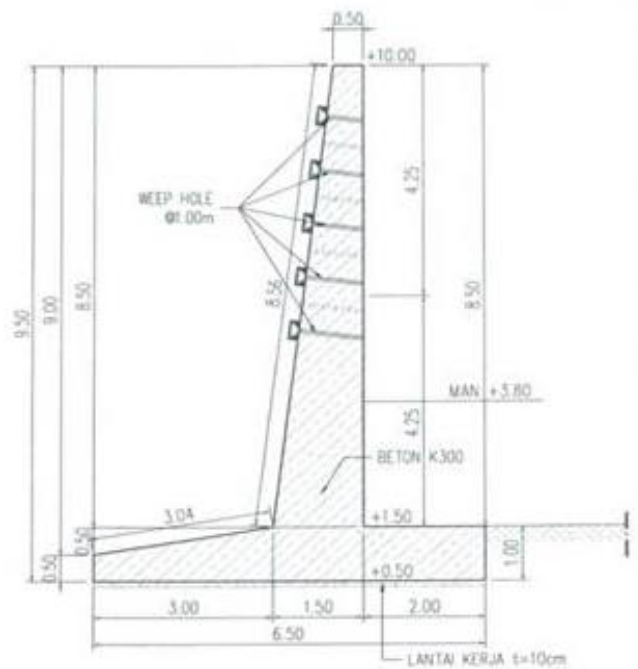


BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Desain Struktur dan Data Tanah

Pada Gambar 4.1 terlihat dimensi dan bentuk dinding kantilever yang dipergunakan, sedangkan gaya lateral yang dipergunakan pada struktur dinding penahan yang direncanakan dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4. 1 Desain Struktur Dinding Kantilever

Dibawah ini terdapat tabel terkait tentang data laboratorium dinding penahan tanah tipe kantilever yang akan di analisis. Berikut ditunjukkan pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2 yaitu dimensi dinding penahan tanah.

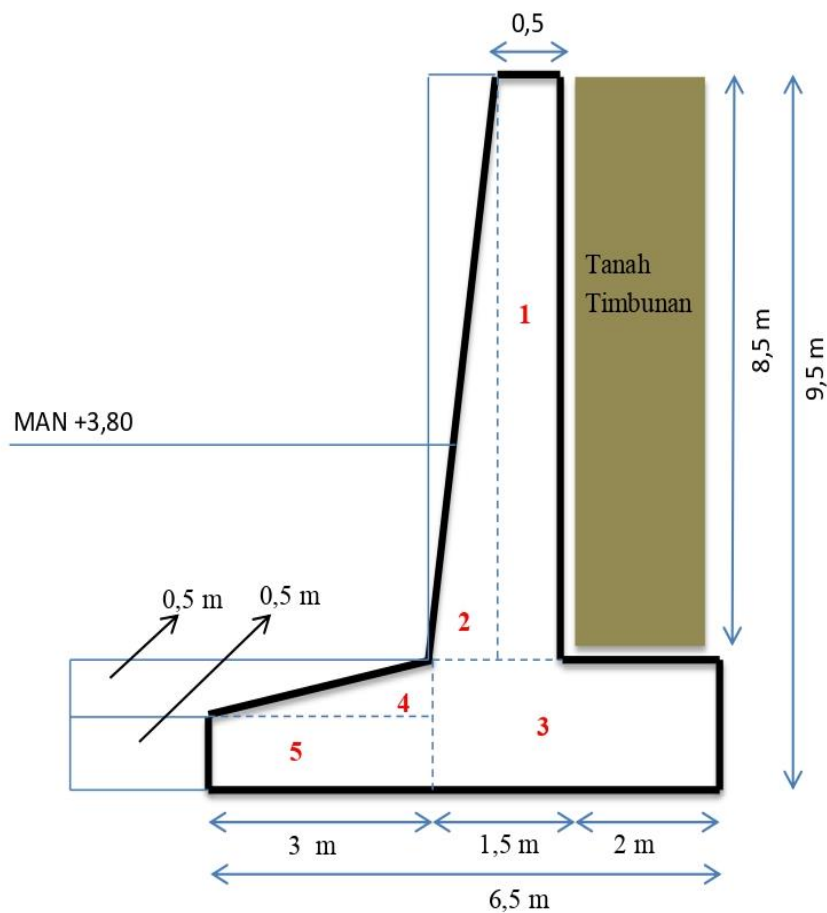
Tabel 4. 1 Data Laboratorium

| | Kedalaman 2 – 2,5 | Kedalaman 6 – 6,5 |
|------------------|----------------------------|----------------------------|
| C | = 0,157 kN/cm ³ | = 0,466 kN/cm ³ |
| γ | = 11,97 kN/cm ³ | = 11,97 kN/cm ³ |
| φ | = 39,1° | = 4,8° |
| γ_{beton} | = 24 kN/m ³ | = 24 kN/m ³ |
| γ_{dry} | = 18 kN/m ³ | = 18 kN/m ³ |
| γ_w | = 10 kN/m ³ | = 10 kN/m ³ |

Tabel 4. 2 Dimensi Dinding Penahan Tanah

| | |
|----------------------------------|---------|
| Tinggi dari permukaan tanah (h1) | = 8,5 m |
| Tebal telapak (h2) | = 1 m |
| Tinggi total (H) | = 9,5 m |
| Lebar toe (b1) | = 2 m |
| Lebar heel (b2) | = 3 m |
| Tebal dinding atas (ba) | = 0,5 m |
| Tebal dinding bawah (bb) | = 1,5 m |
| Lebar total (B) | = 6,5 m |

Dimensi dinding penahan tanah yang akan dianalisis ditunjukkan pada Gambar 4.2 dibawah ini:



Gambar 4. 2 Dimensi Dinding Penahan Tanah

4.2 Stabilitas Terhadap Guling dan Geser

4.2.1 Tekanan Tanah Lateral

Dalam perhitungan tekanan tanah lateral disini menggunakan rumus dari Rankine (1957) adapun perhitungan tekanan tanah aktif dan tanah pasif dapat dilihat pada Tabel 4.3 dan untuk perhitungan momen tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Tabel 4.4 dibawah ini:

Tabel 4. 3 Perhitungan Tekanan Tanah Lateral

| Uraian | Perhitungan | | Hasil | Satuan |
|-----------------------|---|---|--------|--------|
| Kedalaman (2 – 2,5 m) | | | | |
| K_a | $\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$ | $\tan^2 \left(45 - \frac{39,1}{2} \right)$ | 0,6 | kN |
| K_p | $\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ | $\tan^2 \left(45 + \frac{39,1}{2} \right)$ | 1,4 | kN |
| P_a | $0,5 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot K_a$ | $0,5 \times 2,5^2 \times 11,97 \times 0,6$ | 22,44 | kN |
| P_p | $0,5 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2$ | $0,5 \times 1,4 \times 11,97 \times 2,5^2$ | 52,37 | kN |
| Kedalaman (6 – 6,5 m) | | | | |
| K_a | $\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$ | $\tan^2 \left(45 - \frac{4,8}{2} \right)$ | 1,87 | kN |
| K_p | $\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ | $\tan^2 \left(45 + \frac{4,8}{2} \right)$ | 0,57 | kN |
| P_a | $0,5 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot K_a$ | $0,5 \times 6,5^2 \times 11,97 \times 1,87$ | 472,86 | kN |
| P_p | $0,5 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2$ | $0,5 \times 0,57 \times 11,97 \times 6,5^2$ | 144,13 | kN |

Tabel 4. 4 Perhitungan Momen Tekanan Tanah Lateral

| Nama | σ | P aktif | y | Momen |
|---|--|----------|--|-------------|
| P_{ah} | $\gamma \cdot H = 11,97 \times 9,5$ $= 101,75 \text{ kN/m}^2$ | 22,44 kN | $\frac{1}{2} \times 9,5$ $= 4,75 \text{ m}$ | 106,59 kN.m |
| P_{av} | $\gamma \cdot H = 11,97 \times 3,5$ $= 41,90 \text{ kN/m}^2$ | 52,37 kN | $\frac{1}{3} \times 9,5$ $= 3,16 \text{ m}$ | 165,49 kN.m |
| $\sum P_{ah} \times h + \sum P_{av} \times B$ | | | | 272,08 kN.m |

4.2.2 Gaya Vertikal

Adapun beban yang mempengaruhi gaya vertikal yaitu berat tanah diatas dinding penahan tanah tersebut, dan beban struktur dinding penahan tanah, untuk mempermudah perhitungan penampang pada dinding penahan tanah dapat dibagi menjadi beberapa bagian dan dapat dilihat pada Gambar 4.3:

Dibawah ini merupakan rekapitulasi perhitungan gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah yaitu pada Tabel 4.5 dibawah ini:

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Gaya Vertikal

| Penampang | Luas (A) | Berat Jenis | Gaya Vertikal | Satuan |
|-----------|----------|-------------|---------------|--------|
| W_1 | 4,25 | 24 | 102 | kN |
| W_2 | 8,5 | 24 | 204 | kN |
| W_3 | 3,5 | 24 | 84 | kN |
| W_4 | 1,5 | 24 | 36 | kN |
| W_5 | 1,5 | 24 | 36 | kN |
| W_{d1} | 16 | 18 | 288 | kN |
| W_{d2} | 2,3 | 18 | 41,4 | kN |
| V | | | 791,4 | kN |

4.2.3 Gaya Horizontal

Adapun beban yang mempengaruhi gaya *horizontal* dapat dilihat pada Gambar 4.3, dalam analisis dilakukan sesuai dengan kondisi muka air normal dengan kedalaman 3,80 meter, untuk perhitungan gaya *horizontal* dapat dilihat pada Tabel 4.6 dibawah ini:

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Horizontal

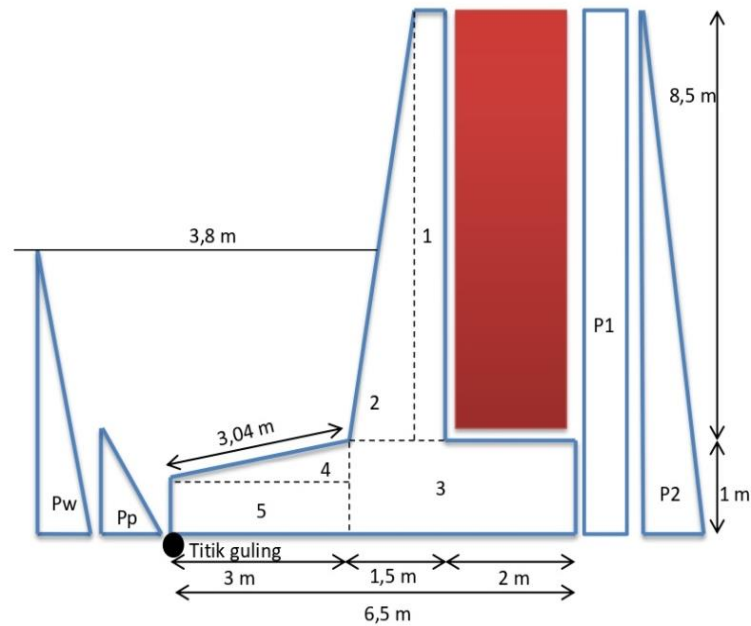
| Kondisi | Bagian | Perhitungan | | Gaya Horizontal (kN) |
|---------|--------|--|--|----------------------|
| | P_1 | $K_a \times q \times h$ | $0,6 \times 11,97 \times 2,5$ | 18 |
| | P_2 | $K_a \times h_1 \times \gamma_{dry} \times h_1 \times 0,5$ | $0,6 \times 2,5 \times 18 \times (2,5 \times 0,5)$ | 33,75 |
| | P_w | $h_2 \times \gamma_w \times h_2 \times 0,5$ | $3,8 \times 10 \times (3,8 \times 0,5)$ | 72,2 |

| | | | | |
|-----------------|-------|---|---|--------|
| Normal (3,8) | P_p | $K_p \times h_3 \times (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h_3 \times 0,5$ | $1,4 \times 3,5 \times (22 - 10) \times 3,5 \times 0,5$ | 102,9 |
| | H | | | 226,85 |

Perhitungan momen yang bekerja dengan jarak lengan menuju titik guling dapat dilihat pada Tabel 4.7 dibawah ini:

Tabel 4. 7 Perhitungan Momen Dalam Kondisi Normal

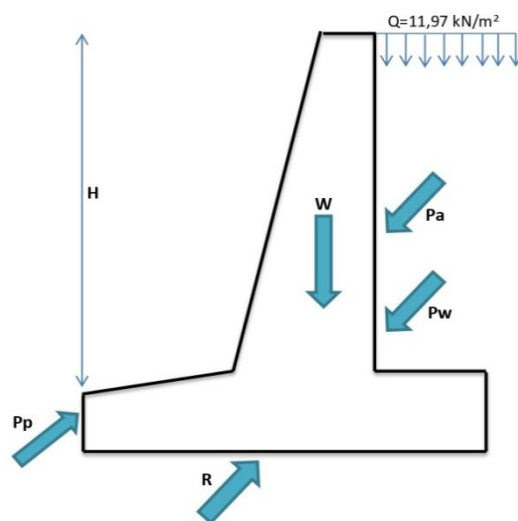
| Uraian | Gaya | Jarak ke 0 (m) | Momen (gaya x jarak) | Satuan |
|-----------------|-------|-------------------|-------------------------|--------|
| W_1 | 102 | 4,5 | 459 | kN.m |
| W_2 | 204 | 2,5 | 510 | kN.m |
| W_3 | 84 | 2 | 168 | kN.m |
| W_4 | 36 | 3,5 | 126 | kN.m |
| W_5 | 36 | 6,2 | 223,2 | kN.m |
| W_{d1} | 288 | 1,6 | 460,8 | kN.m |
| W_{d2} | 41,4 | 2,55 | 105,57 | kN.m |
| P_1 | 18 | 3,5 | 63 | kN.m |
| p_2 | 33,75 | 2,8 | 94,5 | kN.m |
| p_w | 72,2 | -1,43 | -103,25 | kN.m |
| P_p | 102,9 | -0,5 | -51,45 | kN.m |
| Momen (M_w) | | | 2055,37 | kN.m |



Gambar 4. 3 Pembagian Beban yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah

Keterangan:

- 1,2,3,4 dan 5 (w) = Berat penampang
 Wd = Berat volume tanah jenuh (Tanah urug)
 P = Tekanan tanah aktif
 Pp = Tekanan tanah pasif
 Pw = Gaya horizontal dari air
 Wds = Berat volume tanah kering (Tanah urug)



Gambar 4. 4 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah meliputi:

- 1) Berat sendiri dinding penahan tanah (W)
- 2) Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (Pa)
- 3) Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (Pp)
- 4) Tekanan air pori di dalam tanah (Pw)
- 5) Reaksi tanah dasar (R)

4.2.4 Stabilitas Terhadap Penggeseran

Berikut merupakan contoh perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah dalam kondisi normal dengan menggunakan persamaan dibawah ini:

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5$$

$$FK_{gs} = \frac{2055,37}{226,85} = \mathbf{9,06} \geq \mathbf{1,5} \text{ (aman)}$$

4.2.5 Stabilitas Terhadap Penggulingan

Berikut merupakan contoh perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah dalam kondisi normal dengan menggunakan persamaan dibawah ini:

$$\sum M_w = W + B$$

$$= 2055,37 + 6,5$$

$$= 2061,87 \text{ kN.m}$$

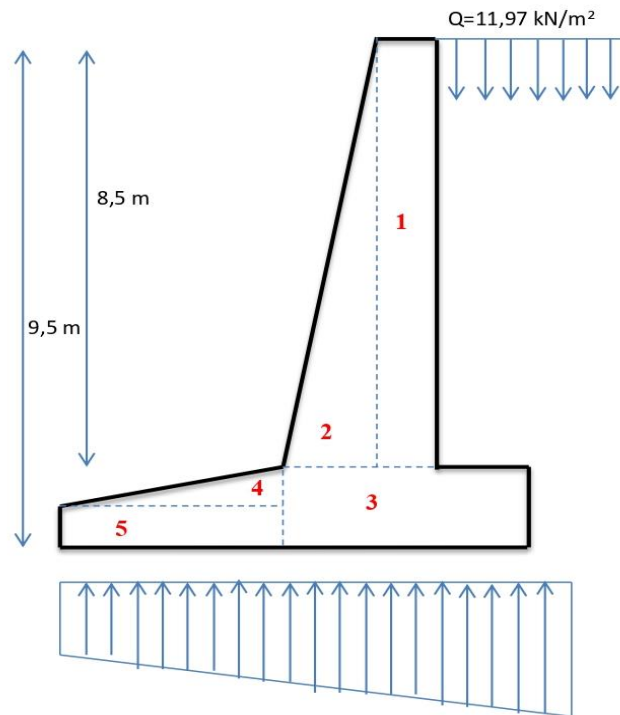
$$\sum M_{gl} = \left(\sum p_{ah} \times h + \sum P_{av} \right) \times B$$

$$= 106,59 + 165,49$$

$$= 272,08 \text{ kN.m}$$

$$FK_{gl} = \frac{2061,87}{272,08} = \mathbf{7,58} \geq \mathbf{1,5} \text{ (aman)}$$

4.3 Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung Tanah



Gambar 4. 5 Gaya yang Bekerja pada Kapasitas Daya Dukung Tanah

Beberapa persamaan kapasitas dukung tanah yang telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah. Berikut merupakan perhitungan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah menggunakan persamaan *Hansen* dan *Vesic* untuk beban miring dan eksentris:

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B_\gamma N_\gamma$$

$$e = B/2 - \left(\frac{M_w - M_{gl}}{W} \right) = 6,5/2 - \left(\frac{2055,37 - 272,08}{791,4} \right) = 0,996$$

$$e < 6,5/6 = 0,996 < 1,08$$

$$B' = B - 2e = 6,5 - 2 \cdot (0,996) = 4,508$$

$$A' = B' \times 1 = 4,508 \times 1 = 4,508$$

Faktor Kedalaman Pondasi:

$$d_c = \left(1 + 0,4 \left(\frac{D}{B} \right) \right) = d_c = \left(1 + 0,4 \left(\frac{3,5}{6,5} \right) \right) = 1,215$$

$$d_q = 1 + 2 \left(\frac{D}{B} \right) \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 = 1 + 2 \left(\frac{3,5}{6,5} \right) \operatorname{tg} 43,9 (1 - \sin 43,9)^2$$

$$= 0,911$$

$$d_\gamma = 1$$

Faktor kemiringan beban:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = 0,969$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' C_a \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \geq 0$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 \cdot 9,5}{791,4 + 4,508 \cdot 0,623 \operatorname{ctg} 43,9} \right]^5$$

$$i_q = 0,970$$

$$i_y = \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' C_a \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5 \geq 0$$

$$i_y = \left[1 - \frac{0,7 \cdot 9,5}{791,4 + 4,508 \cdot 0,623 \operatorname{ctg} 43,9} \right]^5$$

$$i_y = 0,958$$

$$B = 6,5$$

$$\gamma = 11,97, D_f = 1$$

$$N_c, N_q, N_\gamma = 67,87, 55,96, 66,76$$

Kapasitas Dukung Ultimit:

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B_\gamma N_\gamma$$

$$q_u = 1,215 \times 0,969 \times 67,87 + 0,911 \times 0,970 \times 1 \times 11,97 \times 55,96$$

$$+ 1 \times 0,958 \times 6,5 \times 11,97 \times 66,76$$

$$q_u = 79,905 + 591,918 + 4.976,10$$

$$q_u = 5.647,92 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \frac{V}{B} = \frac{791,4}{4,508} = 175,55$$

$$Q_{all} = \frac{q_u}{S_f} = \frac{5.647,92}{3} = 11,882$$

$$F = \frac{q_u}{q}$$

$$= \frac{5.647,92}{175,55} = 32,17 \geq 3 \text{ (aman)}$$

4.4 Penulangan Dinding Penahan Tanah

Perancangan tulangan pondasi mengacu pada peraturan “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung” (SNI 03-2847-2002) menurut pasal-pasal yang sesuai.

Hitungan gaya-gaya terfaktor untuk menghitung gaya vertikal dan momen terhadap kaki depan (titik O) ditunjukkan dalam Tabel 4.8, sedang untuk gaya horisontal terfaktor ditunjukkan dalam Tabel 4.9.

Eksentrisitas pada dasar pondasi oleh beban-beban terfaktor.

$$x_e = \frac{\sum M_W - \sum M_{gl}}{\sum W} = \frac{2055,37 - 272,08}{791,4} = 2,25 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} x e = \frac{6,5}{2} - 2,25 = 1 \text{ m} < e = \frac{B}{6} = \frac{6,5}{6} = 1,08 \text{ m}$$

Tabel 4. 8 (Faktor Beban: Beban Mati 1,2 dan Beban Hidup 1,6)

| No | Berat W (kN) | Jarak dari O (m) | Momen ke O (kN.m) |
|----|------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 1 | $4,25 \times 24 = 102$ | 4,25 | 433,5 |
| 2 | $8,5 \times 24 = 102$ | 8,5 | 867 |
| 3 | $3,5 \times 24 = 84$ | 3,5 | 294 |
| 4 | $1,5 \times 24 = 18$ | 1,5 | 27 |
| q | $(6,5 - 4,5) \times 11,97 = 23,94$ | 6,2 | 148,4 |
| | $\sum W = 329,98$ | | $\sum M = 1769,9$ |

Tabel 4. 9 Gaya *Horizontal* Terfaktor

| Beban horisontal terfaktor dari tekanan tanah aktif total, Pa (kN) | Jarak dari O (m) | Momen ke O (kN.m) |
|--|------------------|-------------------|
| $2685,84 \times 1,2 = 3223$ | 3 | 9669 |
| $282,01 \times 1,6 = 451,21$ | 4,2 | 1895,08 |
| $\sum P_a = 3674,21$ | | 11564,08 |

Tekanan pada dasar pondasi:

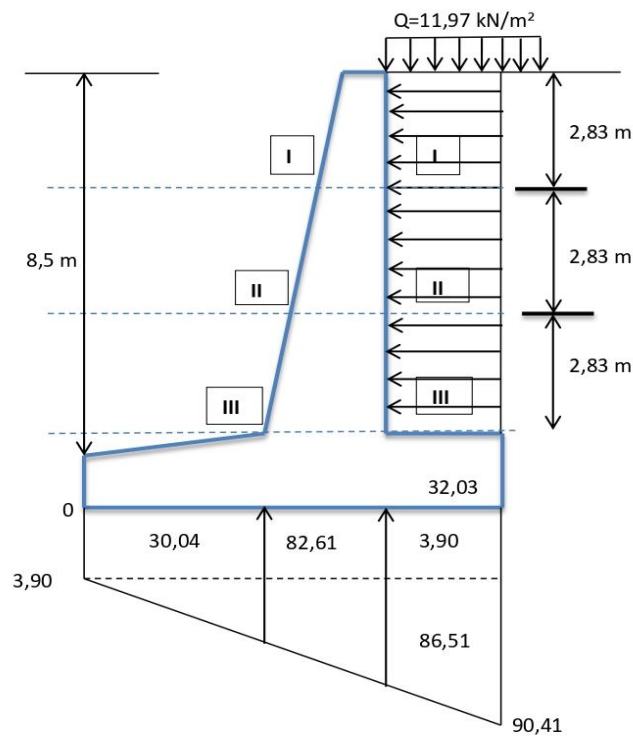
$$q = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ (untuk } e \leq \frac{B}{6} \text{)}$$

$$\text{Dengan } V = \sum W = 329,98 \text{ kN/m dan } B = 6,5 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{329,98}{6,5} \left(1 + \frac{6 \times 1}{6,5} \right) = 97,63 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{329,98}{6,5} \left(1 - \frac{6 \times 1}{6,5} \right) = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

4.4.1 Penulangan Dinding Vertikal



Gambar 4. 6 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Dinding Vertikal

a) Hitung Gaya Lintang dan Gaya Momen Terfaktor

Bila y adalah kedalaman dan permukaan tanah urug, momen terfaktor yang bekerja pada dinding vertikal.

$$M_u = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot y^2 \cdot K_{a1} \cdot \left(\frac{y}{3}\right) \cdot (1,2) + 0,5q \cdot y^2 K_{a1} \cdot (1,6)$$

$$M_u = 0,5 \cdot 24 \cdot y^2 \cdot \left(\frac{2,48}{3}\right) \cdot (1,2) + 0,5 \cdot 11,97 \cdot y^2 \cdot 2,48 \cdot (1,6)$$

$$M_u = 11,90 \cdot y^3 + 23,75 \cdot y^2$$

Gaya Lintang Terfaktor:

$$V_u = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot y^2 \cdot K_{a1} \cdot (1,2) + q \cdot y \cdot K_{a1} \cdot (1,6)$$

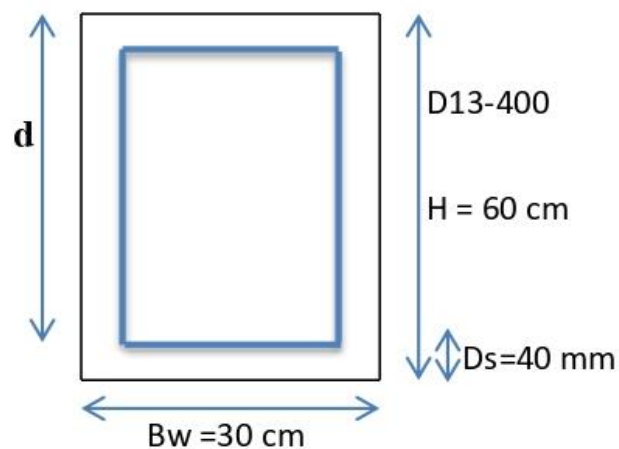
$$V_u = (0,5 \cdot 24 \cdot y^2 \cdot 2,48) \cdot (1,2) + 11,97 \cdot y \cdot 2,48 \cdot (1,6)$$

$$V_u = 29,76 \cdot y^2 + 47,49 \cdot y$$

Momen (M_u) dan gaya lintang (S_u) dihitung dengan substitusi nilai-nilai y ke dalam **persamaan (a)** dan **persamaan (b)**. Nilai-nilai hasil hitungan gaya lintang dan momen pada setiap potongan ditunjukkan pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11 yaitu hasil perhitungan tulangan geser dinding vertikal:

b) Hitung Kebutuhan Tulangan Geser

POTONGAN I – I



Gambar 4. 7 Penampang Potongan I - I

Mencari tinggi efektif (d)

$$d = h - ds - \frac{1}{2} \cdot D$$

$$d = 400 - 60 - \frac{1}{2} \cdot 13$$

$$d = 333,5 \text{ mm}$$

Beban geser terfaktor:

$$V_u = 184,9 \text{ kN}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \right) bw \cdot d$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{24} \right) 300 \cdot 333,5$$

$$V_c = 0,164 \cdot 898 \cdot 300 \cdot 333,5$$

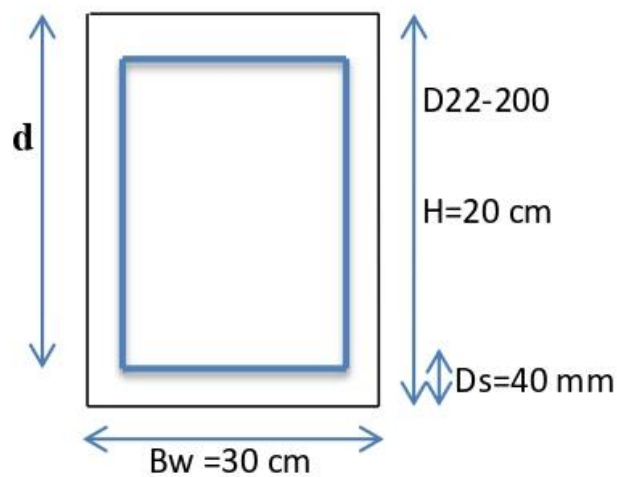
$$V_u = 78407,18 \text{ N} \rightarrow 78,40 \text{ kN}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c$$

$$= 0,6 \times 78,40$$

$$= 470,04 \text{ kN} > V_u = 184,9 \text{ kN}$$

POTONGAN II – II



Gambar 4. 8 Penampang Potongan II - II

Mencari tinggi efektif (d)

$$d = h - ds - \frac{1}{2} \cdot D$$

$$d = 200 - 60 - \frac{1}{2} \cdot 22$$

$$d = 129 \text{ mm}$$

Beban geser terfaktor:

$$V_u = 567,1 \text{ kN}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \right) bw \cdot d$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{24} \right) 300 \cdot 129$$

$$V_c = 0,164 \cdot 898 \cdot 300 \cdot 129$$

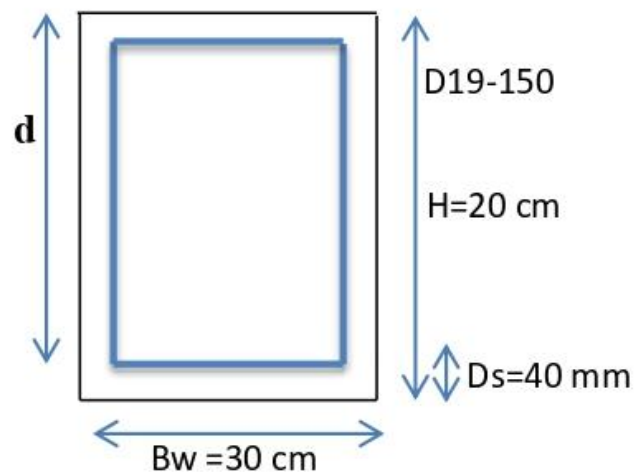
$$V_u = 30328,41 \text{ N} \rightarrow 30,33 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,6 \times 30,33$$

$$= 1819,8 \text{ kN} > V_u = 567,1 \text{ kN}$$

POTONGAN III – III



Gambar 4. 9 Penampang Potongan III - III

Mencari tinggi efektif (d)

$$d = h - ds - \frac{1}{2} \cdot D$$

$$d = 200 - 60 - \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$d = 130,5 \text{ mm}$$

Beban geser terfaktor:

$$V_u = 1161,4 \text{ kN}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{24} \right) 300 \cdot 1130,5$$

$$V_c = 0,164898 \cdot 300 \cdot 1130,5$$

$$V_c = 30681,07 \text{ N} \rightarrow 30,68 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,6 \times 30,68$$

$$= 1840,8 \text{ kN} > V_u = 1161,4 \text{ kN}$$

Tabel 4. 10 Hasil perhitungan momen dan gaya lintang terfaktor

| POT | y | y ² | y ³ | V _u (kN) | M _u (kN) |
|----------|------|----------------|----------------|---------------------|---------------------|
| I – I | 1,82 | 3,31 | 6,03 | 184,9 | 150,3 |
| II – II | 3,64 | 13,25 | 48,23 | 567,1 | 888,6 |
| III -III | 5,5 | 30,25 | 166,38 | 1161,4 | 2698,3 |

Tabel 4. 11 Hitungan tulangan geser dinding vertikal

| POT | f'c' (Mpa) | B _w (mm) | D (mm) | V _c (kN) | φV _n = φV _c (kN) | V _u (kN) |
|-----------|------------|---------------------|--------|---------------------|---|---------------------|
| I – I | 24 | 3000 | 333,5 | 78,40 | 470,04 | 184,9 |
| II – II | 24 | 3000 | 129 | 30,33 | 1819,8 | 567,1 |
| III - III | 24 | 3000 | 130,5 | 30,68 | 1840,8 | 1161,4 |

- c) Hitung Kebutuhan Tulangan Momen

POTONGAN I - I

$$M_u = 150,3 \text{ kN.m}$$

$$d = 333,5 - 60 - 13 \\ = 260,5 \text{ cm} \rightarrow 2605 \text{ mm}$$

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

- d) Hitung penulangan per meter panjang dinding:

$$(-1/2 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b) a^2 + (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$(-0,425 \cdot 24 \cdot 3000) a^2 + (0,85 \cdot 24 \cdot 3000 \cdot 2605) a - \left(\frac{150,3 \cdot 10^6}{0,3335}\right) = 0$$

$$(-30600) a^2 + (159426000) a - (450674662,67) = 0$$

Nilai yang dipakai yaitu = 35,4 dan nilai $c = 35,4/0,85 = 41,7 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_s = \frac{2605 - 41,7}{41,7} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_s = 61,470 \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_s = 0,184$$

$$F_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,184 \times 2 \times 10^5 = 368,00 \text{ Mpa} > 300 \text{ Mpa}$$

Karena, $F_s > F_y$, maka diambil sebesar $F_y = 300 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{F_s}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 24 \cdot 35,4 \cdot 3000}{300}$$

$$A_s = 7221,6 \text{ mm}^2$$

Rasio Penulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7221,6}{3000 \cdot 2605} = 0,000924$$

Dengan nilai luas tulangan $A_s = 7221,6 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 13 mm adalah:

$$N = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$N = \frac{7221,6}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 13^2}$$

$$N = \frac{7221,6}{\frac{1}{4} \cdot 530,66} = 54$$

Diambil 54 batang tulangan dengan diameter 13

Jarak antar tulangan:

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot b \cdot D^2}{A_s \cdot b}$$

$$S = \frac{0,25 \cdot 3,14 \cdot 3000 \cdot 13^2}{7221,6 \cdot 3000}$$

$$S = \frac{397,995}{21,665}$$

$$S = 18,40 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan maksimal adalah 3 x tebal plat = 3 x 333,5 = 10005 mm.

Jarak tulangan memenuhi dan dipakai D13-400.

POTONGAN II – II

e) Hitung Kebutuhan Tulangan Momen:

$$M_u = 888,6 \text{ kN.m}$$

$$d = 129 - 60 - 22$$

$$= 47 \text{ cm} \rightarrow 470 \text{ mm}$$

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

f) Hitung penulangan per meter panjang dinding:

$$(-1/2 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b) a^2 + (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$(-0,425 \cdot 24 \cdot 3000) a^2 + (0,85 \cdot 24 \cdot 3000 \cdot 470) a - \left(\frac{888,6 \cdot 10^6}{0,129}\right) = 0$$

$$(-30600) a^2 + (28764000) a - (6888372093,02) = 0$$

Nilai yang dipakai yaitu = 35,4 dan nilai c = 35,4/0,85 = 41,7 mm

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_s = \frac{470 - 41,7}{41,7} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_s = 10,270.0,003$$

$$\varepsilon_s = 0,031F_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,034 \times 2 \times 10^5 = 6200 \text{ Mpa} > 300 \text{ Mpa}$$

Karena, $F_s > F_y$, maka diambil sebesar $F_y = 300 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{F_s}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 24 \cdot 35,4 \cdot 3000}{300}$$

$$A_s = 7221,6 \text{ mm}^2$$

Rasio Penulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7221,6}{3000 \cdot 2605} = 0,000924$$

Dengan nilai luas tulangan $A_s = 7221,6 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 22 mm adalah:

$$N = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$N = \frac{7221,6}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2}$$

$$N = \frac{7221,6}{\frac{1}{4} \cdot 1519,76} = 19$$

Diambil 19 batang tulangan dengan diameter 22

Jarak antar tulangan:

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot b \cdot D^2}{A_s \cdot b}$$

$$S = \frac{0,25 \cdot 3,14 \cdot 3000 \cdot 22^2}{7221,6 \cdot 3000}$$

$$S = \frac{1139,82}{21,664}$$

$$S = 52,61 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan maksimal adalah 3 x tebal plat = 3 x 333,5 = 10005 mm.

Jarak tulangan memenuhi dan dipakai D22-200.

POTONGAN III – III

g) Menghitung Kebutuhan Tulangan Momen:

$$M_u = 2698,3 \text{ kN.m}$$

$$d = 130,5 - 60 - 19 \\ = 51,5 \text{ cm} \rightarrow 515 \text{ mm}$$

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

h) Hitung penulangan per meter panjang dinding:

$$(-1/2 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b) a^2 + (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$(-0,425 \cdot 24 \cdot 3000) a^2 + (0,85 \cdot 24 \cdot 3000 \cdot 515) a - \left(\frac{2698,3 \cdot 10^6}{0,1305}\right) = 0$$

$$(-30600) a^2 + (31518000) a - (20676628352,49) = 0$$

Nilai yang dipakai yaitu = 35,4 dan nilai $c = 35,4/0,85 = 41,7 \text{ mm}$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_s = \frac{515 - 41,7}{41,7} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_s = 11,350 \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_s = 0,034$$

$$F_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,034 \times 2 \times 10^5 = 6800 \text{ Mpa} > 300 \text{ Mpa}$$

Karena, $F_s > F_y$, maka diambil sebesar $F_y = 300 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{F_s}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 24 \cdot 35,4 \cdot 3000}{300}$$

$$A_s = 7221,6 \text{ mm}^2$$

Rasio Penulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7221,6}{3000 \cdot 2605} = 0,000924$$

Dengan nilai luas tulangan $A_s = 7221,6 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 19 mm adalah:

$$N = \frac{\rho}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$N = \frac{7221,6}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2}$$

$$N = \frac{7221,6}{\frac{1}{4} \cdot 1133,5} = 25$$

Diambil 25 batang tulangan dengan diameter 19

Jarak antar tulangan:

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot b \cdot D^2}{A_s \cdot b}$$

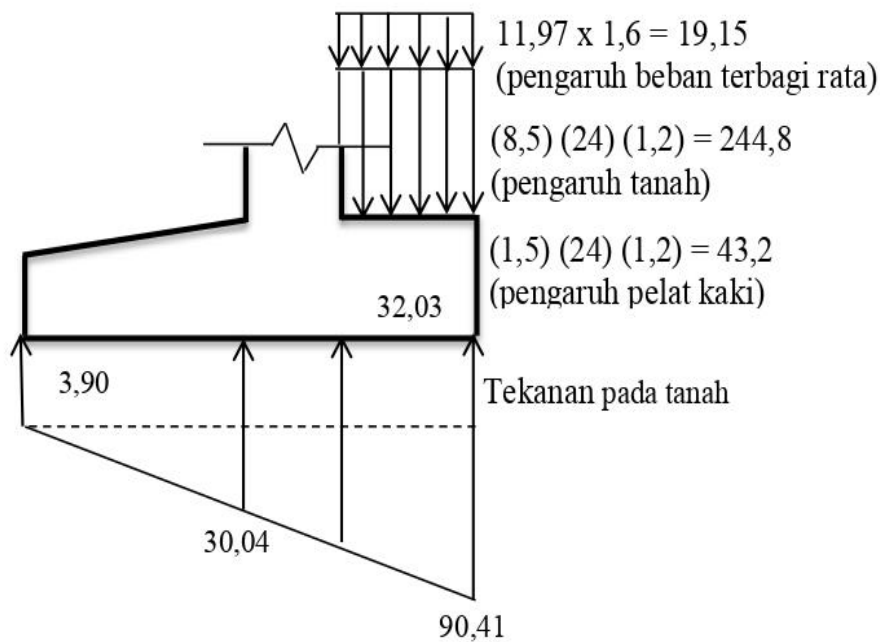
$$S = \frac{0,25 \cdot 3,14 \cdot 3000 \cdot 19^2}{7221,6 \cdot 3000}$$

$$S = \frac{850,155}{21,664} = 39,24 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan maksimal adalah 3 x tebal plat = 3 x 333,5 = 10005 mm.

Jarak tulangan memenuhi dan dipakai D19-150.

4.4.2 Penulangan Pelat Kaki



Gambar 4. 10 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Pelat Fondasi

Gaya momen akibat tekanan tanah pada dasar fondasi yang arahnya keatas dengan menganggap distribusi tekanan dasar fondasi ke tanah berbentuk trapesium:

a) Hitungan gaya lintang dan gaya momen terfaktor

Gaya momen akibat tekanan tanah pada dasar pondasi yang arahnya keatas dengan menganggap distribusi tekanan dasar pondasi ke tanah berbentuk trapesium.

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x = 2 \text{ m; } q_2 &= 3,90 + \left(\frac{2}{6,5}\right) \times 97,63 - 3,90 \\ &= 30,04 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x = 5,5 \text{ m; } q_3 &= 3,90 + \left(\frac{5,5}{6,5}\right) \times 97,63 - 3,90 \\ &= 82,61 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

POTONGAN IV – IV (kaki depan)

Gaya Geser, V_u :

$$\begin{aligned} + (97,63 - 30,04) \times 0,5 \times 3 &= 101,38 \text{ (reaksi tanah)} \\ + 97,63 \times 3 &= 292,89 \text{ (reaksi tanah)} \\ - 3 \times 1,5 \times 24 \times 1,2 &= (-129,6) \text{ (berat pelat terfaktor)} \\ V_u &= 264,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen, M_u :

$$\begin{aligned} + 1,5 \times 3 \times 82,61 &= 371,74 \\ + \frac{2}{5,5} \times (97,63 - 82,61) \times 1,5 \times 3 &= 24,58 \\ -(1,5 \times 3 \times 24) \times 1,5 \times 1,2 &= (-194,4) \\ M_u &= 201,92 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

POTONGAN V – V

Gaya geser, V_u :

$$\begin{aligned} - (30,04 - 3,90) \times 1,5 \times 2 &= (-41,74) \\ - 3,90 \times 2 &= (-7,8) \\ + (1,5 \times 24 \times 1,2) \times 2 &= 86,4 \\ + (8,5 \times 24 \times 1,2) \times 2 &= 652,8 \end{aligned}$$

$$+ (11,97 \times 1,6) \times 2 = 38,3$$

$$V_u = 743,56 \text{ kN}$$

Momen, M_u :

$$- (3,90 \times \frac{2^2}{2}) = (-7,8)$$

$$- (30,04 - 3,90) \times 0,5 \times 2^2 / 6 = (-11,31)$$

$$+ (2 \times 1,5 \times 24) \times 1 \times 1,2 = 86,4$$

$$+ (2 \times 8,5 \times 24) \times 1 \times 1,2 = 489,6$$

$$+ (2 \times 11,97) \times 1 \times 1,6 = 38,30$$

$$V_u = 595,19 \text{ kN}$$

Berikut merupakan hasil perhitungan V_u dan M_u pada pelat kaki pondasi ditunjukkan dalam Tabel 4.12 dibawah ini:

Tabel 4. 12 Hasil Hitungan Gaya Geser dan Momen Pada Kaki Dinding

| Potongan | V_u (kN) | M_u (kN) |
|----------|------------|------------|
| IV – IV | 264,67 | 201,92 |
| V - V | 743,56 | 595,19 |

b) Hitung kebutuhan tulangan geser

POTONGAN IV – IV

Beban geser terfaktor $V_u = 264,67 \text{ kN}$ (Tabel 4.12)

$$d = 1500 - 60 - 13$$

$$= 1427 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \right) b_w \cdot d$$

$$= \left(\frac{1}{6} \sqrt{24} \right) 3000 \times 1427$$

$$= 3495421,86 \text{ N}$$

$$= 3495,42 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0,60 \times 3495,42$$

$$= 2097,25 > V_u = 264,67 \text{ kN (OK)}$$

POTONGAN V – V

Beban geser terfaktor $V_u = 743,56 \text{ kN}$ (**Tabel 4.12**)

$$\begin{aligned} d &= 1500 - 60 - 16 \\ &= 1424 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser beton:

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'}\right) b_w \cdot d \\ &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{24}\right) 3000 \times 1424 \\ &= 3488073,39 \text{ N} \\ &= 3488,07 \text{ kN} \\ \phi V_n = \phi V_c &= 0,60 \times 3488,07 \\ &= 2092,84 > V_u = 743,56 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 13 Hasil Hitungan Tulangan Geser Pada Pelat Kaki Dinding Penahan Tanah

| POT | f_c' (Mpa) | b_w (mm) | D (mm) | V_c (kN) | $\phi V_n = \phi V_c$ (kN) | V_u (kN) |
|---------|--------------|------------|----------|------------|----------------------------|------------|
| IV – IV | 24 | 3000 | 1427 | 3495,42 | 2097,25 | 264,67 |
| V - V | 24 | 3000 | 1424 | 3488,07 | 2092,84 | 743,56 |

- c) Hitung kebutuhan tulangan momen

Beban momen terfaktor pada potongan IV – IV:

$$\begin{aligned} M_u &= 201,92 \text{ kN.m} \\ d &= 1500 - 60 - 13 = 1427 \text{ mm} \\ b &= 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- d) Hitung penulangan per meter panjang dinding

$$\begin{aligned} (-1/2 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b) a^2 + (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) &= 0 \\ (-0,425 \cdot 24 \cdot 3000) a^2 + (0,85 \cdot 24 \cdot 3000 \cdot 1427) a - \left(\frac{201,92 \cdot 10^6}{1500}\right) &= 0 \\ (-30600) a^2 + (87332400) a - (134613,3) &= 0 \end{aligned}$$

Nilai yang dipakai adalah $a = 9,43 \text{ mm}$, nilai $c = \frac{9,43}{0,85} = 11,09 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{d - c}{c} \varepsilon_{cu} \\ &= \frac{1427 - 11,09}{11,09} 0,003 \\ &= 0,383 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,383 \times 2 \times 10^2 = 766 \text{ Mpa} > 300 \text{ Mpa}$$

Nilai tegangan tersebut melebihi nilai tegangan leleh ijin: 300 Mpa, sehingga nilai f_s diambil sebesar $f_y = 300 \text{ Mpa}$.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 24 \times 9,43 \times 3000}{300} \\ &= 1923,72 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Rasio Penulangan (ρ)

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\ &= \frac{1923,72}{3000 \times 1427} \\ &= 0,00045\end{aligned}$$

Batasan ρ_{min} adalah sebesar 0,0020, sehingga rasio penulangan dipakai batasan minimum $\rho = 0,0020$ atau luas tulangan $A_s = 0,0020 \times 3000 \times 1427 = 8562 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai luas tulangan $A_s = 8562 \text{ mm}^2$ maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 13 mm adalah:

$$n = \frac{8562}{\frac{1}{4} \pi \cdot 13^2} = 64 \text{ buah tulangan D13}$$

Dengan jarak antar tulangan:

$$s = \frac{3000}{64} = 46 \text{ mm}$$

e) Hitung kebutuhan tulangan momen

Beban momen terfaktor pada potongan V – V:

$$M_u = 595,19 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}d &= 1500 - 60 - 16 \\ &= 1424 \text{ mm}\end{aligned}$$

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

f) Hitung penulangan per meter panjang dinding:

$$\left(-1/2 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b\right) a^2 + \left(0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d\right) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$(-0,425.24.3000)a^2 + (0,85.24.3000.1424)a - \left(\frac{595,19.10^6}{1500}\right) = 0$$

$$(-30600)a^2 + (87148800)a - (396793,3) = 0$$

Nilai yang dipakai adalah $a = 9,43 \text{ mm}$, nilai $c = \frac{9,43}{0,85} = 11,09 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{d - c}{c} \varepsilon_{cu} \\ &= \frac{1424 - 11,09}{11,09} 0,003 \\ &= 0,382 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,382 \times 2 \times 10^2 = 764 \text{ Mpa} > 300 \text{ Mpa}$$

Nilai tegangan tersebut melebihi nilai tegangan leleh ijin: 300 Mpa, sehingga nilai f_s diambil sebesar $f_y = 300 \text{ Mpa}$.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 24 \times 9,43 \times 3000}{300} \\ &= 1923,72 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Rasio Penulangan (ρ)

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\ &= \frac{1923,72}{3000 \times 1424} \\ &= 0,00044\end{aligned}$$

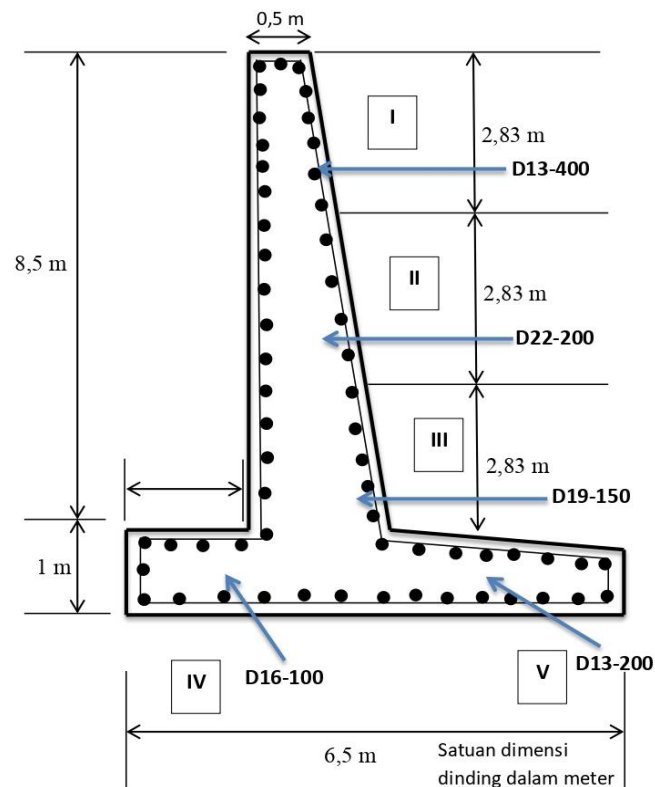
Batasan ρ_{min} adalah sebesar 0,0020, sehingga rasio penulangan dipakai batasan minimum $\rho = 0,0020$ atau luas tulangan $A_s = 0,0020 \times 3000 \times 1424 = 8544 \text{ mm}^2$.

Dengan nilai luas tulangan $A_s = 8544 \text{ mm}^2$ maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 16 mm adalah:

$$n = \frac{8544}{\frac{1}{4} \pi \cdot 16^2} = 42 \text{ buah tulangan D16}$$

Dengan jarak antar tulangan:

$$s = \frac{3000}{42} = 71 \text{ mm}$$



Gambar 4. 11 Denah Tulangan Dinding Penahan Tanah

4.5 Pembahasan

Analisis stabilitas dinding penahan tanah pada dinding bagian kiri bendung pada Proyek *Intake Sepaku* bertujuan untuk mengetahui apakah faktor keamanan (*safety faktor*) yang telah direncanakan sudah sesuai. Analisis yang dilakukan pada penelitian ini terhadap dinding bendung sebelah kiri dengan menggunakan perkuatan eksisting berupa dinding penahan tanah tipe kantilever. Analisis stabilitas dan perhitungan penulangan ini dilakukan menggunakan perhitungan manual.

Dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan cara manual diketahui bahwa beban yang mempengaruhi/bekerja pada dinding penahan tanah tipe kantilever, untuk tekanan lateralnya diperoleh nilai 272,08 kN.m, untuk perhitungan momen (M_w) yang bekerja pada titik guling diperoleh nilai 2055,37 kN.m.

Dari analisis yang bekerja dapat diperoleh nilai faktor keamanan dinding penahan tanah tipe kantilever dengan cara manual. Untuk nilai stabilitas terhadap bahaya penggeseran mencapai nilai $9,06 \geq 1,5$. Analisis stabilitas terhadap bahaya penggulingan mencapai nilai $7,58 \geq 1,5$. Dan untuk analisis kapasitas terhadap daya dukung tanah mencapai nilai $32,17 \geq 3$.

Perhitungan penulangan dinding penahan tanah tipe kantilever untuk tekanan pada dasar pondasi mencapai nilai $q_{max} = 97,63 \text{ kN/m}^2$ dan $q_{min} = 3,90 \text{ kN/m}^2$. Penulangan dinding vertikal untuk potongan I – I menghitung kebutuhan tulangan geser, nilai tinggi efektif (d) mencapai 333,5 mm, beban terfaktor (V_u) 184,9 kN serta kuat geser betonnya yaitu $470,04 \text{ kN} > 184,9 \text{ kN}$. Untuk potongan II – II nilai tinggi efektif (d) 129 mm, beban terfaktor (V_u) 567,1 kN serta kuat geser betonnya yaitu $1819,8 \text{ kN} > 567,1 \text{ kN}$. Untuk potongan III – III tinggi efektif (d) 130,5 mm, beban terfaktor (V_u) 1161,4 kN serta kuat geser betonnya yaitu $1840,8 \text{ kN} > 1161,4 \text{ kN}$.

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan momen untuk potongan I – I $M_u = 150,3 \text{ kN.m}$, diameter 2605 mm, penulangan per meter panjang dinding untuk luas tulangan (A_s) mencapai $7221,6 \text{ mm}^2$, rasio penulangan (ρ) 0,000924 jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 13 mm yaitu 54 batang tulangan dengan jarak antar tulangannya 18,40 mm, jarak antar tulangan maksimal adalah 10005 mm jarak tulangan ini memenuhi dan dipakai D13-400, potongan II – II kebutuhan tulangan momen $M_u = 888,6 \text{ kN.m}$ diameter 470 mm, penulangan per meter panjang dinding untuk luas tulangan (A_s) mencapai $7221,6 \text{ mm}^2$, rasio penulangan (ρ) 0,000924 jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 22 mm yaitu 19 batang tulangan dengan jarak antar tulangannya 52,61 mm, jarak antar tulangan maksimal adalah 10005 mm, jarak tulangan memenuhi dan dipakai D22-200, potongan III – III kebutuhan tulangan momen $M_u = 2698,3 \text{ kN.m}$ diameter 515 mm, penulangan per meter panjang dinding untuk luas tulangan (A_s) mencapai $7221,6 \text{ mm}^2$, rasio tulangan (ρ) 0,000924 jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 19 mm yaitu 25 batang tulangan dengan jarak antar tulangannya 39,24 mm, jarak antar tulangan maksimal adalah 10005 mm, jarak tulangan memenuhi dan dipakai D19-150.

Penulangan pelat kaki gaya lintang dan gaya momen terfaktor untuk potongan IV – IV $V_u = 264,67$ kN.m dan $M_u = 201,92$ kN.m, potongan V – V $V_u = 743,56$ kN.m dan $M_u = 595,19$ kN.m kebutuhan tulangan momen pada potongan IV – IV diameter 1427 mm kuat geser betonnya $2097,25 > V_u = 264,67$ kN (OK) dan untuk potongan V – V diameter 1424 mm kuat geser betonnya $2092,84 > V_u = 743,56$ kN (OK), kebutuhan tulangan momen pada potongan IV – IV $M_u = 201,92$ kN.m penulangan per meter panjang dinding dengan luas tulangnya (A_s) $1923,72$ mm², nilai rasio penulangan (ρ) $0,0020 = 8562$ mm² maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter tulangan 13 mm adalah 64 batang dengan jarak antar tulangnya 46 mm, kebutuhan tulangan momen pada potongan V – V $M_u = 595,19$ kN.m penulangan per meter panjang dinding dengan luas tulangnya (A_s) $1923,72$ mm², rasio penulangan (ρ) $0,0020 = 8544$ mm², maka jumlah tulangan per meter pelat untuk diameter 16 mm adalah 42 batang dengan jarak antar tulangnya 71 mm.