

Tabel 4.2. Tabel Nilai Kriteria Tahap Analisis							
No	Kriteria	Elemen Rangka Kap Atap		Elemen Struktur Balok		Elemen Struktur Kolom	
		Tipe A1	Tipe A2	Tipe B1	Tipe B2	Tipe K1	Tipe K2
1	Biaya	Rp 3.978.038	Rp 1.937.686	Rp 5.399.270	Rp 5.578.364	Rp 4.452.349	Rp 4.689.502
2	Bobot Struktur	2.055 Kg	769 Kg	18.417 Kg	21.598 Kg	13.750 Kg	18.099 Kg
3	Kemudahan Pelaksanaan						
	a. Alat bantu	Katrol	Katrol	Alat Pengecoran	Alat Pengecoran	Alat Pengecoran	Alat Pengecoran
	b. Tenaga ahli	Ada	Ada	Tidak ada	Tidak ada	Tidak ada	Tidak ada
	c. Bekisting	-	-	Mudah	Sulit	Mudah	Sulit
	d. Tulangan	-	-	Sulit	Mudah	Sulit	Mudah
	e. Pembetonan	-	-	Mudah	Sulit	Mudah	Sulit
	f. Tenaga Kerja	Banyak	Sedikit	Sedikit	Banyak	Sedikit	Banyak
	g. Ruang gerak	Sulit	Mudah	Mudah	Sulit	Mudah	Sulit
	h. Proses pemasangan	Sulit	Mudah	Mudah	Sulit	Mudah	Sulit
4	Waktu Pelaksanaan	9,3 hari	3,5 hari	24,8 hari	27,22 hari	19.2 hari	22.5 hari

Keterangan :

1. Kriteria pekerjaan dikatakan mudah apabila dimensi material yang dikerjakan tidak terlalu besar
2. Proses pemasangan dikatakan sulit apabila banyaknya pekerjaan pendukung dalam mewujudkan pekerjaan utama

Tabel 4.1.1. Tabel Kriteria Tahap Analisis Material Pelat Lantai				
No	Kriteria	Kombinasi Pelat dan Balok		
		Tipe P1 + Tipe B1	Tipe P1 + Tipe B2	Tipe P2
1	Biaya	Rp 8.075.208	Rp 8.087.832	Rp 6.374.414
2	Bobot Struktur	198 Kg / m ²	198 Kg / m ²	288 Kg / m ²
3	Kemudahan Pelaksanaan			
	a. Alat bantu	Katrol	Katrol	Tidak ada
	b. Tenaga ahli	Ada	Ada	Tidak ada
	c. Bekisting	Tidak ada	Tidak ada	Ada
	d. Tulangan	Mudah	Mudah	Sulit
	e. Pembetonan	Mudah	Mudah	Sulit
	f. Tenaga Kerja	Sedikit	Sedikit	Banyak
	g. Ruang gerak	Mudah	Mudah	Sulit
	h. Proses pemasangan	Mudah	Mudah	Sulit
	i. Cuaca	Tidak berpengaruh	Tidak berpengaruh	Berpengaruh
4	Waktu Pelaksanaan	13,06 jam	13,2 jam	246,6 jam

Tabel 4.3. Tabel Analisis Keuntungan dan Kerugian							
Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 1	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	12
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P1	Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe B1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Alternatif 2	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
Tipe P1		Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Tipe B1		Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Tipe K2				Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		

Tabel 4.3. Tabel Analisis Keuntungan dan Kerugian

Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 3	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	-8
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P1	Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Alternatif 4	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	-28
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P1	Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
Alternatif 5	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	8
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe B1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				

Tabel 4.3. Tabel Analisis Keuntungan dan Kerugian

Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 5	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Alternatif 6	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	-12
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe B1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe K2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
Alternatif 7	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	-12
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Alternatif 8	Tipe A1			Biaya mahal	4	-10	-32
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		

Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 8	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
Alternatif 9	Tipe A2	Biaya murah	4			10	32
		Waktu lambat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot kurang	1				
	Tipe P1	Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe B1	Biaya murah	4			10	
		Waktu lambat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot kurang	1				
	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Alternatif 10	Tipe A2	Biaya murah	4			
Waktu cepat			3				
Pelaksanaan mudah			2				
Bobot baik			1				
Tipe P1		Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Tipe B1		Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Tipe K2				Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		

Tabel 4.3. Tabel Analisis Keuntungan dan Kerugian

Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 11	Tipe A2	Biaya murah	4			10	12
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe P1	Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Alternatif 12	Tipe A2	Biaya murah	4			10	-8
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe P1	Waktu cepat	3	Biaya mahal	4	2	
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
Alternatif 13	Tipe A2	Biaya murah	4			10	28
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe B1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
Bobot baik		1					

Tabel 4.3. Tabel Analisis Keuntungan dan Kerugian

Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 13	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
Alternatif 14	Tipe A2	Biaya murah	4			10	8
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe B1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe K2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
			Bobot kurang	1			
Alternatif 15	Tipe A2	Biaya murah	4			10	8
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K1	Biaya murah	4			10	
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
Bobot baik		1					
Alternatif 16	Tipe A2	Biaya murah	4			10	-12
		Waktu cepat	3				
		Pelaksanaan mudah	2				
		Bobot baik	1				
	Tipe P2	Biaya murah	4	Waktu lambat	3	-2	
				Pelaksanaan sulit	2		
			Bobot kurang	1			

Tabel 4.3. Tabel Analisis Keuntungan dan Kerugian

Alternatif Pekerjaan	Material	Keuntungan	(+)	Kerugian	(-)	Nilai	Nilai Total
Alternatif 16	Tipe B2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		
	Tipe K2			Biaya mahal	4	-10	
				Waktu lambat	3		
				Pelaksanaan sulit	2		
				Bobot kurang	1		

Dari tabel 4.3. diperoleh nilai dari masing-masing kombinasi material alternatif, untuk nilai total yang bertanda positif dipilih sebagai hasil dari analisis keuntungan dan kerugian, dimana hasilnya dapat dilihat pada tabel 4.4. yang selanjutnya hasil analisis pada tabel 4.4. dianalisis kembali pada tabel studi kelayakan, tabel 4.5. untuk memperoleh material dengan nilai indeks yang besar.

Tabel 4.4. Tabel Hasil Analisis Keuntungan dan Kerugian

No	Alternatif	Kombinasi	Bobot Nilai
1	9	A2 – P1 – B1 – K1	32
2	13	A2 – P2 – B1 – K1	28
3	1	A1 – P1 – B1 – K1	12
4	10	A2 – P1 – B1 – K2	12
5	11	A2 – P1 – B2 – K1	12
6	5	A1 – P2 – B1 – K1	8
7	14	A2 – P2 – B1 – K2	8
8	15	A2 – P2 – B2 – K1	8

Tabel 4.5. Tabel Indeks Kriteria Studi Kelayakan

No	Kriteria	Kombinasi Alternatif							
		9	13	1	10	11	5	14	15
1	Biaya	10	10	1	9	9	1	9	9
2	Waktu Pelaksanaan	10	2	8	9	9	1	2	2
3	Kemudahan Pelaksanaan	10	7	7	7	7	4	4	4
4	Bobot Struktur	5	10	5	4	4	2	1	1
Total		35	29	21	29	29	8	16	16
Ranking		1	2	5	3	4	8	6	7

Tabel 4.4. merupakan tabel hasil analisis keuntungan dan kerugian dari kombinasi material yang diusulkan, untuk selanjutnya hasil dari tabel 4.4. dianalisis kembali pada tabel indeks kriteria studi kelayakan, dimana tujuannya memilih kombinasi material yang memiliki nilai indeks yang besar, dengan rentang penilaian antara 1-10, dimana nilai 10 merupakan indeks dengan nilai terbaik, dimana penilaian dilakukan dengan menjumlahkan bobot nilai yang ditinjau terhadap kriteria biaya, waktu pelaksanaan, kemudahan pelaksanaan, bobot struktur, dari indeks studi kelayakan akan diperoleh bobot nilai dari masing-masing material, dimana prosesnya dapat dilihat pada tabel 4.5. yang selanjutnya material alternatif yang memiliki ranking besar akan diajukan ke tahap pengembangan

Tabel 4.5. Tabel Indeks Kriteria Studi Kelayakan									
No	Kriteria	Kombinasi Alternatif							
		9	13	1	10	11	5	14	15
1	Biaya	9,03	10	1	8,1	9,04	1,97	9,07	9,3
2	Waktu Pelaksanaan	10	1,49	9,5	9,4	9,58	1	1,49	1,02
3	Kemudahan Pelaksanaan	10	7	4	7	7	4	4	4
4	Bobot Struktur	10	3,46	9,3	10	7,13	1	1,06	1,71
Total		39,03	21,95	23,8	34,5	32,75	7,97	15,62	16,03
Ranking		1	5	4	2	3	8	7	6

Tabel 4.6. Tabel Evaluasi Matrix						
Bobot		10	9	9	8	Skor
Alternatif	Kombinasi	Biaya	Kemudahan Pelaksanaan	Waktu	Bobot Struktur	
9	A2-P1-B1-K1	3	4	3	4	125
13	A2-P2-B1-K1	4	3	2	3	109
1	A1-P1-B1-K1	1	3	4	3	97
10	A2-P1-B1-K2	3	3	2	3	99
11	A2-P1-B2-K1	3	3	2	3	99
5	A1-P2-B1-K1	2	2	3	2	81
14	A2-P2-B1-K2	4	2	1	2	83
15	A2-P2-B2-K1	3	2	1	2	73

Perhitungan Struktur Balok

1. Perencanaan dimensi balok dengan ide kreatif mengurangi dimensi balok, mutu beton dinaikkan dan jumlah tulangan tetap

A. Perencanaan balok untuk bentang balok $L = 7100 \text{ mm}$

Tinggi balok (h)

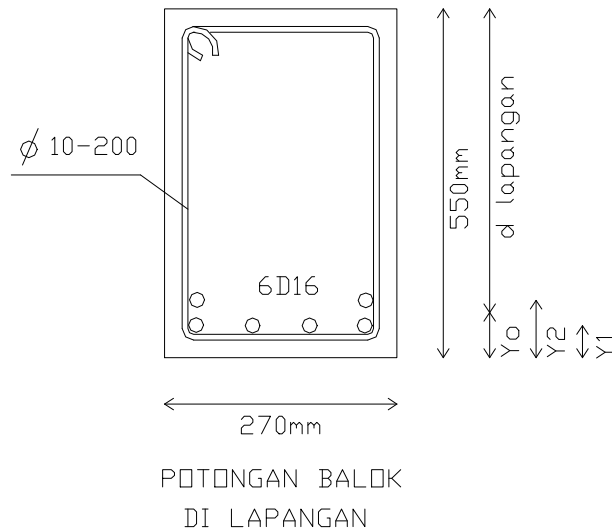
$$h = \left[\frac{1}{16} - \frac{1}{12} \right] \times L = 443.75 \text{ s/d } 591.67 \text{ mm, diambil } h = 550 \text{ mm}$$

Lebar balok (b)

$$b = \frac{b}{h} / 0.3 = 0.49 \times h = 270 \text{ mm}$$

Jadi dipakai ukuran balok $270 / 550 \text{ mm}$

A.1. Perhitungan kekuatan balok di lapangan, diambil balok (b10)



Besarnya momen yang ada berdasarkan pada hasil output program SANS

$$M_u = 52908700 \text{ Nmm}$$

$$h_f = 120 \text{ mm} \quad f_y = 350 \text{ Mpa} \quad L = 7100 \text{ mm}$$

$$b_w = 270 \text{ mm} \quad f'_c = 25 \text{ Mpa} \quad l_n = 6750 \text{ mm}$$

$$Y1 = 40 + 10 + (0.5 \times 16) = 58 \text{ mm}$$

$$Y2 = 40 + 10 + 16 + 25 + (0.5 \times 16) = 99 \text{ mm}$$

$$As1 = 4 \text{ D } 16 = 804 \text{ mm}^2 \quad As2 = 2 \text{ D } 16 = 402 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ tot} = 6 \text{ D } 16 = 1206 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ tot} \times Y_o = (As1 \times Y1) + (As2 \times Y2)$$

$$1206 \times Y_o = (804 \times 58) + (402 \times 99)$$

$$Y_o = 71.67 \text{ mm}$$

$$d \text{ lapangan} = 550 - 71.67 = 478.33 \text{ mm}$$

$$a = 270 - (2 \times 40 + 2 \times 10 + 4 \times 16 + 3 \times 25)$$

$$= 31 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$< 150 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$16 \times hf + bw = (16 \times 120 + 270) = 2190 \text{ mm}$$

$$ln + bw = 6750 + 270 = 7020 \text{ mm}$$

$$(L / 4) = 7100 / 4 = 1775 \text{ mm}$$

$$\text{diambil } b = 1775 \text{ mm}$$

$$\frac{As}{bw \times d} \leq \frac{S f_c'}{4 \times f_y}$$

$$\frac{1206}{270 \times 478.33} \leq \frac{5}{4 \times 350}$$

$$0.0093 \leq 0.0036 \quad (\text{OK})$$

$$\rho_b' = \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{350} \times \frac{600}{600 + 350} = 0.033$$

$$\rho_r = \frac{0.85 \times 25 \times (1775 - 270) \times 120}{350 \times 270 \times 478.33} = 0.085$$

$$\rho_b = \frac{270}{1775} \times (0.033 + 0.0855) = 0.018$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.0135, \text{ dimana } \rho < \rho_{\max} \text{ (OK)}$$

$$\rho = \frac{1206}{1775 \times 478.33} = 0.0014$$

$$\omega = \frac{1206 \times 350}{1775 \times 478.33 \times 25} = 0.02$$

$$C = \frac{1.18 \times 0.02 \times 478.33}{0.85} = 13.28 \leq 120 \text{ mm}$$

$$a = 1.18 \times 0.02 \times 478.33 = 11.29 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$$

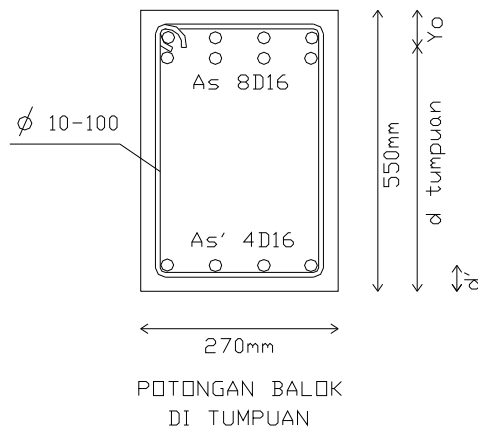
Dianggap balok persegi

$$A = \frac{1206 \times 350}{0.85 \times 25 \times 1775} = 11.19$$

$$\begin{aligned} \neg Mn &= 0.8 \times 1206 \times 350 \times (478.33 - 0.5 \times 11.19) \\ &= 159633154.8 \text{ N mm} / Mu = 52908700 \text{ Nmm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

A.2. Perhitungan kekuatan balok di tumpuan kanan, diambil balok (b10)

tulangan lapangan diteruskan ke tumpuan kanan



Diketahui :

$$Mu = 92948830 \text{ Nmm}$$

$$Y_o = 40 + 10 + 16 + (0.5 \times 25) = 78.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + (0.5 \times 16) = 58 \text{ mm} \quad d \text{ tumpuan} = 550 - 78.5 = 471.5 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{1608}{270 \times 471.5} = 0.0013$$

$$\rho' = \frac{804}{270 \times 471.5} = 0.0071$$

$$\rho_{\min} = (1.4 / f_y) = (1.4 / 350) = 0.004, \text{ dimana } \rho / \rho_{\min} \text{ OK}$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho'} / \frac{0.85 \times 0.85 \times f_c' \times d'}{f_y \times d} = \frac{600}{600 - f_y}$$

$$\rho - \rho' = 0.0059 \leq 0.015$$

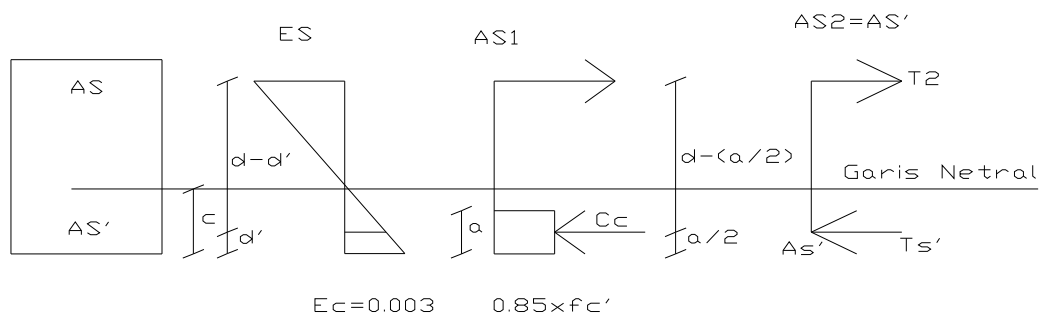
$$f_s' = 600 \times \left[1 - \frac{0.85 \times 25 \times 0.85 \times 58}{0.0059 \times 350 \times 471.5} \right]$$

$$= -45.58, \text{ gunakan cara stain stabiliti}$$

Contoh perhitungan metode Stain Stabiliti untuk elemen b10 di tumpuan kanan

Diketahui :

$$A_s = 1608 \text{ mm}^2 \text{ (8 D 16)}, \quad A_s' = 804 \text{ mm}^2 \text{ (4 D 16)}$$



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

$$a = 0.85 \times c$$

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

$$\frac{\quad}{c}$$

$$\Sigma H = 0$$

$$(T_1 + T_2) + T_s' = Cc$$

$$T_s = 0.85 \times f_c' \times a \times b + A_s' \times f_s'$$

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

$$(0.85 \times 0.85 \times f_c' \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' - A_s \times f_y) \times c - (600 \times A_s' \times d') = 0$$

$$(0.85 \times 0.85 \times f_c' \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' - A_s \times f_y) \times c - 600 \times A_s' \times d' = 0$$

$$(0.85 \times 0.85 \times 25 \times 270) \times c^2 + (600 \times 804 - 1608 \times 270) \times c - (600 \times 804 \times 58) = 0$$

$$c = 84.43, \text{ syarat } d' < c \text{ terpenuhi}$$

$$f_s' = \frac{600 \times 84.43 - 600 \times 58}{84.43} = 187.8$$

$$\begin{aligned} \neg M_n &= 0.8 \times (C_c \times (d - (a/2)) - T_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times f_c' \times (0.85 \times c) \times b \times (d - (0.85 \times c/2)) - A_s' \times f_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times 25 \times (0.85 \times 84.43) \times 270 \times (471.5 - ((0.85 \times 84.42)/2)) \\ &\quad - 804 \times 187.8 \times (471.5 - 58)) \\ &= 93546021.01 \text{ Nmm} > M_u = 92948830 \text{ Nmm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

B. Perencanaan balok untuk bentang balok $L = 2650 \text{ mm}$

Diketahui :

$$M_u = 12398340 \text{ Nmm}$$

$$A_{s1} = 3 \text{ D } 16 = 603 \text{ mm}^2 \quad Y_1 = 40 + 8 + (0.5 \times 16) = 56 \text{ mm}$$

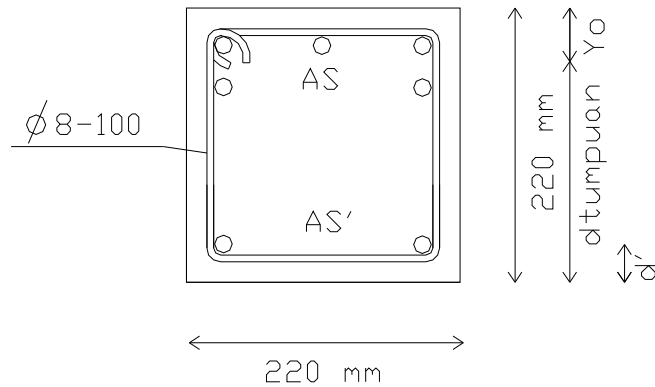
$$A_{s2} = 2 \text{ D } 16 = 402 \text{ mm}^2 \quad Y_2 = 40 + 8 + 16 + 25 + 8 = 97 \text{ mm}$$

$$Y_o = 72.4 \text{ mm}$$

$$d_{\text{tumpuan}} = 220 - 72.4 = 147.6 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 8 + (0.5 \times 16) = 56 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = (1.4 / f_y) = (1.4 / 350) = 0.004$$



POTONGAN BALOK
DI TUMPUAN

$$\rho = \frac{1005}{220 \times 147.6} = 0.031 / \rho_{\min} \quad \text{OK}$$

$$\rho' = \frac{402}{220 \times 147.6} = 0.012$$

$$\rho - \rho' = 0.019 \leq \frac{0.85 \times 0.85 \times f_c' \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} = 0.047$$

$$f_s' = 600 \times \left[1 - \frac{0.85 \times 25 \times 0.85 \times 56}{0.0019 \times 350 \times 147.6} \right] = -18.31, \text{ gunakan cara stain stabiliti}$$

$$(0.85 \times 0.85 \times f_c' \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' - A_s \times f_y) \times c - 600 \times A_s' \times d' = 0$$

$$(0.85 \times 0.85 \times 25 \times 220) \times c^2 + (600 \times 402 - 1005 \times 350) \times c - (600 \times 402 \times 56) = 0$$

$$c = 73.85, \text{ syarat } d' < c \text{ terpenuhi}$$

$$f_s' = \frac{600 \times 73.85 - 600 \times 56}{73.85} = 145.02$$

$$\begin{aligned} \neg M_n &= 0.8 \times (C_c \times (d - (a / 2)) - T_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times f_c' \times (0.85 \times c) \times b \times (d - (0.85 \times c / 2)) - A_s' \times f_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times 25 \times (0.85 \times 73.85) \times 220 \times (147.6 - (0.85 \times (73.85 / 2))) \\ &\quad - 402 \times 145.02 \times (147.6 - 56)) \end{aligned}$$

$$= 23014316.24 \text{ Nmm} > M_u = 12398340 \text{ Nmm} \quad \text{OK}$$

Jadi penggunaan dimensi balok ukuran 270 / 550 dan 220 / 220 dapat digunakan

2. Perencanaan dimensi balok dengan ide kreatif mengurangi jumlah

tulangan, mutu tulangan dinaikkan dan dimensi balok tetap

A. Perencanaan balok untuk bentang balok $L = 7100 \text{ mm}$

A.1. Perhitungan kekuatan balok (b 10) di lapangan, dengan ukuran 300 / 600

Diketahui :

$$M_u = 52908700 \text{ Nmm}$$

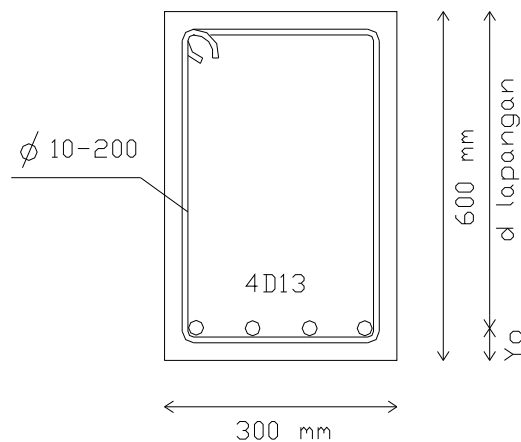
$$h_f = 120 \text{ mm} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad L = 7100 \text{ mm}$$

$$b_w = 300 \text{ mm} \quad f'_c = 20.7 \text{ Mpa} \quad l_n = 6750 \text{ mm}$$

$$16 \times h_f + b_w = (16 \times 120 + 300) = 2220 \text{ mm}$$

$$l_n + b_w = 6750 + 300 = 7050 \text{ mm}$$

$$(L / 4) = 7100 / 4 = 1775 \text{ mm, maka diambil } b = 1775 \text{ mm}$$



POTONGAN BALOK
DI LAPANGAN

$$Y_o = 40 + 10 + (0.5 \times 13) = 56.5 \text{ mm}$$

$$A_s = 4 \text{ D } 13 = 531 \text{ mm}^2$$

$$d \text{ lapangan} = 600 - 56.5 = 543.5 \text{ mm}$$

$$a = 300 - (2 \times 40 + 2 \times 10 + 4 \times 13 + 3 \times 25) = 73 \text{ mm} > 25 \text{ mm dan } < 150 \text{ mm (OK)}$$

$$\rho_b' = \frac{0.85 \times 0.85 \times 20.7}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.022$$

$$\rho_f = \frac{0.85 \times 20.7 \times (1775 - 300) \times 120}{350 \times 300 \times 543.5} = 0.055$$

$$\rho_b = \frac{300}{1775} \times (0.022 + 0.055) = 0.013$$

$$\rho = \frac{531}{1775 \times 543.5} = 0.0006 < \rho_{\max} = 0.01 \text{ (OK)}$$

$$\frac{A_s}{b_w \times d} \leq \frac{f_c'^{0.5}}{4 \times f_y}$$

$$\frac{531}{300 \times 543.5} \leq \frac{5}{4 \times 400}$$

$$0.0033 / 0.0031$$

$$\varpi = \frac{531 \times 400}{1775 \times 543.5 \times 20.7} = 0.01$$

$$c = \frac{1.18 \times 0.01 \times 543.5}{0.85} = 7.55 \leq 120 \text{ mm}$$

$$a' = 1.18 \times 0.02 \times 478.33 = 6.4 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm, (Dianggap balok persegi)}$$

$$a = \frac{531 \times 400}{0.85 \times 20.7 \times 1775} = 6.8$$

$$\neg Mn = 0.8 \times 531 \times 400 \times (543.5 - 0.5 \times 6.8)$$

$$= 91773792 \text{ N mm} / Mu = 52908700 \text{ Nmm (OK)}$$

A.2. Perhitungan balok di tumpuan kanan

Menentukan tulangan yang akan digunakan, dengan catatan tulangan lapangan

diteruskan ke tumpuan kanan

Diketahui :

$$M_u = 92948830 \text{ Nmm}$$

$$A_{s2} = 4 \text{ D } 13 = 531 \text{ mm}^2$$

$$Y_o = 40 + 10 + (13 / 2) = 56.5 \text{ mm}$$

$$d \text{ tumpuan} = 600 - 56.5 = 543.5 \text{ mm dan selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$M_{n2} = 531 \times 400 \times (543.5 - 40) = 106943400 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / 0.8 = 92948830 \text{ Nmm} / 0.8 = 116186037.5 \text{ N mm}$$

$$M_{n1} = M_n - M_{n2} = 116186037.5 \text{ N mm} - 106943400 \text{ Nmm} = 9242637.5 \text{ Nmm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{n1}}{\gamma \times d \times f_y} = \frac{9242637.5}{0.9 \times 543.5 \times 400} = 47.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = A_{s1} + A_{s2} = 47.2 + 531 = 578.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 6 D } 13, \quad A_s \text{ pakai} = 796 \text{ mm}^2$$

Cek kekuatan balok

$$d' = 40 + 10 + (13 / 2) = 56.5 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = 4 \text{ D } 13 = 531 \text{ mm}; \quad A_{s2} = 2 \text{ D } 13 = 266 \text{ mm}$$

$$Y_1 = 56.5 \text{ mm}; \quad Y_2 = 40 + 10 + 13 + 25 + (13 / 2) = 94.5 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ tot} \times Y_o = (A_{s1} \times Y_1) + (A_{s2} \times Y_2)$$

$$796 \times Y_o = (531 \times 56.5) + (266 \times 94.5)$$

$$Y_o = 69.3 \text{ mm}$$

$$d \text{ lapangan} = 600 - 69.3 = 530.7 \text{ mm}$$

$$a = 300 - (2 \times 40 + 2 \times 10 + 4 \times 13 + 3 \times 25) = 73 \text{ mm} > 25 \text{ mm dan} < 150 \text{ mm (OK)}$$

$$\rho = \frac{796}{300 \times 530.7} = 0.005 / \rho_{\min} = 0.0035 \quad (\text{OK})$$

$$\rho' = \frac{531}{300 \times 530.7} = 0.003$$

$$\rho - / \frac{0.85 \times 0.85 \times f_c' \times d'}{600}$$

$$\rho' = \frac{f_y \times d}{600 - f_y}$$

$\rho - \rho' = 0.002 \leq 0.012$, tulangan tekan leleh

$$f_s' = 600 \times \left[1 - \frac{0.85 \times 20.7 \times 0.85 \times 56.5}{0.002 \times 400 \times 530.7} \right] = -594.2$$

$$(0.85 \times 0.85 \times f_c' \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' - A_s \times f_y) \times c - 600 \times A_s' \times d' = 0$$

$$(0.85 \times 0.85 \times 20.7 \times 300) \times c^2 + (600 \times 531 - 796 \times 400) \times c - (600 \times 531 \times 56.5) = 0$$

$c = 63.3$, syarat $d' < c$ terpenuhi

$$f_s' = \frac{600 \times 63.3 - 600 \times 56.5}{63.3} = 64.5$$

$$\begin{aligned} \neg M_n &= 0.8 \times (C_c \times (d - (a/2)) - T_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times f_c' \times (0.85 \times c) \times b \times (d - (0.85 \times c/2)) - A_s' \times f_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times 20.7 \times (0.85 \times 63.3) \times 300 \times (530.7 - (0.85 \times (63.3/2))) \\ &\quad - 531 \times 64.5 \times (530.7 - 56.5)) \\ &= 101473808.1 \text{ Nmm} > M_u = 92948830 \text{ Nmm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Jadi penggunaan tulangan pada dimensi balok dapat digunakan

B. Perencanaan balok untuk bentang balok $L = 2650 \text{ mm}$

Diketahui :

$$M_u = 12398340 \text{ Nmm}$$

Ukuran balok yang digunakan $150 / 350$

Dicoba dipakai tulangan $A_s' = 2 \text{ D } 13 = 266 \text{ mm}^2$ dan $A_s = 3 \text{ D } 13 = 398 \text{ mm}^2$

$$Y_o = 40 + 8 + (13/2) = 54.5 \text{ mm}$$

$$d \text{ tumpuan} = 350 - 54.5 = 295.5 \text{ mm}$$

selimut beton = 40 mm

$$\rho = \frac{398}{150 \times 295.5} = 0.009 / \rho_{\min} = 0.0035 \quad \text{OK}$$

$$\rho' = \frac{266}{150 \times 295.5} = 0.006$$

$$\rho - \rho' = 0.003 \leq \frac{0.85 \times 0.85 \times f_c' \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} = 0.02$$

$$f_s' = 600 \times \left[1 - \frac{0.85 \times 20.7 \times 0.85 \times 54.5}{0.003 \times 400 \times 295.5} \right] = -779.2,$$

$$(0.85 \times 0.85 \times f_c' \times b) \times c^2 + (600 \times A_s' - A_s \times f_y) \times c - 600 \times A_s' \times d' = 0$$

$$(0.85 \times 0.85 \times 20.7 \times 150) \times c^2 + (600 \times 266 - 398 \times 400) \times c - (600 \times 266 \times 54.5) = 0$$

$c = 62.2$, syarat $d' < c$ terpenuhi

$$f_s' = \frac{600 \times 62.2 - 600 \times 54.5}{62.2} = 74.3$$

$$\begin{aligned} \neg M_n &= 0.8 \times (C_c \times (d - (a/2)) - T_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times f_c' \times (0.85 \times c) \times b \times (d - (0.85 \times c/2)) - A_s' \times f_s' \times (d - d')) \\ &= 0.8 \times (0.85 \times 20.7 \times (0.85 \times 62.2) \times 150 \times (295.5 - (0.85 \times (62.2/2))) \\ &\quad - 266 \times 74.3 \times (295.5 - 54.5)) \\ &= 26225189.434 \text{ Nmm} > M_u = 12398340 \text{ Nmm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

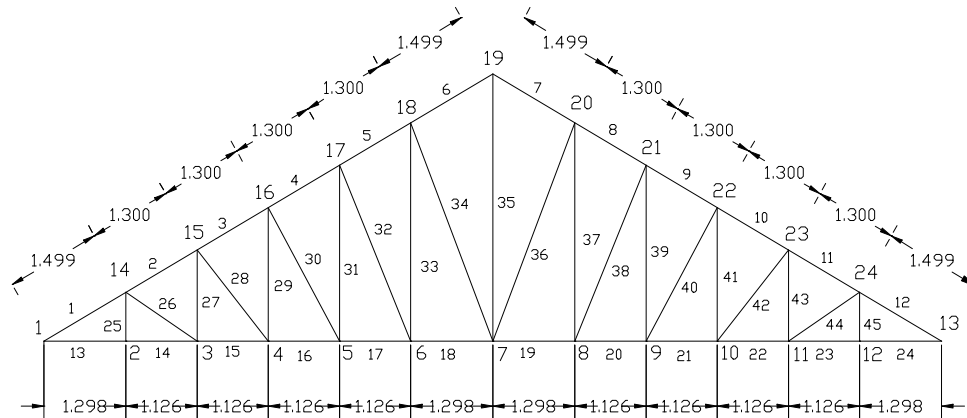
Jadi penggunaan tulangan pada dimensi balok dapat digunakan

F.1. Tinjauan Biaya Elemen Rangka Kap Atap

Tinjauan biaya elemen rangka kap atap terdiri dari dua yaitu :

1. Tinjauan biaya rangka kap atap tipe A1, dengan ide kreatif rangka kap atap awal proyek (Gambar F.1.)
2. Tinjauan biaya rangka kap atap tipe A2, dengan ide kreatif merancang desain baru rangka kap atap dengan bahan material dari baja (Gambar F.2.)

F.1.1. Tinjauan biaya elemen rangka kap atap tipe A1



Gambar F.1. Gambar desain rangka kap atap awal proyek

A. Perhitungan biaya material

a. Material profil baja

- JL 100.100.10 terdiri dari elemen 1 – 24 dan elemen 35

Panjang batang yang dibutuhkan :

$$L1 \text{ (elemen 13 - 18)} = 7,1 \text{ m} \quad L2 \text{ (elemen 19 - 24)} = 7,1 \text{ m}$$

$$L3 \text{ (elemen 1 - 6)} = 8,2 \text{ m} \quad L4 \text{ (elemen 7 - 12)} = 8,2 \text{ m}$$

$$L5 \text{ (elemen 35)} = 4,1 \text{ m, sebanyak 4 buah}$$

$$1: 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = L1 + L5 = 7,1 + 4,1 = 11,2 \text{ m, sisa} = 0,8 \text{ m}$$

$$2: 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = L1 + L5 = 7,1 + 4,1 = 11,2 \text{ m, sisa} = 0,8 \text{ m}$$

$$3: 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = L1 + L5 = 7,1 + 4,1 = 11,2 \text{ m, sisa} = 0,8 \text{ m}$$

$$4: 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = L1 + L5 = 7,1 + 4,1 = 11,2 \text{ m, sisa} = 0,8 \text{ m}$$

$$5: 3 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 2 \times L3 + 2 \times L4 = 2 \times 8,2 + 2 \times 8,2 = 32,8, \text{ sisa} = 3,2 \text{ m}$$

Maka diperlukan 7 batang baja siku dengan panjang 12 m untuk ditempatkan di kiri dan kanan, maka panjang batang yang dibutuhkan adalah $7 \times 12 = 84 \text{ m}$ dan berat $= 15,1 \text{ Kg / m} \times 84 \text{ m} = 1.268 \text{ Kg}$

- $\perp\perp$ 70.70.7 terdiri dari elemen 31 – 34 dan elemen 36-39

Panjang batang yang dibutuhkan

$$L5 \text{ (elemen 31 dan 39)} = 2,7 \text{ m} \quad L6 \text{ (elemen 32 dan 38)} = 2,9 \text{ m}$$

$$L7 \text{ (elemen 33 dan 37)} = 3,4 \text{ m} \quad L8 \text{ (elemen 34 dan 36)} = 3,6 \text{ m}$$

$$1 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 3,6 + 2,9 + 2,7 + 2,7 = 11,9 \text{ m, sisa} = 0,1 \text{ m}$$

$$2 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 3,6 + 2,9 + 2,7 + 2,7 = 11,9 \text{ m, sisa} = 0,1 \text{ m}$$

$$3 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 3,4 + 3,4 + 3,6 = 10,6 \text{ m, sisa} = 1,4 \text{ m}$$

$$4 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 3,4 + 3,4 + 3,6 = 10,6 \text{ m, sisa} = 1,4 \text{ m}$$

$$5 : 1 \text{ batang} \times 6 \text{ m} = 2,9 + 2,9 = 5,8 \text{ m, sisa} = 0,2 \text{ m}$$

Jadi untuk $\perp\perp$ 70.70.7 diperlukan : 4 batang baja siku dengan panjang 12 m dan 1 batang baja siku dengan panjang 6 m untuk ditempatkan di sebelah kiri dan kanan, maka panjangnya adalah $(4 \times 12) + (6 \times 1) = 54 \text{ m}$

$$\text{Berat} = 7,38 \text{ Kg /m} \times 54 \text{ m} = 399 \text{ Kg}$$

- $\perp\perp$ 60.60.6 terdiri dari elemen 25 - 30 dan elemen 40 - 45

$$L9 \text{ (elemen 25 dan 45)} = 0,8 \text{ m} \quad L10 \text{ (elemen 26 dan 44)} = 1,35 \text{ m}$$

$$L11 \text{ (elemen 27 dan 43)} = 1,4 \text{ m} \quad L12 \text{ (elemen 28 dan 42)} = 1,8 \text{ m}$$

$$L13 \text{ (elemen 29 dan 41)} = 2,1 \text{ m} \quad L14 \text{ (elemen 30 dan 40)} = 2,3 \text{ m}$$

$$1 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 2,3+2,3+2,1+1,8+1,8+0,8+0,8 = 11,9 \text{ m, sisa} = 0,1 \text{ m}$$

$$2 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 2,3+2,3+2,1+1,8+1,8+0,8+0,8 = 11,9 \text{ m, sisa} = 0,1 \text{ m}$$

$$3 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = 2,1+2,1+1,4+1,4+1,4+1,4+1,35 = 11,15 \text{ m, sisa} = 0,85 \text{ m}$$

$$4 : 1 \text{ batang} \times 6 \text{ m} = 1,35 \times 3 = 4,05 \text{ m, sisa} = 1,95 \text{ m}$$

Maka diperlukan 3 batang baja siku dengan panjang 12 m dan 1 batang baja siku dengan panjang 6 m untuk ditempatkan di sebelah kiri dan kanan, maka panjang batang yang dibutuhkan adalah $(3 \times 12) + (6 \times 1) = 42 \text{ m}$

$$\text{Berat} = 6,91 \times 42 = 290 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat total baja siku adalah } 1.268 \text{ Kg} + 399 \text{ Kg} + 290 \text{ Kg} = 1.957 \text{ Kg}$$

$$\text{Biaya profil baja} = \text{Rp } 1.400 / \text{Kg}$$

$$\text{Total biaya material profil baja adalah} = 1.957 \text{ Kg} \times 1.400 / \text{Kg} = \text{Rp } 2.739.800$$

b. Material pelat kopel

Diasumsikan berat pelat penyambung = 5 % dari berat profil baja

$$\text{Berat pelat} = 0,05 \times 1.957 = 97,85 \text{ Kg dan biaya pelat kopel} = \text{Rp } 1.750 / \text{Kg}$$

$$\text{Total biaya pelat kopel} = \text{Rp } 1.750 \times 97,85 = \text{Rp } 171.238$$

c. Material baut

$$\text{Jumlah baut yang dibutuhkan } \neg 12 = 156 \text{ buah, } \neg 16 = 128 \text{ buah}$$

$$\text{Harga } \neg 12 \text{ A307} = \text{Rp } 750 / \text{buah dan Harga } \neg 16 \text{ A307} = \text{Rp } 1.000 / \text{buah}$$

$$\text{Total biaya baut} = (750 \times 156) + (1.000 \times 128) = \text{Rp } 245.000$$

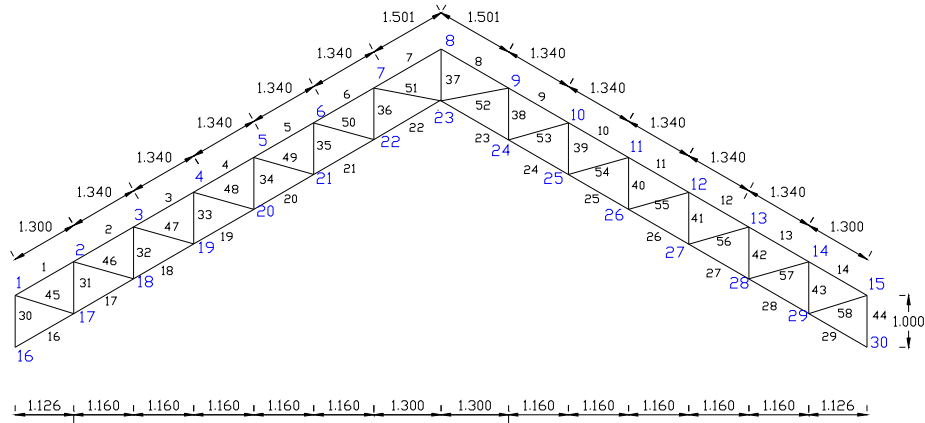
B. Perhitungan biaya tenaga kerja

$$\text{Total biaya} = \text{Berat baja} \times \text{biaya tenaga kerja} = 2.055 \times 400 = \text{Rp } 822.000$$

Total biaya untuk membuat satu buah rangka kap atap desain awal proyek adalah

$$= \text{Rp } 2.739.800 + \text{Rp } 171.238 + \text{Rp } 245.000 + \text{Rp } 822.000 = \text{Rp } 3.978.038$$

F.1.2. Tinjauan biaya elemen rangka kap atap tipe A2



Gambar F.2. Gambar desain rangka kap atap alternatif

A. Perhitungan biaya material

a. Material profil baja

- $\angle$ 55.55.10 terdiri dari elemen 1 – 14 dan elemen 30 – 44

Panjang batang yang dibutuhkan :

$$L1 \text{ (elemen 1 - 7)} = 9,5 \text{ m}$$

$$L2 \text{ (elemen 8 - 14)} = 9,5 \text{ m}$$

$$L3 \text{ (elemen 30 - 44)} = 1 \text{ m sebanyak 16 buah}$$

$$1 : 1 \text{ batang x } 12 \text{ m} = L1 + (2 \times L3) = 9,5 + 2 = 11,5 \text{ m, sisa} = 0,5 \text{ m}$$

$$2 : 1 \text{ batang x } 12 \text{ m} = L2 + (2 \times L3) = 9,5 + 2 = 11,5 \text{ m, sisa} = 0,5 \text{ m}$$

$$3 : 1 \text{ batang x } 12 \text{ m} = 12 \times L3 = 12 \text{ m, sisa} = 0 \text{ m}$$

Jadi untuk $\angle$ 55.55.10 diperlukan : 6 batang baja siku dengan panjang 12 m
untuk ditempatkan di sebelah kiri dan kanan, maka panjang batang yang
dibutuhkan adalah $6 \times 12 = 72 \text{ m}$

$$\text{Berat} = 7,9 \text{ Kg / m} \times 72 \text{ m} = 568,8 \text{ Kg}$$

- $\perp$ 40.40.5 terdiri dari elemen 16 - 29 dan elemen 45 - 58

Panjang yang dibutuhkan :

$$L4 \text{ (elemen 16 - 29)} = 9,5 \text{ m}$$

$$L5 \text{ (elemen 45 - 50 dan elemen 53 - 58)} = 1,2 \text{ m}$$

$$L6 \text{ (elemen 51 dan 52)} = 1,3 \text{ m}$$

$$1 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = L4 + (2 \times L5) = 9,5 + (2 \times 1,2) = 11,9 \text{ m, sisa} = 0,1 \text{ m}$$

$$2 : 1 \text{ batang} \times 12 \text{ m} = (10 \times L5) = (10 \times 1,2) = 12 \text{ m, sisa} = 0 \text{ m}$$

$$3 : 1 \text{ batang} \times 6 \text{ m} = (2 \times L6) = (2 \times 1,3) = 2,6 \text{ m, sisa} = 3,4 \text{ m}$$

Jadi untuk $\perp$ 40.40.5 diperlukan : 4 batang baja siku dengan panjang

12 m dan 1 batang baja siku dengan panjang 6 m untuk ditempatkan di

sebelah kiri dan kanan, maka panjang batang yang dibutuhkan adalah :

$$(4 \times 12) + (1 \times 6) = 54 \text{ m dan berat} = 2,97 \text{ Kg / m} \times 54 \text{ m} = 160,38 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat total baja siku adalah } 568,8 \text{ Kg} + 160,38 \text{ Kg} = 729,18 \text{ Kg}$$

$$\text{Biaya profil baja} = 1.400 / \text{Kg}$$

$$\text{Total biaya material profil baja adalah} = 729,18 \text{ Kg} \times 1.400 / \text{Kg} = \text{Rp } 1.020.852$$

b. Material pelat kopel

Diasumsikan berat pelat penyambung = 5 % dari berat profil baja

$$\text{Berat pelat} = 0,05 \times 792,18 = 39,61 \text{ Kg}$$

$$\text{Biaya pelat kopel} = \text{Rp } 1.750 / \text{Kg}$$

$$\text{Total biaya pelat kopel} = \text{Rp } 1.750 \times 39,61 = \text{Rp } 69.318$$

c. Material baut

Jumlah baut $\rightarrow$ 12 A307 tiap batang 4 buah dengan jumlah batang 28 buah

Jumlah baut yang diperlukan adalah $4 \times 28 = 112$ buah

Jumlah baut $\rightarrow$ 12 A325X tiap batang 4 buah dengan jumlah batang 57 buah

Jumlah baut yang diperlukan adalah $4 \times 57 = 228$ buah

Harga $\rightarrow 12 \text{ A307} = \text{Rp } 750 / \text{buah}$

Biaya baut $\rightarrow 12 \text{ A307} = 750 \times 112 = \text{Rp } 84.000$

Harga $\rightarrow 12 \text{ A325X} = \text{Rp } 2.000 / \text{buah}$

Biaya baut $\rightarrow 12 \text{ A325X} = 2.000 \times 228 = \text{Rp } 456.000$

B. Perhitungan biaya tenaga kerja

Biaya tenaga kerja $\text{Rp } 400 / \text{Kg}$

Total berat baja = $729,18 \text{ Kg} + 39,61 \text{ Kg} = 768,79 \text{ Kg}$

Total biaya tenaga kerja = $768,79 \times 400 = \text{Rp } 307.516$

Total biaya untuk membuat satu buah rangka kap atap desain alternatif adalah

= $\text{Rp } 1.020.852 + \text{Rp } 69.318 + \text{Rp } 84.000 + \text{Rp } 456.000 + \text{Rp } 307.516$

= $\text{Rp } 1.937.686$

F.2. Tinjauan Biaya Elemen Pelat Lantai

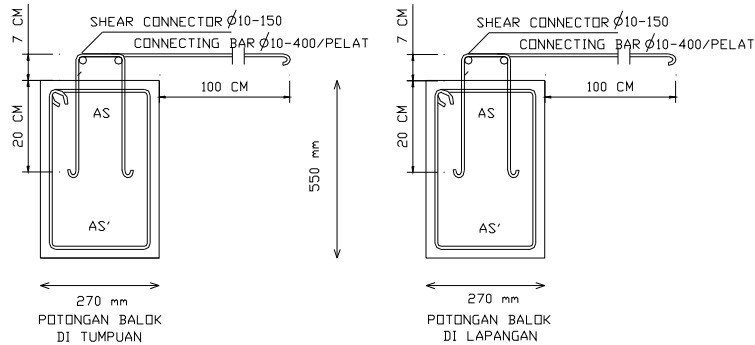
Tinjauan biaya elemen pelat lantai terdiri dari :

1. Tinjauan biaya pelat tipe P1, dengan ide kreatif menggunakan pelat HCS
2. Tinjauan biaya pelat pada awal proyek

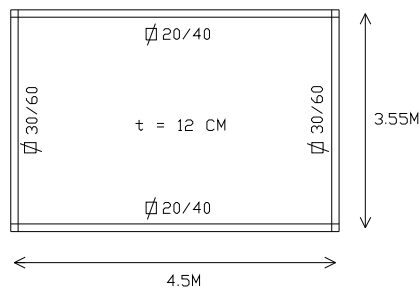
F.2.1. Tinjauan biaya elemen pelat lantai tipe P1

Diketahui :

- Denah pelat yang ditinjau berukuran $19,5 \text{ m} \times 9 \text{ m}$
- Tipe pelat HCS (t.d.n) = 120.05.12
- Shear connector = $\phi 10 - 150$
- Connecting bar = $\phi 10 - 400 / \text{pelat HCS}$



Gambar F.3. Contoh gambar potongan balok dimensi 270/550



Gambar F.4. Contoh gambar dimensi pelat 4,5 m x 3,55 m

Perhitungan Biaya Tulangan Shear Connector dan Connecting Bar

Tulangan shear connector dan connecting bar hanya terdapat pada sisi balok yang ditumpu oleh pelat beton berongga prategang pracetak.

1. Perhitungan biaya tulangan

a. Shear Connector untuk dimensi balok 200 / 400 mm, sepanjang 9 m

- Jumlah tulangan shear connector

$$= \text{panjang balok} / \text{jarak shear connector} = 9.000 / 150 = 60 \text{ buah}$$

- Panjang tulangan 1 buah shear connector

$$= \left(\frac{1}{2} \times h \times 2 \right) + 5 \text{ cm} + \text{overlap } 10 \text{ cm} = \left(\frac{1}{2} \times 40 \times 2 \right) + 5 + 10 = 0,55 \text{ m}$$

- Panjang total tulangan shear connector = $60 \times 0,55 = 33 \text{ m}$

- Panjang tulangan arah memanjang yang menghubungkan antar tulangan shear connector adalah 2 buah sepanjang balok = $2 \times 9 \text{ m} = 18 \text{ m}$

panjang tulangan sepanjang balok $9 \text{ m} = 33 \text{ m} + 18 \text{ m} = 51 \text{ m}$

Panjang shear connector untuk pelat ukuran $9 \times 19,5 \text{ m} = 51 \times 5 = 255 \text{ m}$

Berat tulangan $\phi 10 = 0,617 \text{ kg/m}$

Jadi berat tulangan shear connector = $255 \times 0,617 = 157,34 \text{ kg}$

Biaya upah dan bahan shear connector = $157,34 \times 1.200 = \text{Rp } 188.808$

c. Connecting Bar, sepanjang 9 m

- Jumlah tulangan connecting bar, sepanjang 9 m
= Panjang balok / jarak connecting = $9000 / 400 = 23 \text{ buah}$
- Panjang 1 tulangan untuk hubungan panjang = 3,55m dan 3,55 m
= $(0,5 \times 355) + 15 = 192,5 \text{ cm} = 1,93 \text{ m}$
- Panjang 1 tulangan untuk hubungan panjang = 3,55m dan 2,65 m
= $((0,25 \times 355) + 15) + ((0,25 \times 265) + 15) = 185 \text{ cm} = 1,85 \text{ m}$
- Panjang total connecting bar untuk luas pelat $9 \times 19,5 \text{ m}$
= $(23 \times 1,93 \times 3) + (23 \times 1,85 \times 2) = 218,27 \text{ m}$
- Berat tulangan connecting bar = $218,27 \times 0,617 = 134,7 \text{ Kg}$
- Biaya upah dan bahan = $134,7 \times 1200 = \text{Rp } 161.640$

2. Perhitungan biaya material HCS dan upah pemasangan

Harga Pelat HCS 120.05.12 per $\text{m}^2 = \text{Rp } 62.400$

Untuk denah pelat ukuran $9 \times 19,5 \text{ m}$

Biaya pelat = $175,5 \times 62.400 = \text{Rp } 10.951.200$

Biaya pemasangan = $7.500 \times 175,5 = \text{Rp } 1.316.250$

Biaya mobilisasi / demobilisasi untuk kota Bandung = $\text{Rp } 750.000 \text{ -/ Unit}$

Dengan asumsi luas pelat yang akan dipasang HCS adalah 1.507 m^2

Maka biaya mobilisasi / demobilisasi per $\text{m}^2 = \text{Rp } 750.000 : 1.507 \text{ m}^2 = \text{Rp } 498$

Jadi biaya mobilisasi/demobilisasi HCS dengan modul $19,5 \text{ m} \times 9 \text{ m}$, adalah :

$$= \text{Rp } 498 \times 175,5 \text{ m}^2 = \text{Rp } 87.399$$

$$\text{Total biaya material} = 10.951.200 + 1.316.250 + 87.399 = \text{Rp } 12.354.849$$

3. Perhitungan biaya pembetonan

Volume sambungan yang akan dicor = Volume sambungan pelat dengan balok

+ Volume longitudinal slot + Volume sambungan antar HCS

$$= \{ (\text{Lebar balok yang menumpu HCS} - 7,5 \text{ cm}) \times \text{panjang balok yang menumpu HCS} \times \text{tebal HCS} \} + \{ (0,25 \times \text{panjang HCS} \times 7,5 \text{ cm}) \times \text{jumlah longitudinal slot} \times 10 \text{ cm} \} + (\text{Panjang HCS} \times 5 \text{ cm} \times 10 \text{ cm})$$

$$= ((20-7,5) \times 900 \times 12 \times 5) + (0,25 \times 355 \times 7,5 \times 64 \times 10) + (0,25 \times 265 \times 7,5 \times 32 \times 10) + (355 \times 5 \times 12 \times 28) + (265 \times 5 \times 12 \times 14) = 2,1 \text{ m}^3$$

Biaya upah dan bahan untuk bahan beton adalah :

$$= \text{Volume cor} \times \text{Harga satuan bahan beton/m}^3 = 2,1 \times \text{Rp } 198.000 = \text{Rp } 415.800$$

Total biaya pelaksanaan pelat lantai profil HCS pelat $19,5 \times 9 \text{ m}$ adalah :

$$= \text{Rp } 188.808 + \text{Rp } 161.640 + \text{Rp } 12.354.849 + \text{Rp } 415.800 = \text{Rp } 13.121.097$$

F.2.2. Tinjauan biaya elemen pelat lantai awal proyek

1. Perhitungan biaya bekisting pelat

$$\text{-Pelat 1} = 4,5 \text{ m} \times 3,55 \text{ m} = 15,975 \text{ m}^2 \text{ \& pelat 2} = 4,5 \text{ m} \times 2,65 \text{ m} = 11,925 \text{ m}^2$$

Luas pelat dianggap luas bekisting pelat, maka untuk denah $9 \times 19,5 \text{ m}$

$$\text{Biaya bahan \& upah bekisting} = (15,975 \times 8) + (11,925 \times 4) \times \text{Rp } 34.300$$

$$= \text{Rp } 6.019.650$$

2. Perhitungan biaya tulangan pelat lantai

- Searah l_y dan l_x ($\phi 8 - 150$)

Jumlah tulangan searah l_y (9 m), adalah = $9000 / 150 = 60$ buah

Jumlah tulangan searah l_x (19,5 m), adalah = $19500 / 150 = 130$ buah

Panjang total tulangan untuk denah $9 \times 19,5 \text{ m} = (60 \times 19,5) + (130 \times 9) = 2.340 \text{ m}$

untuk overlap tulangan pelat lantai diambil 3% dari panjang tulangan pelat searah l_y dan l_x , maka :

Panjang total tulangan = $2 \times (2.340 \text{ m} + (2.340 \text{ m} \times 3\%)) = 4.820 \text{ m}$

Berat tulangan $\phi 8 = 0,4 \text{ kg / m}$

Berat total tulangan pelat = Panjang total tulangan x berat tulangan per m

$$= 4.820 \text{ m} \times 0,4 \text{ kg / m} = 1.928 \text{ kg}$$

Biaya bahan dan upah pembesian per Kg = $1.928 \times \text{Rp } 1.100 = \text{Rp } 2.120.800$

3. Perhitungan biaya pembetonan pelat lantai

Pelat (9 m x 19,5 m), $t_{\text{pelat}} = 12 \text{ cm} = 0,12 \text{ m}$

Volume bruto pelat = $t_{\text{pelat}} \times \text{luas pelat} = 0,12 \text{ m} \times 175,5 \text{ m}^2 = 21,06 \text{ m}^3$

Diasumsikan volume tulangan pelat adalah 1% dari volume bruto beton, maka :

Volume Netto Beton = Volume Bruto Beton - Volume Tulangan Baja

$$= 21,06 - (21,06 \times 1\%) = 20,85 \text{ m}^3$$

Biaya bahan dan upah pembetonan = Volume netto beton x Biaya 1 m^3 beton

$$= 20,85 \times \text{Rp } 198.000 = \text{Rp } 4.128.181$$

4. Perhitungan biaya pembongkaran bekisting

Biaya upah pembongkaran = $175,5 \times \text{Rp } 4.250 = \text{Rp } 745.875$

Total biaya pelaksanaan pelat lantai ukuran 9 m x 19,5 m adalah

$$= \text{Rp } 6.019.650 + \text{Rp } 2.120.800 + \text{Rp } 4.128.181 + \text{Rp } 745.875 = \text{Rp } 13.014.506$$

F.3. Tinjauan biaya elemen struktur balok

Tinjauan biaya elemen struktur terdiri dari dua yaitu :

1. Tinjauan biaya elemen balok tipe B1, dengan ide kreatif jumlah tulangan tetap, dimensi balok diperkecil dan mutu beton dinaikkan
2. Tinjauan biaya elemen balok tipe B2, dengan ide kreatif dimensi balok tetap, jumlah tulangan diperkecil dan mutu tulangan dinaikkan
3. Tinjauan biaya elemen balok pada awal proyek

F.3.1. Tinjauan biaya elemen balok tipe B1

Diketahui :

Tabel F.1. Tabel Dimensi dan Tulangan Balok						
Tipe	Sisi	Dimensi (mm)	Bentang (mm)	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan kanan
1	Atas	270 / 550	7.100	5 D 16	4 D 16	8 D 16
	Bawah	270 / 550	7.100	4 D 16	6 D 16	4 D 16
2	Atas	220 / 220	2.650	2 D 13		2 D 13
	Bawah	220 / 220	2.650	2 D 13		2 D 13
3	Atas	220 / 220	2.650	2 D 16		5 D 16
	Bawah	220 / 220	2.650	2 D 16		4 D 16

1. Perhitungan biaya bekisting

- Luas bekisting balok dimensi 270 / 550 adalah

$$= 7,1 \text{ m} \times (0,27 + 0,27 + 0,55 + 0,55) = 11,644 \text{ m}^2$$
- Luas bekisting balok dimensi 220 / 220 adalah

$$= 2,65 \text{ m} \times (0,22 + 0,22 + 0,22 + 0,22) = 2,332 \text{ m}^2$$
- Luas total bekisting untuk portal di N

$$= (11,644 \times 6) + (2,332 \times 8) = 88,52 \text{ m}^2$$
- Biaya upah dan bahan bekisting

$$= \text{luas bekisting} \times \text{biaya balok per m}^2 = 88,52 \times \text{Rp } 26.800 = \text{Rp } 2.372.336$$

2. Perhitungan biaya penulangan

a. Balok ukuran 270 / 550, panjang balok = 7.100 mm

- Pada tumpuan kiri :

Jumlah tulangan D 16 = 9 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/4) \times L = (1/4) \times 7,1 = 1,775 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $1,775 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 1,775) = 2,068 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $9 \times 2,068 = 18,612 \text{ m}$

- Pada tumpuan kanan :

Jumlah tulangan D 16 = 12 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/4) \times L = (1/4) \times 7,1 = 1,775 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $1,775 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 1,775) = 2,068 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $12 \times 2,068 = 24,816 \text{ m}$

- Pada lapangan :

Jumlah tulangan D 16 = 10 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/2) \times L = (1/2) \times 7,1 = 3,55 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $3,55 + (2 \times 20 \times 0,016) + (0,03 \times 3,55) = 4,297 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $10 \times 4,297 = 42,9297 \text{ m}$

Panjang total tulangan balok ukuran 270 / 550 dengan panjang 7,1 m adalah
 $= 18,612 + 24,816 + 42,297 = 85,725 \text{ m}$

b. Balok ukuran 220 / 220, panjang balok = 2.650 mm (Tipe 2)

- Pada tumpuan kiri :

Jumlah tulangan D 16 = 4 buah

Panjang balok daerah tumpuan $= (3 / 4) \times L = (3 / 4) \times 2,65 = 1,988 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

$= 1,9875 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 1,9875) = 2,287 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri $= 4 \times 2,287 = 9,148 \text{ m}$

- Pada tumpuan kanan :

Jumlah tulangan D 16 = 9 buah

Panjang balok daerah tumpuan $= (1 / 4) \times L = (1 / 4) \times 2,65 = 0,663 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

$= 0,6625 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 0,6625) = 0,92 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kanan $= 9 \times 0,92 = 8,3 \text{ m}$

Panjang total tulangan tipe 2 $= 9,148 + 8,3 = 17,45$

c. Balok ukuran 220 / 220, panjang balok = 2.650 mm (Tipe 3)

Jumlah tulangan D 13 = 4 buah

Panjang satu tulangan

$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

$= 2,65 + (15 \times 0,013) + (0,03 \times 2,65) = 2,92 \text{ m}$

Panjang total tulangan tipe 3 $= 4 \times 2,92 = 11,68 \text{ m}$

Panjang tulangan balok di portal N = $(85,725 \times 6) + (17,45 \times 6) + (11,68 \times 2) = 642,41 \text{ m}$

- Berat tulangan D 16 = $619,05 \times 1,58 = 978,099 \text{ Kg}$

- Berat tulangan D 13 = $23,36 \times 1,05 = 24,528 \text{ Kg}$

- Biaya upah dan bahan pembesian balok di portal N adalah

= Berat tulangan x biaya pembesian = $(978,099 + 24,528) \times \text{Rp} 1.200 = \text{Rp} 1.203.152$

3. Perhitungan biaya pembetonan

a. Balok ukuran 270 / 550, panjang balok = 7,1 m

Luas balok = $0,27 \times 0,55 = 0,1485 \text{ m}^2$

- Volume bruto beton = Luas balok x panjang balok

$$= 0,1485 \times 7,1 = 1,054 \text{ m}^3$$

- Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka

- Volume netto beton = Volume bruto beton – Volume tulangan baja

$$= 1,054 - (1,054 \times 0,01) = 1,04 \text{ m}^3$$

b. Balok ukuran 220 / 220, panjang balok = 2,65 m

- Volume bruto beton = Luas balok x panjang balok

$$= 0,0484 \times 2,65 = 0,128 \text{ m}^3$$

- Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka

- Volume netto beton = Volume bruto beton – Volume tulangan baja

$$= 0,128 - (0,128 \times 0,01) = 0,127 \text{ m}^3$$

Total Volume pembetonan pada portal N = $(1,04 \times 6) + (0,127 \times 8) = 7,256 \text{ m}^3$

- Biaya upah dan bahan beton adalah

= Volume netto beton x biaya beton per m^3

$$= 7,256 \times \text{Rp} 199.500 = \text{Rp} 1.447.572$$

4. Perhitungan biaya pembongkaran bekisting pada portal N

$$\begin{aligned} \text{Biaya upah bekisting} &= \text{Luas bekisting} \times \text{upah} \\ &= 88,52 \times \text{Rp } 4.250 = \text{Rp } 376.210 \end{aligned}$$

Biaya total pekerjaan material balok alternatif B1 potongan portal di N adalah

$$= \text{Rp } 2.372.336 + \text{Rp } 1.203.152 + \text{Rp } 1.447.572 + \text{Rp } 376.210 = \text{Rp } 5.399.270$$

F.3.2. Tinjauan biaya elemen balok tipe B2

Diketahui :

Berat besi D 13 = 1,05 Kg / m

Tabel F.2. Tabel Dimensi dan Tulangan Balok						
Tipe	Sisi	Dimensi (mm)	Bentang (mm)	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan kanan
1	Atas	300 / 600	7.100	6 D 13	4 D 13	6 D 13
	Bawah	300 / 600	7.100	4 D 13	4 D 13	4 D 13
2	Atas	150 / 350	2.650	3 D 13		3 D 13
	Bawah	150 / 350	2.650	2 D 13		2 D 13
3	Atas	150 / 350	2.650	3 D 13		6 D 13
	Bawah	150 / 350	2.650	2 D 13		4 D 13

1. Perhitungan biaya bekisting

- Luas bekisting balok dengan tebal 12 cm ukuran 300 / 600 adalah

$$= 7,1 \text{ m} \times (0,3 + 0,3 + 0,6 + 0,6) = 12,78 \text{ m}^2$$
- Luas bekisting balok dengan tebal 12 cm ukuran 150 / 350 adalah

$$= 2,65 \text{ m} \times (0,15 + 0,15 + 0,35 + 0,35) = 2,65 \text{ m}^2$$
- Luas total bekisting untuk portal di N = $(12,78 \times 6) + (2,65 \times 8) = 97,88 \text{ m}^2$
- Biaya upah dan bahan bekisting

$$= \text{luas bekisting} \times \text{biaya balok per m}^2 = 97,88 \times \text{Rp } 26.800 = \text{Rp } 2.623.184$$

2. Perhitungan biaya penulangan

a. Balok ukuran 300 / 600, panjang balok = 7.100 mm

- Pada tumpuan kiri = tumpuan kanan

Jumlah tulangan D 13 = 10 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/4) \times L = (1/4) \times 7,1 = 1,775 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $1,775 + (15 \times 0,013) + (0,03 \times 1,775) = 2,023 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $10 \times 2,023 = 20,23 \text{ m}$

- Pada lapangan :

Jumlah tulangan D 13 = 8 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/2) \times L = (1/2) \times 7,1 = 3,55 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $3,55 + (2 \times 20 \times 0,013) + (0,03 \times 3,55) = 4,1765 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $8 \times 4,1765 = 33,412 \text{ m}$

Panjang total tulangan balok ukuran 270 / 550 dengan panjang 7,1 m adalah

= $20,23 + 20,23 + 33,412 = 73,872 \text{ m}$

b. Balok ukuran 150 / 350, panjang balok = 2.650 mm (Tipe 2)

- Pada tumpuan kiri :

Jumlah tulangan D 13 = 5 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(3/4) \times L = (3/4) \times 2,65 = 1,988 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

$$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$$

$$= 1,988 + (15 \times 0,013) + (0,03 \times 1,988) = 2,24 \text{ m}$$

$$\text{Panjang total tulangan tumpuan kiri} = 5 \times 2,24 = 11,2 \text{ m}$$

- Pada tumpuan kanan :

Jumlah tulangan D 13 = 10 buah

$$\text{Panjang balok daerah tumpuan} = (1/4) \times L = (1/4) \times 2,65 = 0,663 \text{ m}$$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

$$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$$

$$= 0,663 + (15 \times 0,013) + (0,03 \times 0,663) = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{Panjang total tulangan tumpuan kanan} = 10 \times 0,88 = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{Panjang total tulangan tipe 2} = 11,2 + 8,8 = 20$$

c. Balok ukuran 150 / 350, panjang balok = 2.650 mm (Tipe 3)

Jumlah tulangan D 13 = 5 buah

Panjang satu tulangan

$$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$$

$$= 2,65 + (15 \times 0,013) + (0,03 \times 2,65) = 2,92 \text{ m}$$

$$\text{Panjang total tulangan tipe 3} = 5 \times 2,92 = 14,6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang total tulangan balok di portal N} = (73,872 \times 6) + (20 \times 6) + (14,6 \times 2) = 592,43 \text{ m}$$

$$\text{- Berat tulangan D 13} = 592,43 \times 1,05 = 622,0536 \text{ Kg}$$

- Biaya upah dan bahan pembesian balok di portal N adalah

$$= \text{Berat tulangan} \times \text{biaya pembesian} = 622,0536 \times \text{Rp } 1.300 = \text{Rp } 808.670$$

3. Perhitungan biaya pembetonan

a. Balok ukuran 300 / 600, panjang balok = 7,1 m

- Volume bruto beton = Luas balok x panjang balok = $0,18 \times 7,1 = 1,278 \text{ m}^3$
 - Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka
 - Volume netto beton = Volume bruto beton – Volume tulangan baja
- $$= 1,278 - (1,278 \times 0,01) = 1,27 \text{ m}^3$$

b. Balok ukuran 150 / 350, panjang balok = 2,65 m

- Volume bruto beton = Luas balok x panjang balok
- $$= 0,0525 \times 2,65 = 0,139 \text{ m}^3$$
- Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka
 - Volume netto beton = Volume bruto beton – Volume tulangan baja
- $$= 0,139 - (0,139 \times 0,01) = 0,14 \text{ m}^3$$

Total Volume pembetonan pada portal N = $(1,27 \times 6) + (0,14 \times 8) = 8,74 \text{ m}^3$

- Biaya upah dan bahan beton adalah
- $$= \text{Volume netto beton} \times \text{biaya beton per m}^3$$
- $$= 8,74 \times \text{Rp } 198.000 = \text{Rp } 1.730.520$$

4. Perhitungan biaya pembongkaran bekisting pada portal N

- Biaya upah bekisting = $97,88 \times \text{Rp } 4.250 = \text{Rp } 415.990$

Biaya total pekerjaan material balok tipe B2 potongan portal di N adalah

$$= \text{Rp } 2.623.184 + \text{Rp } 808.670 + \text{Rp } 1.730.520 + \text{Rp } 415.990 = \text{Rp } 5.578.364$$

F.3.3. Tinjauan biaya elemen balok tipe awal proyek

Diketahui :

Berat besi D 16 = 1,58 Kg / m

Berat besi D13 = 1,05 Kg / m

Tabel F.3. Tabel Dimensi dan Tulangan Balok Awal Proyek						
Tipe	Sisi	Dimensi (mm)	Bentang (mm)	Tumpuan kiri	Lapangan	Tumpuan kanan
1	Atas	300 / 600	7.100	5 D 16	4 D 16	8 D 16
	Bawah	300 / 600	7.100	4 D 16	6 D 16	4 D 16
2	Atas	150 / 350	2.650	2 D 13		2 D 13
	Bawah	150 / 350	2.650	2 D 13		2 D 13
3	Atas	150 / 350	2.650	2 D 16		5 D 16
	Bawah	150 / 350	2.650	2 D 16		4 D 16

1. Perhitungan biaya bekisting

- a. Luas bekisting balok dengan tebal 12 cm ukuran 300 / 600 adalah

$$= 7,1 \text{ m} \times (0,3 + 0,3 + 0,6 + 0,6) = 12,78 \text{ m}^2$$

- b. Luas bekisting balok dengan tebal 12 cm ukuran 150 / 350 adalah

$$= 2,65 \text{ m} \times (0,15 + 0,15 + 0,35 + 0,35) = 2,65 \text{ m}^2$$

- c. Luas total bekisting untuk portal di N = $(12,78 \times 6) + (2,65 \times 8) = 97,88 \text{ m}^2$

- d. Biaya upah dan bahan bekisting = $97,88 \times \text{Rp } 26.800 = \text{Rp } 2.623.184$

2. Perhitungan biaya penulangan

- A. Balok ukuran 300 / 600, panjang balok = 7.100 mm

- Pada tumpuan kiri :

Jumlah tulangan D 16 = 9 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1 / 4) \times L = (1 / 4) \times 7,1 = 1,775 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

$$= \text{Panjang balok} \times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$$

$$= 1,775 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 1,775) = 2,068 \text{ m}$$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $9 \times 2,068 = 18,612 \text{ m}$

- Pada tumpuan kanan :

Jumlah tulangan D 16 = 12 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/4) \times L = (1/4) \times 7,1 = 1,775 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $1,775 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 1,775) = 2,068 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $12 \times 2,068 = 24,816 \text{ m}$

- Pada lapangan :

Jumlah tulangan D 16 = 10 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/2) \times L = (1/2) \times 7,1 = 3,55 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $3,55 + (2 \times 20 \times 0,016) + (0,03 \times 3,55) = 4,297 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $10 \times 4,297 = 42,9297 \text{ m}$

Panjang total tulangan balok ukuran 300 / 600 dengan panjang 7,1 m adalah

= $18,612 + 24,816 + 42,297 = 85,725 \text{ m}$

B. Balok ukuran 150 / 350, panjang balok = 2.650 mm (Tipe 2)

- Pada tumpuan kiri :

Jumlah tulangan D 16 = 4 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(3/4) \times L = (3/4) \times 2,65 = 1,988 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $1,9875 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 1,9875) = 2,287 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kiri = $4 \times 2,287 = 9,148 \text{ m}$

- Pada tumpuan kanan :

Jumlah tulangan D 16 = 9 buah

Panjang balok daerah tumpuan = $(1/4) \times L = (1/4) \times 2,65 = 0,663 \text{ m}$

Panjang satu tulangan didaerah tumpuan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $0,6625 + (15 \times 0,016) + (0,03 \times 0,6625) = 0,92 \text{ m}$

Panjang total tulangan tumpuan kanan = $9 \times 0,92 = 8,3 \text{ m}$

Panjang total tulangan tipe 2 = $9,148 + 8,3 = 17,45$

C. Balok ukuran 150 / 350, panjang balok = 2.650 mm (Tipe 3)

Jumlah tulangan D 13 = 4 buah

Panjang satu tulangan

= Panjang balok $\times (15 \times d) + (0,03 \times \text{panjang balok})$

= $2,65 + (15 \times 0,013) + (0,03 \times 2,65) = 2,92 \text{ m}$

Panjang total tulangan tipe 3 = $4 \times 2,92 = 11,68 \text{ m}$

Panjang tulangan balok portal N = $(85,73 \times 6) + (17,45 \times 6) + (11,68 \times 2) = 642,4 \text{ m}$

- Berat tulangan D 16 = $619,05 \times 1,58 = 978,099 \text{ Kg}$

- Berat tulangan D 13 = $23,36 \times 1,05 = 24,528 \text{ Kg}$

- Biaya upah dan bahan pembesian balok di portal N adalah

= Berat tulangan $\times$ biaya pembesian = $(978,099 + 24,528) \times \text{Rp } 1.200$

= Rp 1.203.152

3. Perhitungan biaya pembetonan

A. Balok ukuran 300 / 600, panjang balok = 7,1 m

- Volume bruto beton = Luas balok $\times$ panjang balok = $0,18 \times 7,1 = 1,278 \text{ m}^3$

- Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka
- Volume netto beton = $1,278 - (1,278 \times 0,01) = 1,27 \text{ m}^3$

B. Balok ukuran 150 / 350, panjang balok = 2,65 m

- Volume bruto beton = $0,0525 \times 2,65 = 0,139 \text{ m}^3$
- Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka
- Volume netto beton = $0,139 - (0,139 \times 0,01) = 0,14 \text{ m}^3$

Total Volume pembetonan pada portal N = $(1,27 \times 6) + (0,14 \times 8) = 8,74 \text{ m}^3$

Biaya upah dan bahan beton = $8,74 \times \text{Rp } 198.000 = \text{Rp } 1.730.520$

4. Perhitungan biaya pembongkaran bekisting pada portal N

Biaya upah = $97,88 \times \text{Rp } 4.250 = \text{Rp } 415.990$

Biaya total pekerjaan material balok awal proyek adalah

= $\text{Rp } 2.623.184 + \text{Rp } 1.203.152 + \text{Rp } 1.730.520 + \text{Rp } 415.990 = \text{Rp } 5.972.846$

F.4. Tinjauan biaya elemen struktur kolom

Tinjauan biaya elemen struktur terdiri dari dua yaitu :

1. Tinjauan biaya elemen kolom tipe K1, dengan ide kreatif jumlah tulangan tetap, dimensi kolom diperkecil dan mutu beton dinaikkan
2. Tinjauan biaya elemen kolom tipe K2, dengan ide kreatif dimensi kolom tetap, jumlah tulangan diperkecil dan mutu tulangan dinaikkan
3. Tinjauan biaya elemen kolom tipe pada awal proyek

F.4.1. Tinjauan biaya elemen kolom tipe K1 (Elemen 1)

Diketahui :

Dimensi kolom 25 / 25 cm dan tinggi kolom = 4 m

Dipakai tulangan 4 D 16 dengan berat = berat besi D 16 = 1,58 Kg / m

a. Perhitungan biaya bekisting

- Luas bekisting kolom dengan tebal 12 cm = $4 \text{ m} \times (0,25 \times 4) = 4 \text{ m}^2$
- Biaya upah dan bahan bekisting
 $= \text{luas bekisting kolom} \times \text{biaya kolom per m}^2 = 4 \times \text{Rp } 24.180 = \text{Rp } 96.720$

b. Perhitungan biaya penulangan

- Panjang satu tulangan pada kolom
 $= \text{Tinggi kolom} \times (2 \times 15 \times d) + (0,03 \times \text{tinggi kolom})$
 $= 4 \times (2 \times 15 \times 0,016) + (0,03 \times 4) = 4,6 \text{ m}$
- Berat tulangan D 16 untuk elemen 1 = $4 \times 4,6 \times 1,58 = 29,072 \text{ Kg}$
- Biaya upah dan bahan pembesian elemen 1 adalah
 $= \text{Berat tulangan} \times \text{biaya pembesian} = 29,072 \times \text{Rp } 1.200 = \text{Rp } 34,886$

3. Perhitungan biaya pembetonan

- Volume bruto beton = $\text{Luas kolom} \times \text{tinggi kolom} = 0,0625 \times 4 = 0,25 \text{ m}^3$
- Diasumsikan volume tulangan adalah 1 % dari volume bruto beton maka
- Volume netto beton = $\text{Volume bruto beton} - \text{Volume tulangan baja}$
 $= 0,25 - (0,25 \times 0,01) = 0,2475 \text{ m}^3$
- Biaya upah dan bahan beton adalah
 $= \text{Volume netto beton} \times \text{biaya beton per m}^3 = 0,25 \times \text{Rp } 199.500 = \text{Rp } 49.376$

4. Perhitungan biaya pembongkaran bekisting

- Biaya upah bekisting = $\text{Luas bekisting} \times \text{upah} = 4 \times \text{Rp } 4.250 = \text{Rp } 17.000$
- Total biaya pekerjaan kolom untuk elemen 1
 $= \text{Rp } 96.720 + \text{Rp } 34.886,4 + \text{Rp } 49.376,25 + \text{Rp } 17.000 = \text{Rp } 197.982,65$

G.1. Prediksi waktu tenaga kerja

Dalam perhitungan waktu pelaksanaan suatu material maka diperlukan prediksi keperluan waktu tenaga kerja (jam) untuk tiap pekerjaan, dibawah ini akan dicantumkan prediksi keperluan waktu pekerjaan untuk tiap material

- a. Prediksi keperluan waktu tenaga kerja (jam) untuk pekerjaan cetakan beton
jam kerja tiap luas cetakan 10 m^2 adalah

Tabel G.1. Tabel Prediksi Waktu Jenis Pekerjaan Cetakan Beton (Jam)				
Elemen	Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
Kolom	4 – 8	2 – 4	2 – 4	2 – 5
Balok	6 - 10	3 – 4	2 – 5	2 – 5
Pelat	5 - 11	3 – 5	3 – 5	3 – 5

- b. Prediksi keperluan waktu tenaga kerja (jam) untuk pekerjaan pemasangan 100 buah tulangan adalah

Tabel G.2. Tabel Prediksi Waktu Pemasangan Tulangan (Jam)			
Diameter (mm)	Panjang Tulangan (m)		
	< 3	3 – 6	6 – 9
D < 12	3.5 – 6	5 – 7	6 – 8
12 < D < 25	4.5 – 7	6 – 8.5	7 – 9.5
> 25	6.5 – 9	8 – 12	10 – 14

- c. Prediksi keperluan waktu tenaga kerja (jam) untuk pekerjaan pemotongan besi beton untuk 100 buah tulangan adalah 1 - 3 jam (tergantung dari diameter, alat pemotong yang digunakan dan ketrampilan tenaga kerja)

- d. Prediksi keperluan waktu tenaga kerja (jam) untuk pekerjaan pembetonan seluas 1 m^3 beton adalah

Tabel G.3. Tabel Prediksi Waktu Pembetonan (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan tangan	1.31-2.62
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	0.65-1.57
Mengecor beton struktural	1.31-5.24
Memelihara beton	0.65-1.31

G.2. Tinjauan Waktu Pelaksanaan Elemen Rangka Kap Atap

Tinjauan biaya elemen rangka kap atap terdiri dari dua yaitu :

1. Tinjauan biaya rangka kap atap tipe A1, dengan ide kreatif rangka kap atap awal proyek
2. Tinjauan biaya rangka kap atap tipe A2, dengan ide kreatif merancang desain baru rangka kap atap dengan bahan material dari baja

G.2.1. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen rangka kap atap tipe A1

Volume pekerjaan rangka kap atap desain awal proyek adalah 2055 Kg. Menurut daftar pustaka no.7, pekerja dapat menyelesaikan pekerjaan baja 22 Kg / orang / hari sudah termasuk dalam pemasangan baut, maka bila diasumsikan jumlah pekerja adalah 10 orang. Jadi volume pekerjaan yang diselesaikan = $22 \times 10 = 220$ Kg / hari, maka waktu yang diperlukan untuk pengerjaan rangka kap atap adalah $2055 / 220 = \pm 9,34$ hari

G.2.2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen rangka kap atap tipe A2

Volume pekerjaan rangka kap atap desain alternatif adalah 769 Kg. Menurut daftar pustaka no.7, pekerja dapat menyelesaikan pekerjaan baja 22 Kg / orang / hari sudah termasuk dalam pemasangan baut, maka bila diasumsikan jumlah pekerja adalah 10 orang. Jadi volume pekerjaan yang diselesaikan = $22 \times 10 = 220$ Kg / hari, maka waktu yang diperlukan untuk pengerjaan rangka kap atap adalah $769 / 220 = \pm 3,5$ hari

G.3. Tinjauan Waktu Pelaksanaan Elemen Pelat lantai

Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pelat lantai terdiri dari :

1. Tinjauan waktu pelaksanaan pelat tipe P1, dengan ide menggunakan pelat profil HCS
2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pelat lantai pada awal proyek

G.3.1. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pelat lantai tipe P1

A. Waktu pelaksanaan pekerjaan tulangan

- Untuk pekerjaan tulangan sepanjang dimensi balok 200/400, $L = 9 \text{ m}$ pada denah pelat seluas $9 \text{ m} \times 19,5 \text{ m}$ diperlukan shear connector sebanyak = $(9000 / 150) \times 5 = 300$ buah
- Diperlukan connecting bar sebanyak $= (9000 / 400) \times 5 = 115$ buah
- Diperlukan 2 tulangan arah memanjang penghubung shear connector
- Berdasarkan prediksi waktu pekerjaan untuk memasang 100 tulangan diperlukan waktu 3,56 jam, maka untuk memasang tulangan pada pelat $9 \times 19,5 \text{ m}$ diperlukan 417 buah tulangan dengan waktu pekerjaan 14,85 jam
- Waktu untuk membengkokkan 100 tulangan adalah 2 jam maka waktu untuk membengkokkan 300 tulangan pada denah pelat $9 \times 19,5 \text{ m}$ adalah 6 jam
- Untuk memotong 100 tulangan diperlukan waktu 2 jam maka untuk 417 buah tulangan, maka waktu yang diperlukan adalah 8,34 jam

B. Waktu pemasangan material profil HCS

Berdasarkan pengalaman diperlukan 1 hari untuk pemasangan 20 HCS, maka

Untuk denah pelat ukuran $9 \times 19,5 \text{ m}$ terdapat 48 buah profil HCS diperlukan

Waktu pemasangan pelat 2,4 hari = 19,2 jam

C. Waktu pembetonan

Berdasarkan prediksi waktu pekerjaan untuk pembetonan $2,1 \text{ m}^3$ diperlukan

waktu : - mencampur beton dengan mesin = $2,1 \times 0,65 = 1,37 \text{ jam}$

- Mengecor beton struktural = $2,1 \times 1,31 = 2,75 \text{ jam}$

- Memelihara beton = $2,1 \times 0,65 = 1,37 \text{ jam}$

Total waktu pekerjaan pelaksanaan pelat tipe P1 adalah

$$= 14,85 + 6 + 8,34 + 19,2 + 1,37 + 2,75 + 1,37 = 53,88 \text{ jam}$$

G.3.2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pelat lantai pada awal proyek

A. Waktu untuk cetakan beton

Berdasarkan prediksi waktu pekerjaan untuk 10 m^2 dipakai waktu untuk menyetel 6 jam, waktu untuk memasang, membuka, reparasi cetakan beton 3 jam, maka untuk pelat $9 \times 19,5 \text{ m}$, diperlukan waktu untuk menyetel 2,052 jam, waktu untuk memasang, membuka, membersihkan cetakan beton adalah 1,026 jam, total waktu cetakan beton pelat $9 \times 19,5 \text{ m} = 2,052 + (1,026 \times 3) = 5,13 \text{ jam}$

B. Waktu untuk pekerjaan tulangan

Untuk denah pelat ukuran $9 \times 19,5 \text{ m}$ diperlukan :

- 2 buah jumlah tulangan searah ly = $2 \times (9000 / 150) = 120 \text{ buah}$

- 2 buah jumlah tulangan searah lx = $2 \times (19500 / 150) = 260 \text{ buah}$

Diketahui panjang 1 tulangan = 12 m, maka tulangan searah lx = 520 buah

- untuk memasang 100 tulangan diperlukan waktu 3,56 jam, maka waktu untuk memasang 640 tulangan pada pelat $9 \times 19,5 \text{ m} = 22,78 \text{ jam}$

- untuk memotong 100 tulangan diperlukan waktu 2 jam, maka waktu untuk memotong 640 tulangan pada pelat $9 \times 19,5 \text{ m} = 12,8 \text{ jam}$

C. Waktu untuk pekerjaan pembetonan

- Berdasarkan prediksi waktu pekerjaan untuk pembetonan 1 m³ diperlukan waktu untuk mencampur beton = 0,65 jam, waktu untuk mengecor = 1,31 jam, waktu pemeliharaan = 0,65 jam, maka untuk denah pelat 9 x 19,5 m dengan volume pembetonan 20,85 m³ diperlukan waktu untuk mencampur beton dan pemeliharaan = 13,55 jam, waktu mengecor = 27,31

Total waktu pekerjaan pelat pada awal proyek

$$= 5,13 + 22,78 + 12,8 + (13,55 \times 2) + 27,31 = 95,12 \text{ jam}$$

G.4. Tinjauan Waktu Pelaksanaan Elemen Balok

Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok terdiri dari :

1. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok tipe B1, dengan ide kreatif jumlah tulangan tetap, dimensi balok diperkecil, mutu beton dinaikkan.
2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok tipe B2, dengan ide kreatif dimensi balok tetap, jumlah tulangan diperkecil, mutu beton dinaikkan.
3. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pelat lantai pada awal proyek

G.4.1. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok tipe B1

1. Waktu pelaksanaan cetakan beton

Luas cetakan beton adalah 88,52 m²

Diasumsikan waktu yang digunakan untuk pelaksanaan cetakan beton adalah

Tabel G.4. Tabel Asumsi Waktu Jenis Pekerjaan Cetakan Beton (Jam)				
Tipe	Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
B1	8	3,5	3,5	3,5

- Waktu untuk menyetel = $(88,52 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 8 = 70,816 \text{ jam}$
- Waktu untuk memasang = $(88,52 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 30,98 \text{ jam}$
- Waktu untuk membuka & membersihkan = $(88,52 / 10) \times 3,5 = 30,98 \text{ jam}$
- Waktu untuk reparasi = $(88,52 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 30,98 \text{ jam}$

Waktu cetakan beton untuk balok tipe B1 seluas $88,52 \text{ m}^2$ adalah 163,76 jam

2. Waktu pelaksanaan pemasangan tulangan

Berdasarkan interpolasi pada prediksi waktu tenaga kerja maka diperoleh data

Tabel G.5. Tabel Hasil Prediksi Waktu Pemasangan Tulangan				
Tipe	Panjang 1 tulangan (m)	Diameter (mm)	Jumlah tulangan	Waktu (jam)
1	2.3	16	24	1.3
2	2.9	13	8	0.4
3	3	16	54	3.7
4	4.1	16	36	2.5
5	4.3	16	60	4.2
Total waktu				12.1

3. Waktu pelaksanaan pemotongan tulangan

Jumlah tulangan yang diperlukan untuk balok tipe B1 adalah 182 buah

Diasumsikan waktu yang diperlukan untuk memotong tulangan adalah 2 jam

Waktu pemotongan 182 buah tulangan = $1.82 \times 2 = 3.6 \text{ jam}$

4. Waktu pelaksanaan pembetonan

Volume beton yang diperlukan untuk balok tipe B1 adalah 7.3 m^3

Tabel G.6. Tabel Waktu Pekerjaan Pembetonan (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	4.7
Mengecor beton struktural	9.6
Memelihara beton	4.7
Total Waktu	19

Kesimpulan : Waktu total yang diperlukan untuk pekerjaan balok tipe B1

adalah : $163,76 + 12,1 + 3,6 + 19 = 198,46 \text{ jam} = 24,8 \text{ hari}$

G.4.2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok tipe B2

1. Waktu pelaksanaan cetakan beton

Diketahui :

Luas cetakan beton adalah $97,88 \text{ m}^2$

Diasumsikan waktu yang digunakan untuk pelaksanaan cetakan beton adalah

Tabel G.7. Asumsi Waktu Pekerjaan Cetakan Beton Balok Tipe B2 (Jam)				
Tipe	Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
B2	8	3,5	3,5	3,5

- Waktu untuk menyetel = $(97,88 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 8 = 78,3 \text{ jam}$

- Waktu untuk memasang = $(97,88 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 34,26 \text{ jam}$

- Waktu untuk membuka & membersihkan = $(97,88 / 10) \times 3,5 = 34,26 \text{ jam}$

- Waktu untuk reparasi = $(97,88 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 34,26 \text{ jam}$

Waktu total pekerjaan cetakan beton seluas $97,88 \text{ m}^2$ adalah 181,08 jam

2. Waktu pelaksanaan pemasangan tulangan

Berdasarkan interpolasi pada prediksi waktu tenaga kerja maka diperoleh data

Tabel G.8. Tabel Hasil Prediksi Waktu Pemasangan Tulangan				
Tipe	Panjang 1 tulangan (m)	Diameter (mm)	Jumlah tulangan	Waktu (jam)
1	2,3	13	30	1,4
2	2,9	13	8	0,4
3	3	13	60	3,7
4	4,1	13	30	2
5	4,3	13	48	3,2
Total waktu				10,7

3. Waktu pelaksanaan pemotongan tulangan

Jumlah tulangan yang diperlukan untuk balok tipe B2 adalah 176 buah

Diasumsikan waktu yang diperlukan untuk memotong tulangan adalah 2 jam

Waktu pemotongan 176 buah tulangan = $1,76 \times 2 = 3,5 \text{ jam}$

4. Waktu pelaksanaan pembetonan

Volume beton yang diperlukan untuk balok tipe B2 adalah $8,74 \text{ m}^3$

Tabel G.9. Tabel Waktu Pembetonan Balok Tipe B2 (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	5,6
Mengecor beton struktural	11,3
Memelihara beton	5,6
Total Waktu	22,5

Kesimpulan : Waktu total yang diperlukan untuk pekerjaan balok tipe B2 adalah

$$181,08 + 10,7 + 3,5 + 22,5 = 217,78 \text{ jam} = 27,22 \text{ hari}$$

G.4.3. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pada balok awal proyek

1. Waktu pelaksanaan cetakan beton

Luas cetakan beton adalah $97,88 \text{ m}^2$

Diasumsikan waktu yang digunakan untuk pelaksanaan cetakan beton adalah

Tabel G.1.0. Asumsi Waktu Jenis Pekerjaan Cetakan Beton (Jam)				
Tipe	Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
B2	8	3,5	3,5	3,5

$$\text{- Waktu untuk menyetel} = (97,88 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 8 = 78,3 \text{ jam}$$

$$\text{- Waktu untuk memasang} = (97,88 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 34,26 \text{ jam}$$

$$\text{- Waktu untuk membuka \& membersihkan} = (97,88 / 10) \times 3,5 = 34,26 \text{ jam}$$

$$\text{- Waktu untuk reparasi} = (97,88 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 34,26 \text{ jam}$$

Waktu total pekerjaan cetakan beton seluas $97,88 \text{ m}^2$ adalah 181,08 jam

2. Waktu pelaksanaan pemasangan tulangan

Berdasarkan interpolasi pada prediksi waktu tenaga kerja maka diperoleh data

Tabel G.1.1. Tabel Hasil Prediksi Waktu Pemasangan Tulangan				
Tipe	Panjang 1 tulangan (m)	Diameter (mm)	Jumlah tulangan	Waktu (jam)
1	2.3	16	24	1.3
2	2.9	13	8	0.4
Tabel G.1.1. Tabel Hasil Prediksi Waktu Pemasangan Tulangan				

3	3	16	54	3.7
4	4.1	16	36	2.5
5	4.3	16	60	4.2
Total waktu				12.1

3. Waktu pelaksanaan pemotongan tulangan

Jumlah tulangan yang diperlukan untuk balok adalah 182 buah

Diasumsikan waktu yang diperlukan untuk memotong tulangan adalah 2 jam

Waktu pemotongan 182 buah tulangan = $1.82 \times 2 = 3.6$ jam

4. Waktu pelaksanaan pembetonan

Volume beton yang diperlukan untuk balok adalah $8,74 \text{ m}^3$

Tabel G.1.2. Waktu Pembetonan Balok Awal Proyek (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	5,6
Mengecor beton struktural	11,3
Memelihara beton	5,6
Total Waktu	22,5

Kesimpulan : Waktu total yang diperlukan untuk pekerjaan balok pada awal proyek adalah $181,08 + 12,1 + 3,6 + 22,5 = 219,28 \text{ jam} = 27,41 \text{ hari}$

G.5. Tinjauan Waktu Pelaksanaan Elemen Kolom

Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok terdiri dari :

1. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok tipe K1, dengan ide kreatif jumlah tulangan tetap, dimensi balok diperkecil, mutu beton dinaikkan.
2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen balok tipe K2, dengan ide kreatif dimensi balok tetap, jumlah tulangan diperkecil, mutu beton dinaikkan.
3. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen pelat lantai pada awal proyek

G.5.1. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen kolom tipe K1

1. Waktu pelaksanaan cetakan beton

Diketahui :

Luas cetakan beton adalah $82,36 \text{ m}^2$

Diasumsikan waktu yang digunakan untuk pelaksanaan cetakan beton adalah

Tabel G.1.3. Asumsi Waktu Pekerjaan Cetakan Beton Kolom Tipe K1 (Jam)			
Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
6	3	3	3,5

- Waktu untuk menyetel = $(82,36 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 6 = 49,42 \text{ jam}$

- Waktu untuk memasang = $(82,36 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3 = 24,71 \text{ jam}$

- Waktu untuk membuka & membersihkan = $(82,36 / 10) \times 3 = 24,71 \text{ jam}$

- Waktu untuk reparasi = $(82,36 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 28,83 \text{ jam}$

Waktu total pekerjaan cetakan beton untuk kolom tipe K1 seluas $80,94 \text{ m}^2$ adalah

$$49,42 + 24,71 + 24,71 + 28,83 = 127,7 \text{ jam}$$

2. Waktu pelaksanaan pemasangan tulangan

Berdasarkan interpolasi pada prediksi waktu tenaga kerja maka diperoleh data

Tabel G.1.4. Tabel Hasil Prediksi Waktu Pemasangan Tulangan				
Tipe	Panjang 1 tulangan (m)	Diameter (mm)	Jumlah tulangan	Waktu (jam)
1	4.6	16	96	6.8
2	4.1	13	24	1.6
3	4	13	16	1
Total				9.4

3. Waktu pelaksanaan pemotongan tulangan

Jumlah tulangan yang diperlukan untuk kolom tipe K1 adalah 136 buah

Diasumsikan waktu yang diperlukan untuk memotong tulangan adalah 2 jam

$$\text{Waktu pemotongan } 136 \text{ buah tulangan} = 1.36 \times 2 = 2.7 \text{ jam}$$

4. Waktu pelaksanaan pembetonan

Volume beton yang diperlukan untuk kolom tipe K1 adalah 5.4 m^3

Tabel G.1.5. Waktu Pembetonan Kolom Tipe K1 (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	3.51
Mengecor beton struktural	7,07
Memelihara beton	3.51
Total Waktu	14.09

Kesimpulan : Waktu total yang diperlukan untuk pekerjaan kolom tipe K1 adalah

$$127.7 + 9.4 + 2.7 + 14.09 = 153.9 \text{ jam} = 19,2 \text{ hari}$$

G.5.2. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen kolom tipe K2

1. Waktu pelaksanaan cetakan beton

Diketahui :

Luas cetakan beton adalah 97 m^2

Diasumsikan waktu yang digunakan untuk pelaksanaan cetakan beton adalah

Tabel G.1.6. Asumsi Waktu Cetakan Beton Kolom Tipe K2 (Jam)			
Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
6	3	3	3,5

$$\text{- Waktu untuk menyetel} = (97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 6 = 58,2 \text{ jam}$$

$$\text{- Waktu untuk memasang} = (97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3 = 29,1 \text{ jam}$$

$$\text{- Waktu untuk membuka \& membersihkan} = (97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3 = 29,1 \text{ jam}$$

$$\text{- Waktu untuk reparasi} = (97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 33,95 \text{ jam}$$

Waktu total pekerjaan cetakan beton untuk kolom tipe K2 seluas 97 m^2 adalah

$$= 58,2 + 29,1 + 29,1 + 33,95 = 150,4 \text{ jam}$$

2. Waktu pelaksanaan pemasangan tulangan

Berdasarkan interpolasi pada prediksi waktu tenaga kerja maka diperoleh data

Tabel G.1.7. Tabel Hasil Waktu Pemasangan Tulangan Awal				
Tipe	Panjang 1 tulangan (m)	Diameter (mm)	Jumlah tulangan	Waktu (jam)
1	4,4	10	100	5,9
2	4	10	36	2,0
Total				7,9

3. Waktu pelaksanaan pemotongan tulangan

Jumlah tulangan yang diperlukan untuk kolom tipe K2 adalah 136 buah

Diasumsikan waktu yang diperlukan untuk memotong tulangan adalah 2 jam

Waktu pemotongan 136 buah tulangan = $1.36 \times 2 = 2.7$ jam

4. Waktu pelaksanaan pembetonan

Volume beton yang diperlukan untuk kolom tipe K2 adalah 7.4 m^3

Tabel G.1.8. Waktu Pembetonan Kolom Tipe K2 (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	4.8
Mengecor beton struktural	9.7
Memelihara beton	4.8
Total Waktu	19.3

Kesimpulan : Waktu total yang diperlukan untuk pekerjaan kolom tipe K2 adalah

$$150.4 + 2.7 + 7.9 + 19.3 = 180.3 \text{ jam}$$

G.5.3. Tinjauan waktu pelaksanaan elemen kolom pada awal proyek

1. Waktu pelaksanaan cetakan beton

Diketahui :

Luas cetakan beton adalah 97 m^2

Diasumsikan waktu yang digunakan untuk pelaksanaan cetakan beton adalah

Tabel G.1.9. Asumsi Waktu Cetakan Beton Kolom Awal Proyek (Jam)			
Menyetel	Memasang	Membuka dan membersihkan	Reparasi
6	3	3	3,5

- Waktu untuk menyetel = $(97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 6 = 58,2$ jam

- Waktu untuk memasang = $(97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3 = 29,1 \text{ jam}$
- Waktu untuk membuka & membersihkan = $(97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3 = 29,1 \text{ jam}$
- Waktu untuk reparasi = $(97 \text{ m}^2 / 10 \text{ m}^2) \times 3,5 = 33,95 \text{ jam}$

Waktu total pekerjaan cetakan beton untuk kolom seluas 97 m^2 adalah = $58,2 + 29,1 + 29,1 + 33,95 = 150,4 \text{ jam}$

2. Waktu pelaksanaan pemasangan tulangan

Berdasarkan interpolasi pada prediksi waktu tenaga kerja maka diperoleh data

Tabel G.2.0. Tabel Waktu Pemasangan Tulangan Kolom Awal Proyek				
Tipe	Panjang 1 tulangan (m)	Diameter (mm)	Jumlah tulangan	Waktu (jam)
1	4.6	16	96	6.8
2	4.1	13	24	1.6
3	4	13	16	1
Total				9.4

3. Waktu pelaksanaan pemotongan tulangan

Jumlah tulangan yang diperlukan untuk kolom adalah 136 buah

Diasumsikan waktu yang diperlukan untuk memotong tulangan adalah 2 jam

Waktu pemotongan 136 buah tulangan = $1.36 \times 2 = 2.7 \text{ jam}$

4. Waktu pelaksanaan pembetonan

Volume beton yang diperlukan untuk kolom adalah 7.4 m^3

Tabel G.2.1. Waktu Pembetonan Kolom Awal Proyek (Jam)	
Jenis Pekerjaan	Jam Kerja
Mencampur beton dengan mesin pengaduk	4.8
Mengecor beton struktural	9.7
Memelihara beton	4.8
Total Waktu	19.3

Kesimpulan : Waktu total yang diperlukan untuk pekerjaan kolom awal proyek adalah $150.4 + 9.4 + 2.7 + 19.3 = 181,8 \text{ jam}$

Perhitungan Perencanaan Struktur Kolom

1. Perencanaan dimensi kolom dengan ide kreatif mengurangi dimensi kolom, mutu beton dinaikkan dan jumlah tulangan tetap

A. Penentuan Dimensi Kolom.

Perencanaan kolom menurut TCPSB-UBG '91 pasal 3.3.3 ayat 5 butir 2 dan pasal 3.15.6 ayat 3, adalah :

$$\phi P_{n(max)} = 0.8 \times \phi \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st})$$

dimana : A_g = luas bruto penampang.

$$A_{st} = \text{luas total tulangan longitudinal } 15\% A_g$$

$$P_n = \text{kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan}$$

Menurut TCPSB-UBG '91 pasal 3.15 ayat 1 :

“ Kapasitas suatu komponen tekan terhadap kombinasi beban lentur dan aksial harus diambil sebesar 40% dari nilai yang didapat dan perhitungan berdasarkan ketentuan pasal 3.3.3 ayat 5 ”

kuat tekan ijin pada kolom :

$$\sigma_{tekan} = 0.4 \times f'_c = N / A_{kolom}, \text{ dimana}$$

N = beban perlantai

$$= q_{total} \times \text{luas pembebanan kolom ditinjau dari luas pembebanan terbesar.}$$

$$\phi P_{n(max)} = \phi \times 0.8 \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st})$$

$$= \phi \times 0.8 \times (0.85 \times 25 \times (A_g - 0.015 \times A_g) + 400 \times 0.015 \times A_g)$$

$$= \phi \times 21.545 \times A_g$$

$$P_{n(max)} = 21.545 \times A_g \times 40\% = 8.618 \times A_g$$

$$\text{Jadi } A_g = 0.1160 \times P_{n(max)} \quad (\text{mm}^2)$$

B. Pendimensian Kolom

1. Pembebanan pada kolom K6

A. Lantai 4

$$\begin{aligned}
 & - \text{DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 23.49 \text{ kN} \\
 & - \text{LL} = 1 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 5.96 \text{ kN} \\
 & - \text{Bs balok arah x} \\
 & \quad (0.15 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 4.86 \text{ kN} \\
 & - \text{Bs balok arah y} \\
 & \quad (0.2 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 1.325 \text{ m} = 2.23 \text{ kN} \\
 & - \text{Beban akibat atap} = 5.58 \text{ kN} + \\
 & \quad \hline
 & \quad \quad 42.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dimensi kolom (K₆), lantai 4

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{lantai 4}} = 0,1160 \times 42.12 \text{ kN} \times 1000 = 4885.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 22500 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 150 / 150 \text{ mm}$$

B. Lantai 3

$$\begin{aligned}
 & - \text{DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 23.49 \text{ kN} \\
 & - \text{LL} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 14.91 \text{ kN} \\
 & - \text{Bs balok arah x} \\
 & \quad (0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN} \\
 & - \text{Bs balok arah y} \\
 & \quad (0.15 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 1.325 \text{ m} = 1.67 \text{ kN} \\
 & - \text{Pembebanan lantai 4} = 42.12 \text{ kN} \\
 & - \text{Bs kolom lantai 4} = 0.15 \times 0.15 \times 3.55 \times 24 = 1.92 \text{ kN} + \\
 & \quad \hline
 & \quad \quad 92.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dimensi kolom (K₆), lantai 3

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{lantai 3}} = 0,1160 \times 92.75 \text{ kN} \times 1000 = 10759 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 40000 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 200 / 200 \text{ mm}$$

C. Lantai 2

$$\text{- DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 23.49 \text{ kN}$$

$$\text{- LL} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 14.91 \text{ kN}$$

- Bs balok arah x

$$(0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok arah y

$$(0.15 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 1.325 \text{ m} = 1.67 \text{ kN}$$

$$\text{- Pembebanan lantai 3} = 92.75 \text{ kN}$$

$$\text{- Bs kolom lantai 4} = 0.2 \times 0.2 \times 4 \times 24 = \frac{3.84 \text{ kN}}{+} \\ 145.3 \text{ kN}$$

Dimensi kolom (K₆), lantai 2

$$A_{\text{perlu}} = 16854.8 \text{ mm}^2; \quad A_{\text{pakai}} = 40000 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 200 / 200 \text{ mm}$$

D. Lantai dasar

$$\text{- DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 23.49 \text{ kN}$$

$$\text{- LL} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}) = 14.91 \text{ kN}$$

- Bs balok arah x

$$(0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok arah y

$$(0.15 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 1.325 \text{ m} = 1.67 \text{ kN}$$

$$\text{- Pembebanan lantai 3} = 145.3 \text{ kN}$$

$$\text{- Bs kolom lantai 4} = 0.2 \times 0.2 \times 4 \times 24 = \frac{3.84 \text{ kN}}{+} \\ 197.85 \text{ kN}$$

Dimensi kolom (K₆), lantai dasar

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{lantai 3}} = 0,1160 \times 197.85 \text{ kN} \times 1000 = 22950.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 62500 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 250 / 250 \text{ mm}$$

2. Pembebanan pada kolom K7

A. Lantai 3

- DL = 3.94 kN / m² x 4.5 m x 7.1 m

= 125.88 kN

- LL = 2.5 kN / m² x 4.5 m x 7.1 m)

= 79.88 kN

- Bs balok anak

(0.2 x 0.4) x 24 x 4.5

= 8.64 kN

- Bs balok induk arah x

(0.2 m x 0.4 m) x 24 kN / m³ x 4.5 m

= 8.64 kN

- Bs balok induk arah y

(0.3 m x 0.6 m) x 24 kN / m³ x 7.1 m

= 30.67 kN +

253.71 kN

Dimensi kolom (K₇), lantai 3

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{lantai 3}} = 0,1160 \times 253.71 \text{ kN} \times 1000 = 29430.36 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 90000 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 300 / 300 \text{ mm}$$

B. Lantai 2

- DL = 3.94 kN / m² x 4.5 m x 7.1 m

= 125.88 kN

- LL = 2.5 kN / m² x 4.5 m x 7.1 m)

= 79.88 kN

- Pembebanan lantai 3

= 253.71 kN

- Bs kolom lantai 3 = 0.3 x 0.3 x 24 x 4

= 8.64 kN

- Bs balok anak

(0.2 x 0.4) x 24 x 4.5

= 8.64 kN

- Bs balok induk arah x

$$(0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah y

$$(0.3 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 7.1 \text{ m} = 30.67 \text{ kN} +$$

$$516.06 \text{ kN}$$

Dimensi kolom (K_7), lantai 2

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{lantai 3}} = 0,1160 \times 516.06 \text{ kN} \times 1000 = 59863 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 90000 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 300 / 300 \text{ mm}$$

C. Lantai dasar

$$\text{- DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 7.1 \text{ m} = 125.88 \text{ kN}$$

$$\text{- LL} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 7.1 \text{ m} = 79.88 \text{ kN}$$

$$\text{- Pembebanan lantai 3} = 516.06 \text{ kN}$$

$$\text{- Bs kolom lantai 3} = 0.3 \times 0.3 \times 24 \times 4 = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok anak

$$(0.2 \times 0.4) \times 24 \times 4.5 = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah x

$$(0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah y

$$(0.3 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 7.1 \text{ m} = 30.67 \text{ kN} +$$

$$778.41 \text{ kN}$$

Dimensi kolom (K_7), lantai dasar

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{lantai 3}} = 0,1160 \times 778.41 \text{ kN} \times 1000 = 90295.56 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 108900 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 330 / 330 \text{ mm}$$

3. Pembebanan pada kolom K2

A. Lantai atap

$$\text{Beban akibat atap} = 31.905 \text{ kN}$$

Dimensi kolom (K2), lantai atap

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{atap}} = 0,1160 \times 31.905 \text{ kN} \times 1000 = 3700.98 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 62500 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 250 / 250 \text{ mm}$$

B. Lantai 4

$$\text{- DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m} = 23.49 \text{ kN}$$

$$\text{- LL} = 1 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 1.325 \text{ m} = 5.96 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah x

$$(0.15 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 4.86 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah y

$$(0.2 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 1.325 \text{ m} = 2.23 \text{ kN}$$

$$\text{- Pembebanan lantai atap} = 31.91 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{r} \text{- Bs kolom lantai atap} = 0.25 \times 0.25 \times 24 \times 3.5 = 5.25 \text{ kN} \quad + \\ \hline 73.7 \text{ kN} \end{array}$$

Dimensi kolom (K₂), lantai 4

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 P_{\text{atap}} = 0,1160 \times 73.7 \text{ kN} \times 1000 = 8549.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 62500 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 250 / 250 \text{ mm}$$

C. Lantai 3

$$\text{- DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 4.875 \text{ m} = 86.43 \text{ kN}$$

$$\text{- LL} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 4.875 \text{ m} = 54.84 \text{ kN}$$

$$\text{- Bs balok anak} = 0.2 \times 0.4 \times 24 \times 4.5 = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah x

$$(0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah y

$$\begin{aligned} & ((0.3 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 3.55 \text{ m}) + \\ & (0.2 \times 0.35 \times 1.325 \times 24) \end{aligned} = 17.56 \text{ kN}$$

- Pembebanan lantai atap = 73.7 kN

$$\begin{aligned} \text{- Bs kolom lantai atap} &= 0.25 \times 0.25 \times 24 \times 3.55 = 5.25 \text{ kN} \quad + \\ &\hline &255.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimensi kolom (K₂), lantai 3

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 \text{ P}_{\text{lantai 4}} = 0,1160 \times 255.06 \text{ kN} \times 1000 = 29586.96 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 90000 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 300 / 300 \text{ mm}$$

D. Lantai 2

$$\text{- DL} = 3.94 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 4.875 \text{ m} = 86.43 \text{ kN}$$

$$\text{- LL} = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.5 \text{ m} \times 4.875 \text{ m} = 54.84 \text{ kN}$$

$$\text{- Bs balok anak} = 0.2 \times 0.4 \times 24 \times 4.5 = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah x

$$(0.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 8.64 \text{ kN}$$

- Bs balok induk arah y

$$\begin{aligned} & ((0.3 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}) \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 3.55 \text{ m}) + \\ & (0.2 \times 0.35 \times 1.325 \times 24) \end{aligned} = 17.56 \text{ kN}$$

- Pembebanan lantai atap = 255.06 kN

$$\begin{aligned} \text{- Bs kolom lantai atap} &= 0.3 \times 0.3 \times 24 \times 4 = 8.64 \text{ kN} \quad + \\ &\hline &439.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimensi kolom (K₂), lantai 2

$$A_{\text{perlu}} = 0,1160 \text{ P}_{\text{lantai 3}} = 0,1160 \times 439.81 \text{ kN} \times 1000 = 51017.96 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} = 90000 \text{ mm}^2, \text{ Jadi } b / h = 300 / 300 \text{ mm}$$

E. Lantai dasar

- DL = 3.94 kN / m² x 4.5 m x 4.875 m = 86.43 kN

- LL = 2.5 kN / m² x 4.5 m x 4.875 m = 54.84 kN

- Bs balok anak = 0.2 x 0.4 x 24 x 4.5 = 8.64 kN

- Bs balok induk arah x

(0.2 m x 0.4 m) x 24 kN / m³ x 4.5 m = 8.64 kN

- Bs balok induk arah y

((0.3 m x 0.6 m) x 24 kN / m³ x 3.55 m) +

(0.2 x 0.35 x 1.325 x 24) = 17.56 kN

- Pembebanan lantai atap = 439.81 kN

- Bs kolom lantai atap = 0.3 x 0.3 x 24 x 4 = 8.64 kN +

624.56 kN

Dimensi kolom (K₂), lantai dasar

A_{perlu} = 0,1160 P_{lantai 2} = 0,1160 x 624.56 kN x 1000 = 72448.96 mm²

A_{pakai} = 90000 mm², Jadi b / h = 300 / 300 mm

C. Perhitungan kekuatan struktur kolom

Dipakai kolom K6 lantai 2 dengan dimensi kolom 200 / 200

Besarnya Momen yang tercantum berdasrkan hasil output program SANS

M1 = 1343936 N mm M2 = 1563830 N mm

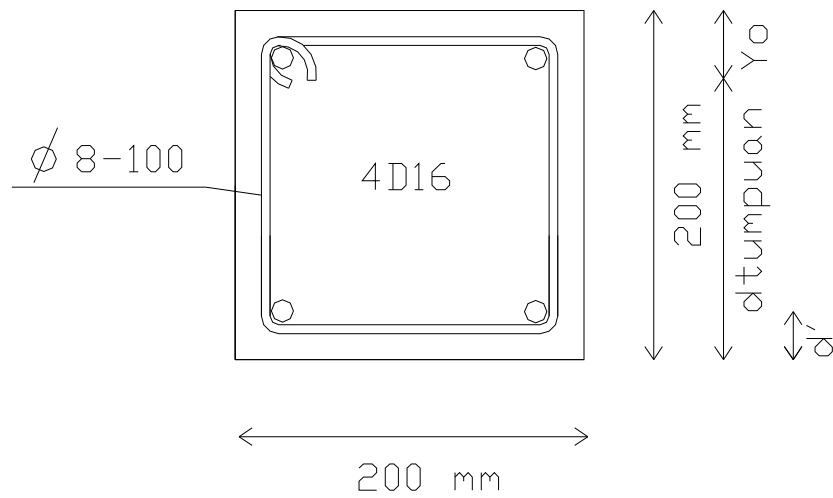
hf lantai 1 = 120 mm hf lantai 2 = 120 mm

f_y = 350 Mpa f_c' = 25 Mpa

b = 200 mm h = 200 mm

P_u = 53801.29 N H = 4000 mm

d' = 40 + 8 + (0.5 x 16) = 56 mm d = 200 -56 = 144 mm



POTONGAN KOLOM

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 200 = 60 \text{ mm}$$

$$l_u = H - 0.5 \times (h_{f1} + h_{f2})$$

$$= 4000 - \{ 0.5 \times (120 + 120) \}$$

$$= 3880 \text{ mm}$$

$$\chi_a = \frac{((200^3 / 4000) + (200^3 / 4000))}{(350^3 / 2650)} = 0.247$$

$$\chi_b = \frac{((200^3 / 4000) + (250^3 / 4000))}{(350^3 / 2650)} = 0.365$$

$$\chi_{\min} = 0.247$$

$$k_1 = 0.7 + \{ 0.05 \times (\chi_a + \chi_b) \} < 1$$

$$= 0.7 + \{ 0.05 \times (0.247 + 0.365) \} < 1$$

$$= 0.74 < 1 \quad \text{OK}$$

$$k_2 = 0.7 + \{ 0.05 \times \chi_{\min} \} < 1$$

$$= 0.7 + \{ 0.05 \times 0.247 \} < 1$$

$$= 0.71 < 1 \quad \text{OK}$$

$$k_{\text{terkecil}} = 0.71$$

$$\frac{k \times l_u}{r} = \frac{0.71 \times 3880}{60} = 45.91 > 22 \text{ (kolom langsing)}$$

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.0043 \times f_c' = 4700 \times f_c'^{0.5} = 23500 \text{ N / mm}^2$$

$$I_g = (1 / 12) \times 200 \times 200^3 = 133333333$$

$$q_{DL} = 33.8 \text{ kN}$$

$$q_{LL} = 14.91 \text{ kN}$$

$$q_u = (1.2 \times 33.8) + (1.6 \times 14.91) = 64.42 \text{ kN}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 \times q_{DL}}{q_u} = \frac{1.2 \times 33.8}{64.42} = 0.63$$

$$EI = \frac{(E_c \times I_g) / 2.5}{1 + \beta_d} = \frac{(23500 \times 133333333) / 2.5}{1 + 0.63} = 7.689 \text{ E11}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 7.689 \text{ E11}}{(0.711 \times 3880)^2} = 996154$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} / 0.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{13439.36}{15638.3} = 0.9 / 0.4$$

$$\delta_b = \frac{0.9}{1 - \frac{53801.29}{0.65 \times 996154}} = 0.98$$

$$M_c = \delta_b \times M_2 = 0.98 \times 1563830 = 1532553.4 \text{ N mm}$$

$$e = \frac{M_c}{P_u} = \frac{1532553.4}{53801.29} = 28.5 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \times d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 144}{600 + 350} = 90.95$$

$$a_b = \beta_1 \times C_b = 0.85 \times 90.95 = 77.31 \text{ mm}$$

$$f_s' = 200000 \times 0.003 \times \frac{90.95 - 56}{90.95} = 230.57 \leq 350 \quad \text{OK}$$

$$P_{nb} = 0.85 \times f_c' \times b \times a_b + A_s' \times f_s' - A_s \times f_y$$

$$= 0.85 \times 25 \times 200 \times 77.31 + 402 \times 230.57 - 402 \times 350 = 280556.64 \text{ N}$$

$$M_{nb} = 0.85 \times 25 \times 200 \times 77.31 \times (0.5 \times 200 - 0.5 \times 77.31) + 402 \times 230.57$$

$$\times (0.5 \times 200 - 56) + 402 \times 350 \times (144 - 0.5 \times 200)$$

$$= 30425095.5 \text{ N mm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{30425095.5}{280556.64} = 108.45, e < e_b \text{ (kegagalan tekan)}$$

Asumsikan $C > e$, ambil $C = 100$

$$a = \beta_1 \times C = 0.85 \times 100 = 85 \text{ mm}$$

$$f_s' = 200000 \times 0.003 \times \frac{100-56}{100} = 264 \leq 350$$

$$f_s = 200000 \times 0.003 \times \frac{144-100}{100} = 264 \leq 350$$

$$P_n = 0.85 \times 25 \times 200 \times 85 + 402 \times 264 - 402 \times 264 = 361250 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 361250 = 234812.5 \text{ N} > P_u = 53801.29 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$M_n = 0.85 \times 25 \times 200 \times 85 \times (0.5 \times 200 - 0.5 \times 85) + 402 \times 264 \times (0.5 \times 200 - 56) \\ + 402 \times 350 \times (144 - 0.5 \times 200) = 31632307 \text{ N mm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 31632307 = 20561000 \text{ N mm} > M_u = 1532553.4 \text{ N mm} \quad \text{OK}$$

D. Perhitungan kekuatan struktur Kolom (column with reinforcement in four faces)

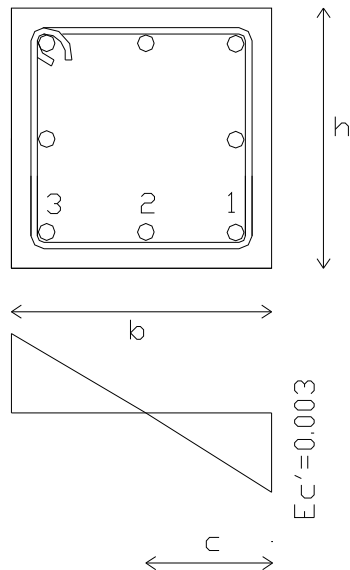
For a general bar i , in the section, the strain is $\epsilon_{si} = \left\{ \left(c - d_i \right) / c \right\} \times \epsilon_c'$

Where the strain is positive for compression and negative for tension

If : 1. $\epsilon_{si} / f_y / E_s$, then $f_{si} = f_y$

2. $f_y / E_s > \epsilon_{si} > - f_y / E_s$, then $f_{si} = \epsilon_{si} \times E_s$

3. $\epsilon_{si} \leq - f_y / E_s$, then $f_{si} = f_y$



$$P_n = 0.85 \times f_c' \times a \times b + \sum_{i=1}^n F_{si} \times A_{si}$$

$$M_n = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(h / 2 - a / 2 \right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \times A_{si} \times \left(h / 2 - d_i \right)$$

A. Contoh perhitungan kolom K2 dengan dimensi 300 / 300 dan tulangan 8 D 16

$$f_y / E_s = 350 / 200000 = 0.00175$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{150 - (40 + 8 + 8)}{150} \times 0.003 = 0.0019 > 0.00175, \quad f_{si} = f_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{150 - 150}{150} \times 0.003 = 0, \quad f_{si} = \epsilon_{s2} \times E_s$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{150 - 244}{150} \times 0.003 = -0.0019 \leq -0.00175, \quad f_{si} = f_y$$

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 150 = 127.5$$

$$P_n = 0.85 \times 25 \times 127.5 \times 300 + 603 \times 350 + 0 + 603 \times 350 = 1234912.5 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 1234912.5 = 802693.125 \text{ N} / P_u = 331448 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$M_n = 0.85 \times 25 \times 127.5 \times 300 \times (0.5 \times 300 - 0.5 \times 127.5) + (400 \times 603 \times (0.5 \times 300 - 56)) + (400 \times 603 \times (0.5 \times 300 - 244)) = 70105078.13 \text{ N mm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 70105078.13 = 45568300.78 \text{ Nmm} / M_u = 1358550 \text{ Nmm} \quad \text{OK}$$

2. Perencanaan dimensi kolom dengan ide kreatif mengurangi tulangan kolom, dimensi kolom tetap, dengan mutu tulangan dinaikkan

A. Perhitungan kekuatan struktur Kolom (column with reinforcement in four faces)

Diketahui :

Kolom lantai dasar (K7)

$$M_u = 8069.084 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 450981.2 \text{ N}$$

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

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

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 20.7 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000$$

$$f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$c = h / 2 = 350 / 2 = 175 \text{ mm}$$

$$a = 0.85 \times c = 0.85 \times 175 = 148.75$$

Dicoba tulangan 8 D 10, A_s pakai = 628 mm^2

$$d_1 = 40 + 8 + (0.5 \times 10) = 53 \text{ mm}$$

$$d_3 = 350 - 53 = 297 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{ms1} = \frac{175 - (40 + 8 + 5)}{175} \times 0.003 = 0.0021 > 0.002, \quad f_{si} = f_y$$

$$\epsilon_{ms2} = \frac{125 - 150}{150} \times 0.003 = 0, \quad f_{si} = \epsilon_{ms2} \times E_s = 0$$

$$\epsilon_{ms3} = \frac{175 - 297}{175} \times 0.003 = -0.0021, \leq -0.002, \quad f_{si} = f_y$$

$$P_n = 0.85 \times 20.7 \times 148.75 \times 350 + (400 \times 236) + (400 \times 236) = 1104840 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 1104840 = 718145.79 \text{ N} / P_u = 450981.2 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 \times 20.7 \times 148.75 \times 350 \times (0.5 \times 350 - 0.5 \times 148.75) + (400 \times 326 \times (0.5 \\ &\quad \times 350 - 53)) + (400 \times 326 \times (0.5 \times 350 - 297)) \\ &= 92176493.55 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 92176493.55 = 59914720.81 \text{ Nmm} / 8069.084 \text{ Nmm OK}$$

B. Perhitungan kekuatan struktur kolom

Dipakai kolom K6 lantai 2 dengan dimensi kolom 250 / 250

Diketahui :

$$M_1 = 1343936 \text{ N mm} \quad M_2 = 1563830 \text{ N mm}$$

$$h_f \text{ lantai 1} = 120 \text{ mm} \quad h_f \text{ lantai 2} = 120 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} \quad f'_c = 20.7 \text{ Mpa}$$

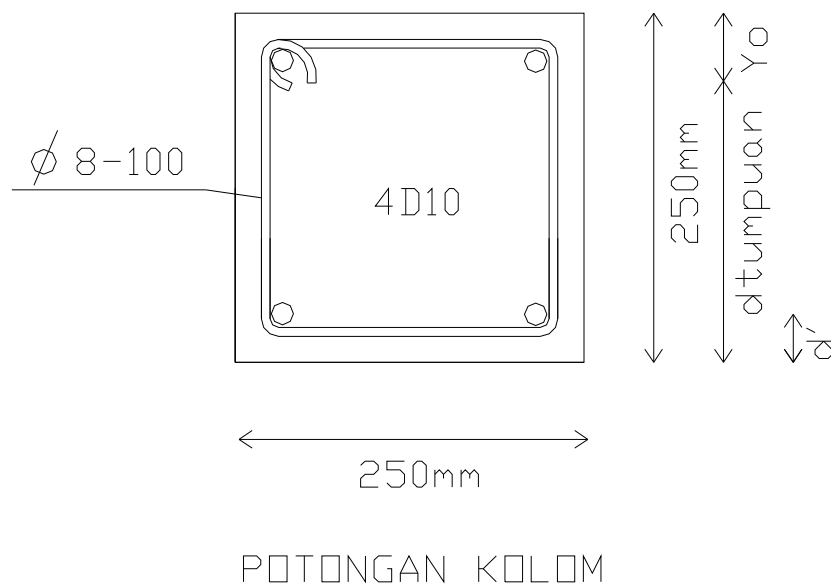
$$b = 200 \text{ mm} \quad h = 200 \text{ mm}$$

$$P_u = 53801.29 \text{ N} \quad H = 4000 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 8 + (0.5 \times 10) = 53 \text{ mm}$$

$$d = 250 - 53 = 197 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan 4D10



$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 250 = 75 \text{ mm}$$

$$l_u = H - 0.5 \times (h_{f1} + h_{f2})$$

$$= 4000 - \{ 0.5 \times (120 + 120) \}$$

$$= 3880 \text{ mm}$$

$$\chi_a = \frac{((250^3 / 4000) + (250^3 / 4000))}{(350^3 / 2650)} = 1.325$$

$$\chi_b = \frac{((250^3 / 4000) + (250^3 / 4000))}{(350^3 / 2650)} = 1.325$$

$$\chi_{\min} = 1.325$$

$$k_1 = 0.7 + \{ 0.05 \times (\chi_a + \chi_b) \} < 1 \quad k_2 = 0.7 + \{ 0.05 \times \chi_{\min} \} < 1$$

$$= 0.7 + \{ 0.05 \times (1.325 + 1.325) \} < 1 \quad = 0.7 + \{ 0.05 \times 1.325 \} < 1$$

$$= 0.83 < 1 \quad \text{OK} \quad = 0.77 < 1 \quad \text{OK}$$

$$k_{\text{terkecil}} = 0.77$$

$$\frac{K \times I_u}{r} = \frac{0.77 \times 3880}{75} = 39.83 > 22 \text{ (kolom langsing)}$$

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.0043 \times f_c' = 4700 \times f_c'^{0.5} = 21384 \text{ N / mm}^2$$

$$I_g = (1 / 12) \times 250 \times 250^3 = 325520833$$

$$q_{DL} = 33.8 \text{ kN}$$

$$q_{LL} = 14.91 \text{ kN}$$

$$q_u = (1.2 \times 33.8) + (1.6 \times 14.91) = 64.42 \text{ kN}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 \times q_{DL}}{q_u} = \frac{1.2 \times 33.8}{64.42} = 0.63$$

$$EI = \frac{(E_c \times I_g) / 2.5}{1 + \beta_d} = \frac{(21384 \times 325520833) / 2.5}{1 + 0.63} = 1.708 \text{ E12}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 1.708 \text{ E12}}{(0.77 \times 3880)^2} = 1886697$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} / 0.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{13439.36}{15638.3} = 0.9 / 0.4$$

$$\delta_b = \frac{0.9}{1 - \frac{53801.29}{53801.29}} = 0.94$$

$$\frac{0.65 \times 1886697}{}$$

$$M_c = \delta_b \times M_2 = 0.94 \times 1563830 = 1470000 \text{ N mm}$$

$$e = \frac{M_c}{P_u} = \frac{1470000}{53801.29} = 27.3 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \times d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 197}{600 + 400} = 118.2$$

$$a_b = \beta_1 \times C_b = 0.85 \times 118.2 = 100.47 \text{ mm}$$

$$f_s' = 200000 \times 0.003 \times \frac{118.2 - 53}{118.2} = 331 \leq 400 \quad \text{OK}$$

$$P_{nb} = 0.85 \times f_c' \times b \times a_b + A_s' \times f_s' - A_s \times f_y$$

$$= 0.85 \times 20.7 \times 250 \times 100.47 + 57 \times 331 - 57 \times 400$$

$$= 438009 \text{ N}$$

$$M_{nb} = 0.85 \times 20.7 \times 250 \times 100.47 \times (0.5 \times 250 - 0.5 \times 100.47) + 57 \times 331 \times (0.5 \times 250 - 53) + 57 \times 400 \times (197 - 0.5 \times 250)$$

$$= 36541824 \text{ N mm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{36541824}{438009} = 83.43, e < e_b \text{ (kegagalan tekan)}$$

$$\text{Asumsikan } C > e, \text{ ambil } C = 100$$

$$a = \beta_1 \times C = 0.85 \times 100 = 85 \text{ mm}$$

$$f_s' = 200000 \times 0.003 \times \frac{100 - 53}{100} = 282 \leq 350$$

$$f_s = 200000 \times 0.003 \times \frac{197 - 100}{100} = 582 \leq 350$$

$$P_n = 0.85 \times 20.7 \times 250 \times 85 + 57 \times 282 - 57 \times 582 = 356794 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 356794 = 231916 \text{ N} > P_u = 53801.29 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$M_n = 0.85 \times 20.7 \times 250 \times 85 \times (0.5 \times 250 - 0.5 \times 85) + 57 \times 282 \times (0.5 \times 250 - 53) + 57 \times 400 \times (197 - 0.5 \times 250) = 33645162 \text{ N mm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 33645162 = 21869356 \text{ N mm} > M_c = 1470000 \text{ N mm} \quad \text{OK}$$

Tabel F.4. Tabel Perhitungan Biaya Pekerjaan Elemen Kolom Tipe K1

No	Tinggi	Dimensi	As pakai	Luas Bekisting	Biaya Bekisting	Panjang Tulangan	Berat Tulangan	Biaya Tulangan	Volume Beton	Biaya Beton	Biaya Pembongkaran Bekisting	Biaya Total
	(m)	(mm)	(mm ²)	(m ²)	(Rp)	(m)	(Kg)	(Rp)	(m ³)	(Rp)	(Rp)	(Rp)
1	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49376.25	17000	197982.65
2	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
3	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
4	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
5	4	250/250	4D16	4.8	116064	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49376.25	17000	197982.65
12	4	200/200	4D16	3.2	77376	18.4	29.072	34886.4	0.1584	31600.8	13600	157463.2
13	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
14	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
15	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
16	4	200/200	4D16	3.2	77376	18.4	29.072	34886.4	0.1584	31600.8	13600	157463.2
23	4	200/200	4D16	3.2	77376	18.4	29.072	34886.4	0.1584	31600.8	13600	157463.2
24	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
25	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
26	4	300/300	8D16	4.8	116064	36.8	58.144	69772.8	0.3564	71101.8	20400	277338.6
27	4	200/200	4D16	3.2	77376	18.4	29.072	34886.4	0.1584	31600.8	13600	157463.2
34	3.55	150/150	4D13	2.13	51503.4	16.186	16.9953	20394.36	0.079	15775.71	9052.5	96725.97
35	3.55	250/250	8D13	3.55	85839	32.372	33.99	40788.72	0.22	43821.42	15087.5	185536.64
36	3.55	250/250	8D13	3.55	85839	32.372	33.99	40788.72	0.22	43821.42	15087.5	185536.64
37	3.55	150/150	4D13	2.13	51503.4	16.186	16.9953	20394.36	0.079	15775.71	9052.5	117120.33
40	3.5	250/250	8D13	3.5	84630	31.96	33.558	40269.6	0.217	43204.22	14875	182978.82
41	3.5	250/250	8D13	3.5	84630	31.96	33.558	40269.6	0.217	43204.22	14875	182978.82
Nilai Total Material				82.36	1991465	602.636	866.815	1040179	5.3682	1070675	350030	44523493

Tabel F.5. Tabel Perhitungan Biaya Elemen Kolom Tipe K2

No	Tinggi	Dimensi	As Pakai	Luas Bekisting	Biaya Bekisting	Panjang Tulangan	Berat Tulangan	Biaya Tulangan	Volume Beton	Biaya Beton	Biaya Pembongkaran Bekisting	Biaya Total
	(m)	(mm)	(mm ²)	(m ²)	(Rp)	(m)	(Kg)	(Rp)	(m ³)	(Rp)	(Rp)	(Rp)
1	4	250/250	4D10	4	96720	17.68	10.962	14250.08	0.248	49005	17000	176975.08
2	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
3	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
4	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
5	4	250/250	4D10	4	96720	17.68	10.962	14250.08	0.248	49005	17000	176975.08
12	4	250/250	4D10	4	96720	17.68	10.962	14250.08	0.248	49005	17000	176975.08
13	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
14	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
15	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
16	4	250/250	4D10	4	96720	17.68	10.962	14250.08	0.248	49005	17000	176975.08
23	4	250/250	4D10	4	96720	17.68	10.962	14250.08	0.248	49005	17000	176975.08
24	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
25	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
26	4	350/350	8D10	5.6	135408	35.36	21.92	28500.16	0.485	96049.8	23800	283757.96
27	4	250/250	4D10	4	96720	17.68	10.962	14250.08	0.248	49005	17000	176975.08
34	3.55	200/200	4D10	2.84	68671.2	15.826	9.812	12755.76	0.141	27834.84	12070	121331.80
35	3.55	300/300	8D10	4.26	103006.8	31.652	19.624	25511.51	0.316	62628.39	18105	209251.7
36	3.55	300/300	8D10	4.26	103006.8	31.652	19.624	25511.51	0.316	62628.39	18105	209251.7
37	3.55	200/200	4D10	2.84	68671.2	15.826	9.812	12755.76	0.141	27834.84	12070	121331.80
40	3.5	300/300	8D10	4.2	101556	31.24	19.369	25179.44	0.312	61746.3	17850	206331.74
41	3.5	300/300	8D10	4.2	101556	31.24	19.369	25511.51	0.312	61746.3	17850	206331.74
Nilai Total Material				97	2345460	581.756	360.41	468895.3	7.391	1462897	412250	4689502

Tabel Waktu Tenaga Kerja Pekerjaan Material Kolom Alternatif 2 Pada Potongan Portal N

[illegible]

Tabel F.6. Tabel Perhitungan Biaya Elemen Kolom Awal Proyek

No	Tinggi	Dimensi	As pakai	Luas Bekisting	Biaya Bekisting	Panjang Tulangan	Berat Tulangan	Biaya Tulangan	Volume Beton	Biaya Beton	Biaya Pembongkaran Bekisting	Biaya Total
	(m)	(mm)	(mm ²)	(m ²)	(Rp)	(m)	(Kg)	(Rp)	(m ³)	(Rp)	(Rp)	(Rp)
1	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49005	17000	197611.4
2	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
3	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
4	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
5	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49005	17000	197611.4
12	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49005	17000	197611.4
13	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
14	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
15	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
16	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49005	17000	197611.4
23	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49005	17000	197611.4
24	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
25	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
26	4	350/350	8D16	5.6	135408	36.8	58.144	69772.8	0.4851	96049.8	23800	325030.6
27	4	250/250	4D16	4	96720	18.4	29.072	34886.4	0.2475	49005	17000	197611.4
34	3.55	200/200	4D13	2.84	68671.2	16.186	16.9953	20394.36	0.1406	27834.84	12070	128970.4
35	3.55	300/300	8D13	4.26	103006.8	32.372	33.9906	40788.72	0.3163	62628.39	18105	224528.9
36	3.55	300/300	8D13	4.26	103006.8	32.372	33.9906	40788.72	0.3163	62628.39	18105	224528.9
37	3.55	200/200	4D13	2.84	68671.2	16.186	16.9953	20394.36	0.1406	27834.84	12070	128970.4
40	3.5	300/300	8D13	4.2	101556	31.96	33.558	40269.6	0.31185	61746.3	17850	221421.9
41	3.5	300/300	8D13	4.2	101556	31.96	33.558	40269.6	0.31185	61746.3	17850	221421.9
Nilai Total Material				97	2345460	602.636	866.8158	1040179	7.39	1462897	412250	5260786

Tabel 3.1.9. Tabel Fungsi Analisis

[illegible]

Tabel Perhitungan Kekuatan Struktur Kolom Alternatif 1

Kode	Elemen	Dimensi	As pakai	ϵ_{s1}	ϵ_{s2}	ϵ_{s3}	fs1	fs2	fs3	$\phi P_n/P_u$	$\phi M_n/M_u$
		(mm)	(mm ²)				Mpa	Mpa	Mpa	(N)	(N mm)
K7	3	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693 / 450981	45568301/ 8069
	14	300 / 300	8 D16 =1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 301062	45568301/ 1853
	25	330 / 330	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 153055	45568301/ 42569
K2	2	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 331448	45568301/ 1358550
	4	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 328137	45568301/ 13587100
	13	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 245365	45568301/ 19577960
	15	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 242022	45568301/ 19579690
	24	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 159731	45568301/ 23044960
	28	300 / 300	8 D16 = 1608	0.0019	0	- 0.0019	400	0	400	802693/ 917	45568301/ 23043270
	35	250 / 250	8 D13 = 1062	0.0017	0	-0.0017	340	0	-340	366895 / 75205	26370544 / 2641923
	36	250 / 250	8 D13 =1062	0.0017	0	-0.0017	340	0	-340	366895 / 71712	26370544 / 2659798
	40	250 / 250	8 D13 = 1062	0.0017	0	-0.0017	340	0	-340	366895 / 47742	26370544 / 3.274E-12
	41	250 / 250	8 D13 = 1062	0.0017	0	-0.0017	340	0	-340	366895 / 44238	26370544 / 2.274E-12

Tabel Elemen Kolom Alternatif 2								
Elemen	Tinggi	Dimensi	As pakai	Volume	Berat	Volume	Berat	Berat total
	(m)	(mm)		Pembesian (m ³)	Pembesian (Kg)	Beton (m ³)	Beton (kg)	Kolom (Kg)
1	4	250 / 250	4 D 10	1.257 E-3	9.805	0.25	600	609.805
2	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
3	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
4	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
5	4	250 / 250	4 D 10	1.257 E-3	9.805	0.25	600	609.805
12	4	250 / 250	4 D 10	1.257 E-3	9.805	0.25	600	609.805
13	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
14	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
15	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
16	4	250 / 250	4 D 10	1.257 E-3	9.805	0.25	600	609.805
23	4	250 / 250	4 D 10	1.257 E-3	9.805	0.25	600	609.805
24	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
25	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
26	4	350 / 350	8 D 10	2.513 E-3	19.601	0.49	1176	1195.601
27	4	250 / 250	4 D 10	1.257 E-3	9.805	0.25	600	609.805
34	3.55	200 / 200	4 D 10	1.115 E-3	8.697	0.142	340.8	349.497
35	3.55	300 / 300	8 D 10	2.231 E-3	17.402	0.320	768	785.402
36	3.55	300 / 300	8 D 10	2.231 E-3	17.402	0.320	768	785.402
37	3.55	200 / 200	4 D 10	1.115 E-3	8.699	0.142	340.8	349.499
40	3.5	300 / 300	8 D 10	2.199 E-3	17.15	0.315	756	773.15
41	3.5	300 / 300	8 D 10	2.199 E-3	17.15	0.315	756	773.15
Total Kolom				0.0412	321.739	7.464	17913.6	18235.339

Tabel Elemen Kolom Alternatif 1								
Elemen	Tinggi	Dimensi	As pakai	Volume	Berat	Volume	Berat	Berat total
	(m)	(mm)		Pembesian (m ³)	Pembesian (Kg)	Beton (m ³)	Beton (kg)	Kolom (Kg)
1	4	250 / 250	4D16	3.217E-3	25.1	0.25	600	625.1
2	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
3	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
4	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
5	4	250 /250	4D16	3.217E-3	25.1	0.25	600	625.1
12	4	200/200	4D16	3.217E-3	25.1	0.16	384	409.1
13	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
14	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
15	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
16	4	200/200	4D16	3.217E-3	25.1	0.16	384	409.1
23	4	200/200	4D16	3.217E-3	25.1	0.16	384	409.1
24	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
25	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.44	1045.44	1095.63
26	4	300/300	8D16	6.434E-3	50.19	0.36	864	914.19
27	4	200/200	4D16	3.217E-3	25.1	0.16	384	409.1
34	3.55	150/150	4D13	1.885E-3	14.7	0.08	191.7	206.4
35	3.55	250/250	8D13	3.770E-3	29.4	0.22	532.5	561.9
36	3.55	250/250	8D13	3.770E-3	29.4	0.22	532.5	561.9
37	3.55	150/150	4D13	1.885E-3	14.7	0.08	191.7	206.4
40	3.5	250/250	8D13	3.720E-3	28.99	0.22	525	553.99
41	3.5	250/250	8D13	3.720E-3	28.99	0.22	525	553.99
Total Kolom				0.09595	748.49	5.5	13191.84	13940.33

Tabel Perhitungan Kekuatan Kolom (K6) Alternatif 1												
Elemen	Dimensi (mm)	As pakai (mm ²)	d ' (mm)	d (mm)	r (mm)	lu (mm)	χ_a	χ_b	χ_{min}	K1	K2	(K x lu) / r /22 Kolom langsing
1	250 / 250	4 D16 = 804	56	194	75	3940	0.37	0	0	0.72	0.7	36.8
5	250 / 250	4 D16 = 804	56	194	75	3940	0.37	0	0	0.72	0.7	36.8
12	200 / 200	4 D16 = 804	56	144	60	3880	0.247	0.365	0.247	0.73	0.71	45.9
16	200 / 200	4 D16 = 804	56	144	60	3880	0.247	0.365	0.247	0.73	0.71	45.9
23	200 / 200	4 D16 = 804	56	144	60	3880	0.18	0.247	0.18	0.72	0.71	45.9
27	200 / 200	4 D16 = 804	56	144	60	3880	0.18	0.247	0.18	0.72	0.71	45.9
34	150 /150	4 D13 = 531	54.5	95.5	45	3430	0	0.18	0	0.71	0.7	53.4
37	150 / 150	4 D13 = 531	54.5	95.5	45	3430	0	0.18	0	0.71	0.7	53.4

Tabel Perhitungan Kekuatan Kolom (K6) Alternatif 1												
no	qu	βd	Pc	δb	Mc	ab	Pnb	Mnb	fs'	fs	$\phi P_n/P_u$	$\phi M_n/M_u$
							(N)	(N mm)			(N)	(N mm)
1	46.3	0.79	378834	0.894	703583	104.125	543396	59088970	264	564	215126/69886	35285275 /703583
5	46.3	0.79	378834	0.893	695061	104.125	543396	59088970	264	564	215126/69746	35285275 /695061
12	64.4	0.63	996154	1.047	1637330	77.31	280546	30425626	264	264	156423/53801	20561000 /1637330
16	64.4	0.63	996154	1.047	1615219	77.31	280546	30425626	264	264	156423/53685	20561000 /1615220
23	64.4	0.63	996154	0.996	2173818	77.31	280546	30425626	264	264	156423/36316	20561000 /2173818
27	64.4	0.63	996154	0.996	2130515	77.31	280546	30425626	264	264	156423/36249	20561000 /2130515
34	64.4	0.63	2364909	0.821	376448	51.27	85728	10291607	273	-27	227979/20250	7899847/376448
37	64.4	0.63	2364909	0.821	365866	51.27	85728	10291607	273	-27	227979/20239	7899847/365866

Tabel Perhitungan Kekuatan Struktur Kolom Alternatif 2

Kode	Elemen	Dimensi	As pakai	ρ_{s1}	ρ_s	ρ_{s3}	f_{s1}	f_{s2}	f_{s3}	$\phi P_n/P_u$	$\phi M_n/M_u$
		(mm)	(mm ²)		2		Mpa	Mpa	Mpa	(N)	(N mm)
K7	3	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 450981	59914721 / 8069
	14	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 301062	59914721 / 1853
	25	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 153055	59914721 / 42569
K2	2	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 331448	59914721 / 13585580
	4	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 328137	59914721 / 13587100
	13	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 245365	59914721 / 19577960
	15	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 242022	59914721 / 19579690
	24	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 159731	59914721 / 23044960
	28	350 / 350	8 D10 = 628	0.0021	0	- 0.0021	400	0	400	718146 / 917	59914721 / 23043270
	35	300 / 300	8 D10 = 628	0.00194	0	- 0.00194	388	0	-388	437456 / 75205	37730553 / 2641923
	36	300 / 300	8 D10 = 628	0.00194	0	- 0.00194	388	0	-388	437456 / 71712	37730553 / 2659798
	40	300 / 300	8 D10 = 628	0.00194	0	- 0.00194	388	0	-388	437456 / 47742	37730553 / 3.274E-12
	41	300 / 300	8 D10 = 628	0.00194	0	- 0.00194	388	0	-388	437456 / 44238	37730553 / 2.274E-12