\ &= 1190217 + 1190217 - 71851.86 \\ &= 2308582.14 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= 1.7 \times f_c' \times A_j \\ &= 1.7 \times f_c' \times h_{\text{kolom}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 1.7 \times 30 \times 600 \times 600 \\ &= 18360000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 \times V_n \\ &= 0.75 \times 18360000 \\ &= 13770000 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} \phi V_n &> V_{jh} \\ 13770000 &> 2308582 \text{ N} \quad \textbf{Oke} \end{aligned}$$

4. Penulangan Geser Horizontal pada Joint Arah X

Kekuatan geser horizontal nominal yang disediakan beton

$$\frac{N_u}{A_g} > 0.1 \times f_c$$

$$\frac{2387190.1}{240000} > 0.1 \times 30$$

$$9.9466254 > 3 \text{ Mpa} \quad \text{Oke}$$

$$\begin{aligned} V_{c,h} &= \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{N_u}{A_g} - 0.1 \times f_c} \times A_g \\ &= \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2387190.1}{240000} - 0.1 \times 30} \times 240000 = 421703.2 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan geser nominal penulangan horizontal

$$\begin{aligned} A_{j,h} &= \frac{V_{s,h}}{f_y} \\ &= \frac{421703.226}{420} \\ &= 1004.055 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser rencana 8 kaki Ø12 (4 lapis)

$$\begin{aligned} A_{s1} &= n \times 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 8 \times 8 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 12^2 \\ &= 7234.56 \text{ mm}^2 > A_{j,h} \\ &= 7234.56 \text{ mm}^2 > 1004.0553 \text{ mm}^2 \quad \text{Oke} \end{aligned}$$

5. Penulangan Geser Vertikal pada Joint Arah X

Kekuatan geser vertikal di daerah HBK

$$\begin{aligned} V_{j,h} &= \frac{h_j}{b_j} \times v_{j,h} \\ &= \frac{600}{600} \times 2308582.14 \\ &= 2308582.14 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan geser vertikal nominal yang disediakan beton

$$\begin{aligned}
 V_{c,v} &= \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \times \frac{V_{j,h}}{V_{j,v}} \times 0.6 \times \frac{N_{u,k}}{A_g \times f_c} \\
 &= \frac{2267.08}{2267.08} \times \frac{2308582.139}{2308582.139} \times 0.6 \times \frac{2387190.1}{240000 \times 30} \\
 &= 459252.04 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser nominal penulangan vertikal

$$\begin{aligned}
 V_{s,v} &= V_{j,v} - V_{c,v} \\
 &= 2308582.14 - 459252.04 \\
 &= 1849330.1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser vertikal perlu pada HBK

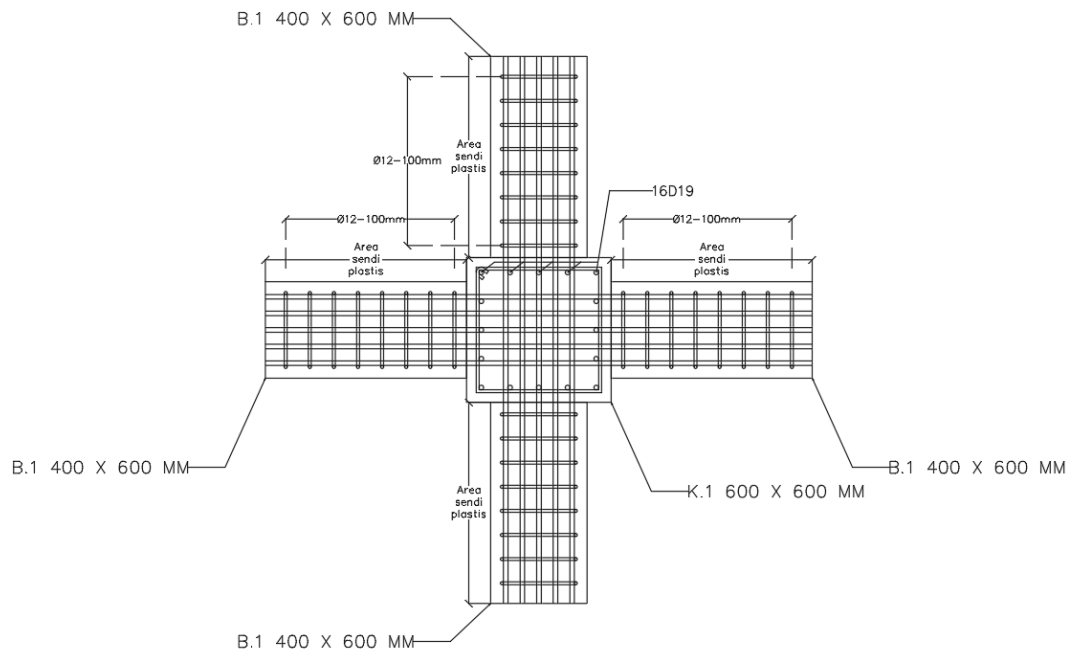
$$\begin{aligned}
 A_{j,v} &= \frac{V_{s,v}}{f_y} \\
 &= \frac{1849330.1}{420} \\
 &= 4403.167 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan longitudinal kolom (16 D19)

$$\begin{aligned}
 A_{s,v} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 20 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 25^2 \\
 &= 9812.5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 A_{s,v} &> A_{j,v} \\
 9812.5 &> 4403.167 \text{ N} \quad \text{Oke}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 31 Gambar penulangan HBK

4.26 Perhitungan Dayang Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Data Sondir

1. Data Pondasi di Lapangan

Dimensi tiang pancang :

Tipe bentuk pancang	:	Persegi
Panjang (a)	:	35 cm = 0.35 m
Lebar (b)	:	35 cm = 0.35 m
Luas Penampang (Ap)	=	P x L
	=	35 x 35
	=	1225 cm ² = 12 m ²
Diagonal (D)	:	$\sqrt{a^2 + b^2}$
maka,		
a ²	:	0.12 m
b ²	:	0.12 m
D	:	$\sqrt{0.12 + 0.12}$
	:	0.5 m

Data gaya - gaya dari etab dan joint kolom C59 (Comb envelope)

gaya vertikal (Fz)	=	2399.2253 kN
	=	244.57 ton
momen arah x (Mx)	=	174.4642 kN.m
	=	17.78 ton.m
momen arah y (My)	=	215.6031 kN.m
	=	22.0 ton.m
P	=	2387.1901 kN
	=	243.34252 ton
Jumlah titik yang akan di hitung	:	1 titik
Mutu beton	:	30 Mpa
Modulus beton (Ep)	:	25742.96 Mpa
	:	257429.6 kg/cm ²
Lebar Kolom (bw)	:	600 mm = 0.6 m
Tinggi Kolom (h)	:	600 mm = 0.6 m

2. Perhitungan Menggunakan Data Di Lapangan

A. Data sondir titik S-2

Tabel 4. 47 nilai Qc rata-rata berdasarkan data sondir

Kedalaman	Nilai konus	Lekatan Local	HP	Jumlah Hambatan Pelekat (JHP)	Friction Ration
(m)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm	Kg/cm	%
0	0	0	0	0	0
0.2	3	0.2	4	4	6.7
0.4	5	0.5	10	14	10.0
0.6	8	0.5	10	24	6.3
0.8	10	0.5	10	34	5.0
1	10	0.5	10	44	5.0
1.2	13	0.5	10	54	3.8
1.4	15	0.5	10	64	3.3
1.6	10	0.5	10	74	5.0
1.8	10	0.5	10	84	5.0
2	10	0.5	10	94	5.0
2.2	13	0.5	10	104	3.8
2.4	15	0.5	10	114	3.3
2.6	15	0.5	10	124	3.3
2.8	13	0.5	10	134	3.8
3	10	0.5	10	144	5.0
3.2	10	0.5	10	154	5.0
3.4	13	0.5	10	164	3.8
3.6	15	0.5	10	174	3.3
3.8	15	0.5	10	184	3.3
4	15	0.5	10	194	3.3
4.2	10	0.5	10	204	5.0
4.4	8	0.5	10	214	6.3
4.6	5	0.5	10	224	10.0
4.8	6	0.5	10	234	8.3
5	8	0.5	10	244	6.3
5.2	10	0.5	10	254	5.0
5.4	13	0.5	10	264	3.8
5.6	15	0.5	10	274	3.3
5.8	15	1	20	294	6.7

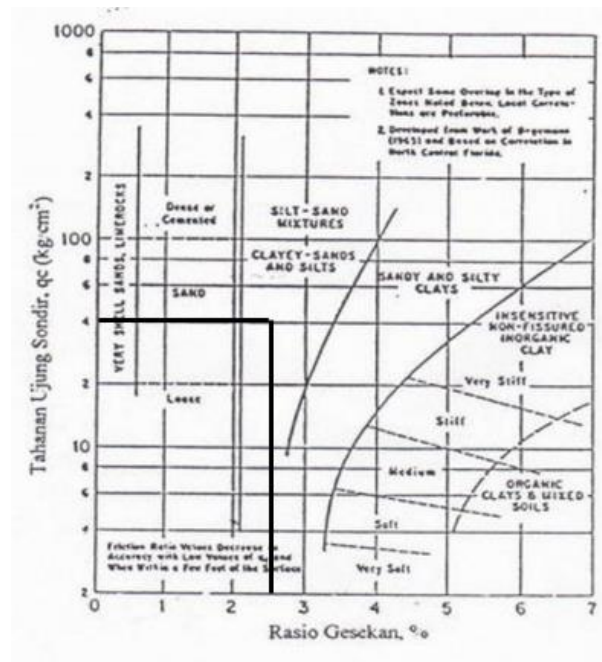
Tabel 4. 48 nilai Qc rata-rata berdasarkan data sondir Lanjutan

Kedalaman	Nilai konus	Lekatan Local	HP	Jumlah Hambatan Pelekat (JHP)	Friction Ration
(m)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm	Kg/cm	%
6	20	1	20	314	5.0
6.2	30	2	40	354	6.7
6.4	50	2	40	394	4.0
6.6	80	2	40	434	2.5
6.8	60	1	20	454	1.7
7	30	1	20	474	3.3
7.2	25	1	20	494	4.0
7.4	20	1	20	514	5.0
7.6	20	1	20	534	5.0
7.8	20	1	20	554	5.0
8	25	1	20	574	4.0
8.2	25	0.5	10	584	2.0
8.4	20	0.5	10	594	2.5
8.6	20	0.5	10	604	2.5
8.8	20	0.5	10	614	2.5
9	20	0.5	10	624	2.5
9.2	20	0.5	10	634	2.5
9.4	25	0.5	10	644	2.0
9.6	25	0.5	10	654	2.0
9.8	30	0.5	10	664	1.7
10	35	0.5	10	674	1.4
10.2	35	0.5	10	684	1.4
10.4	30	1	20	704	3.3
10.6	35	0.5	10	714	1.4
10.8	30	0.5	10	724	1.7
11	30	0.5	10	734	1.7
11.2	30	0.5	10	744	1.7
11.4	25	0.5	10	754	2.0
11.6	20	0.5	10	764	2.5
11.8	25	0.5	10	774	2.0

Tabel 4. 49 nilai Qc rata-rata berdasarkan data sondir Lanjutan

Kedalaman	Nilai konus	Lekatan Local	HP	Jumlah Hambatan Pelekat (JHP)	Friction Ration
(m)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm	Kg/cm	%
12	25	0.5	10	784	2.0
12.2	25	0.5	10	794	2.0
12.4	20	1	20	814	5.0
12.6	25	0.5	10	824	2.0
12.8	25	0.5	10	834	2.0
13	30	0.5	10	844	1.7
13.2	30	1	20	864	3.3
13.4	35	1	20	884	2.9
13.6	40	1	20	904	2.5
13.8	40	1	20	924	2.5
14	40	1	20	944	2.5
14.2	40	1	20	964	2.5
14.4	40	2	40	1004	5.0
14.6	70	2	40	1044	2.9
14.8	120	2	40	1084	1.7
15	150	2	40	1124	1.3
15.2	180	2	40	1164	1.1
15.4	200	2	40	1204	1.0
15.6	220	3	80	1264	1.4
15.8	250	0	0	1264	0.0

berdasarkan hasil uji tanah sondir CPT (Cone Penetration Test) pada kedalaman 14 m, di dapatkan harga tahanan ujung (qc) 40 kg/cm² dan nilai friction Ratio nya 2.5%, maka di lakukan pengecekan klasifikasi tanah berdasarkan data sondir mekanis kedalam grafik berikut ini:



Gambar 4. 32 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Data sondir mekanis

Sumber : Schmertmann 1978

didapatkan klasifikasi tanah nya berdasarkan grafik di atas, termasuk tanah clayey - sand and silt (berlempung - pasir dan lanau), maka untuk menghitung daya dukung tiang di sini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (end bearing) maupun cleef (friction pile), Demikian disini harus kita perhitungkan dengan metode Schmertman - Nottingham & metode Bagemann untuk melihat perbandingan

4.26.1 Perhitungan Dayang Dukung Pondasi Tiang metode Schmertman - Nottingham

1. Perhitungan Kapasitas Ultimit (Q_u)

$$Q_u = Q_p + Q_c$$

yang dimana

Q_p : Daya dukung ujung tiang

Q_s : Daya dukun Selimut

a. perhitungan Daya dukung ujung (End Bearing)

$$Q_p : \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A_p$$

dimana,

q_{c1} : nilai konus rata-rata 0.7D - 4D dibawah tiang (Kg/cm^2)

q_{c2} : nilai konus rata-rata 8D dibawah tiang (Kg/cm^2)

A_p : luas penampang ujung Tiang

maka sebelum menghitung nilai Q_p , dilakukan mencari nilai q_c rata-rata dari data sondir untuk meninjaau kedalaman tiang

$$\begin{aligned} \text{- 8D diatas ujung tiang} &= 8 \times 0.5 \\ &= 3.9 \text{ m} \\ \text{- 0.7D diatas ujung tiang} &= 0.7 \times 0.5 \\ &= 0.3 \text{ m} \\ \text{- 4D diatas ujung tiang} &= 4 \times 0.5 \\ &= 2.0 \text{ m} \end{aligned}$$

- q_c rata rata terhadap 8D diatas ujung tiang

$$\begin{aligned} q_{c1} &= \frac{14.0 \text{ sampai } 10.0}{\text{jumlah segmen}} \\ &= \frac{630}{20} \\ &= 32.14 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- q_c rata rata terhadap 4D dibawah ujung tiang

$$\begin{aligned} q_{c2} &= \frac{14.0 \text{ sampai } 15.8}{\text{jumlah segmen}} \\ &= \frac{1310}{10} \\ &= 133.7 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- maka nilai q_c rata rata dari dalaman 10.0 m sampai 15.8m

$$\begin{aligned} \Sigma q_c 10-15.76 &= 32.1 + 134 \\ &= 166 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

setelah nilai qc rata rata sudah didapat, maka perhitungan Daya dukung ujung bisa di hitung

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A_p \\ &= \frac{165.8}{2} \times 1225 \\ &= 101562.5 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b. perhitungan Daya dukung selimut (Friction Pile)

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{Z=0}^{8D} \frac{Z}{8D} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{Z=8D}^L f_s \cdot A_s \right]$$

dimana,

$K_{s,c}$: faktor reduksi

f_s : gesekan selimut dari data sondir

A_s : Luas Selimut (keliling tiang x tebal lapisan tanah)

'maka, untuk mempermudah perhitungan di gunakan tabel untk peninjauan Q_s terhadap kedalaman

data :

$$\begin{aligned} 8D &= 8 \times 0.5 \\ &= 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \text{keliling tiang x tebal lapisan tanah} \\ &= 1.4 \times 0.2 \\ &= 0.28 \text{ m} \\ &= 28 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$K_{s,c} = 1.0 \text{ (untuk tiang beton)}$$

Tabel 4. 50 perhitungan Q_s metode Schmertman - Nottingham

No.	Kedalaman Z (m)	f_s Lokal (Kg/cm ²)	Zona	Faktor Z/8D	$f_s \times$ Faktor $\times A_s$
1	0.2	0.2	1	0.05	0.287
2	0.4	0.5	1	0.10	1.436
3	0.6	0.5	1	0.15	2.154
4	0.8	0.5	1	0.21	2.872
5	1	0.5	1	0.26	3.590
6	1.2	0.5	1	0.31	4.308
7	1.4	0.5	1	0.36	5.026

Tabel 4. 51 perhitungan Qs metode Schmertman - Nottingham Lanjutan

No.	Kedalaman Z (m)	fs Lokal (Kg/cm ²)	Zona	Faktor Z/8D	fs x Faktor x As
8	1.6	0.5	1	0.41	5.744
9	1.8	0.5	1	0.46	6.462
10	2	0.5	1	0.51	7.179
11	2.2	0.5	1	0.56	7.897
12	2.4	0.5	1	0.62	8.615
13	2.6	0.5	1	0.67	9.333
14	2.8	0.5	1	0.72	10.051
15	3	0.5	1	0.77	10.769
16	3.2	0.5	1	0.82	11.487
17	3.4	0.5	1	0.87	12.205
18	3.6	0.5	1	0.92	12.923
19	3.8	0.5	1	0.97	13.641
20	4	0.5	1	1.03	14.359
21	4.2	0.5	1	1.08	15.077
22	4.4	0.5	1	1.13	15.795
23	4.6	0.5	1	1.18	16.513
24	4.8	0.5	1	1.23	17.231
25	5	0.5	1	1.28	17.949
26	5.2	0.5	1	1.33	18.667
27	5.4	0.5	1	1.38	19.385
28	5.6	0.5	1	1.44	20.103
29	5.8	1	1	1.49	41.641
30	6	2	1	1.54	86.154
31	6.2	2	1	1.59	89.026
32	6.4	2	1	1.64	91.897
33	6.6	1	1	1.69	47.385
34	6.8	1	1	1.74	48.821
35	7	1	1	1.79	50.256
36	7.2	1	1	1.85	51.692
37	7.4	1	1	1.90	53.128
38	7.6	1	1	1.95	54.564
39	7.8	1	1	2.00	56.000
40	8	0.5	1	2.05	28.718
41	8.2	0.5	1	2.10	29.436
42	8.4	0.5	1	2.15	30.154
43	8.6	0.5	1	2.21	30.872
44	8.8	0.5	1	2.26	31.590
45	9	0.5	1	2.31	32.308
46	9.2	0.5	1	2.36	33.026
47	9.4	0.5	1	2.41	33.744
48	9.6	0.5	1	2.46	34.462

Tabel 4. 52 perhitungn Qs metode Schmertman - Nottingham Lanjutan

No.	Kedalaman Z (m)	fs Lokal (Kg/cm ²)	Zona	Faktor Z/8D	fs x Faktor x As
49	9.8	0.5	1	2.51	35.179
50	10	0.5	1	2.56	35.897
51	10.2	1	2	2.62	73.231
52	10.4	0.5	2	2.67	37.333
53	10.6	0.5	2	2.72	38.051
54	10.8	0.5	2	2.77	38.769
55	11	0.5	2	2.82	39.487
56	11.2	0.5	2	2.87	40.205
57	11.4	0.5	2	2.92	40.923
58	11.6	0.5	2	2.97	41.641
59	11.8	0.5	2	3.03	42.359
60	12	0.5	2	3.08	43.077
61	12.2	1	2	3.13	87.590
62	12.4	0.5	2	3.18	44.513
63	12.6	0.5	2	3.23	45.231
64	12.8	0.5	2	3.28	45.949
65	13	1	2	3.33	93.333
66	13.2	1	2	3.38	94.769
67	13.4	1	2	3.44	96.205
68	13.6	1	2	3.49	97.641
69	13.8	1	2	3.54	99.077
70	14	1	2	3.59	100.513

maka, nilai Qs nya adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 1 \times (1317.005 + 1239.897) \\
 &= 2557 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Kapasitas ultimate satu tiang

setelah didapatkan nilai Qp dan Qs nya, maka di lakukan perhitunngan kapasitas ultimate dari 1 tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 101562.5 + 2556.9026 \\
 &= 104119.4 \text{ Kg/cm}^2 \\
 &= 104.12 \text{ Ton/cm}^2
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Daya Dukung Ijin

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang (Q_a) terlebih dahulu akan ditentukan factor keamanan sesuai SNI 8460:2017 pasal 9.2.3.1 176 Metode rasional Daya dukung izin fondasi diperoleh dari untuk fondasi dalam. Daya dukung izin fondasi diperoleh dari daya dukung ultimit fondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan yang besarnya minimum 2,5 untuk fondasi dalam.

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{3} \\ &= \frac{104119}{3} \\ &= 312358.21 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 312.4 \text{ Ton/cm}^2 \end{aligned}$$

3. Efisiensi Kelompok Tiang

perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan 3 rumus

a. ConverseLabbarre dari Uniform Building Code AASHTO adalah :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + ((m-1)n)}{90mn}$$

Dimana :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

b. rumus Foemula Los Angeles adalah :

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \times s \times m \times n} m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1) \sqrt{2}$$

Dimana :

E_g = Efisieni kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

D = diameter tiang (m)

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

c. rumus Foemula Seiler - Keeney adalah :

$$E_g = 1 - \left[\frac{36s(m+n-2)}{(75s^2 - 7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana :

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

untuk daya dukung vertikal kelompok tiang = $E_g \times \text{jumlah pile} \times \text{daya dukung ijin tiang}$. Daya dukung kelompok tiang harus > gaya aksial yang terjadi. sebelum mengitung nilai E_g , di cari jumlah tiang (n) yang di gunakan dengan rumus sebagai berikut

4. Menentukan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_u}{Q_u}$$

Dimana,

n = jumlah tiang

P_u = beban yang bekerja

Q_u = daya dukung pondasi yang diijinkan

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{Q_u} \\ &= \frac{244.57}{104.12} \\ &= 2.3 = 3.0 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Maka, dicoba dengan skema

$$\begin{aligned} \text{dicoba} &= 4.0 \text{ tiang} \\ \text{dengan susunan} \quad m &= 2 \text{ tiang} \\ n &= 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5. Menentukan Jarak Antar Tiang (S)

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} 2,5D &\leq S \leq 3D \\ 2,5D &= 2.5 \times 0.5 \\ &= 1.23 \text{ m} \\ &= 123 \text{ cm} \\ 3D &= 3 \times 0.5 \\ &= 1.47 \text{ m} \\ &= 147 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba menggunakan } S = 1.30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= 2,5 D \leq S \leq 3 D \\ &= 1.23 \leq 1.3 \leq 1.47 \quad \text{AMAN} \end{aligned}$$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &\geq 1,25D \\ S &\geq 1.25 \times 0.49 \\ S &\geq 0.613 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai 0.6 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

$$\begin{aligned} \text{ukuran pile cap : B} &: 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm} \\ L &: 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm} \end{aligned}$$

6. Efisiensi kelompok tiang (Eg)

Setelah didapatkan jarak antar tiang (S) dan jumlah kebutuhan Tiang (n), maka diinput dalam 3 ruamaus Efisiensi kelompok tiang (Eg)

a. perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse

Labbarre dari Uniform Building Code AASHTO adalah :

$$Eg = 1 - \theta \times \frac{(n-1)m + ((m-1)n)}{90mn}$$

dimana ,

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{S} \\ &= \tan^{-1} \frac{0.5}{1.3} \\ &= 23^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1 - 23^\circ \times \frac{\left[\frac{2}{90} - \frac{1}{2} \right] \frac{2}{2} + \left[\frac{2}{2} - \frac{2}{2} \right] \frac{2}{2}}{0.005556} \\
&= 1 - 23^\circ \times 0.005556 \\
&= 0.8739973
\end{aligned}$$

- b. perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Foemula Los Angeles adalah :

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \times s \times m \times n} m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1) \sqrt{2} \\
E_g &= 1 - \frac{0.5}{3.14 \times 1.3 \times 2 \times 2} \times \\
&\quad \left[\frac{2}{2} \left[\frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right] + \frac{2}{2} \left[\frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right] + \left[\frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right] \right] \times \sqrt{2} \\
&= 2.791
\end{aligned}$$

- c. perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Foemula Seiler - Keeney adalah :

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \left[\frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n} \\
&= 1 - \left[\frac{36 \times 1.3 \left[\frac{2}{75} + \frac{2}{1.3^2} - \frac{2}{7} \right] \left[\frac{2}{2} + \frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right]}{\left[\frac{2}{75} + \frac{2}{1.3^2} - \frac{2}{7} \right] \left[\frac{2}{2} + \frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right]} \right] \\
&\quad + \frac{0.3}{2 + 2} \\
&= 0.8051
\end{aligned}$$

maka nilai E_g di ambil dari nila yang terkecil : 0.8740

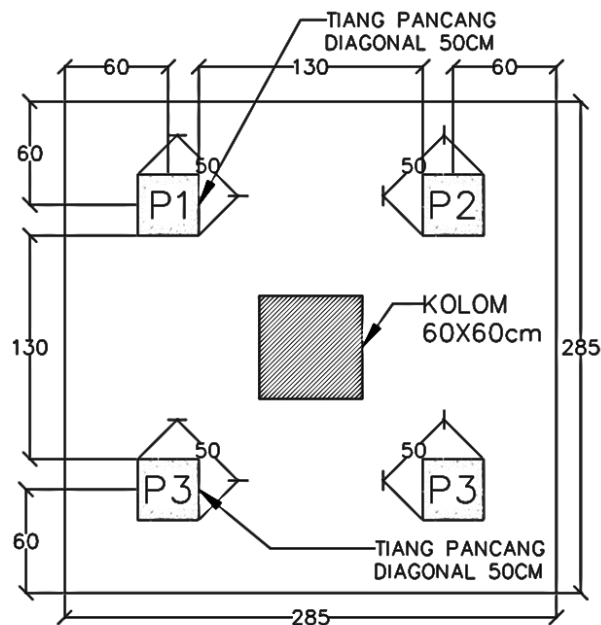
7. Daya Dukung Kelompok Tiang

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti di bawah ini.

$$\begin{aligned}
Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{ tiang} \times Q_u \\
&= 0.8740 \times 4.0 \times 104.12 \\
&= 364.00 \text{ Ton} > P_u = 244.57 \text{ Ton} \quad \text{AMAN}
\end{aligned}$$

8. rekap hasil nya

Diagonal penampang tiang	=	0.5 m
Jarak antar tiang	=	1.3 m
	=	130 cm
Kedalaman Tiang	=	14.0 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	=	4 Tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	=	2 Tiang
Tinggi pile cap rencana (Hp)	=	80 cm
	=	800 mm
Dimensi penampang	=	2.85 m
	=	2.85 m



Gambar 4. 33 Denah Taiang Pancang dan Dimensi Pile Cap

9. Kontrol terhadap beban total yang bekerja pada PC

Syarat : Nilai $Q_{pg} > SV$

maka, nilai SV akan dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap} &= B \times L \times T \times B_j \text{ beton kg/m}^3 \\
 &= 2.85 \times 2.85 \times 0.80 \times 2400 \\
 &= 15595.2 \text{ kg} \\
 &= 15.5952 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

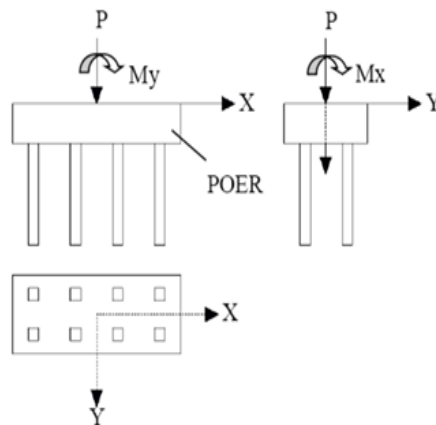
$$\begin{aligned}
P_{\text{tanah}} &= (V_{\text{tanah}} + V_{\text{pendestal}} - V_{\text{pendestal}}) \times B_j \text{ tanah} \\
V_{\text{tanah}} + V_{\text{pendestal}} &= B \times L \times H \text{ timbunan} \\
&= 2.9 \times 2.9 \times 0.97 \\
&= 7.89 \text{ m}^3 \\
V_{\text{pendestal}} &= P \times L \times H \text{ timbunan} \\
&= 0.6 \times 0.6 \times 0.97 \\
&= 0.34974 \text{ m}^3 \\
\text{Total} &= (V_{\text{tanah}} + V_{\text{pendestal}} - V_{\text{pendestal}}) \times B_j \text{ tanah} \\
&= 7.54 \times 14 \\
&= 106 \text{ Kn} = 10.6 \text{ ton} \\
\text{maka, SV Total} &= F_z + \text{Berat pilecap} + P_{\text{tanah}} \\
&= 244.57 + 15.6 + 10.55777625 \\
&= 270.72 \text{ ton} \\
\text{Nilai } Q_{pg} > SV &= 364.000 > 270.72 \text{ ton} \text{ AMAN}
\end{aligned}$$

10. Distribusi beban tiap tiang dalam grup tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

a. Beban terpusat dan momen M_x serta M_y

Beban aksial dan momen yang bekerja ini akan didistribusikan ke pile cap dan ke kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi.



Gambar 4. 34 Skema distribusi beban group tiang

$$P_{\max/\min} = \frac{p}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n_y} (y_i^2)} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\sum_{i=1}^{n_x} (x_i^2)}$$

Dimana,

- $P_{\max}$ = Beban maksimum yang diterima oleh pondasi (kg)
- P_u = Jumlah total beban normal / gaya aksial (kg)
- n = Jumlah pondasi
- M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y (kgm)
- $X_{\max}$ = Jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang searah sumbu x (m)
- n_y = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y (buah)
- $\sum x^2$ = Jumlah kuadrat absis tiang (m²)
- M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x (kgm)
- $Y_{\max}$ = Jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang searah sumbu y (m)
- n_x = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x (buah)
- $\sum y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat tiang (m²)

Joint Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: FZ DESC

Filter: None

	Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	L1	252	1623	Comb envelope	Combination	Max	65.0747	61.481	2399.2253	174.4642	215.6031	4.8709
	L1	248	1619	Comb envelope	Combination	Max	67.9348	55.0966	2068.766	172.7269	220.3008	4.8709
	L1	253	1624	Comb envelope	Combination	Max	63.1133	36.1723	2011.9814	174.317	209.8693	4.8709
	L1	251	1622	Comb envelope	Combination	Max	64.8142	49.1241	1980.8516	158.7156	216.8501	4.8709
	L1	247	1618	Comb envelope	Combination	Max	64.608	47.854	1937.181	155.0448	216.5441	4.8709
	L1	256	1627	Comb envelope	Combination	Max	47.0136	63.9981	1838.7734	190.908	195.973	4.8709

Record: << < 1 > >> of 32

Add Tables... Done

Gambar 4. 35 Output Joint kolom 59

Tabel 4. 53 Data Joint Reaksi Gempa Nominal Tipe Pc1

TIPE PONDAS	JOIN	FZ	MX	MY
		kN	kN-m	kN-m
P4	80	2399.2253	174.4642	215.603

Diketahui :

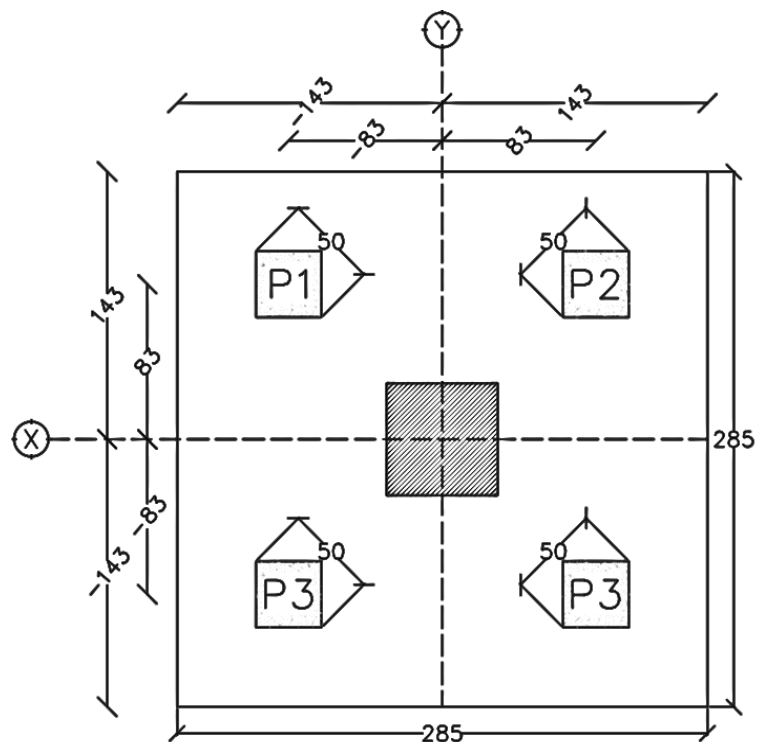
Dimensi kolom : 60 x 60 cm

Diagonal pondasi Tiang : 35 x 35 cm

Kapasitas 1 pile : 312.358 Ton/cm²

: 3826388 KN

Jumlah tiang (n) : 4 Tiang



Gambar 4. 36 Koordinat Pile terhadap titik pusat kolom 60x60cm

Tabel 4. 54 Koordinat pile terhadap titik pusat kolom

Pile	x	y	x ²	y ²
	m	m	m	m
P1	-0.83	0.83	0.6889	0.6889
P2	0.83	0.83	0.6889	0.6889
P3	-0.83	-0.83	0.6889	0.6889
P4	0.83	-0.83	0.6889	0.6889
Σ Tot			2.8	2.8

b. Distribusi Beban pada Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 P_{\max p1} &= \frac{2399.225}{4} + \frac{174.46}{2.8} \times 0.83 + \frac{215.60}{2.8} \times 0.83 \\
 &= 600 + 52.5 + 64.94 \\
 &= 717.30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min p1} &= \frac{2399.225}{4} - \frac{174.4642}{2.8} \times 0.83 - \frac{215.603}{2.8} \times 0.8 \\
 &= 600 - 52.5 - 64.9 \\
 &= 482.32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk nilai distribusi beban tiap-tiap tiang dalam grup tiang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 55 Distribusi beban tiap tiang pada PC

No. Tiang	P	Mx	My	n	x	y	x^2	y^2	P/n	$\frac{Mx \cdot Yi}{\sum_{i=1}^{ny} (yi^2)}$	$\frac{My \cdot Xi}{\sum_{i=1}^{nx} (xi^2)}$	P max	P min
	(kN)	(kN-m)	(kN-m)		m	m	m	m				(kN)	(kN)
P1	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
P2	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
P3	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
P4	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
Jumlah							2.8	2.8					

Dari perhitungan di atas diambil P tiang terbesar yaitu

$$p \text{ tiang} : 717.30 \text{ kN}$$

$$P \text{ ijin} : 3826388 \text{ kN}$$

$$\text{Maka, } P \text{ tiang} : 717.30 \text{ kN} < P \text{ ijin} = 3826388 \text{ kN} \quad \text{aman}$$

4.26.2 Perhitungan Dayang Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Metode Bagemann

1. Menentukan Kedalaman Tiang

Tahanan ujung tiang diambil pada nilai q_c rata-rata yang dihitung dari 8d di atas dasar tiang sampai 4d di bawah dasar tiang.

$$\text{- 8D diatas ujung tiang} = 8 \times 0.5$$

$$= 3.9 \text{ m}$$

$$\text{maka dedalaman yang ditinjau} = 10.6 \text{ m} - 14.0 \text{ m}$$

$$\text{- 4D dibawah ujung tiang} = 4 \times 0.5$$

$$= 2.0 \text{ m}$$

$$\text{maka dedalaman yang ditinjau} = 14.0 \text{ m} - 15.9 \text{ m}$$

maka, diambil data q_c rata-rata dari kedalaman 10.6 m sampai 15.6 m

$$\begin{aligned} \sum q_c &= \frac{\text{nilai } q_c \text{ kedalaman 10.6 m sampai 15.6 m}}{\text{jumlah segmen kedalaman 10.6 m sampai 15.6 m}} \\ &= \frac{1550}{24} \\ &= 64.58 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 645833.33 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. perhitungan Daya dukung ujung (End Bearing)

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \text{ rata-rata} \times A_p \\ &= 64.583333 \times 1225 \\ &= 79114.583 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

3. Daya dukun Selimut (Friction Pile)

$$\begin{aligned} Q_s &= \sum \text{Lekatan Lokal} \times (\text{Keliling Tiang} \times \text{Jarak persegmen}) \\ &= 47.2 \times (140 \times 0.2) \\ &= 1322 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

4. Perhitungan Kapasitas Ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_s + Q_p \\ &= 1322 + 79114.583 \\ &= 80436.18 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

5. Menghitung Daya Dukung Ijin

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang (Qa) terlebih dahulu akan ditentukan factor keamanan sesuai SNI 8460:2017 pasal 9.2.3.1 176 Metode rasional Daya dukung izin fondasi diperoleh dari untuk fondasi dalam. Daya dukung izin fondasi diperoleh dari daya dukung ultimit fondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan yang besarnya minimum 2,5 untuk fondasi dalam.

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{3} \\
 &= \frac{80436}{3} \\
 &= 241308.55 \text{ Kg/cm}^2 \\
 &= 241.3 \text{ Ton/cm}^2
 \end{aligned}$$

6. Efisiensi Kelompok Tiang

perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan 3 rumus

a. ConverseLabbarre dari Uniform Building Code AASHTO adalah :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + ((m-1)n)}{90mn}$$

Dimana :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

b. rumus Foemula Los Angeles adalah :

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \times s \times m \times n} \sqrt{m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)}$$

Dimana :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

D = diameter tiang (m)

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

c. rumus Foemula Seiler - Keeney adalah :

$$E_g = 1 - \left[\frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana :

s = jatak pusat ke pusat tiang (m)

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

untuk daya dukung vertikal kelompok tiang = $E_g \times \text{jumlah pile} \times \text{daya dukung ijin tiang}$. Daya dukung kelompok tiang harus > gaya aksial yang terjadi. sebelum mengitung nilai E_g , di cari jumlah tiang (n) yang di gunakan dengan rumus sebagai berikut

7. Menentukan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_u}{Q_a}$$

Dimana,

n = jumlah tiang

P_u = beban yang bekerja

Q_a = daya dukung pondasi yang di ijinan

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_u}{Q_u} \\ &= \frac{244.57}{241.31} \end{aligned}$$

$$= 1.0 \quad \text{tiang}$$

$$\text{dicoba} \quad \quad \quad = 4.0 \quad \text{tiang}$$

$$\text{dengan susunan} \quad m = 2 \quad \text{tiang}$$

$$n = 2 \quad \text{tiang}$$

8. Menentukan Jarak Antar Tiang (S)

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} 2,5D &\leq S \leq 3D \\ 2,5D &= 2.5 \times 0.49 \\ &= 1.23 \quad \text{m} \\ &= 123 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3D &= 3 \times 0.49 \\
 &= 1.47 \text{ m} \\
 &= 147 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan $S = 1.30 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek} &= 2,5 D \leq S \leq 3 D \\
 &= 1.23 \leq 1.3 \leq 1.47 \quad \text{AMAN}
 \end{aligned}$$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &\geq 1,25D \\
 S &\geq 1.25 \times 0.49 \\
 S &\geq 0.613 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka diambil nilai 0.6 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

$$\begin{aligned}
 \text{ukuran pile cap : B} &: 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm} \\
 L &: 2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

9. Efisiensi kelompok tiang (Eg)

- a. perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse Labbarre dari Uniform Building Code AASHTO adalah :

$$E_g = 1 - \theta \times \frac{(n-1)m + ((m-1)n)}{90mn}$$

dimana ,

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{S} \\
 &= \tan^{-1} \frac{0.49}{1.3} \\
 &= 23^\circ \\
 &= 1 - 23^\circ \times \frac{\left[\frac{2^2 - 1^2}{90} \times 2 \right] + \left[\frac{2^2 - 2^2}{2 \times 2} \right] \times 2}{2} \\
 &= 1 - 23^\circ \times 0.005556 \\
 &= 0.8739973
 \end{aligned}$$

- b. perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Foemula Los Angeles adalah :

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \times s \times m \times n} \times \frac{m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)}{\sqrt{2}} \\
E_g &= 1 - \frac{0.49}{\frac{3.14}{2} \left[\frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right] + \frac{1.3}{2} \left[\frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right] + \left[\frac{2}{2} - \frac{1}{1} \right]} \times \frac{2}{\sqrt{2}} \\
&= 2.791
\end{aligned}$$

c. perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Foemula Seiler

- Keeney adalah :

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \left[\frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n} \\
&= 1 - \left[\frac{36}{75} \times \frac{1.3}{1.3^2} \left[\frac{2}{2} + \frac{2}{2} - \frac{2}{1} \right] \right] + \frac{0.3}{2+2} \\
&= 0.8051
\end{aligned}$$

maka nilai E_g di ambil dari nila yang terkecil : 0.8051

10. Daya Dukung Kelompok Tiang

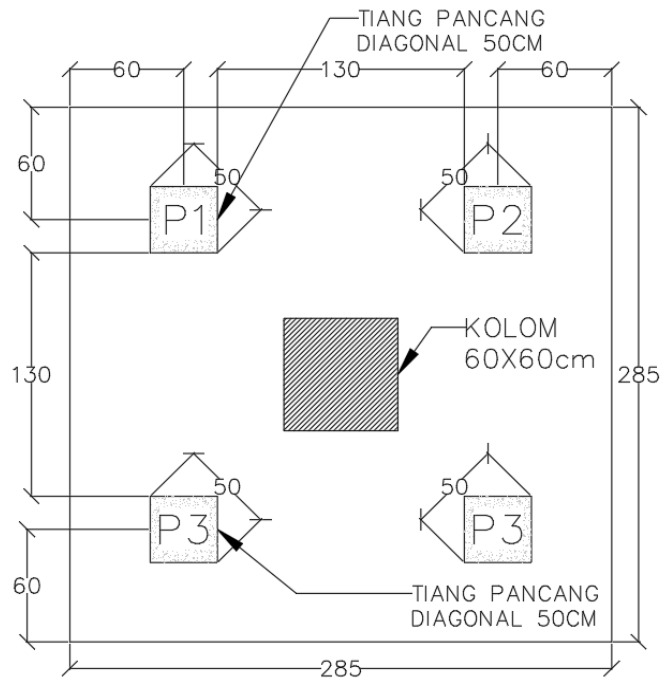
Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti di bawah ini.

$$\begin{aligned}
Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{ tiang} \times Q_u \\
&= 0.8051 \times 4.0 \times 241.31 \\
&= 777.12 \text{ Ton} > P_u = 244.57 \text{ Ton} \quad \text{AMAN}
\end{aligned}$$

11. rekap hasil Perhitungan

Dimensi penampang tiang	=	0.5	cm
Jarak antar tiang	=	1.3	m
	=	130	cm
Kedalaman Tiang	=	14.0	m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	=	4	Tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	=	2	Tiang
Tinggi pile cap rencana (Hp)	=	80	cm
	=	800	mm

Dimensi penampang = 2.85 m
= 2.85 m



Gambar 4. 37 Denah Taiang Pancang dan Dimensi Pile Cap

12. Kontrol terhadap beban total yang bekerja pada PC

Syarat : Nilai $Q_{pg} > SV$

maka, nilai SV akan dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap} &= B \times L \times T \times B_j \text{ beton kg/m}^3 \\
 &= 2.85 \times 2.85 \times 0.80 \times 2400 \\
 &= 15595.2 \text{ kg} \\
 &= 15.5952 \text{ ton} \\
 P_{\text{tanah}} &= (V_{\text{tanah}} + V_{\text{pendestal}} - V_{\text{pendestal}}) \times B_j \text{ tanah} \\
 V_{\text{tanah}} + V_{\text{pendestal}} &= B \times L \times H \text{ timbunan} \\
 &= 2.9 \times 2.9 \times 0.97 \\
 &= 7.89 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{pendestal}} &= P \times L \times H \text{ timbunan} \\
 &= 0.6 \times 0.6 \times 0.97 \\
 &= 0.34974 \text{ m}^3 \\
 \text{Total} &= (V_{\text{tanah}} + V_{\text{pendestal}} - V_{\text{pendestal}}) \times B_j \text{ tanah} \\
 &= 7.54 \times 14 \\
 &= 106 \text{ Kn} = 10.6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

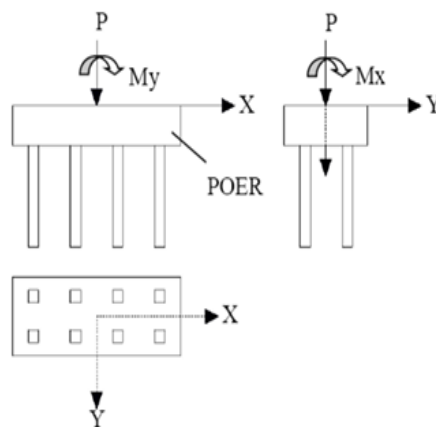
$$\begin{aligned}
\text{maka, SV Total} &= F_z + \text{Berat pilecap} + P_{\text{tanah}} \\
&= 244.57 + 15.6 + 10.55777625 \\
&= 270.72 \text{ ton} \\
\text{Nilai } Q_{pg} > SV &= 777.124 > 270.72 \text{ ton AMAN}
\end{aligned}$$

13. Distribusi beban tiap tiang dalam grup tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

a. Beban terpusat dan momen M_x serta M_y

Beban aksial dan momen yang bekerja ini akan didistribusikan ke pile cap dan ke kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi.



Gambar 4. 38 Skema distribusi beban group tiang

$$P_{\max/\min} = \frac{p}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n_y} (y_i^2)} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_x} (x_i^2)}$$

Dimana,

$P_{\max}$ = Beban maksimum yang diterima oleh pondasi (kg)

P_u = Jumlah total beban normal / gaya aksial (kg)

n = Jumlah pondasi

M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y (kgm)

X_{max} = Jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang searah sumbu x (m)

n_y = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y (buah)

Σx^2 = Jumlah kuadrat absis tiang (m²)

M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x (kgm)

Y_{max} = Jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang searah sumbu y (m)

n_x = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x (buah)

Σy^2 = Jumlah kuadrat ordinat tiang (m²)

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
L1	252	1623	Comb envelope	Combination	Max	65.0747	61.481	2399.2253	174.4642	215.6031	4.8709
L1	248	1619	Comb envelope	Combination	Max	67.9348	55.0966	2068.766	172.7269	220.3008	4.8709
L1	253	1624	Comb envelope	Combination	Max	63.1133	36.1723	2011.9614	174.317	209.8693	4.8709
L1	251	1622	Comb envelope	Combination	Max	64.8142	49.1241	1980.8516	158.7156	216.8501	4.8709
L1	247	1618	Comb envelope	Combination	Max	64.608	47.854	1937.181	155.0448	216.5441	4.8709
L1	256	1627	Comb envelope	Combination	Max	47.0136	63.9981	1838.7734	190.908	165.973	4.8709

Gambar 4. 39 Output Joint kolom 59

Tabel 4. 56 Data Joint Reaksi Gempa Nominal Tipe Pc1

TIPE PONDAS	JOIN	FZ	MX	MY
		kN	kN-m	kN-m
P4	80	2399.2253	174.4642	215.603

Diketahui :

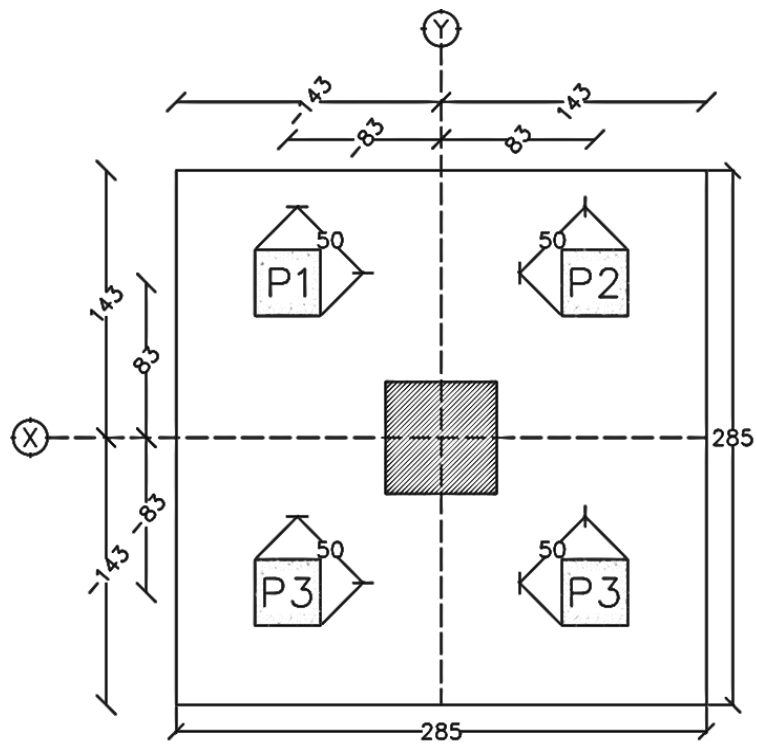
Dimensi kolom : 60 x 60 cm

Dimensi pondasi : 0.5 cm

Kapasitas 1 pile : 241.309 Ton/cm²

: 2956030 KN

Jumlah tiang (n) : 4



Gambar 4. 40 Koordinat Pile terhadap titik pusat kolom 60x60cm

Tabel 4. 57 Koordinat pile terhadap titik pusat kolom

Pile	x	y	x^2	y^2
	m	m	m	m
P1	-0.83	0.83	0.6889	0.6889
P2	0.83	0.83	0.6889	0.6889
P3	-0.83	-0.83	0.6889	0.6889
P4	0.83	-0.83	0.6889	0.6889
Σ Tot			2.8	2.8

b. Distribusi Beban pada Kelompok Tiang

Untuk nilai distribusi beban tiap-tiap tiang dalam grup tiang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 58 Distribusi beban tiap tiang pada PC

No. Tiang	P	Mx	My	n	x	y	x^2	y^2	P/n	$\frac{Mx \cdot Yi}{\sum_{i=1}^n (yi^2)}$	$\frac{My \cdot Xi}{\sum_{i=1}^n (xi^2)}$	P max	P min
	(kN)	(kN-m)	(kN-m)		m	m	m	m				(kN)	(kN)
P1	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
P2	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
P3	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
P4	2399.23	174.4642	215.6031	4	0.83	0.83	0.6889	0.6889	600	52.5	64.9	717.3	482.3
Jumlah							2.8	2.8					

$p_{\text{tiang}} : 717.30 \text{ kN}$
 $P_{\text{ijin}} : 2956030 \text{ kN}$
 Maka, $P_{\text{tiang}} : 717.30 \text{ kN} < P_{\text{ijin}} = 2956030 \text{ kN}$ aman

4.26.3 Rekap Kesimpulan Daya dukung Pondasi

Berdasarkan hasil analisis geoteknik dan pembebanan struktur, evaluasi kapasitas daya dukung fondasi tiang pancang pada perencanaan ini ditinjau menggunakan dua metode empiris berdasarkan data uji tanah (sondir/CPT), yaitu Perhitungan Dayang Dukung Pondasi Tiang metode Schmertman - Nottingham dan Metode Bagemann. Rekapitulasi perbandingan hasil analisis dari kedua metode tersebut disajikan sebagai berikut:

1. Perhitungan Dayang Dukung Pondasi Tiang metode Schmertman - Nottingham

- a. Perhitungan Kapasitas ijin satu tiang : 104.1 Ton/cm²
- b. Daya Dukung Kelompok Tiang :

$$364.0 \text{ Ton} > P_u = 244.57 \text{ Ton AMAN}$$
- c. Kontrol terhadap beban total yang bekerja pada PC

$$\text{Nilai } Q_{pg} > SV = 364.000 > 270.72 \text{ Ton AMAN}$$
- c. Kontrol terhadap beban total yang bekerja pada PC

$$\text{Nilai } Q_{pg} > SV = 239.938 > 264.61 \text{ Ton TIDAK AMAN}$$
- d. Diagonal penampang tiang = 0.5 m
- e. Jarak antar tiang = 1.3 m
= 130 cm
- f. Kedalaman Tiang = 14.0 m
- g. Jumlah tiang dalam 1 kolom = 4 Tiang
- h. Jumlah tiang dalam 1 baris = 2 Tiang
- i. Tinggi pile cap rencana (H_p) = 80 cm
= 800 mm
- j. Dimensi penampang = 2.85 m
= 2.85 m

2. Perhitungan Dayang Dukung Pondasi Tiang Berdasarkan Metode Bagemann

a. Perhitungan Kapasitas ijin satu tiang : 241.31 Ton/cm²

b. Daya Dukung Kelompok Tiang :

$$777.1 \text{ Ton} > P_u = 244.57 \text{ Ton AMAN}$$

c. Kontrol terhadap beban total yang bekerja pada PC

$$\text{Nilai } Q_{pg} > SV = 777.124 > 270.72 \text{ Ton AMAN}$$

d. Diagonal penampang tiang = 0.5 m

e. Jarak antar tiang = 1.3 m

$$= 130 \text{ cm}$$

f. Kedalaman Tiang = 14.0 m

g. Jumlah tiang dalam 1 kolom = 4 Tiang

h. Jumlah tiang dalam 1 baris = 2 Tiang

i. Tinggi pile cap rencana (Hp) = 80 cm

$$= 800 \text{ mm}$$

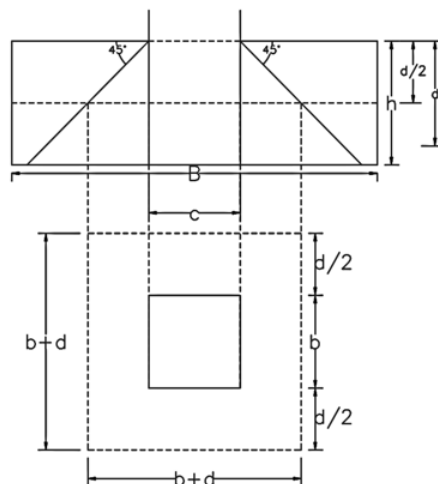
j. Dimensi penampang = 2.85 m

$$= 2.85 \text{ m}$$

Berdasarkan Rekap Perhitungan diatas, metode yang dapat digunakan dan direkomendasikan untuk dilanjutkan dalam perancangan struktur fondasi adalah Metode Bagemann, karena memenuhi kriteria keamanan (safety factor) terhadap beban ultimate maupun beban total yang bekerja pada pile cap.

4.26.4 Perhitungan Kontrol Geser Pons Pondasi

1. Geser Pons akibat Kolom



Tinggi pile cap rencana (Hp)	:	80	cm
	:	800	mm
Selimut beton rencana Sb	:	7.5	cm
	:	75	mm
Tulangan Pile cap rencana	:	19	mm
Dimensi kolom :	b	:	600 mm
	c	:	600 mm
Data Joint Reaksi Gempa Nominal			
	FZ	:	2399.2253 kN
	MX	:	174.46 kN-m
	MY	:	215.6031 kN-m

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= t. \text{ Pilecap} - t. \text{selimut} - 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\
 &= 800 - 75 - 9.5 \\
 &= 715.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang Kritis Geser pons

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2 \left[c + d \right] + 2 \left[b + d \right] \\
 &= 2 \left[600 + 716 \right] + 2 \left[600 + 716 \right] \\
 &= 5262 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\begin{aligned}
 \beta_c &= \frac{600}{600} \\
 &= 1.0
 \end{aligned}$$

- as = 360000 (Karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat Geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \sqrt{\frac{f_c}{6}} \times b_o \times d \times 10^{-3} \\
 &= 1 + \frac{2}{1.0} \times \sqrt{\frac{30}{6}} \times 5262 \times 716 \times 10^{-3} \\
 &= 6874.8469 \text{ KN} \\
 \phi V_c &= 0.6 \times V_c \\
 &= 0.6 \times 6874.8469 \\
 &= 4124.9 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left[\frac{a_s \times d}{b_o} + \sqrt{f_c} \right] \times b_o \times d \\
&= \frac{1}{12} \times \left[\frac{360000 \times 716}{5262} + \sqrt{30} \right] \times 5262 \\
&\quad \times 716 \times 10^{-3} \\
&= 24700.8 \text{ KN} \\
\phi V_c &= 0.6 \times V_c \\
&= 0.6 \times 24700.8 \\
&= 14820.5 \text{ KN}
\end{aligned}$$

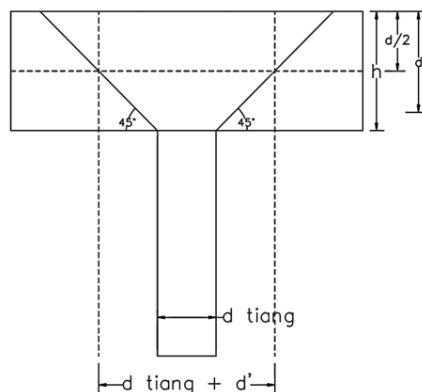
$$\begin{aligned}
3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d \\
&= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 5262 \times 716 \times 10^{-3} \\
&= 6873.8469 \text{ KN} \\
\phi V_c &= 0.6 \times V_c \\
&= 0.6 \times 6873.8469 \\
&= 4124.3 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Diambil ϕV_c yang terbesar yaitu 14820.47 kN

Maka, $V < \phi V_c$
 2399.2 kN < 14820.5 kN **OK**

Karena $V < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

2. Geser Pons akibat tiang pondasi



- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d' &= t. \text{Pilecap} & - & t. \text{selimut} & - & 1/2 \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 800 & - & 75 & - & 9.5 \\ &= 715.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \times \left[d \text{ tiang} + d \right] \\ &= 4 \times 350 + 716 \\ &= 4262 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom (β_c)

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{600}{600} \\ &= 1 \end{aligned}$$

- as = 360000 (Karena termasuk kolom bagian dalam)

- Kuat Geser beton maksimum

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= 1 + \frac{2}{1} \times \sqrt{\frac{f_c}{6}} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{600} \times \sqrt{\frac{30}{6}} \times 4262 \times 715.5 \\ &= 9280.2143 \text{ KN} \\ \phi V_c &= 0.6 \times V_c \\ &= 0.6 \times 9280.2143 \\ &= 5568.1286 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \frac{1}{12} \times \left[\frac{as \times d}{b_o} + \sqrt{f_c} \right] \times b_o \times d \times 10^{-3} \\ &= \frac{1}{12} \times \left[\frac{360000 \times 716}{4262} + \sqrt{30} \right] \times 4262 \\ &\quad \times 716 \times 10^{-3} \\ &= 21738.954 \text{ KN} \\ \phi V_c &= 0.6 \times V_c \\ &= 0.6 \times 21738.954 \\ &= 13043.372 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 4262.0 \times 716 \times 10^{-3} \\ &= 5567.5286 \text{ KN} \\ \phi V_c &= 0.6 \times V_c \\ &= 0.6 \times 5567.5286 \\ &= 3340.5172 \text{ KN} \end{aligned}$$

Diambil ϕV_c yang terkecil yaitu 3340.5172 kN

Maka, $P_{max} < \phi V_c$

2399.23 kN < 3340.5172 kN **OK**

Karena $V < \phi V_c$, maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

4.27 Penulangan Pile cap

4.27.1 Data perencanaan :

Data perencanaan :

Gaya aksial : 2399.23 kN : 244.57 Ton

B : 2.85 m = 2850 mm

L : 2.85 m = 2850 mm

Tebal pile cap : 80 cm

: 0.8 m = 800 mm

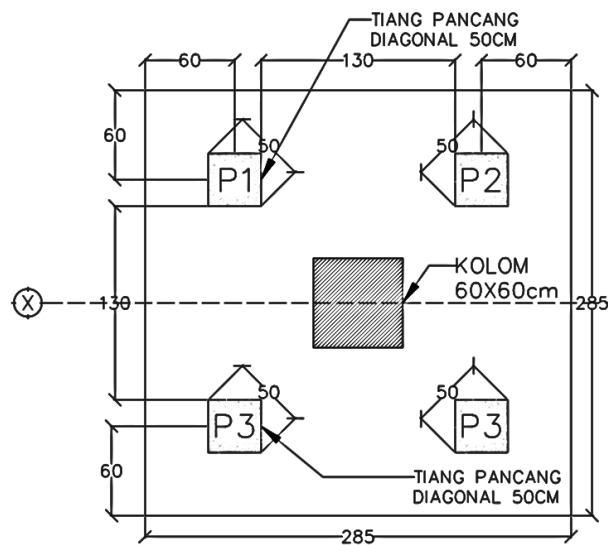
Selimut beton : 75 mm : 0.075 m

Mutu beton (f_c') : 30Mpa

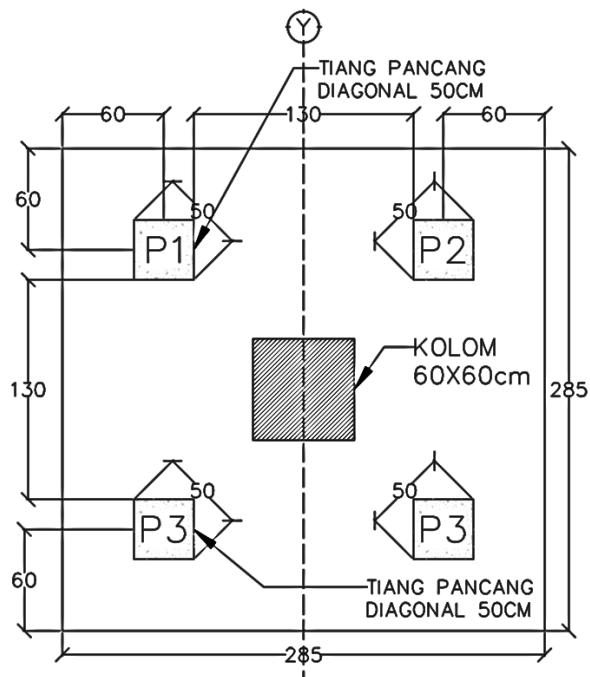
Mutu tulangan ulir : 420Mpa

Tulangan Atas Pile cap rencana : 16 mm

Tulangan Bawah Pile cap rencana : 19 mm



Gambar 4. 41 Momen lentur dimuka kolom arah x



Gambar 4. 42 Momen lentur dimuka kolom arah y

1. Momen nominal (M_x)



1. Momen nominal (M_x)

$$P1 = 717.3 \text{ kN}$$

$$P2 = 717.3 \text{ kN}$$

$$P3 = 717.3 \text{ kN}$$

$$P4 = 717.3 \text{ kN}$$

$$M_{xe} = (717.3 \times 2.4) + (717.3 \times 2.4) + (629.7 \times 0.6) + (629.7 \times 0.6)$$

$$= 1362.863 + 1362.86 + 430 + 430$$

$$= 3227.83 \text{ kN.m}$$

$$M_x = 3227.83 \text{ kNm}$$

- Momen nominal (M_y)

$$P1 = 717.3 \text{ kN}$$

$$P2 = 717.3 \text{ kN}$$

$$P3 = 717.3 \text{ kN}$$

$$P4 = 717.3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe} &= (717.3 \times 2.4) + (717.3 \times 2.4) \\
 &\quad + (717.3 \times 0.6) + (717.3 \times 0.6) \\
 &= 1434.593 + 1434.59 \\
 &\quad + 359 + 359 \\
 &= 3227.83 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 3227.83 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Tinggi efektif pile cap

$$\begin{aligned}
 d' &= t.\text{selimut} + 1/2 \text{ diameter tul.Pokok} \\
 &= 75 + 1/2 \times 19 \\
 &= 84.5 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 800 - 84.5 \\
 &= 715.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung menurut SNI 2847- 2019

$$\begin{aligned}
 A_{s_{min}} &= \frac{0.25 \sqrt{f_c'} \times b \times L}{f_y} \\
 &= \frac{0.25 \sqrt{30}}{420} \times 2850 \times 2850 \\
 &= 26481.408 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{min}} &= \frac{1.4 \times b \times l}{f_y} \\
 &= \frac{1.4 \times 2850 \times 800}{420} \\
 &= 7600.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

4. Perhitungan Jarak Antar Tulangan (x)

Maka dipakai tulangan minimal

$$\begin{aligned}
 A_s &= 27 \text{ D } 19 = n \times \text{Luas tulangan} \\
 &= 27 \times 1/4 \pi D^2 \\
 &= 27 \times 1/4 \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 7651.40 \text{ mm}^2 > 7600 \text{ mm}^2 \text{ aman}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1} \\
 &= \frac{b - 2 \times d'}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1} \\
 &= \frac{2850 - 2 \times 85}{27 - 1} \\
 &= 103.1 \text{ mm} = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5. Perhitungan Jarak Antar Tulangan (y)

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 27 \text{ D } 19 = n \times \text{Luas tulangan} \\
 &= 27 \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= 27 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 \\
 &= 7651.40 \text{ mm}^2 > 7600.00 \text{ mm}^2 \text{ aman}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1} \\
 &= \frac{b - (2 \times d') + \text{Dia. Tul lapis 1} + \text{Spesi}}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1} \\
 &= \frac{2850 - (2 \times 85) + 19 + 0.5}{27 - 1} \\
 &= 102.4 \text{ mm} = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

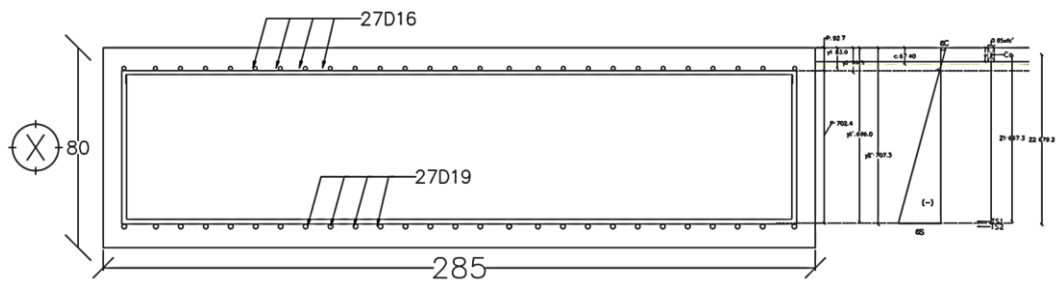
6. Dicoba pemasangan tulangan pilecap arah x sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan tekan (atas)} \quad A_s &= 27 \text{ D } 16 = 5425.92 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tulangan tarik (bawah)} \quad A_s' &= 27 \text{ D } 19 = 7651.4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a. Perhitungan titik berat tulangan

$$\begin{aligned}
 y_1 &= s_b + \frac{1}{2} D_{\text{tul pokok}} \\
 &= 75 + \frac{1}{2} \times 16 \\
 &= 83.0 \text{ mm} \\
 y_2 &= s_b + D_{\text{tul lapis 1}} + \text{spasi} + \frac{1}{2} D_{\text{tul}} \\
 &= 75 + 16 + 0.5 + \frac{1}{2} \times 16 \\
 &= 99.5 \text{ mm} \\
 P &= \frac{A_1 \times y_1 + A_2 \times y_2}{A_1 + A_2} \\
 &= \frac{6229.76 \times 83 + 8784.94 \times 100}{6229.76 + 8784.94} \\
 &= 92.7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
y1' &= sb + D. \text{ lapisan 1} + D. \text{ lapisan 2} + \\
&\quad \text{Spasi tul. Bawah} + \left[1/2 \times D_{\text{pokok}} \right] \\
&= 75 + 16 + 16 + 579.0 \\
&\quad + \left[1/2 \times 19 \right] \\
&= 696 \text{ mm} \\
y2' &= h - P \\
&= 800 - 92.7 \\
&= 707.3 \text{ mm} \\
P' &= \frac{A1 \times y1' + A2 \times y2'}{A1 + A2} \\
&= \frac{6229.76 \times 696 + 8784.94 \times 707}{6229.76 + 8784.94} \\
&= 702.4 \text{ mm}
\end{aligned}$$



Gambar 4. 43 Diagram tegangan regangan arah x

- b. Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari dengan menggunakan persamaan

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2})$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c}{c} - \frac{d'}{c} \times 600$$

$$0.85 f_c' a b + \frac{As' \left(\frac{c-d'}{c} \right) 600}{c} = As f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + As' \times 600 \times c - As' \times 600 \times d' = As \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c \times b) \times c + (600 \times As' \times c) - (600 \times As' \times d') = (As \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times As' \times c) - (600 \times As' \times d') = (As \times f_y \times c)$$

$$\left[0.85 \times 30 \times 0.84 \times 2850 \right] \times c^2 + \left[600 \times 7651 \times c \right] - \left[600 \times 7651.395 \times 92.7 \right] = 5425.92 \times 420 \times c$$

$$60735.536 c^2 + 4590837 c - 4.25E+08 = 2278886 c$$

$$60735.536 c^2 + 2311950.6 c - 4.25E+08 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 60735.54$$

$$b = 2311951$$

$$c = -425359277$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{-2311951 \pm \sqrt{5.345E+12 - 4 \times 60735.5 \times -425359277.5}}{2 \times 60735.536}$$

$$= \frac{-2311951 \pm \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$C_1 = \frac{-2311951 + \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$= 66.79$$

$$C_2 = \frac{-2311951 - \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$= -104.86$$

$$60735.536 c^2 + 2311950.6 c - 4.25E+08 = 0$$

$$\left[60735.536 \times 66.79 \right]^2 + \left[2311950.6 \times 66.79 \right] - 425359277 = 0$$

$$270942168.3 + 154417109 - 425359277 = 0$$

$$0.00 = 0$$

$$\text{maka dipakai nilai } c = 66.8 < 84.5 \text{ tidak}$$

Dari nilai c (garis netral) ternyata lebih kecil dari d' tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik, maka nilai c harus dihitung ulang:

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2})$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s' \cdot f_s' + A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s' \left(\frac{c - d'}{c} \right) 600 + A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b \times c = A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' + A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c \times b) \times c = (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') + (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b \times c^2) = (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') + (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[0.85 \times 30 \times 0.84 \times 2850 \times c^2 \right] = \left[600 \times 7651 \times c \right] - \left[600 \times 7651.395 \times 92.7 \right] + 5425.92 \times 420 \times c$$

$$60735.536 \cdot c^2 + 2311950.6 \cdot c - 4.25E+08 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 60735.54$$

$$b = 2311951$$

$$c = -425359277$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$\begin{aligned}
C_{1,2} &= \frac{-2311951 \pm \sqrt{5.345E+12 - 4 \times 60735.5 \times -4.3E+08}}{2 \times 60735.536} \\
&= \frac{-2311951 \pm \sqrt{108682809928982}}{121471.0714} \\
C_1 &= \frac{-2311951 + \sqrt{108682809928982}}{121471.0714} \\
&= 66.79 \\
C_2 &= \frac{-2311951 - \sqrt{108682809928982}}{121471.0714} \\
&= -104.86
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
60735.536 \, c^2 + 2311950.6 \, c - 4.25E+08 &= 0 \\
270942168.3 + 154417109 - 425359277 &= 0 \\
0.00 &= 0
\end{aligned}$$

maka dipakai nilai $c = 66.8$

Karena kontribusi tulangan tekan terhadap kapasitas lentur tidak signifikan, maka pada tahap selanjutnya tulangan tekan tidak diperhitungkan dalam analisis. Dengan demikian, keseimbangan gaya internal penampang dinyatakan sebagai $Ts1 + Ts2 = Cc$

c. Menghitung tinggi balok tegangan

$$\begin{aligned}
a &= \beta_1 \times c \\
&= 0.84 \times 66.8 \\
&= 55.8 \, \text{mm}
\end{aligned}$$

d. Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned}
\epsilon_c &= \frac{P}{c} - c \times \epsilon_c \\
&= \frac{696}{67} - 67 \times 0.003 \\
&= 0.0282 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}
\end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{P' - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{707.3 - 67}{66.8} \times 0.003 \\ &= 0.028771 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}\end{aligned}$$

e. Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.0282 \times 200000 \\ &= 5647.863 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0.028771 \times 200000 \\ &= 5754.279 \text{ MPa} > 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maka digunakan $f_s' = 420 \text{ MPa}$

f. Menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik:

Menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik

karena nilai ϵ_s sesudah leleh $= 0.0285 > 0.005$

SNI 2847-2019 tabel 21.2.2 maka diambil $\phi = 0.9$

$$\phi = 0.9$$

g. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 56 \times 2850 \\ &= 4056577.096 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_{s1} &= A_s \times f_s' \\ &= 5425.92 \times 420 \\ &= 2278886 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{s2} &= A_{s'} \times f_y \\
 &= 7651.395 \times 420 \\
 &= 3213586 \text{ N}
 \end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned}
 T_{s1} + T_{s2} &= C_c \\
 2278886.4 + 3213585.9 &= 4056577.1 \\
 4056577.10 &= 4056577.1 \quad \text{Kondisi Seimbang}
 \end{aligned}$$

h. Menghitung jarak Ts terhadap Cc

$$\begin{aligned}
 Z1 &= y1' - \frac{1}{2} a \\
 &= 695.5 - 0.5 \times 55.8 \\
 &= 667.591 \text{ mm} \\
 Z2 &= y2' - \frac{1}{2} a \\
 &= 707 - 0.5 \times 55.8 \\
 &= 679.4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

i. Momen nominal (Mnb)

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_{s1} \times Z1 + T_{s2} \times Z2 \\
 &= 2278886 \times 667.59 + 3213586 \times 679 \\
 &= 3704793158 \text{ Nmm} \\
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0.9 \times 3704793158 \\
 &= 3334313843 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 3704793158 \text{ Nmm} &> 3227834140.21 \text{ Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Kontrol Rasio

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{3704793158}{3227834140} = 1.1$$

7. Dicoba pemasangan tulangan pilecap arah y sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan tarik (atas)} \quad A_s &= 27 \text{ D} \quad 16 = 5425.92 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tulangan tekan (bawah)} \quad A_{s'} &= 27 \text{ D} \quad 19 = 7651.4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a. Perhitungan titik berat tulangan

$$\begin{aligned} y1 &= sb + 1/2 D.tul pokok \\ &= 75 + 1/2 16 \\ &= 83.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

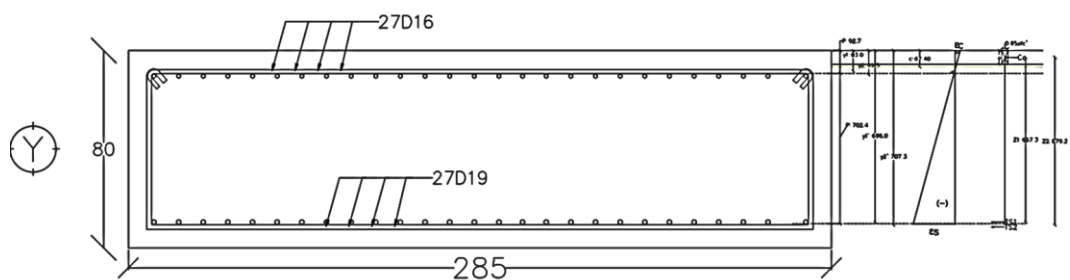
$$\begin{aligned} y2 &= sb + Dt lap 1 + spasi + 1/2 Dt \\ &= 75 + 16 + 0.5 + 1/2 16 \\ &= 99.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{A1 \times y1 + A2 \times y2}{A1 + A2} \\ &= \frac{5425.92 \times 83 + 7651.4 \times 100}{5425.92 + 7651.4} \\ &= 92.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y2' &= sb + D. lapisan 1 + D. lapisan 2 \\ &\quad + Spasi tul. Bawah + \left[1/2 \times Dpokok \right] \\ &= 75 + 16 + 16 \\ &\quad + 579.0 + \left[1/2 \times 19 \right] \\ &= 696 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y1' &= h - y1 \\ &= 800 - 92.7 \\ &= 707.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P' &= \frac{A1 \times d' + A2 \times d}{A1 + A2} \\ &= \frac{5425.92 \times 696 + 7651.4 \times 707}{5425.92 + 7651.4} \\ &= 702.4 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 44 Diagram tegangan regangan arah y

- b. Jika dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral harus dicari dengan menggunakan persamaan

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2})$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' \quad \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \left(\frac{c - d'}{c} \times 600 \right) = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' = A_s \times f_y \times c$$

$$\text{substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c) \times b \times c + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') = (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[0.85 \times 30 \times 0.84 \times 2850 \right] \times c^2 + \left[600 \times 7651 \times c \right] - \left[600 \times 7651.395 \times 92.7 \right] = 5425.92 \times 420 \times c$$

$$60735.536 \cdot c^2 + 4590837 \cdot c - 4.25E+08 = 2278886 \cdot c$$

$$60735.536 \cdot c^2 + 2311950.6 \cdot c - 4.25E+08 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 60735.5$$

$$b = 2311951$$

$$c = -425359277$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{-2311951 \pm \sqrt{5.345E+12 - 4 \times 60735.5 \times -4.3E+08}}{2 \times 60735.536}$$

$$= \frac{-2311951 \pm \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$C_1 = \frac{-2311951 + \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$= 66.79$$

$$C_2 = \frac{-2311951 - \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$= -104.86$$

$$60735.536 \, c^2 + 2311950.6 \, c - 4.25E+08 = 0$$

$$[60735.536 \times 66.79]^2 + [2311950.6 \times 66.79] - 425359277 = 0$$

$$270942168.3 + 154417109 - 425359277 = 0$$

$$0.00 = 0$$

maka dipakai nilai $c = 66.8 < 84.5$ tidak

Dari nilai c (garis netral) ternyata lebih kecil dari d' tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik, maka nilai c harus dihitung ulang:

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a \times b \text{ (SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1)}$$

$$\epsilon_c = 0.003 \text{ (SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.1)}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa (SNI 2847-2019 Pasal 22.2.2.2)}$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s' \cdot f_s' + A_s \cdot f_y$$

$$\text{substitusi nilai } f_s' : \frac{f_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c \times E_s$$

$$= \frac{c - d'}{c} \times 0.003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \times 600$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s' \left[\frac{c - d'}{c} \right] 600 + A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \times f_c' \times a \times b \times c = A_s' \times 600 \times c - A_s' \times 600 \times d' + A_s \times f_y \times c$$

substitusi nilai a = $\beta_1 \cdot c$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times c \times b) \times c = (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') + (A_s \times f_y \times c)$$

$$(0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times b \times c^2) = (600 \times A_s' \times c) - (600 \times A_s' \times d') + (A_s \times f_y \times c)$$

$$\left[0.85 \times 30 \times 0.84 \times 2850 \times c^2 \right] = \left[600 \times 7651 \times c \right] - \left[600 \times 7651.395 \times 92.7 \right] + 5425.92 \times 420 \times c$$

$$60735.536 \times c^2 + 2311950.6 \times c - 4.25 \times 10^8 = 0$$

menghitung nilai C dengan rumus abc

$$a = 60735.54$$

$$b = 2311951$$

$$c = -425359277$$

$$C_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2a}$$

$$C_{1,2} = \frac{-2311951 \pm \sqrt{5.345 \times 10^{12} - 4 \times 60735.5 \times -4.3 \times 10^8}}{2 \times 60735.536}$$

$$= \frac{-2311951 \pm \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$C_1 = \frac{-2311951 + \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$= 66.79$$

$$C_2 = \frac{-2311951 - \sqrt{108682809928982}}{121471.0714}$$

$$= -104.86$$

$$60735.536 \times c^2 + 2311950.6 \times c - 4.25 \times 10^8 = 0$$

$$270942168.3 + 154417109 - 425359277 = 0$$

$$0.00 = 0$$

maka dipakai nilai c = 66.8

c. Menghitung tinggi balok tegangan

$$a = \beta_1 \times c$$

$$= 0.84 \times 66.8$$

$$= 55.8 \text{ mm}$$

d. Menghitung regangan tulangan

Regangan tulangan ulir

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

Regangan tulangan tekan

$$\begin{aligned}\epsilon_c &= \frac{P - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{696 - 67}{67} \times 0.003 \\ &= 0.0282 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}\end{aligned}$$

Regangan tulangan tarik

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{P' - c}{c} \times \epsilon_c \\ &= \frac{702.4 - 67}{66.8} \times 0.003 \\ &= 0.028551 > \epsilon_y = 0.0021 \quad \text{Tulangan sdh leleh}\end{aligned}$$

e. Perhitungan nilai tegangan

$$\begin{aligned}f_s' &= \epsilon_s' \times E_s \\ &= 0.0282 \times 200000 \\ &= 5647.863 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \\ \text{Maka digunakan } f_s' &= 420 \text{ MPa} \\ f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0.028551 \times 200000 \\ &= 5710.126 \text{ MPa} > 420 \text{ MPa} \\ \text{Maka digunakan } f_s &= 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

f. Menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik:

Menentukan nilai ϕ dari penampang yang terkendali tarik

karena nilai ϵ_s sesudah leleh = 0.0283 > 0.005

(SNI 2847-2019 tabel 21.2.2) maka diambil ϕ 0.9

$$\phi = 0.9$$

g. Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}C_c &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0.85 \times 30 \times 56 \times 2850 \\ &= 4056577.096 \text{ N} \\ T_{s1} &= A_s \times f_s' \\ &= 5425.92 \times 420 \\ &= 2278886 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ts2 &= As' \times fy \\
 &= 7651.395 \times 420 \\
 &= 3213586 \text{ N}
 \end{aligned}$$

cek syarat kesetimbangan

$$\begin{aligned}
 Ts1 + Ts2 &= Cc \\
 2278886.4 + 3213585.9 &= 4056577.1 \\
 4056577 &= 4056577.1 \quad \text{Kondisi Seimbang}
 \end{aligned}$$

h. Menghitung jarak Ts terhadap Cc

$$\begin{aligned}
 Z1 &= y2' - 1/2 a \\
 &= 695.5 - 0.5 \times 55.8 \\
 &= 667.591 \text{ mm} \\
 Z2 &= y1' - 1/2 a \\
 &= 707 - 0.5 \times 55.8 \\
 &= 679.4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

i. Momen nominal (Mnb)

$$\begin{aligned}
 Mn &= Ts1 \times Z1 + Ts2 \times Z2 \\
 &= 2278886 \times 667.59 + 3213586 \times 679 \\
 &= 3704793158 \text{ Nmm} \\
 Mr &= \phi \times Mn \\
 &= 0.9 \times 3704793158 \\
 &= 3334313843 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

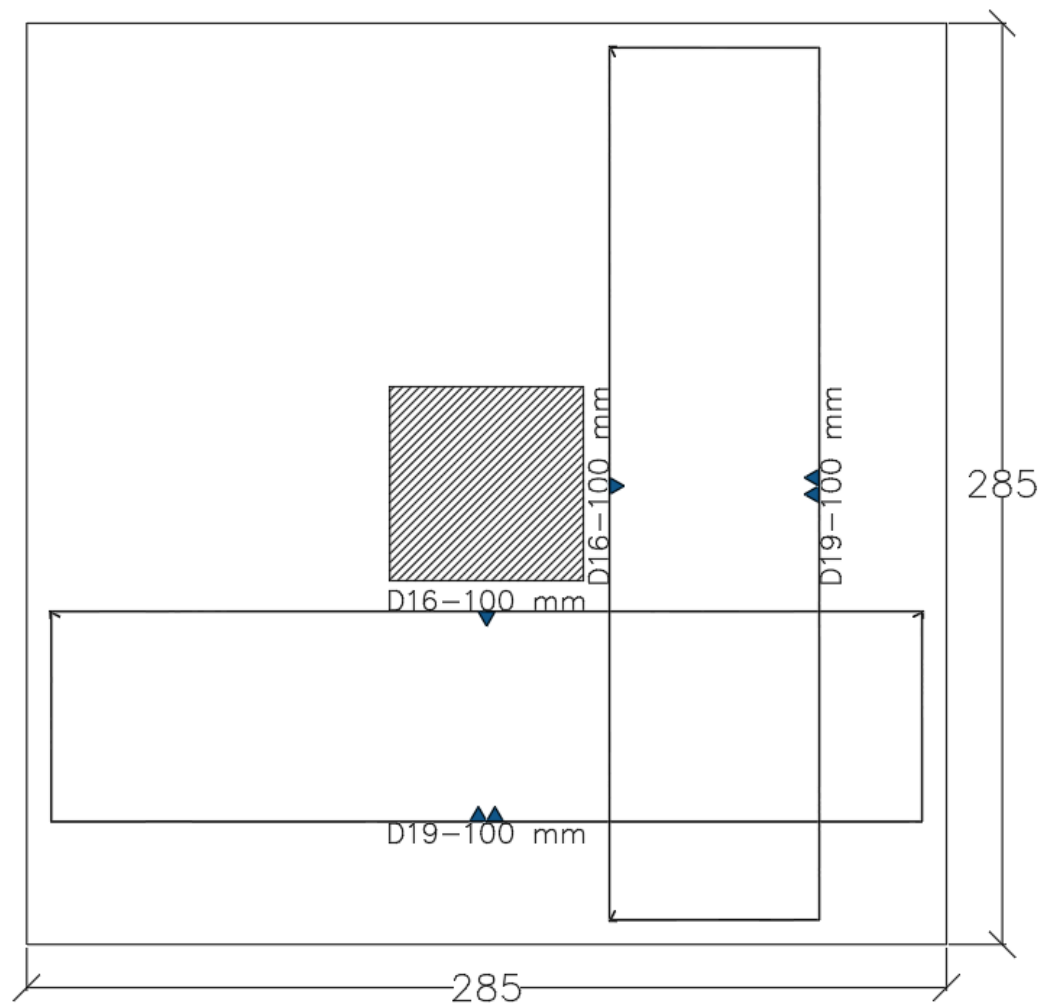
$$\begin{aligned}
 \phi Mn &> Mu \\
 3334313843 \text{ Nmm} &> 3227834140 \text{ Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Kontrol Rasio

$$\frac{\phi Mn}{Mu} = \frac{3334313843}{3227834140} = 1.0$$

Tabel 4. 59 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap

Tipe	Momen x (K.n.m)	Arah x		Momen y (K.n.m)	Arah xy	
		Tarik	Tekan		Tarik	Tekan
PC-1	3227.834	27D19 - 100 mm	27D16 - 100 mm	3227.83414	27D19 - 100 mm	27D16 - 100 mm



Gambar 4. 45 Detail penulangan PileCap