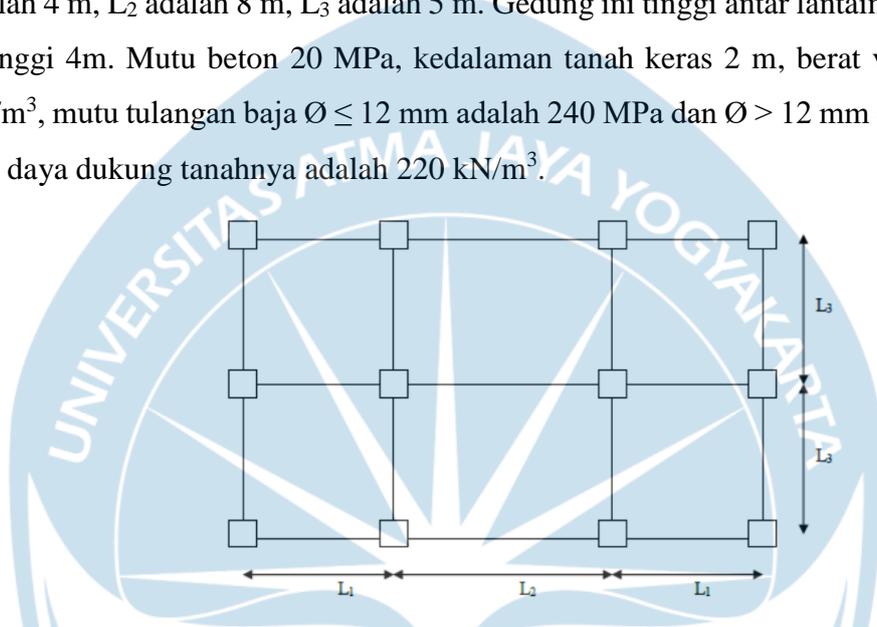


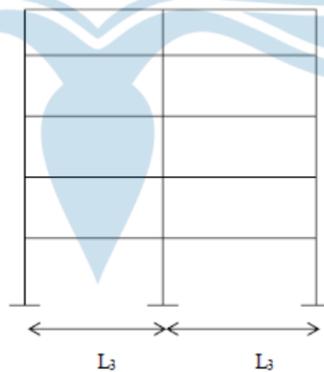
BAB II PERANCANGAN BANGUNAN GEDUNG

2.1 Gambaran Umum Proyek

Merencanakan bangunan perkantoran 4 lantai dari struktur beton bertulang. Bangunan ini direncanakan akan dibangun di Kupang, Nusa Tenggara Timur. Ukuran L_1 adalah 4 m, L_2 adalah 8 m, L_3 adalah 5 m. Gedung ini tinggi antar lantainya direncanakan setinggi 4m. Mutu beton 20 MPa, kedalaman tanah keras 2 m, berat volume tanah 16 kN/m³, mutu tulangan baja $\varnothing \leq 12$ mm adalah 240 MPa dan $\varnothing > 12$ mm adalah 400 MPa, dan daya dukung tanahnya adalah 220 kN/m³.



Gambar 2. 1. Denah Potongan Memanjang



Gambar 2. 2. Denah Potongan Melintang

2.2 Estimasi Dimensi Kolom, Balok, dan Pelat

2.2.1. Dimensi Kolom

Bagian kolom diasumsikan dengan ukuran 600 mm x 600 mm, karena syarat Sistem Pemikul Momen Khusus $b \geq 300$ mm. Untuk nilai dimensi balok menggunakan hasil setelah *input* ETABS v9.6.0.

2.2.2. Dimensi Balok

Untuk mencari h minimum yang biasa digunakan di lapangan berkisaran antara $\frac{L}{18,5}$ dan $\frac{L}{10}$ hingga $\frac{L}{15}$. Untuk mencari lebar balok (b) berkisaran $\frac{1}{2}h$ hingga $\frac{2}{3}h$.

Berikut contoh perhitungannya.

Balok Induk bentang 4 m

- Dua ujung menerus = $\frac{L}{18,5} = \frac{4000}{18,5} = 216,2162 \text{ mm}$
- $\frac{L}{10} = \frac{4000}{10} = 400 \text{ mm}$ hingga $\frac{L}{15} = \frac{4000}{15} = 266,6667 \text{ mm}$

Digunakan h = 400 mm

- $b = \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \cdot 400 = 200 \text{ mm}$ hingga $b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \cdot 400 = 266,6667 \text{ mm}$

Digunakan b = 200 mm.

Setelah *input* di ETABS ukuran balok tersebut tidak aman, maka diubah menjadi b = 300 mm dan h = 600 mm.

Tabel 2. 1. Rincian Estimasi Balok

| No. | Balok | b (mm) | h (mm) |
|-----|-------------------------|--------|--------|
| 1. | Balok Induk Bentang 4 m | 300 | 600 |
| 2. | Balok Induk Bentang 5 m | 300 | 600 |
| 3. | Balok Induk Bentang 8 m | 350 | 700 |
| 4. | Balok Anak | 200 | 400 |
| 5. | Balok Bordes | 250 | 500 |

2.2.3. Dimensi Pelat

Tebal pelat lantai mula-mula diasumsikan 120 mm dan tebal pelat atap diasumsikan 100 mm.

2.2.4. Pembebanan Pelat

Contoh perhitungan sebagai berikut.

Lantai 1

Dead Load (DL)

Berat sendiri = $0,12 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^3$

Superimposed Dead Load (SDL)

Berat ubin = $0,02 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 0,48 \text{ kN/m}^3$

Berat spesi = $0,02 \times 21 \text{ kN/m}^3 = 0,42 \text{ kN/m}^3$

Live Load (LL)

Perkantoran = $4,79 \text{ kN/m}^3$

Tabel 2. 2. Pembebanan Pelat Lantai yang Digunakan

| No. | Pembebanan | <i>Dead Load</i> (DL) | <i>Live Load</i> (LL) | <i>Superimposed Dead Load</i> (SDS) | <i>Rain Load</i> |
|-----|--------------|--------------------------|--------------------------|--|------------------------|
| 1. | Lantai 1 | 0,90 kN/m ³ | 4,79 kN/m ³ | - | - |
| 2. | Lantai 2 – 4 | 1,08 kN/m ³ | 4,79 kN/m ³ | - | - |
| 3. | Atap | 2,4 kN/m ³ | 1 kN/m ³ | 0,60 kN/m ³ | 0,57 kN/m ³ |

2.2.5. Pembebanan Dinding

Menggunakan dinding pasangan batako dengan lubang (HB15) pembebanannya 150 kg/m atau 1,5 kN/m².

2.3 Perhitungan Pelat Lantai

Perhitungan tebal minimum pelat, dimensi balok diasumsikan terhubung pada sisi-sisi pelat lantai. Berikut rumus yang digunakan.

$$h \text{ min} = \frac{L \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2- 1)$$

Tebal pelat lantai minimum sebesar 83,028 mm, maka tebal pelat yang dipakai adalah 120 mm. Tebal pelat atap minimum sebesar 83,028 mm, maka tebal pelat yang dipakai adalah 100 mm.

2.4 Perencanaan Tangga

2.4.1. Perhitungan Tangga

Tinggi antar lantai adalah 4 m. *Aantrade* (A_n) adalah lebar anak tangga yang digunakan untuk pijakan. Pada perancangan ini *aantrade* yang digunakan sebesar 300 mm *Optrade* (O_p) adalah tinggi anak tangga, pada umumnya menggunakan antara 150 – 200 mm. rumus untuk mendapatkan nilai O_p sebagai berikut.

$$O_p = \frac{h}{n+1} \quad (2-2)$$

Perkiraan jumlah anak tangga yang digunakan sebanyak 24 buah. Hasil ini didapatkan dengan menggunakan persamaan:

$$\left(\frac{h}{O_p}\right) - 1 \quad (2-3)$$

Optrade yang digunakan sebesar 160 mm. Untuk kemiringan tangga menggunakan persamaan:

$$\tan \alpha = \frac{O_p}{A_n} \quad (2-4)$$

$$\tan \alpha = \frac{O_p}{A_n} = \frac{160}{300} = 0,5333$$

$$\alpha = 28,0725^\circ$$

Tebal pelat tangga dari bordes adalah 130 mm.

2.4.2. Pembebanan Tangga

Beban mati (*dead load*) pada tangga terdiri dari pelat tangga dan bordes, keramik, spesi dan *railing*. Berikut tabel pembebanan tangga yang digunakan.

Tabel 2. 3. Pembebanan Tangga

| No. | Beban per 1 Meter | Dead Load (DL) | Live Load (LL) |
|-----|-------------------|----------------|----------------|
| 1. | Lantai | 8,00 kN/m | 4,79 kN/m |
| 2. | Bordes | 6,00 kN/m | 4,79 kN/m |

Persamaan untuk menentukan tebal pelat minimum sebagai berikut.

$$h_{min} = \frac{1}{4} \cdot L \cdot \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) \quad (2-5)$$

Momen ultimate didapat dari pemodelan pada SAP2000. Momen yang didapat sebagai berikut.

Mu tangga lapangan = 23,66 kNm

Mu tanga tumpuan = 5,276 kNm

Mu bordes lapangan = 0 kNm

Mu bordes tumpuan = -5,276 kNm

2.5 Hitungan Beban Gempa

2.5.1. Perhitungan Beban Gempa

Perhitungan gempa yang digunakan menurut SNI yang ada.

1. Menentukan S_s dan S_1 berdasarkan lokasi bangunan. Bangunan terletak di kupang, maka:

$$S_s = 1,113 \text{ g (periode 0,2 detik)}$$

$$S_1 = 0,296 \text{ g (periode 1 detik)}$$

2. Menentukan kelas situs (*class site*) dan menentukan F_a dan F_v . situs kelas D (tanah sedang), nilai F_a sebesar 1,0548 yang didapat dari interpolasi berdasarkan tabel koefisiensi periode pendek untuk nilai $S_s = 1,113 \text{ g}$, yaitu 1,1 dan 1,0. Nilai F_v sebesar 1,808 yang didapat dari interpolasi berdasarkan tabel koefisiensi periode 1,0 detik untuk nilai $S_1 = 0,296 \text{ g}$, yaitu 2,0 dan 1,8.
3. Hitungan S_{Ms} dan S_{M1} .

$$S_{Ms} = F_a \times S_s \quad (2-6)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2-7)$$

$$S_{Ms} = F_a \times S_s = 1,0548 \times 1,113 = 1,174 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,808 \times 0,296 = 0,535 \text{ g}$$

4. Hitungan S_{DS} dan S_{D1} .

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{Ms} \quad (2-8)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (2-9)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{Ms} = \frac{2}{3} \times 1,174 = 0,783 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,535 = 0,356 \text{ g}$$

5. Fungsi bangunan direncanakan sebagai bangunan gedung perkantoran. Maka, dari tabel Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk beban gempa dapat diambil untuk bangunan ini adalah kategori resiko II.

6. Kategori Desain Seismatik (SDC = *Seismatic Design Category*) berdasarkan parameter respon percepatan periode pendek dan periode 1 detik. $S_{DS} = 0,783$ g, maka $KDS = D$. $S_{D1} = 0,356$ g, maka $KDS = D$. Memilih yang terbesar, maka kategori seismatik (KDS) yang digunakan adalah kategori D.
7. Menentukan sistem struktur dan parameternya berdasarkan KDS. Dari tabel faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem penahan gempa. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan faktor R, Cd, dan Ω_0 secara berurutan sebesar 8; 5,5; dan 3.
8. Faktor Keutamaan (*Importance Factor*) untuk kategori I dan II sebesar 1,00, kategori III 1,25, kategori 1,50. Karena gedung ini termasuk kategori resiko II, maka I_E adalah 1,00.
9. Menentukan perioda fundamental berdasarkan formula pendekatan sebagai berikut.

$$T_a = Ct \times h^x \quad (2-10)$$

Dari tabel nilai parametik Ct dan x yang berdasarkan tipe struktur bangunan diperoleh nilai $Ct = 0,0466$ dan $x = 0,9$.

$$T_a = Ct \times h^x = ,0466 \times 16^{0,9} = 0,565 \text{ s}$$

$$C_u \times T_a = 1,506 \times 0,565 = 0,851 \text{ s}$$

Nilai T yang dipakai adalah T_{comp} dengan $F_x = 0,6077$ detik dan $F_y = 0,6486$ detik.

10. Menentukan faktor respon gempa nilai C_{sx} yang didapat adalah 0,07323, nilai C_{sy} yang didapat adalah 0,06861. Gaya geser gempa (*base shear seismic*) V_x adalah 1135,779 kN dan V_y 1064,151 kN.

2.5.2. Berat Bangunan Tiap Lantai

Tabel 2. 4. Berat Bangunan Tiap Lantai

| No. | Lokasi | Berat Per Lantai (W) |
|-----|----------|----------------------|
| 1. | Atap | 1152,48 kN |
| 2. | Lantai 4 | 2706,89 kN |
| 3. | Lantai 3 | 3371,48 kN |
| 4. | Lantai 2 | 4036,10 kN |
| 5. | Lantai 1 | 4243,46 kN |

W_{total} atau berat total gedung yang didapat sebesar 15510,4 kN.

Untuk arah X $\sum W_i \cdot z_i^k = 114915,6$

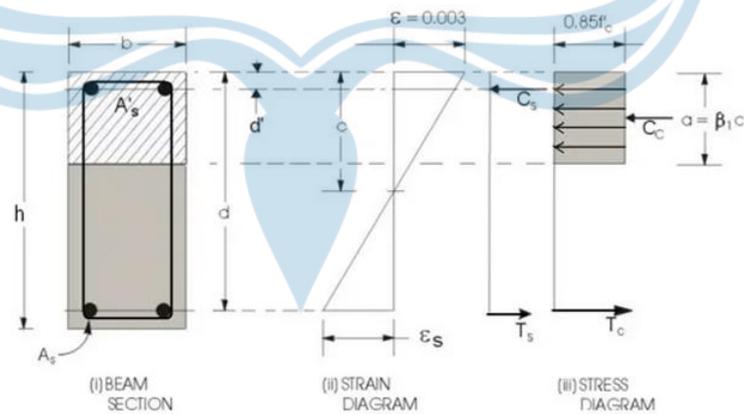
Untuk arah Y $\sum W_i \cdot z_i^k = 120036,8$

Beban statis per lantai yang didapat dari perhitungan gempa 100% arah yang akan ditinjau dan 30% arah tegak lurus.

Tabel 2. 5. Beban Statis Tiap Lantai

| Beban Statis | | | | |
|----------------|---|-------------|----------|-------------|
| Tingkat Lantai | Perhitungan Gempa 100% Arah yang akan Ditinjau dan 30% Arah Tegak Lurus | | | |
| | Fx (kN) | 30% Fx (kN) | Fy (kN) | 30% Fy (kN) |
| Lantai 1 | 87,0714 | 26,1214 | 79,2152 | 23,7646 |
| Lantai 2 | 171,9324 | 51,5797 | 158,6524 | 47,5957 |
| Lantai 3 | 298,1654 | 89,4496 | 279,0630 | 83,7189 |
| Lantai 4 | 367,0127 | 110,1038 | 346,3595 | 103,9079 |
| Atap | 211,975 | 63,4792 | 200,8683 | 60,2605 |

2.6 Perencanaan Penulangan Balok dan Balok Bordes



Gambar 2. 3. Notasi Desain Balok Tulangan

Berdasarkan gambar notasi desain balok tulangan di atas dapat dihitung menggunakan persamaan-persamaan berikut ini.

$$d = h - d' \quad (2- 11)$$

$$d' = ds$$

$$ds = selimut + d_{sengkang} + \left(\frac{1}{2}d_{tul}\right) \quad (2-12)$$

Perencanaan tulangan tumpuan dan lapangan:

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (2-13)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2-14)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_{c'}}}{4 \cdot f_y} \quad (2-15)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0,85 \cdot f_{c'}}}\right) \quad (2-16)$$

$$\rho_{maks} = 0,429 \frac{0,85 \cdot f_{c'} \cdot \beta}{f_y} \quad (2-17)$$

Nilai ρ yang dipakai adalah nilai mediannya.

$$As_{perlu} = b \cdot d \cdot \rho_{perlu} \quad (2-18)$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} \quad (2-19)$$

$$X = \frac{b - (2 \cdot selimut + 2 \cdot d_{sengkang} + n \cdot d_{tul})}{n - 1} \quad (2-20)$$

$$As_{aktual} = \frac{1}{4} \pi \cdot d_{tul}^2 \cdot n \quad (2-21)$$

Cek $\phi Mu > Mu$; $\phi = 0,9$

$$Mn = As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot 10^{-6} \quad (2-22)$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \quad (2-23)$$

$$c = \frac{a}{0,85} \quad (2-24)$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 \quad (2-25)$$

Tulangan geser tumpuan. V_u didapat dari perhitungan pada ETABS.

$$V_c = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} \quad (2-26)$$

Dengan syarat $V_u < 0,5\phi V_c$ tidak memerlukan sengkang, bila $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ gunakan tulangan minimum, bila $(V_u - \phi V_c) < 0,67bwd$ hitung $V_s = 0,66 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$, bila $(V_u - \phi V_c) > 0,67bwd$.

Momen M_t dan M_l diperoleh dari ETABS. Berikut detail balok yang digunakan.

Tabel 2. 6. Detail Balok yang Digunakan

| No. | Balok | M_t (kNm) | M_l (kNm) | d_{tul} (mm) | A_{Stul} (mm ²) | d (mm) | d_s (mm) |
|-----|------------------|----------------|----------------|-------------------|----------------------------------|-------------|---------------|
| 1. | 350 x 700 | 420,935 | 251,125 | 25 | 490,8739 | 637,5 | 62,5 |
| 2. | 300 x 600 | 192,537 | 130,535 | 25 | 490,8739 | 537,5 | 62,5 |
| 3. | Anak 200 x 400 | 2,786 | 45,618 | 25 | 490,8739 | 337,5 | 62,5 |
| 4. | Bordes 250 x 500 | 175,482 | 80,064 | 25 | 490,8739 | 437,5 | 62,5 |

$f_c' = 20$ MPa; $f_y = 400$ MPa; tulangan sengkang 10 mm; dan selimut beton 40 mm.

Berikut tabel perencanaan tulangan disetiap balok yang ada.

Tabel 2. 7. Perencanaan Tulangan Tumpuan dan Lapangan

| No. | Balok | Perencanaan Tulangan | R_n | ρ | $A_{S_{perlu}}$ (mm ²) | n | Tulangan yang dipakai |
|-----|------------------|----------------------|--------|--------|---------------------------------------|-----|-----------------------|
| 1. | 350 x 700 | Tumpuan | 3,2881 | 0,0092 | 2057,3070 | 5 | 5D25 |
| | | Lapangan | 1,9616 | 0,0052 | 1165,8995 | 3 | 3D25 |
| 2. | 300 x 600 | Tumpuan | 2,4683 | 0,0067 | 1080,1462 | 3 | 3D25 |
| | | Lapangan | 1,6734 | 0,0044 | 711,5378 | 2 | 2D25 |
| 3. | Anak 200 x 400 | Tumpuan | 0,1359 | 0,0035 | 236, 25 | 2 | 2D25 |
| | | Lapangan | 2,2249 | 0,0060 | 403,8883 | 2 | 2D25 |
| 4. | Bordes 250 x 500 | Tumpuan | 4,0747 | 0,0118 | 1294,3864 | 3 | 3D25 |
| | | Lapangan | 1,8591 | 0,0049 | 539,6699 | 2 | 2D25 |

Nilai V_u diperoleh dari ETABS. Berikut tabel tulangan geser tumpuan dan lapangan.

Tabel 2. 8. Perencanaan Tulangan Geser Tumpuan dan Lapangan

| No. | Balok | Tulangan Geser | Vu (kN) | ds (mm) | d _{aktual} (mm) | Vc (kN) | Tulangan yang Digunakan |
|-----|---------------------|----------------|---------|---------|--------------------------|----------|-------------------------|
| 1. | 350 x 700 | Tumpuan | 269,56 | 62,5 | 637,5 | 169,6337 | 2P10-120 |
| | | Lapangan | 271,48 | 62,5 | 637,5 | 169,6337 | 2P10-120 |
| 2. | 300 x 600 | Tumpuan | 145,45 | 62,5 | 537,5 | 122,5924 | 2P10-250 |
| | | Lapangan | 175,01 | 62,5 | 537,5 | 122,5924 | 2P10-150 |
| 3. | Anak 200 x 400 | Tumpuan | 29,03 | 62,5 | 337,5 | 51,3177 | 2P10-300 |
| | | Lapangan | 29,37 | 62,5 | 337,5 | 51,3177 | 2P10-300 |
| 4. | Bordes 250 x 500 | Tumpuan | 131,03 | 62,5 | 437,5 | 83,1538 | 2P10-120 |
| | | Lapangan | 153,53 | 62,5 | 437,5 | 83,1538 | 2P10-120 |

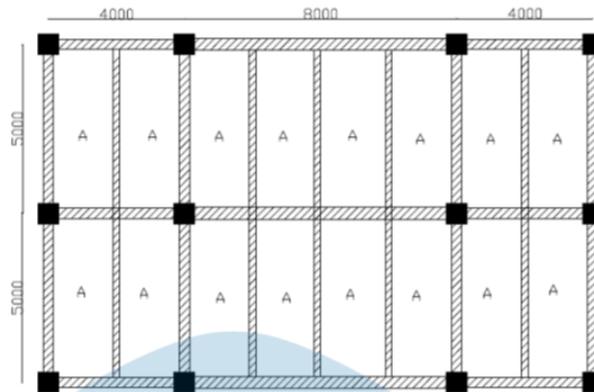
$f_{yt} = 240 \text{ MPa}$.

2.7 Perencanaan Penulangan Tangga

Untuk mendapatkan nilai momen tangga dan bordes menggunakan pemodelan di SAP2000. Mu tangga bordes tumpuan masing-masing sebesar 5,276 kNm, Mu tangga lapangan sebesar 23,66 kNm, dan Mu bordes lapangan sebesar 0 kNm. f_c' 20 MPa, f_y 400 MPa, jarak tangga dan bordes 5300 mm, tangga 3300 mm dengan jarak tangga dan bordes sebesar 5300 mm. panjang balok bordes 4000 mm, b_w 1000 mm, lebar pelat bordes 2000 mm. Tinggi anak tangganya adalah 300 mm.

Dari data tersebut, tebal minimal pelat tangga dan pelat bordes adalah 130 mm dan tinggi efektif pelatnya sebesar 110,5 mm. Tulangan pokok yang digunakan D13 dengan luas penampang sebesar $132,7373 \text{ mm}^2$, sedangkan tulangan susutnya P8 dengan luas penampang sebesar $50,2655 \text{ mm}^2$. Tulangan pokok untuk tangga direncanakan dipasang dengan jarak 200 mm, sedangkan tulangan pokok untuk bordes direncanakan dipasang dengan jarak 500 mm. Tulangan susut untuk tangga dan bordes dipasang dengan jarak 200 mm. Rumus yang digunakan dapat lihat pada persamaan (2-11) dan seterusnya.

2.8 Perencanaan Penulangan Pelat Lantai



Gambar 2. 4. Denah Pelat Lantai

Pelat lantai P120 dan P100 termasuk pelat 2 arah. Pelat area A sebesar $2000 \times 5000 \text{ mm}^2$. Tulangan yang digunakan untuk P120 adalah P10-50. Untuk P100 menggunakan P10-100. Rumus yang digunakan dapat dilihat pada persamaan (2-11) dan seterusnya.

2.9 Penulangan Kolom

Perencanaan untuk semua lantai, direncanakan kolom persegi berukuran (600×600) mm dengan tulangan sengkang P10, tulangan D25, direncanakan 10D25. Dari data ETABS diperoleh P_u 2665,17 kN, M_u 289,634 kNm, dan V_u 225,79 kN.

2.10 Pondasi Tiang

Perencanaan pondasi tiang meliputi daya dukung tanah, daya dukung pondasi, penentuan jumlah tiang pondasi, pile cap, dan penulangannya. Pembebanan pondasi yang direncanakan berasal dari beban kolom, dimana sebagai *input* data untuk program ETABS v 9.6.0 yang menghasilkan *output* gaya yang bekerja pada pondasi atau disebut juga reaksi peletakan pada *joint* tumpuan.

Pekerjaan penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan dua cara yaitu, uji bor dan sondir. Untuk perencanaan pondasi tiang pancang ini menggunakan produk dari PT. Wijaya Karya Beton (Wika Beton). Menggunakan pondasi kelas B dengan diameter luar tiang pancang (DL) 600 mm, panjang tiang (H) 10 m, luas penampang beton (A_b) 0,2826

m², luas selimut (A_p) 18,84 m², f_c' tiang pancang 41,5 MPa, f_c' pile cap 55 MPa, dan f_y baja tulangnya adalah 400 MPa.

Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal berdasarkan kekuatan beton didapat P_u maksimal sebesar 238,3 ton dan M_u maksimal sebesar 45 ton.m. Berdasarkan hasil uji sondir (CPT) dapat menggunakan persamaan:

$$Q = \frac{q_c \times A_b}{3} = \frac{JHP \times O}{5} \quad (2- 27)$$

Dimana:

A_b = luas permukaan ujung tiang

O = keliling tiang pancang

q_c = tahanan ujung kerucut statis pada dasar tiang

JHP = jumlah hambatan pelekat

Perbandingan hasil hitungan nilai daya dukung tanah dari kuat bahan, NSPT, dan bor log diambil nilai daya dukung tanah yang terkecil (berdasarkan kuat bahan) yaitu Q sebesar 191,1757 ton.

Berikut gaya-gaya yang diterima pondasi untuk beberapa kombinasi terbesar.

Tabel 2. 9. Kombinasi Pembebanan Pondasi

| Kombinas Pembebanan | P (ton) | M _x TM | M _y TM |
|-------------------------------|---------|------------------------------|------------------------------|
| Kombinasi 19 (1D+1L) | 206,249 | 3,0364 | 6,2618 |
| Kombinasi 20 (1D+1L+1RSPx) | 214,353 | 6,2342 | 17,301 |
| Kombinasi 21 (1D+1L+1RSPy) | 208,684 | 13,3177 | 9,5789 |

Perkiraan kebutuhan tiang sebanyak 4 buah. Jarak antar as tiang 2150 mm, jarak as tiang ke tepi 800 mm. Dimensi penampang pile cap (3750 x 3750) mm dengan tinggi 800 mm.