

BAB II

Praktik Perancangan Bangunan Gedung

2.1. Estimasi Dimensi Balok

Perhitungan dimensi balok didasarkan pada rumus:

$$h = \frac{1}{10} L \sim \frac{1}{15} L \text{ dan } b = \frac{1}{2} h \sim \frac{2}{3} h$$

Contoh, untuk bentang L1 sepanjang 4 m didapatkan $h = 0,4$ m dan $b = 0,2$ m. Namun, menurut SNI 2013 nilai h_{min} harus lebih besar dari atau sama dengan 0,25 m. Sehingga digunakan $b = 0,25$ m. Namun, karena cek keamanan di ETABS menunjukan balok belum aman maka digunakan balok B1 (55 x 30).

Untuk bentang L2 sepanjang 8 m didapatkan balok B2 (80 x 40) dan bentang L3 sepanjang 6 m didapatkan balok B3 (60 x 35). Sedangkan, untuk balok sekunder yaitu balok anak dengan bentang sepanjang 4 m didapatkan balok BA (40 x 40) dan balok bordes (40 x 20).

2.2. Estimasi Dimensi Plat

Pada perencanaan plat lantai, langkah utama adalah menentukan plat termasuk plat satu arah atau dua arah. Selanjutnya dilakukan perhitungan rasio kekakuan plat lantai (α), yang kemudian digunakan untuk menentukan rumus untuk mencari tebal minimum plat lantai (h_{min}). Contoh perhitungan tebal plat lantai adalah sebagai berikut:

- Untuk plat A

sisi balok primer B1:

$$\alpha_{B1} = \frac{E_{cb} \times I_{cb}}{E_{cp} \times I_{cp}} = \frac{200.000 \times \frac{1}{12} \times 300 \times 550^3}{200.000 \times \frac{1}{12} \times 4000 \times 120^3} = 7,22$$

sisi balok primer B3:

$$\alpha_{B3} = \frac{350 \times 600^3}{3000 \times 120^3} = 14,58$$

sisi balok anak

$$\alpha_{BA} = \frac{400 \times 400^3}{4000 \times 120^3} = 3,70$$

Sehingga, rasio kekuatan rata-rata plat A adalah sebagai berikut:

$$\alpha_m = \frac{\alpha_{B1} + \alpha_{B3} + \alpha_{B3} + \alpha_{BA}}{4} = \frac{7,22 + 14,58 + 14,58 + 3,70}{4} = 10,02 > 2$$

Menurut SNI 03-2847-2013, untuk $\alpha_m > 2$, digunakan:

$$h_{min} = \frac{I \times (0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{4000 \times (0,8 + \frac{240}{1400})}{36 + (9 \times \frac{4000}{3000})} = 81 < 90, \text{ sehingga } h_{min} \text{ plat A} = 90 \text{ mm}$$

Digunakan tebal plat 120 mm untuk plat A dan plat B

2.3. Estimasi Dimensi Kolom

Syarat dimensi kolom: $b_{kolom} > b_{balok}$

Maka digunakan perkiraan untuk mendesain kolom, kemudian di cek keamanannya menggunakan ETABS.

Didapat dimensi kolom:

- K1 (45 x 45) untuk L1 = 4 m dan L3 = 6 m
- K2 (60 x 60) untuk L2 = 8 m dan L3 = 6 m

2.4. Perencanaan Tangga

Diketahui tinggi antar lantai, tinggi bordes, jumlah anak tangga, dan antrade. Tahap pertama yang dilakukan yaitu menghitung oprade. Kemudian dicek apakah sudah memenuhi syarat $600 < (2Op + An) < 650$. Jika sudah memenuhi syarat, maka dilakukan perhitungan untuk mendapatkan kemiringan tangga.

2.5. Perhitungan Pembebanan

Pembebanan *dead load* dan *live load* dapat dilihat pada Tabel 2.1

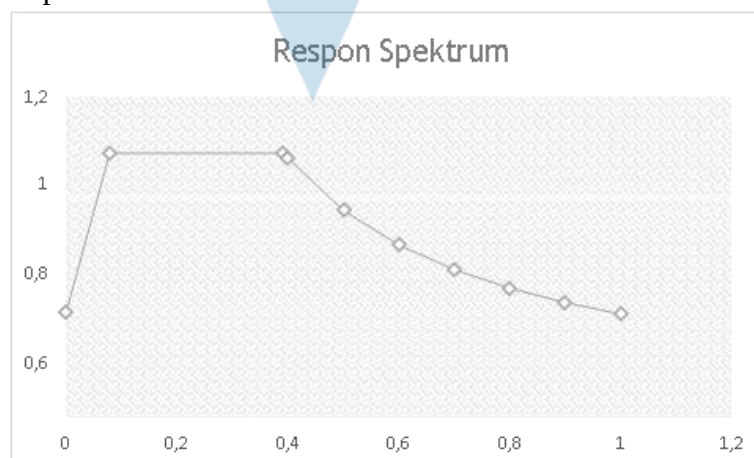
Tabel 2.1 Pembebanan

	Dead Load (kN/m ²)	Live Load (kN/m ²)
Lantai 1	3,98	4,79
Lantai 2	4,16	4,83
Lantai 3 dan 4	4,16	2,4
Atap (dak)	3,73	1,5
Dinding	5,7	-
Bordes	4,78	3
Anak Tangga	7,25	3

2.6. Analisis Gempa

Analisis gempa dilakukan berdasarkan SNI 1726:2012 pada Kota Mamuju. Berdasarkan lokasi bangunan ini, didapatkan parameter SS (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) sebesar 1,479 g dan parameter S1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) sebesar 0,580 g dari *software* desain spektra yang dapat diakses pada <http://puskim.pu.go.id/>. Selanjutnya, ditentukan kelas situs bangunan adalah batuan (Sb) yang didapatkan berdasarkan nilai Ss dan S1 sesuai dengan SNI 1726:2012. Kemudian, berdasarkan kelas situs maka nilai Fa dan Fv dapat ditentukan.

Tahap berikutnya adalah menghitung parameter respon spektral percepatan (S_{MS} dan S_{M1}) dan parameter percepatan spektral desain (S_{DS} dan S_{D1}) yang masing-masing untuk perioda perioda 1 detik dan perioda pendek. Maka dapat digambarkan grafik respon spektrum seperti pada Gambar 2.1



Gambar 2.1 Grafik Respon Spektrum

Bangunan gedung yang akan direncanakan berfungsi sebagai gedung perkantoran, sehingga dapat diketahui bahwa gedung memiliki kategori resiko 2 dan faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1. Dapat ditentukan kategori desain seismik yaitu D berdasarkan parameter S_{DS} dan S_{D1} . Bangunan ini menggunakan sistem rangka pemikul momen (SRPMK) dengan nilai koefisien respon sebesar 8. Menghitung periode fundamental (T), koefisien respon seismic (C_s), dan gaya geser dasar seismik (V) yang digunakan untuk dapat memperoleh hasil distribusi beban gempa tiap lantai seperti pada Tabel 2.2

Tabel 2.2 Distribusi Gaya Gempa

Lantai	hx (m)	Wx (kN)	F (kN)	Fx (kN)	Fy(kN)	0,3Fx(kN)	0,3Fy(kN)
Atap	18,5	1326,01	181,560	138,659	120,815	41,5977	36,2445
4	14,5	1416,48	149,370	110,811	94,707	33,2433	28,4121
3	10,5	1416,48	105,680	75,442	62,851	22,6326	18,8553
2	6,5	1416,48	63,200	42,611	34,178	12,7833	10,2534
1	2,5	1372,6	21,989	13,230	9,839	3,969	2,9517
Total		6948,050	521,7986	380,753	322,390	114,226	96,717

2.7. Penulangan Balok

Selimut beton = 40 mm

Tulangan Senggang = 10 mm

$$p_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0034, \beta = 0,85 \text{ (karena } f'_c < 28 \text{ MPa)}$$

$$p_{max} = 0,429 \times \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} = \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{400} = 0,01937$$

Untuk penulangan balok B1 (55 x 30):

- Lapangan

Øtulangan = 16 mm

Mu (etabs) = 99,401 kNm

$$\text{Tinggi efektif} = 550 - 40 - 10 - 16/2 = 492 \text{ mm}$$

$$k = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{99,401}{0,9 \times 300 \times 492^2} = 1,52089$$

Cek ratio :

$$p = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2k}{0,85 f'c}}\right)$$

$$p = \frac{0,85 \times 25}{400} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 1,52}{0,85 \times 25}}\right) = 0,0039 < p_{\max} \text{ (tulangan tunggal)}$$

$$A_s = p \times b \times d = 0,00395 \times 300 \times 492 = 582,8706 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \times 4}{\pi \times \phi_{\text{tulangan}}^2} = 2,899, \text{ diambil } n = 4 \text{ (supaya tidak ganjil)}$$

$$\text{Jarak bersih} = \frac{b - 2s - n(\phi_{\text{tulangan}})}{(n-1)} = \frac{300 - 2 \times 40 - 4(16)}{(4-1)} = 52 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 4 \times 400}{0,85 \times 25 \times 300} = 50,4626 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \left[0,85 \times f'c \times b \times a \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \right]$$

$$\phi M_n = 135,1432 \text{ kNm}$$

Cek $\phi M_n > M_u$, maka sudah sesuai syarat $135,1432 > 99,401$

Selanjutnya, tulangan tumpuan dihitung dengan cara yang sama seperti tulangan lapangan.

- Tulangan geser

$$\phi_{\text{tulangan}} = 13 \text{ mm}$$

$$d_s = \text{selimut} + \text{Sengkang} + \frac{\phi_{\text{tulangan}}}{2} = 40 + 10 + 6,5 = 56,5$$

$$d = h - d_s = 550 - 56,5 = 493,5 \text{ mm}$$

$$V_u \text{ (etabs)} = (-) 305,89 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 493,5 = 125,843 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 125,843 = 94,3819 \text{ kN}$$

Cek $\phi V_c < V_u$, dibutuhkan tulangan karena $161,691 < 238,61$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c = \frac{305,89}{0,75} - 94,3819 = 313,4715 \text{ kN}$$

$$V_s < 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$V_s < 487,08 \text{ kN}$, maka syarat terpenuhi ($313,4715 < 487,08$)

Dipakai P13-100

Detail tulangan pada setiap balok dapat dilihat pada Tabel 2.3

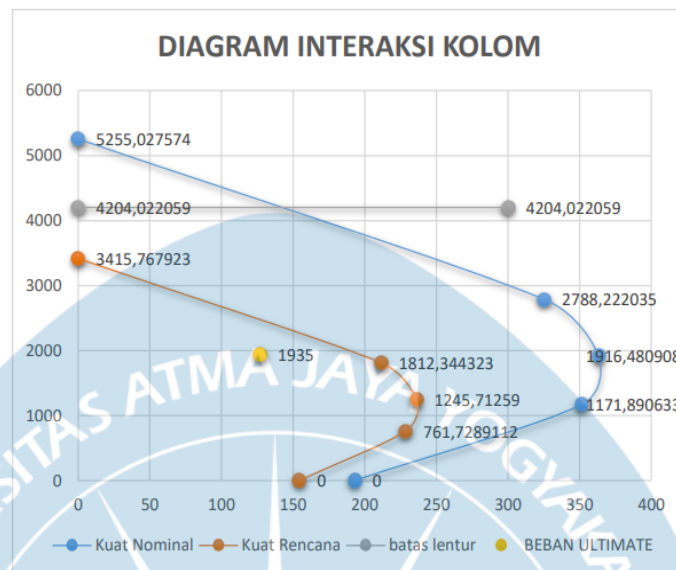
Tabel 2.3 Tulangan Balok

	Posisi	Tulangan		
		Lapangan	Tumpuan	Geser
B1(55x30)	Atas	2D22	2D22	P13 - 100
	Bawah	2D22	3D22	P13 - 100
B2(80x40)	Atas	2D25	2D25	P16 - 200
	Bawah	2D25	3D25	P16 - 200
B3(60x35)	Atas	2D22	2D22	P13 - 150
	Bawah	3D22	3D22	P13 - 150
BA(40x40)	Atas	2D16	2D16	P10 - 150
	Bawah	3D16	2D16	P10 - 150
Balok Bordes(40x20)	Atas	2D16	3D16	P10 - 150
	Bawah	2D16	3D16	P10 - 150

2.8. Penulangan Kolom

Dari hasil analisis pada ETABS didapatkan gaya aksial (P_u), gaya geser (V_u), Momen arah x (M_{ux}), dan momen arah y (M_{uy}). Kapasitas penampang beton bertulang untuk menahan momen lentur dan kombinasi gaya aksial dapat digambarkan menjadi suatu diagram interaksi yang setiap titik dalam diagram tersebut menunjukkan momen nominal M_n atau ϕM_n dan kombinasi gaya nominal P_n atau ϕP_n . Faktor reduksi kekuatan yang dipakai yaitu 0,9 untuk tampang terkendali tarik dan 0,65 untuk tampang

terkendali tekan, sesuai dengan SNI 2847:2013. Hasil hitungan tinjauan beban dibuat menjadi diagram interaksi yang dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Diagram Interaksi Kolom

Rekapitulasi detail tulangan pada kolom dapat dilihat pada Tabel 2.4

Tabel 2.4 Tulangan Kolom

Kolom	Posisi	Tulangan	Senggang
K1 (45x45)	Atas	3D20	P10-150
	Tengah	2D20	P10-150
	Bawah	3D20	P10-150
K2(60x60)	Atas	3D25	P13-100
	Tengah	2D25	P13-100
	Bawah	3D25	P13-100

2.9. Penulangan Plat Lantai

Mencatat momen yang ada di dalam plat dari *software* ETABS untuk menentukan kebutuhan tulangan plat lantai. Selanjutnya dapat menghitung rasio penulangan (ρ) yang akan dibandingkan dengan rasio penulangan maksimum ($\rho_{\max}$) dan minimum ($\rho_{\min}$) untuk mendapatkan rasio penulangan yang akan digunakan. Setelah didapatkan rasio penulangan, maka luas tulangan yang diperlukan (A_s perlu) dan jarak antar tulangan (s) dapat dihitung.

Dari hasil perhitungan, didapatkan tulangan plat yang ditunjukkan pada Tabel 2.5

Tabel 2.5 Rekapitulasi Tulangan

	T	L
Pokok	D12-100	D12-100
Susut	D6- 100	D6-100

2.10. Perencanaan Pondasi

Pondasi kelas = B

D_L = 0,5 m

Panjang tiang = 10 m

Luas penampang beton = 1963,495 cm²

Luas selimut = 15,708 m²

f'_c (tiang pancang) = 41,5 MPa

f'_c (pile cap) = 30 MPa

f_y baja tulangan = 400 MPa

P_u = 174,9 ton

M_u = 27 tonm

Perhitungan didasarkan pada hasil uji sondir (CPT) dan nilai JHP diabaikan.

$$Q_{all} = \frac{q_c \times A_b}{3} + \frac{JHP \times 0}{5}, \text{ dengan nilai } \frac{JHP \times 0}{5} = 0$$

Maka didapatkan, q_{c1} sama dengan q_c rata-rata pada kedalaman 4D di bawah dasar tiang yaitu sebesar 240,83 kg/cm² dan q_{c2} sama dengan q_c rata-rata pada kedalaman 8D di bawah dasar tiang yaitu sebesar 166,00 kg/cm².

$$q_c = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} = 203,417 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{all} = \frac{\frac{203,417 \times 1963,495}{3}}{1000} = 133,136 \text{ ton}$$

Perhitungan dan analisa tiang pancang dan pile cap :

Tabel 2.6 *Joint Reaction*

Comb	P (ton)	Mx (tonm)	My (tonm)
1D + 1L	286.99	6.0231	7.2179
1D + 1L + 1RsPx	288.16	11.3731	25.9953
1D + 1L + 1RsPy	287.63	23.2636	12.8514

Perkiraan kebutuhan tiang tanpa efisiensi:

$$n = \frac{Pu}{Q_{all}} = \frac{288,16}{133,136} = 2,164 \text{ (digunakan 4 tiang)}$$

Jarak as tiang pancang kelompok (pile group) adalah:

- Syarat jarak tiang (jarak antar as tiang)

$$2,5D < s < 4D$$

$$1250 < s < 2000, \text{ diambil } s = 1625 \text{ mm}$$

- Syarat jarak as tiang ke tepi

$$s > 1,25D$$

$$s > 625, \text{ diambil } s = 700 \text{ mm}$$

Dimensi *pile cap* : p = 3025 mm, l = 3025 mm, dan t = 700 mm

Berat sendiri *pile cap* = 15,37 ton

Berat sendiri tiang = $2,4 \times 1963,495/1000 \times 10 = 4,712 \text{ ton}$

Dilakukan kontrol gaya yang berkerja pada tiang pancang, kontrol beban maksimum (Pmax) tiang pancang, cek geser pondasi dari kolom, dan cek terhadap geser pondasi dari tiang pancang.