

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG

5.1 Umum

Bab ini menguraikan prosedur perhitungan analisis pondasi tiang pancang pada bangunan bertingkat. Data-data yang diperlukan dalam analisis pondasi tiang pancang antara lain adalah data karakteristik tanah, data tiang pancang, dan gaya-gaya struktur atas yang bekerja pada pondasi.

5.1.1 Data karakteristik tanah

Jenis tanah merupakan tanah *non kohesif* yang diambil dari data tanah pada proyek Gedung Perpustakaan UMY, dengan propertis tanah seperti pada tabel 5.1 di bawah ini.

Tabel 5.1 Data karakteristik tanah berdasarkan uji laboratorium

BOR No	Kedalaman (m)	γ_t (gr/m ³)	γ_d (gr/cm ³)	G_s	e	c (gr/cm ³)	ϕ (°)
B2 (SB5)	1,00 - 1,80	2,16	1,89	2,86	0,51	0,00	37,23
	3,50 - 5,00	2,03	1,76	2,85	0,62	0,00	37,23

(Sumber : Lab Mek-Tan UGM Yogyakarta)

5.1.2 Data teknis tiang pancang

Data teknis tiang pancang yang dipakai adalah tiang pancang beton prategang bulat berongga berdasarkan spesifikasi standar dari PT. WIKA Beton Indonesia seperti pada tabel 5.2 di bawah ini.

Tabel 5.2 Data teknis tiang pancang

No	Diameter Luar (d) (mm)	Tebal (t) (mm)	Panjang Tiang (L) (m)	Luas Penampang (A)	Kelas	Kapasitas Momen (tm)		Kapasitas Aksial (ton)
						Retak	Ijin	
1	300	60	6 – 13	452	A2	2,50	3,75	72,60
					A3	3,00	4,50	70,75
					B	3,50	6,30	67,50
					C	4,00	8,00	65,40
2	350	65	6 – 15	582	A1	3,50	5,25	93,10
					A3	4,20	6,30	89,50
					B	5,00	9,00	86,40
					C	6,00	12,00	85,00
3	400	75	6 – 16	765	A2	5,50	8,25	121,10
					A3	6,50	9,75	117,60
					B	7,50	13,50	114,40
					C	9,00	18,00	111,50
4	450	80	6 – 16	929	A1	7,50	11,25	149,50
					A2	8,50	12,75	145,80
					A3	10,00	15,00	143,80
					B	11,00	19,80	139,10
					C	12,50	25,00	134,90
5	500	90	6 – 16	1159	A1	10,50	15,75	185,30
					A2	12,50	18,75	181,70
					A3	14,00	21,00	178,20
					B	15,00	27,00	174,90
					C	17,00	34,00	169,00
6	600	100	6 – 16	1570	A1	17,00	25,50	252,70
					A2	19,00	28,50	249,00
					A3	22,00	33,00	243,20
					B	25,00	45,00	238,30
					C	29,00	58,00	229,50

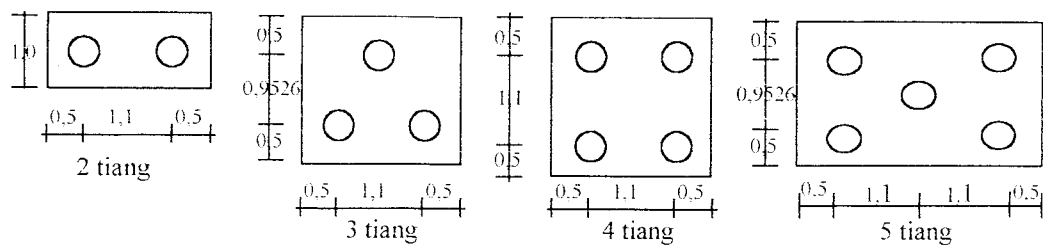
(Sumber : PT WIKA Beton Indonesia)

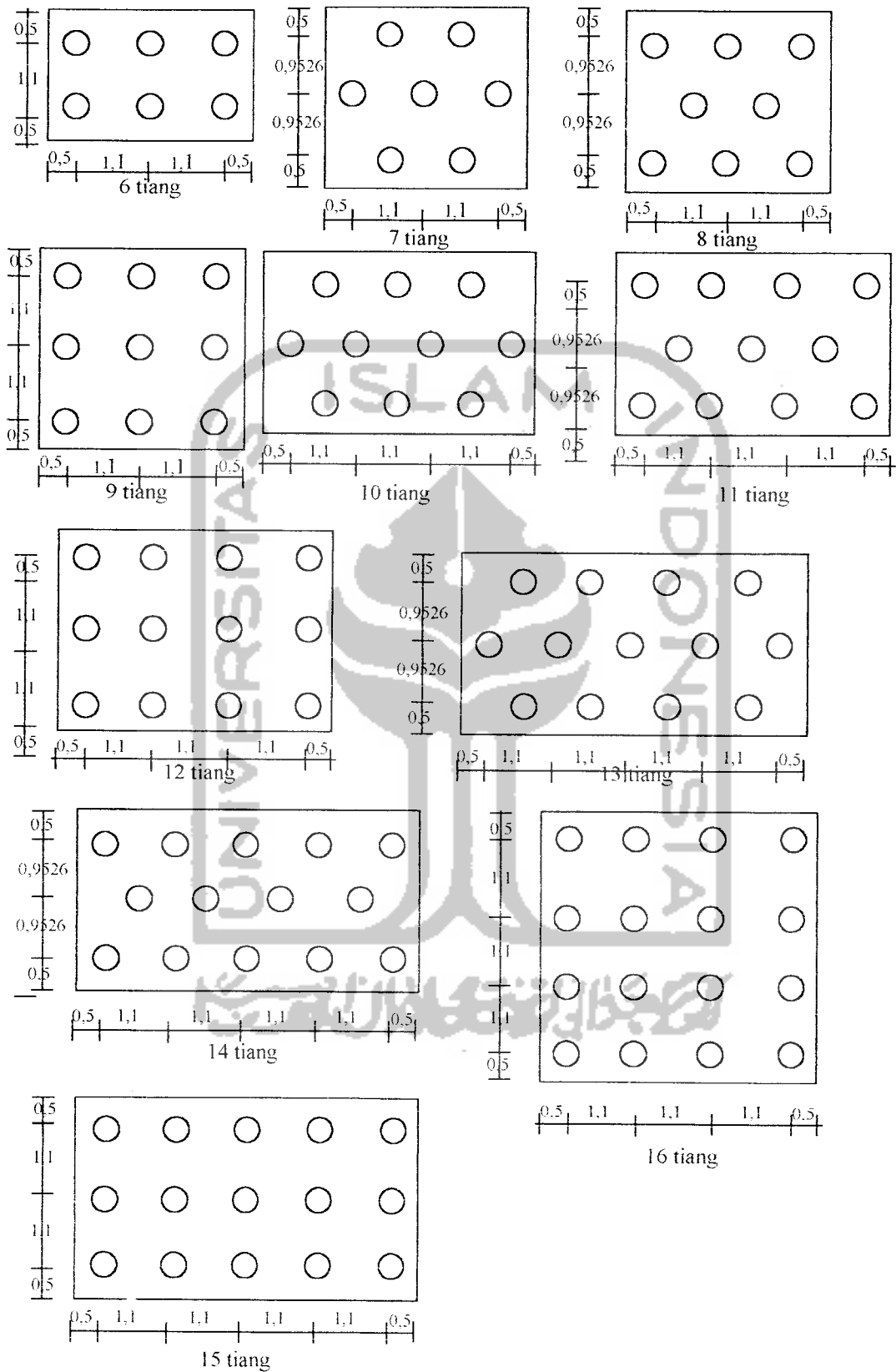
Susunan kelompok tiang untuk $d = 400$ mm

$$\text{Jarak antar as tiang} = 2,75 \cdot d = 2,75 \cdot 0,4 = 1,1 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tiang ke tepi pile cap} = 1,25 \cdot d = 1,25 \cdot 0,4 = 0,5 \text{ m}$$

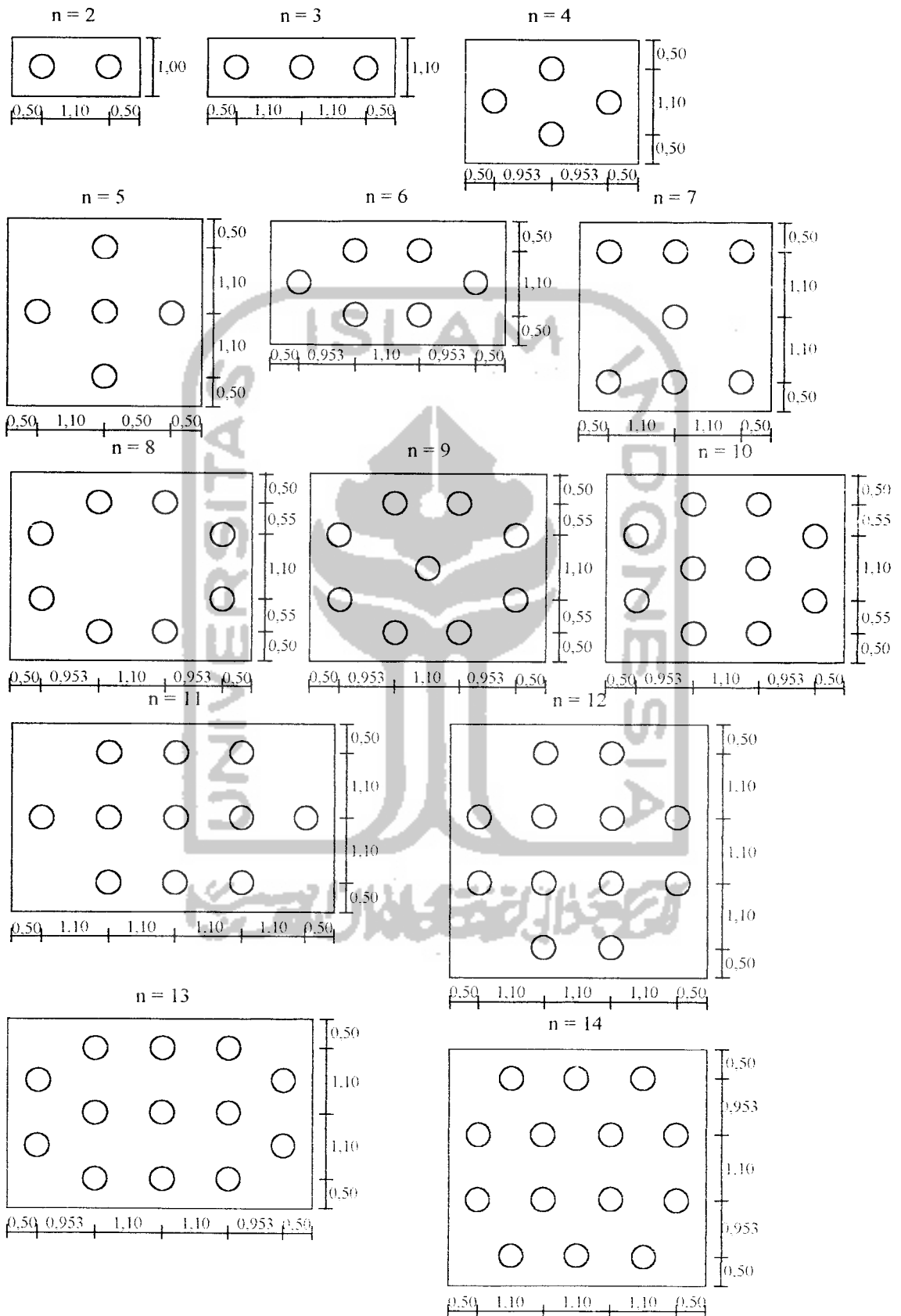
Susunan kelompok formasi A adalah seperti gambar di bawah berikut.

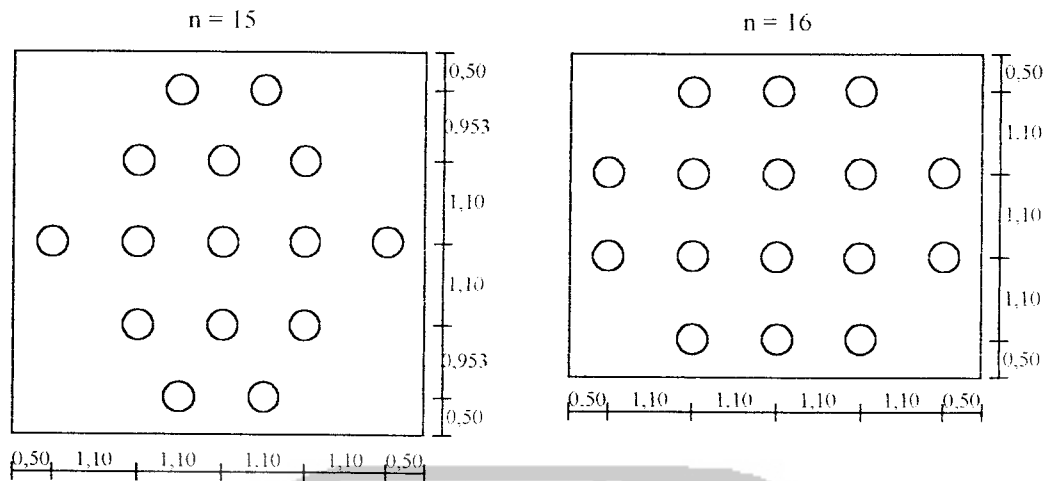




Gambar 5.0.a Susunan kelompok tiang formasi A

Susunan kelompok formasi B adalah seperti gambar di bawah berikut.





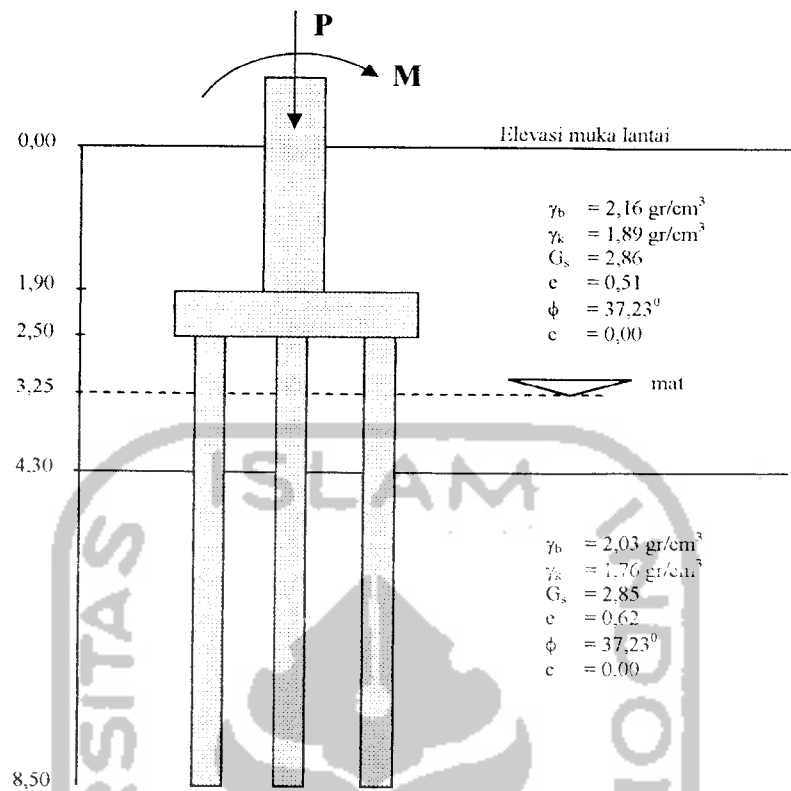
Gambar 5.0.b Susunan kelompok tiang formasi B

Analog untuk susunan kelompok tiang dengan diameter 300, 350, 450, 500, dan 600 mm.

5.2 Perhitungan Pondasi Tiang

Sebagai contoh perhitungan diambil pondasi yang mendukung kolom 12 dengan beban aksial (P) = 157,84 ton dan Momen ($M_x = 5,51$ Tm dan $M_y = 0,5081$ Tm) (tabel 4.8), dimensi kolom 400 x 800 mm, dan formasi A. Data tiang yang dipakai (lihat tabel 5.2) :

- diameter luar (d) = 400 mm, tebal (t) = 75 mm kelas A2,
- kapasitas aksial ijin tiang (P_a) = 121,1 ton,
- kedalaman tanah – 8,5 m atau panjang tiang (L) = 6 m



Gambar 5.1 Pondasi tiang pada lapisan tanah

5.2.1 Kriteria tiang

Untuk menghitung angka kelangsingan tiang digunakan persamaan 3.4

$$\lambda = \frac{L \cdot k}{i}$$

dengan :

$$k = 1,0 \text{ (jepit-jepit)}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (d_l^2 - d_d^2) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,40^2 - 0,25^2) = 0,0765 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{\pi}{64} (d_l^4 - d_d^4) = \frac{\pi}{64} (0,40^4 - 0,25^4) = 0,001065 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,001065}{0,0765}} = 0,118 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L \cdot k}{i} = \frac{6,10}{0,118} = 50,8475$$

Angka kelangsingan batas (λ_g) dihitung berdasarkan persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$\lambda_g = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{0,7 f_c'}}$$

dengan : $E = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $f_c' = 600 \text{ kg/cm}^2$

$$\lambda_g = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 600}} = 216,791$$

$$\lambda_s = \frac{\lambda}{\lambda_g} = \frac{50,8475}{216,791} = 0,2346$$

Berdasarkan nilai λ_s maka tiang dengan $L = 6 \text{ m}$ tergolong tiang pendek karena $\lambda_s < 1$.

5.2.2 Kapasitas dukung tiang tunggal

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) untuk tanah pasir ditentukan dengan formula Mayerhof (1976) sesuai dengan persamaan 3.9 berikut.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot 5 \cdot Nq' \cdot \text{tg } \phi$$

dengan :

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 = 0,12566 \text{ m}^2$$

$$\phi = 37,23^\circ \text{ maka nilai } Nq' = 150 \text{ (dari gambar 3.1)}$$

$$Q_p = 0,12566 \cdot 5 \cdot 150 \cdot \text{tg } 37,23 = 71,6158 \text{ ton}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s) ditentukan berdasarkan persamaan 3.11, sedangkan gesekan selimut (f) ditentukan berdasarkan persamaan 3.12 untuk tanah pasir.

$$Q_s = \sum A_s \cdot f$$

$$f = K \cdot \sigma' \cdot \text{tg } \delta$$

dengan :

$$A_s = p \cdot \Delta L$$

$$P = \pi \cdot d = \pi \cdot 0,4 = 1,25664 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{beton}} = \frac{3}{4} \phi$$

$$K = 2$$

1) Kedalaman – (2,5 – 3,25) m

$$\begin{aligned} A_{s1} &= p \cdot \Delta L_1 \\ &= 1,25664 \cdot 0,75 = 0,94248 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_1 &= K \cdot (\gamma_b \cdot z_1) \cdot \text{tg } (3/4 \cdot \delta) \\ &= 2 \cdot (2,16 \cdot 0,75) \cdot \text{tg } (3/4 \cdot 37,23) = 1,7171 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s1} &= A_{s1} \cdot f_1 \\ &= 0,94248 \cdot 1,7171 = 1,61833 \text{ ton} \end{aligned}$$

2) Kedalaman – (3,25 – 4,3) m

$$\begin{aligned} A_{s2} &= p \cdot \Delta L_2 \\ &= 1,25664 \cdot 1,05 = 1,31947 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)}{(1 + e)} \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{(2,86 + 0,51)}{(1 + 0,51)} \cdot 1 = 2,2318 \text{ gr/cm}^3 = 2,2318 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 2,2318 - 1 = 1,2318 \text{ ton/m}^3$$

$$f_2 = K \cdot (\gamma' \cdot z_2) \cdot \text{tg}(3/4 \cdot \delta)$$

$$= 2 \cdot (1,2318 \cdot 1,05) \cdot \text{tg}(3/4 \cdot 37,23) = 1,3709 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s2} = A_{s2} \cdot f_2$$

$$= 1,31947 \cdot 1,3709 = 1,80886 \text{ ton}$$

3) Kedalaman – (4,3 – 8,5) m

$$A_{s3} = p \cdot \Delta L_3$$

$$= 1,25664 \cdot 4,2 = 5,2779 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)}{(1 + e)} \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{(2,85 + 0,62)}{(1 + 0,62)} \cdot 1 = 2,1420 \text{ gr/cm}^3 = 2,1420 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 2,1420 - 1 = 1,1420 \text{ ton/m}^3$$

$$f_3 = K \cdot (\gamma' \cdot z_3) \cdot \text{tg}(3/4 \cdot \delta)$$

$$= 2 \cdot (1,1420 \cdot 4,2) \cdot \text{tg}(3/4 \cdot 37,23) = 5,0840 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s3} = A_{s3} \cdot f_3$$

$$= 5,2779 \cdot 5,0840 = 26,8328 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{stor}} = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

$$= 1,6183 + 1,8089 + 26,8328 = 30,25962 \text{ ton}$$

c. Kapasitas dukung ultimate tiang

Kapasitas dukung ultimate tiang (Q_u) dihitung berdasarkan persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 71,6158 + 30,25962 = 101,8758 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

Kapasitas dukung ijin tiang (Q_a) dihitung berdasarkan persamaan 3.20 sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\ &= \frac{101,8758}{2,5} = 40,7502 \text{ ton} \end{aligned}$$

5.2.3 Kapasitas dukung kelompok tiang

Penentuan jumlah tiang awal dapat ditentukan berdasarkan persamaan 3.22 sebagai berikut.

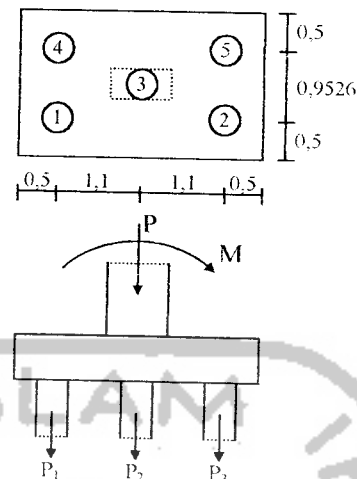
$$\text{Jumlah tiang (n)} = \frac{P}{Q_a} = \frac{157,84}{40,75021} = 3,8734 \approx 4 \text{ tiang}$$

Beban-beban di atas kelompok tiang :

- beban aksial kolom (P) = 157,84 ton
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $2,1 \cdot 2,1 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 6,3504$ ton
- berat tanah di atas *pile cap* (W_{tanah}) = $2,16 (2,1 \cdot 2,1 \cdot 1,9) = 18,0986$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $4 \cdot 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 2,4 = 7,2382$ ton

$$\text{Beban total (P}_1\text{)} = 157,84 + 6,3504 + 18,0986 + 7,2382 = 189,5236 \text{ ton}$$

Maka jumlah tiang (n) yang baru $= \frac{P_t}{Q_a} = \frac{189,5236}{40,75021} = 4,6509 \approx 5$ tiang



Gambar 5.2 Tampak atas dan samping susunan 5 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang (n=5)

- beban aksial kolom (P) = 157,84 ton
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $1,9526 \cdot 3,2 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 8,9976$ ton
- berat tanah di atas *pile cap* (W_{tanah}) = $2,16 (1,9526 \cdot 3,2 \cdot 1,9) = 25,6431$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $5 \cdot 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 2,4 = 9,0478$ ton

Beban total (P_t) = $157,84 + 8,9976 + 25,6431 + 9,0478 = 201,5285$ ton

Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{201,5285}{40,75021} = 4,9455 \leq 5$ tiang Ok

Efisiensi tiang dihitung dengan menggunakan persamaan Converse -Labarre seperti persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(m-1) \cdot n' + (n'-1) \cdot m}{90^\circ \cdot m \cdot n'}$$

dengan $\theta = \arctg \frac{d}{s} = \arctg \frac{0,4}{1,1} = 19,9831^\circ$

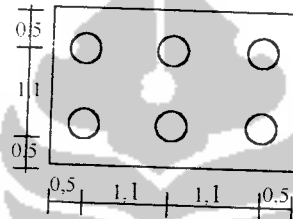
$$E_g = 1 - 19,9831 \cdot \frac{(3-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 3}{90 \cdot 3 \cdot 3} = 0,703956$$

Kapasitas dukung kelompok tiang dihitung dengan persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_u \\ &= 0,703956 \cdot 5 \cdot 40,7502 \\ &= 143,4317 \text{ ton} < P_t = 200,7067 \text{ ton (belum aman)} \end{aligned}$$

Agar aman maka dapat dilakukan penambahan jumlah tiang.

- Dicoba 6 tiang



Gambar 5.3 Susunan 6 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang :

- beban aksial kolom (P) = 157,84 ton
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $3,2 \cdot 2,1 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 9,6768$ ton
- berat tanah di atas *pile cap* (W_{tanah}) = $2,16 \cdot (3,2 \cdot 2,1 \cdot 1,9) = 27,57888$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $6 \cdot 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 2,4 = 10,8573$ ton

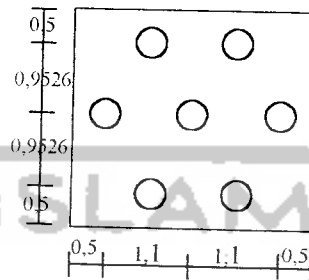
$$\text{Beban total } (P_t) = 157,84 + 9,6768 + 27,57888 + 10,8573 = 205,95298 \text{ ton}$$

$$\text{Maka jumlah tiang } (n) = \frac{P_t}{Q_u} = \frac{205,95298}{40,75021} = 5,0540 \leq 6 \text{ tiang OK}$$

$$E_g = 1 - 19,9831 \cdot \frac{(2-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 2}{90 \cdot 2 \cdot 3} = 0,74096$$

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\
 &= 0,74096 \cdot 6 \cdot 40,7502 \\
 &= 181,16565 \text{ ton} < P_t = 205,95298 \text{ ton (belum aman)}
 \end{aligned}$$

- Dicoba 7 tiang



Gambar 5.4 Susunan 7 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang :

- beban aksial kolom (P) = 157,84 ton
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $3,2 \cdot 2,9052 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 13,387$ ton
- berat tanah di atas *pile cap* (W_{tanah}) = $2,16 \cdot (3,2 \cdot 2,9052 \cdot 1,9) = 38,153$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $6 \cdot 7 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 2,4 = 12,661$ ton

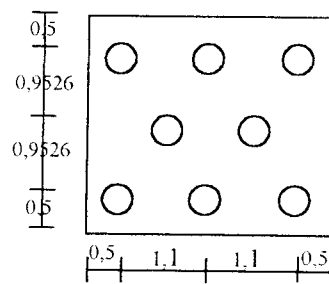
$$\text{Beban total } (P_t) = 157,84 + 13,387 + 38,153 + 12,661 = 222,041 \text{ ton}$$

$$\text{Maka jumlah tiang } (n) = \frac{P_t}{Q_a} = \frac{222,041}{40,75021} = 5,4488 \leq 7 \text{ tiang OK}$$

$$E_g = 1 - 19,9831 \cdot \frac{(2-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 2}{90 \cdot 2 \cdot 3} = 0,674349$$

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\
 &= 0,674349 \cdot 7 \cdot 40,7502 \\
 &= 192,359 \text{ ton} < P_t = 222,041 \text{ ton (belum aman)}
 \end{aligned}$$

- Dicoba 8 tiang



Gambar 5.5 Susunan 8 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-belan di atas kelompok tiang :

- beban aksial kolom (P) = 157,84 ton
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $3,2 \cdot 2,9052 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 13,387$ ton
- berat tanah di atas *pile cap* (W_{tanah}) = $2,16 \cdot (3,2 \cdot 2,9052 \cdot 1,9) = 38,153$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $6 \cdot 8 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 2,4 = 14,469$ ton

Beban total (P_t) = $157,84 + 13,387 + 38,153 + 14,469 = 223,849$ ton

Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{223,849}{40,75021} = 5,4932 \leq 8$ tiang OK

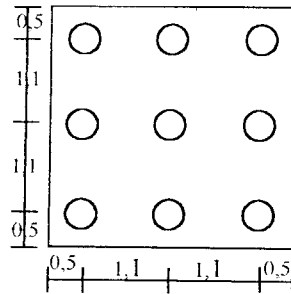
$$E_g = 1 - 19,9831 \cdot \frac{(3-1) \cdot 5 + (5-1) \cdot 3}{90 \cdot 5 \cdot 3} = 0,674349$$

$$Q_{pg} = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

$$= 0,674349 \cdot 8 \cdot 40,7502$$

$$= 219,8389 \text{ ton} < P_t = 223,849 \text{ ton (belum aman)}$$

- Dicoba 9 tiang



Gambar 5.6 Susunan 9 tiang

Kontrol terhadap jumlah tiang

Beban-beban di atas kelompok tiang :

- beban aksial kolom (P) = 157,84 ton
- berat *pile cap* (W_{pc}) = $3,2 \cdot 3,2 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 14,7456$ ton
- berat tanah di atas *pile cap* (W_{tanah}) = $2,16 \cdot (3,2 \cdot 3,2 \cdot 1,9) = 42,02496$ ton
- berat tiang (W_{tiang}) = $6 \cdot 9 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 2,4 = 16,27776$ ton

Beban total (P_t) = $157,84 + 14,7456 + 42,02496 + 16,27776 = 230,888$ ton

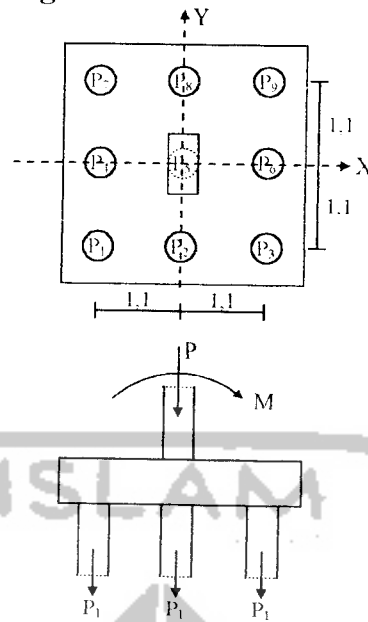
Maka jumlah tiang (n) = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{230,888}{40,75021} = 5,6659 \leq 9$ tiang OK

$$E_g = 1 - 19,9831 \cdot \frac{(3-1) \cdot 7 + (7-1) \cdot 3}{90 \cdot 7 \cdot 3} = 0,703956$$

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 0,703956 \cdot 9 \cdot 40,7502 \\ &= 258,177 \text{ ton} > P_t = 230,888 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

Maka untuk diameter tiang 400 mm dan kedalaman tanah – 8,5 m ($L = 6m$) dapat digunakan 9 tiang dalam kelompok tiang.

Beban yang diterima satu tiang



Gambar 5.7 Tampak atas dan samping susunan 9 tiang

Beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang pancang dapat ditentukan dengan persamaan 3.31 sebagai berikut.

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

Dengan $P_t = 230,888 \text{ ton}$

$n = 9$

$M_x = P \cdot n_t \cdot y_i = (1/4 \pi \cdot 0,4^2 \cdot 6 \cdot 2,4) \cdot 3 \cdot 1,1 = 5,97154 \text{ Tm}$

$M_y = P \cdot n_t \cdot x_i = (1/4 \pi \cdot 0,4^2 \cdot 6 \cdot 2,4) \cdot 3 \cdot 1,1 = 5,97154 \text{ Tm}$

$\sum x^2 = (3 \cdot (-1,1)^2) + (3 \cdot (0)^2) + (3 \cdot (1,1)^2) = 7,26$

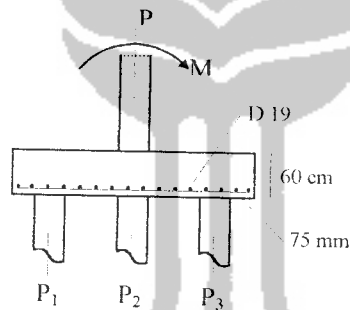
$\sum y^2 = (3 \cdot (1,1)^2) + (3 \cdot (0)^2) + (3 \cdot (-1,1)^2) = 7,26$

Tabel 5.3 Beban yang diterima tiap tiang

P_i	Beban (ton)
P_1	27,4638
P_2	26,5590
P_3	27,4638
P_4	26,5590
P_5	25,6542
P_6	26,5590
P_7	27,4638
P_8	26,5590
P_9	27,4638

5.2.4 Desain pile cap

Dimensi kolom 40 x 80 cm. Tebal *pile cap* (t) = 60 cm dengan diameter tulangan (D) = 19 mm. Tebal selimut beton di bawah (*clear cover*) = 75 mm, sehingga tebal efektif *pile cap* (d') = $600 - 75 - (19/2) = 515,5$ mm. Mutu beton $f_c' = 30$ Mpa dan $f_y = 400$ Mpa.



Gambar 5.8 Tebal *pile cap*, selimut beton, diameter tulangan, dan distribusi beban

Beban yang harus didukung oleh tiang (P_i) dirumuskan sebagai berikut.

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

dengan $P_t = 230,888$ ton

$n = 9$

$M_y =$ momen struktur = 0,5081 Tm

$M_x =$ momen struktur = 5,51 Tm

$$\sum x^2 = (3 \cdot (-1,1)^2) + (3 \cdot (0)^2) + (3 \cdot (1,1)^2) = 7,26$$

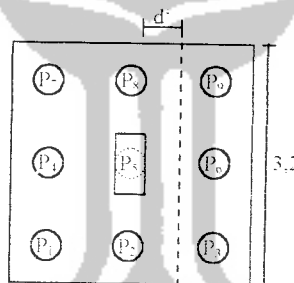
$$\sum y^2 = (3 \cdot (1,1)^2) + (3 \cdot (0)^2) + (3 \cdot (-,1)^2) = 7,26$$

Tabel 5.4 Beban yang diterima tiap tiang

P_i	Beban (ton)
P_1	26,5661
P_2	26,4891
P_3	26,5661
P_4	25,7312
P_5	25,6542
P_6	25,7312
P_7	26,5661
P_8	26,4891
P_9	26,5661

A. Cek geser satu arah

Bidang geser satu arah terletak pada jarak d' dari muka kolom. Kuat geser beton (V_c) ditentukan berdasarkan persamaan 3.32 sebagai berikut.



Gambar 5.9 Bidang geser satu arah

$$\phi V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d' \cdot \phi, \text{ untuk beban aksial dan lentur } \phi = 0,65 \text{ (SNI 03-2847-1992)}$$

$$\phi V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 3200 \cdot 515,5 \cdot 0,65$$

$$\phi V_c = 978816,7251 \text{ N} \approx 978,8167 \text{ kN}$$

V_u dihitung berdasarkan tiang yang berada di luar bidang kritis satu arah.

Dari gambar 5.9 terlihat, 3 tiang (P_3 , P_6 , dan P_9) berada di luar bidang kritis satu arah, sehingga :

$$V_u = P_3 + P_6 + P_9 = 26,5661 + 25,7312 + 26,5661$$

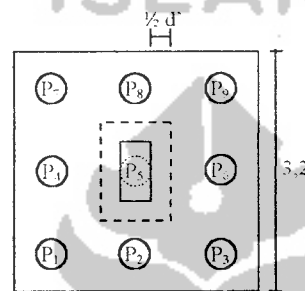
$$V_u = 78,8634 \text{ ton} \approx 788,634 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$, maka tebal *pile cap* aman terhadap geser satu arah.

B. Cek geser dua arah

Perimeter kritis (b_o) terletak pada jarak $\frac{1}{2} d'$ dari kolom.

$$b_o = 2(0,40 + 0,5155) + 2(0,80 + 0,5155) = 4,462 \text{ m}$$



Gambar 5.10 Bidang geser dua arah

Kuat geser beton (V_c) diambil yang paling kecil dari 3 persamaan (3.33, 3.34, dan 3.35) sebagai berikut.

- $V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d' = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{1} \right) = 0,5$
- $V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s \cdot d'}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d' = \frac{1}{12} \left(\frac{30 \cdot 515,5}{4462} + 2 \right) = 0,456$
- $V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d' = 0,333$ (menentukan)

$$\text{Sehingga dipakai } V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d' = \frac{1}{3} \sqrt{30} \cdot 4462 \cdot 515,5 = 4199,5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,65 \cdot 4199,5 = 2729,675 \text{ kN}$$

V_u dihitung berdasarkan tiang yang berada di luar bidang kritis dua arah.

Dari gambar 5.10 terlihat, semua tiang kecuali P_5 berada di luar bidang kritis dua arah, sehingga :

$$\begin{aligned} V_u &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 \\ &= 26,5661 + 26,4891 + 26,5661 + 25,7312 + 25,7312 + 26,5661 + \\ &\quad 26,4891 + 26,5661 \end{aligned}$$

$$V_u = 210,705 \text{ ton} \approx 2107,05 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 2729,675 \text{ kN} > V_u = 2107,05 \text{ kN}$, maka tebal *pile cap* aman terhadap geser dua arah.

C. Desain lentur

Momen ultimate (M_u) ditentukan berdasarkan sisi pada bagian kritis momen geser satu arah.

$$V_u = P_3 + P_6 + P_9 = 26,5661 + 25,7312 + 26,5661 = 788,634 \text{ kN}$$

$$\text{Jarak lengan momen} = 0,9 \text{ m}$$

$$M_u = 788,634 \cdot 0,9 = 709,7706 \text{ Tm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,6863$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d')^2} = \frac{709,7706 \cdot 10^6}{0,65 \cdot 3200 \cdot (515,5)^2} = 1,2841$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,6863 \cdot 1,2841}{400}} \right) = 0,0033$$

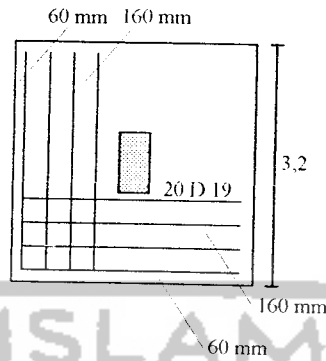
$$\rho = 0,0033 > \rho_{\min} = 0,0018$$

$$\text{Luas tulangan perlu, } A_s = 0,0033 \cdot 3200 \cdot 515,5 = 5443,68 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 20 D 19, } A_s = 5670,5747 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi tulangan} = \frac{3200 - 2 \cdot 60}{19} = 162,1053 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan yang dipakai 20 D 19 – 160



Gambar 5.11 Tulangan lentur *pile cap*

5.2.5 Penurunan Pondasi Tiang

Perhitungan penurunan (*settlement*) pada pondasi tiang didasarkan pada penurunan tiang tunggal dan kelompok tiang.

A. Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal pada tanah pasir dihitung berdasarkan metode semi empiris maupun empiris sebagai berikut.

1. Metode semi empiris

Berdasarkan persamaan 3.37 maka penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

Penurunan akibat deformasi aksial tiang (S_s) dihitung dengan persamaan 3.38 sebagai berikut.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S_s = \frac{(71,6158 + 0,50 \cdot 30,26) \cdot 6}{0,12566 \cdot (2 \cdot 10^6)} = 0,00207 \text{ m}$$

Penurunan dari ujung tiang (S_p) dihitung dengan persamaan 3.39 sebagai berikut.

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{d \cdot q_p} = \frac{C_p \cdot Q_p}{d \cdot 5 \cdot Nq' \cdot \text{tg } \phi}$$

$$= \frac{0,03 \cdot 71,6158}{0,4 \cdot 5 \cdot 150 \cdot \text{tg } 37,23} = 0,009425 \text{ m}$$

Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (S_{ps}) dihitung dengan persamaan 3.40 sebagai berikut.

$$S_{ps} = \left(\frac{P_t}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{d}{E_s} \cdot (1 - v_s^2) \cdot I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{d}} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{6}{0,4}} = 3,3555$$

$$S_{ps} = \left(\frac{230,888}{1,25664 \cdot 6} \right) \cdot \frac{0,4}{1350} \cdot (1 - 0,20^2) \cdot 3,3555 = 0,02192 \text{ m}$$

Penurunan total untuk tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,00207 + 0,009425 + 0,02192 = 0,03342 \text{ m}$$

2. Metode empiris

Berdasarkan persamaan 3.41 maka penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S = \frac{0.4}{100} + \frac{101,8758.6}{0,12566 \cdot (2 \cdot 10^6)}$$

$$s = 0,0064 \text{ m}$$

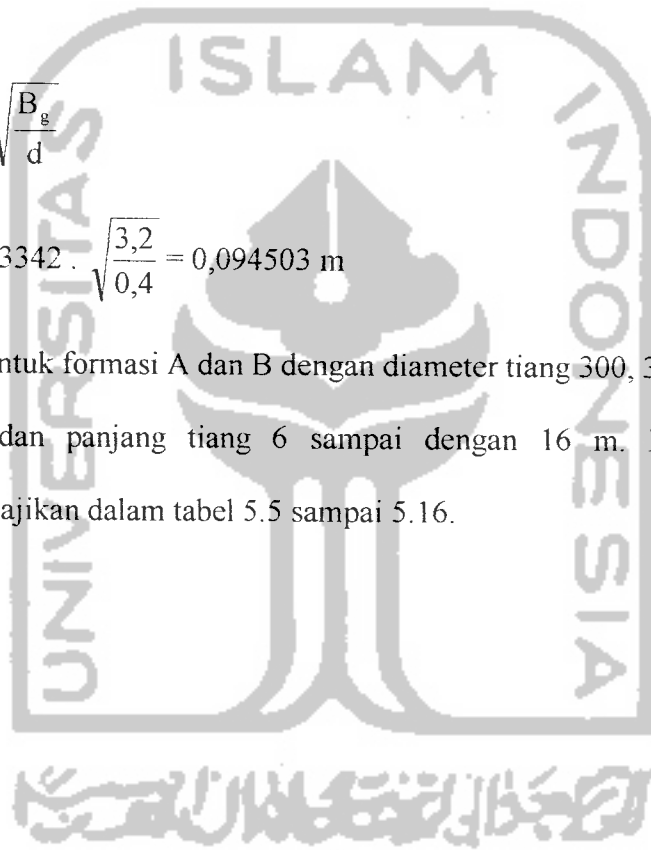
B. Penurunan kelompok tiang

Penurunan pada kelompok tiang dapat ditentukan dengan persamaan 3.42 sebagai berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d}}$$

$$S_g = 0,03342 \cdot \sqrt{\frac{3,2}{0,4}} = 0,094503 \text{ m}$$

Analog untuk formasi A dan B dengan diameter tiang 300, 350, 400, 450, 500, dan 600 mm, dan panjang tiang 6 sampai dengan 16 m. Hasil perhitungan selengkapnya disajikan dalam tabel 5.5 sampai 5.16.



Tabel 5.5 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 300 Formasi A

L	Kapasitas Dukung												Penurunan					
	Tunggal						Kelompok						Tunggal			Kelompok		
	Q_n	Q_{s1}	Q_{s2}	Q_{s3}	Q_{st}	Q_u	Q_v	Q_w	n	E_r	Q_{gr}	P_t	P_{maks}	S_s	S_{pr}	S_i	S_{gr}	S_k
6	40,2862	1,2138	1,3567	20,1243	22,6947	62,9809	25,1924	14	0,65462	230,8783	2,1,009	16,8812	0,0022	0,0071	0,0297	0,0390	0,1051	
7	40,2862	1,2138	1,3567	30,8482	33,4186	73,7048	29,4819	11	0,66166	214,5780	209,855	20,4601	0,0028	0,0071	0,0250	0,0349	0,0941	
8	40,2862	1,2138	1,3567	43,8537	46,4241	86,7103	34,6841	9	0,70396	219,7449	201,982	23,9161	0,0036	0,0071	0,0218	0,0324	0,0917	
9	40,2862	1,2138	1,3567	59,1409	61,7114	101,9975	40,7990	8	0,67435	220,1021	199,041	26,8034	0,0045	0,0071	0,0196	0,0312	0,0841	
10	40,2862	1,2138	1,3567	76,7097	79,2801	119,5663	47,8265	6	0,74096	212,6256	188,97	37,0786	0,0057	0,0071	0,0172	0,0299	0,0686	
11	40,2862	1,2138	1,3567	96,5602	99,1306	139,4168	53,7667	5	0,70396	196,2867	186,6519	48,3101	0,0070	0,0071	0,0158	0,0299	0,0661	
12	40,2862	1,2138	1,3567	118,692	121,2628	161,5490	64,6196	4	0,77797	201,0877	179,731	53,7749	0,0086	0,0071	0,0143	0,0299	0,0685	
13	40,2862	1,2138	1,3567	143,106	145,6767	185,9629	74,3852	4	0,77797	231,4768	180,41	53,9445	0,0104	0,0071	0,0135	0,0310	0,071	

Tabel 5.6 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 300 formasi B

L	Kapasitas Dukung												Penurunan					
	Tunggal						Kelompok						Tunggal			Kelompok		
	Q_n	Q_{s1}	Q_{s2}	Q_{s3}	Q_{st}	Q_u	Q_v	Q_w	n	E_g	Q_{gr}	P_t	P_{maks}	S_s	S_{pr}	S_i	S_{gr}	S_k
6	40,2839	1,2138	1,3567	20,1243	22,6948	62,9787	25,1915	16	0,656	264,4097	246,5376	16,4163	0,0022	0,0071	0,0332	0,0424	0,1391	
7	40,2839	1,2138	1,3567	30,8482	33,4186	73,7025	29,4810	12	0,667	235,9660	229,7513	20,2211	0,0028	0,0071	0,0274	0,0373	0,1223	
8	40,2839	1,2138	1,3567	43,8537	46,4242	86,7081	34,6832	10	0,645	223,7068	211,3950	22,1017	0,0036	0,0071	0,0228	0,0334	0,0946	
9	40,2839	1,2138	1,3567	59,1409	61,7114	101,9953	40,7981	7	0,704	201,0531	200,4611	29,6556	0,0045	0,0071	0,0197	0,0313	0,0887	
10	40,2839	1,2138	1,3567	76,7098	79,2802	119,5641	47,8257	6	0,686	196,8504	194,2578	33,1399	0,0057	0,0071	0,0177	0,0304	0,0697	
11	40,2839	1,2138	1,3567	96,5603	99,1308	139,4147	55,7659	6	0,686	229,5323	195,2757	33,3095	0,0070	0,0071	0,0166	0,0306	0,0701	
12	40,2839	1,2138	1,3567	118,6926	121,2630	161,5469	64,6188	5	0,704	227,4580	199,9522	40,4996	0,0086	0,0071	0,0159	0,0315	0,0892	
13	40,2839	1,2138	1,3567	143,1064	145,6769	185,9608	74,3843	3	0,852	190,1263	174,4354	58,6543	0,0104	0,0071	0,0131	0,0305	0,0483	

Tabel 5.7 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 350 Formasi A
Kapasitas Dukung

L	Kelompok															Penurunan				
	Tunggal					Kelompok					Tunggal					Kelompok				
	Q _n	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _n	Q _u	Q _n	Q _u	Q _n	Q _u	Q _{pr}	P _i	P _{i maks}	S _r	S _{sp}	S _{ps}	S _i	S _{sg}	
6	54.8301	1.4161	1.5827	23.4783	26.4771	81.3072	32.5229	11	0,6617	236,7110	226,096	21,570	0,0021	0,0083	0,0294	0,0398	0,1072			
7	54.8301	1.4161	1.5827	35.9894	38.9882	93.8183	37.5273	9	0,7040	237,7582	215,845	25,0658	0,0027	0,0083	0,0249	0,0358	0,1013			
8	54.8301	1.4161	1.5827	51.1625	54.1613	108.9913	43.5965	8	0,6744	235,1943	212,071	27,9222	0,0034	0,0083	0,0220	0,0337	0,0908			
9	54.8301	1.4161	1.5827	68.9975	71.9963	126.8263	50.7305	6	0,7410	225,5361	198,827	37,2401	0,0043	0,0083	0,0189	0,0314	0,0719			
10	54.8301	1.4161	1.5827	89.4944	92.4932	147.3233	58.9233	5	0,7040	207,4182	195,9009	47,2485	0,0053	0,0083	0,0172	0,0307	0,0677			
11	54.8301	1.4161	1.5827	112.653	115.6521	170.4821	68.1928	4	0,7780	212,2072	186,714	53,1747	0,0064	0,0083	0,0152	0,0299	0,0685			
12	54.8301	1.4161	1.5827	138.474	141.4729	196.303	78.5212	4	0,7780	244,3476	187,637	53,4054	0,0078	0,0083	0,0143	0,0304	0,0697			
13	54.8301	1.4161	1.5827	166.957	169.9556	224.7857	89.9143	3	0,7410	199,8689	184,245	73,0869	0,0095	0,0083	0,0133	0,0310	0,0684			
14	54.8301	1.4161	1.5827	198.102	201.1003	255.9304	102.3722	2	0,8890	182,0142	173,216	87,7049	0,0113	0,0083	0,0118	0,0314	0,0450			
15	54.8301	1.4161	1.5827	231.908	234.907	289.737	115.8948	2	0,8890	206,0570	173,677	87,9354	0,0134	0,0083	0,0113	0,0329	0,0521			

Tabel 5.8 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 350 formasi B

L	Kelompok															Penurunan				
	Tunggal					Kelompok					Tunggal					Kelompok				
	Q _n	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _n	Q _u	Q _n	Q _u	Q _{pr}	P _i	P _{i maks}	S _r	S _{sp}	S _{ps}	S _i	S _{sg}			
6	54.8308	1.4161	1.5828	23.4784	26.4772	81.3080	32.5232	12	0,667	260,3158	253,0528	22,5522	0,0021	0,0082	0,0329	0,0433	0,1420			
7	54.8308	1.4161	1.5828	35.9896	38.9884	93.8192	37.5277	10	0,645	242,0536	228,4822	24,1579	0,0027	0,0082	0,0263	0,0373	0,1055			
8	54.8308	1.4161	1.5828	51.1627	54.1615	108.9923	43.5969	7	0,704	214,8457	214,2979	32,0000	0,0034	0,0082	0,0223	0,0339	0,0960			
9	54.8308	1.4161	1.5828	68.9977	71.9966	126.8274	50.7310	6	0,686	208,8086	206,0643	35,3835	0,0042	0,0082	0,0196	0,0321	0,0735			
10	54.8308	1.4161	1.5828	89.4948	92.4936	147.3244	58.9298	6	0,686	242,5549	207,4497	35,6144	0,0053	0,0082	0,0182	0,0317	0,0726			
11	54.8308	1.4161	1.5828	112.6537	115.6526	170.4834	68.1933	5	0,704	240,0406	214,0670	43,5064	0,0064	0,0082	0,0175	0,0321	0,0909			
12	54.8308	1.4161	1.5828	138.4746	141.4735	196.3043	78.5217	3	0,832	200,7015	179,7607	60,6132	0,0078	0,0082	0,0137	0,0298	0,0472			
13	54.8308	1.4161	1.5828	166.9575	169.9564	224.7872	89.9149	3	0,852	229,8224	180,4534	60,8441	0,0094	0,0082	0,0130	0,0307	0,0485			
14	54.8308	1.4161	1.5828	198.1023	201.1012	255.9320	102.3728	2	0,889	182,0188	173,2366	88,2353	0,0113	0,0082	0,0118	0,0314	0,0496			
15	54.8308	1.4161	1.5828	231.9091	234.9079	289.7387	115.8955	2	0,889	206,0622	173,6984	88,5817	0,0134	0,0082	0,0112	0,0329	0,0521			

Tabel 5.9 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 400 Formasi A

L	Kapasitas Dukung											Penurunan							
	Tunggal					Kelompok						Tunggal			Kelompok				
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _{s5}	E _r	Q _{pk}	P _i	P _i maks	S _s	S _p	S _{ps}	S _i
6	71.6159	1.6184	1.8088	26.8324	30.2596	101.8755	40.7502	9	0.7040	258.1772	230.888	27.4638	0.0021	0.0094	0.0292	0.0407	0.1152		
7	71.6159	1.6184	1.8088	41.1309	44.5581	116.174	46.4696	8	0.6744	250.6938	226.261	29.3646	0.0026	0.0094	0.0253	0.0374	0.1008		
8	71.6159	1.6184	1.8088	58.4716	61.8988	133.5147	53.4059	6	0.7410	237.4230	209.565	38.0683	0.0033	0.0094	0.0211	0.0338	0.0775		
9	71.6159	1.6184	1.8088	78.8545	82.2817	153.8976	61.5590	5	0.7040	239.4545	206.0455	47.3861	0.0040	0.0094	0.0190	0.0324	0.0716		
10	71.6159	1.6184	1.8088	102.28	105.7008	177.3227	70.9290	4	0.7797	210.2227	194.347	53.5604	0.0050	0.0094	0.0165	0.0309	0.0707		
11	71.6159	1.6184	1.8088	128.747	132.1742	203.7901	81.5160	4	0.7797	241.6010	195.552	53.8616	0.0060	0.0094	0.0154	0.0309	0.0708		
12	71.6159	1.6184	1.8088	158.257	161.6837	233.2996	93.3199	3	0.7410	207.4391	191.425	72.7441	0.0073	0.0094	0.0141	0.0309	0.0681		
13	71.6159	1.6184	1.8088	190.808	194.2355	265.8515	106.3406	2	0.8890	189.0699	177.32	89.4998	0.0087	0.0094	0.0123	0.0309	0.0482		
14	71.6159	1.6184	1.8088	226.402	229.8296	301.4455	120.5782	2	0.8890	214.3839	177.923	89.8013	0.0104	0.0094	0.0117	0.0315	0.0498		
15	71.6159	1.6184	1.8088	265.039	268.4658	340.0817	136.0327	2	0.8890	241.8615	178.526	90.1028	0.0123	0.0094	0.0112	0.0329	0.0520		
16	71.6159	1.6184	1.8088	306.717	310.1443	381.7602	152.7041	2	0.8890	271.50270	179.128	90.4038	0.0144	0.0094	0.0107	0.0345	0.0546		

Tabel 5.10 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 400 formasi B

L	Kapasitas Dukung											Penurunan							
	Tunggal					Kelompok						Tunggal			Kelompok				
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _{s5}	E _r	Q _{pk}	P _i	P _i maks	S _s	S _p	S _{ps}	S _i
6	71.6158	1.6183	1.8089	26.8325	30.2597	101.8755	40.7502	10	0.645	262.8388	247.0052	26.4111	0.0021	0.0094	0.0313	0.0428	0.1210		
7	71.6158	1.6183	1.8089	41.1309	44.5582	116.1740	46.4696	8	0.667	247.9617	243.7988	32.6305	0.0026	0.0094	0.0275	0.0396	0.1119		
8	71.6158	1.6183	1.8089	58.4716	61.8989	133.5147	53.4059	6	0.686	219.8186	218.9559	38.3028	0.0033	0.0094	0.0221	0.0348	0.0777		
9	71.6158	1.6183	1.8089	78.8546	82.2818	153.8976	61.5590	6	0.686	253.3770	220.7655	38.8307	0.0040	0.0094	0.0203	0.0338	0.0774		
10	71.6158	1.6183	1.8089	102.2797	105.7070	177.3228	70.9291	5	0.704	249.6705	229.6902	47.4466	0.0050	0.0094	0.0195	0.0339	0.0958		
11	71.6158	1.6183	1.8089	128.7471	132.1744	203.7902	81.5161	3	0.852	208.3551	185.5334	63.5039	0.0060	0.0094	0.0146	0.0301	0.0476		
12	71.6158	1.6183	1.8089	158.2567	161.6840	233.2998	93.3199	3	0.852	238.5257	186.4381	63.9563	0.0073	0.0094	0.0138	0.0305	0.0482		
13	71.6158	1.6183	1.8089	190.8086	194.2358	265.8516	106.3407	2	0.889	189.0737	177.3238	90.6230	0.0087	0.0094	0.0123	0.0305	0.0482		
14	71.6158	1.6183	1.8089	226.4027	229.8299	301.4457	120.5783	2	0.889	214.3882	177.9270	91.0755	0.0104	0.0094	0.0117	0.0315	0.0498		
15	71.6158	1.6183	1.8089	265.0390	268.4662	340.0820	136.0328	2	0.889	241.8663	178.5302	91.5280	0.0123	0.0094	0.0112	0.0329	0.0520		
16	71.6158	1.6183	1.8089	306.7175	310.1448	381.7606	152.7042	2	0.889	271.5081	179.1334	91.9804	0.0144	0.0094	0.0107	0.0345	0.0546		

Tabel 5.11 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 450 Formasi A

L	Kapasitas Dukung																							
	Tunggal								Kelompok								Penurunan							
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _{s5}	Q _a	Q _b	n	E _r	Q _{gr}	P _i	PI _{maks}	S _e	S _p	S _{pr}	S _i	S _g						
6	90,6386	1,8207	2,0349	30,1864	34,042	124,6806	49,8722	6	0,7410	221,7203	218,726	38,9360	0,0020	0,0106	0,0271	0,0397	0,0909							
7	90,6386	1,8207	2,0349	46,2721	50,1277	140,7663	56,3065	6	0,7410	250,3257	221,015	39,3175	0,0026	0,0106	0,0242	0,0373	0,0855							
8	90,6386	1,8207	2,0349	65,7804	69,6360	160,2746	64,1098	5	0,7040	225,6525	216,943	48,2689	0,0032	0,0106	0,0213	0,0351	0,0775							
9	90,6386	1,8207	2,0349	88,7111	92,5667	183,2053	73,2821	4	0,7780	228,0443	202,518	54,5593	0,0039	0,0106	0,0182	0,0326	0,0748							
10	90,6386	1,8207	2,0349	115,064	118,9199	209,5585	83,8234	4	0,7780	260,8474	204,044	54,9408	0,0047	0,0106	0,0169	0,0322	0,0737							
11	90,6386	1,8207	2,0349	144,84	148,6956	239,3342	95,7337	3	0,7410	212,8048	199,202	73,4608	0,0057	0,0106	0,0153	0,0316	0,0698							
12	90,6386	1,8207	2,0349	178,038	181,8938	272,5324	109,013	2	0,8890	193,8214	181,731	91,5291	0,0069	0,0106	0,0131	0,0305	0,0482							
13	90,6386	1,8207	2,0349	214,659	218,5145	309,1531	123,5612	2	0,8890	219,8655	182,494	91,9106	0,0082	0,0106	0,0123	0,0311	0,0492							
14	90,6386	1,8207	2,0349	254,702	258,5577	349,1963	139,6785	2	0,8890	248,3437	183,257	92,2921	0,0097	0,0106	0,0117	0,0320	0,0506							
15	90,6386	1,8207	2,0349	298,168	302,0234	392,662	157,0648	2	0,8890	279,2559	184,02	92,6736	0,0114	0,0106	0,0112	0,0332	0,0524							
16	90,6386	1,8207	2,0349	345,056	348,9116	439,5502	175,8201	2	0,8890	312,6021	184,783	93,0551	0,0133	0,0106	0,0107	0,0346	0,0547							

Tabel 5.12 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 450 formasi B

L	Kapasitas Dukung																							
	Tunggal								Kelompok								Penurunan							
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _{s5}	Q _a	Q _b	n	E _r	Q _{gr}	P _i	PI _{maks}	S _e	S _p	S _{pr}	S _i	S _g						
6	90,6387	1,8206	2,0350	30,1865	34,0422	124,6809	49,8723	9	0,645	289,5090	268,4744	31,8978	0,0020	0,0106	0,0332	0,0458	0,1297							
7	90,6387	1,8206	2,0350	46,2723	50,1280	140,7667	56,3067	7	0,704	277,4792	248,4736	37,7874	0,0025	0,0106	0,0272	0,0403	0,1140							
8	90,6387	1,8206	2,0350	65,7806	69,6362	160,2749	64,1100	6	0,686	263,8767	235,2437	40,9257	0,0032	0,0106	0,0231	0,0369	0,0846							
9	90,6387	1,8206	2,0350	88,7114	92,5670	183,2057	73,2823	5	0,704	257,9537	246,9468	50,5349	0,0039	0,0106	0,0221	0,0366	0,1036							
10	90,6387	1,8206	2,0350	115,0647	118,9204	209,5591	83,8236	3	0,852	214,2532	191,7767	65,0711	0,0047	0,0106	0,0158	0,0312	0,0493							
11	90,6387	1,8206	2,0350	144,8405	148,6962	239,3349	95,7339	3	0,852	244,6960	192,9219	65,4529	0,0057	0,0106	0,0148	0,0311	0,0492							
12	90,6387	1,8206	2,0350	178,0388	181,8945	272,5332	109,0133	2	0,889	193,8256	181,7583	93,1703	0,0069	0,0106	0,0131	0,0305	0,0483							
13	90,6387	1,8206	2,0350	214,6597	218,5153	309,1540	123,6616	2	0,889	219,8703	182,5217	93,7429	0,0082	0,0106	0,0123	0,0311	0,0492							
14	90,6387	1,8206	2,0350	254,7030	258,5587	349,1974	139,6789	2	0,889	248,3492	183,2851	94,3156	0,0097	0,0106	0,0117	0,0320	0,0506							
15	90,6387	1,8206	2,0350	298,1688	302,0245	392,6632	157,0653	2	0,889	279,2621	184,0485	94,8882	0,0114	0,0106	0,0112	0,0332	0,0525							
16	90,6387	1,8206	2,0350	345,0572	348,9128	439,5515	175,8206	2	0,889	312,6091	184,8119	95,4608	0,0133	0,0106	0,0107	0,0346	0,0548							

Tabel 5.13 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 500 Formasi A

L	Kapasitas Dukung													Penurunan										
	Tunggal						Kelompok						Tunggal						Kelompok					
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _s	Q _a	Q _b	Q _c	Q _d	Q _e	Q _f	Q _{gr}	P _t	P _{maks}	S _s	S _p	S _{ps}	S _i	S _g				
6	111,9	2,0230	2,2611	33,5405	37,8245	149,7244	59,8898	6	0,7410	266,2558	233,008	40,8448	0,002	0,0118	0,0282	0,0420	0,0963							
7	111,9	2,0230	2,2611	51,4136	55,6976	167,5975	67,0390	5	0,7040	235,9625	228,4517	49,6434	0,0025	0,0118	0,0245	0,0387	0,0855							
8	111,9	2,0230	2,2611	73,0895	77,3735	189,2733	75,7093	4	0,7780	235,5974	211,114	55,9616	0,0031	0,0118	0,0203	0,0352	0,0805							
9	111,9	2,0230	2,2611	98,5681	102,8521	214,7519	85,9008	4	0,7780	267,3119	212,998	56,4326	0,0037	0,0118	0,0187	0,0342	0,0783							
10	111,9	2,0230	2,2611	127,85	132,1335	244,0334	97,6133	3	0,7410	216,9830	207,491	74,8823	0,0045	0,0118	0,0167	0,0331	0,0730							
11	111,9	2,0230	2,2611	160,934	165,2177	277,1176	110,847	2	0,8890	197,0822	186,393	93,7340	0,0055	0,0118	0,0140	0,0312	0,0493							
12	111,9	2,0230	2,2611	197,821	202,1047	314,0045	125,6018	2	0,8890	223,3158	188,277	94,6760	0,0077	0,0118	0,0124	0,0319	0,0505							
13	111,9	2,0230	2,2611	238,51	242,7944	354,6943	141,8777	2	0,8890	252,2538	188,277	94,6760	0,0091	0,0118	0,0118	0,0327	0,0517							
14	111,9	2,0230	2,2611	283,003	287,287	399,1868	159,6747	2	0,8890	283,8962	189,219	95,1470	0,0107	0,0118	0,0112	0,0337	0,0533							
15	111,9	2,0230	2,2611	331,298	335,5823	447,4821	178,9929	2	0,8890	318,2432	190,161	95,6180	0,0125	0,0118	0,0108	0,035	0,0553							
16	111,9	2,0230	2,2611	383,396	387,6804	499,5803	199,8321	2	0,8890	355,2947	191,103	96,0890	0,0125	0,0118	0,0108	0,035	0,0553							

Tabel 5.14 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 500 formasi B

L	Kapasitas Dukung													Penurunan										
	Tunggal						Kelompok						Tunggal						Kelompok					
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{s4}	Q _s	Q _a	Q _b	Q _c	Q _d	Q _e	Q _f	Q _{gr}	P _t	P _{maks}	S _s	S _p	S _{ps}	S _i	S _g				
6	111,8996	2,0229	2,2611	33,5406	37,8246	149,7242	59,8897	7	0,704	295,1364	266,3360	40,8766	0,0020	0,0118	0,0323	0,0461	0,1303							
7	111,8996	2,0229	2,2611	51,4137	55,6977	167,5973	67,0389	6	0,686	275,9322	250,4989	43,8712	0,0025	0,0118	0,0268	0,0411	0,0941							
8	111,8996	2,0229	2,2611	73,0895	77,3736	189,2732	75,7093	5	0,704	266,4967	265,3936	54,4930	0,0031	0,0118	0,0255	0,0404	0,1142							
9	111,8996	2,0229	2,2611	98,5682	102,8523	214,7519	85,9007	3	0,852	219,5623	198,2835	67,5088	0,0037	0,0118	0,0174	0,0329	0,0520							
10	111,8996	2,0229	2,2611	127,8497	132,1337	244,0333	97,6133	3	0,852	249,4997	199,6972	67,9800	0,0045	0,0118	0,0161	0,0324	0,0513							
11	111,8996	2,0229	2,2611	160,9339	165,2180	277,1176	110,8470	2	0,889	197,0860	186,3985	95,7921	0,0054	0,0118	0,0140	0,0312	0,0493							
12	111,8996	2,0229	2,2611	197,8209	202,1050	314,0046	125,6018	2	0,889	223,3201	187,3410	96,4991	0,0065	0,0118	0,0131	0,0314	0,0497							
13	111,8996	2,0229	2,2611	238,5107	242,7948	354,6944	141,8778	2	0,889	252,2587	188,2835	97,2060	0,0077	0,0118	0,0124	0,0319	0,0505							
14	111,8996	2,0229	2,2611	283,0033	287,2874	399,1870	159,6748	2	0,889	283,9018	189,2259	97,9130	0,0091	0,0118	0,0118	0,0327	0,0517							
15	111,8996	2,0229	2,2611	331,2987	335,5828	447,4824	178,9929	2	0,889	318,2495	190,1684	98,6199	0,0107	0,0118	0,0112	0,0337	0,0533							
16	111,8996	2,0229	2,2611	383,3969	387,6809	499,5805	199,8322	2	0,889	355,3017	191,1109	99,3269	0,0125	0,0118	0,0108	0,0350	0,0553							

Tabel 5.15 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 600 Formasi A

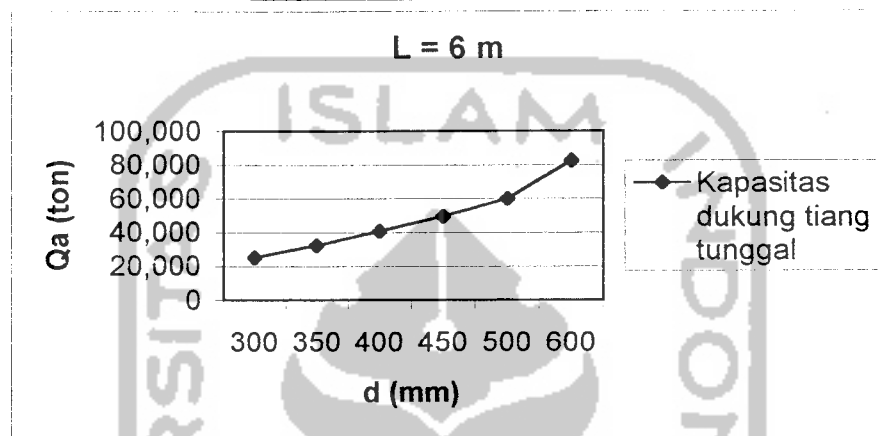
L	Kapasitas Dukung														Penurunan									
	Tunggal							Kelompok							Tunggal					Kelompok				
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{st}	Q _a	Q _b	n	E _r	Q _{gr}	P _r	PI _{maks}	S _r	S _p	S _{ps}	S _i	S _{sk}							
6	161,134	2,4275	2,7133	40,2486	45,3893	206,5251	82,6100	4	0,7780	257,0688	229,128	59,4925	0,0020	0,0141	0,0269	0,0429	0,0984							
7	161,134	2,4275	2,7133	61,6962	66,8370	227,9705	91,1882	4	0,7780	283,7656	231,841	60,1708	0,0024	0,0141	0,0240	0,0405	0,0928							
8	161,134	2,4275	2,7133	87,7072	92,8480	253,9815	101,5926	3	0,7410	225,8284	225,267	79,0605	0,0029	0,0141	0,0209	0,0380	0,0839							
9	161,134	2,4275	2,7133	118,281	123,4222	284,5558	113,8223	2	0,8890	202,3722	196,244	98,4953	0,0036	0,0141	0,0166	0,0343	0,0541							
10	161,134	2,4275	2,7133	153,419	158,5599	319,6934	127,8774	2	0,8890	227,3616	197,6	99,1733	0,0043	0,0141	0,0153	0,0337	0,0533							
11	161,134	2,4275	2,7133	193,12	198,2608	359,3943	143,7577	2	0,8890	255,5964	198,957	99,8518	0,0051	0,0141	0,0143	0,0335	0,0530							
12	161,134	2,4275	2,7133	237,384	242,5251	403,6586	161,4634	2	0,8890	287,0765	200,313	100,5298	0,0060	0,0141	0,0135	0,0336	0,0531							
13	161,134	2,4275	2,7133	286,212	291,3527	452,4862	180,9945	2	0,8890	321,8020	201,67	101,2083	0,0071	0,0141	0,0127	0,0339	0,0537							
14	161,134	2,4275	2,7133	339,603	344,7436	505,8772	202,3509	2	0,8890	359,7730	203,026	101,8863	0,0083	0,0141	0,0121	0,0345	0,0546							
15	161,134	2,4275	2,7133	397,557	402,6979	563,8314	225,5326	2	0,8890	400,9892	204,383	102,5648	0,0096	0,0141	0,0116	0,0353	0,0558							
16	161,134	2,4275	2,7133	460,075	465,2155	626,349	250,5396	2	0,8890	445,4509	205,739	103,2428	0,0111	0,0141	0,0111	0,0364	0,0575							

Tabel 5.16 Kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang untuk K12 d 600 formasi B

L	Kapasitas Dukung														Penurunan									
	Tunggal							Kelompok							Tunggal					Kelompok				
	Q _p	Q _{s1}	Q _{s2}	Q _{s3}	Q _{st}	Q _a	Q _b	n	E _r	Q _{gr}	P _r	PI _{maks}	S _r	S _p	S _{ps}	S _i	S _{sk}							
6	161,1355	2,4275	2,7134	40,2487	45,3896	206,5251	82,6100	3	0,852	211,1512	209,9713	72,0270	0,0020	0,0141	0,0246	0,0407	0,0643							
7	161,1355	2,4275	2,7134	61,6964	66,8373	227,9728	91,1891	3	0,852	233,0794	212,0071	72,7056	0,0024	0,0141	0,0219	0,0385	0,0608							
8	161,1355	2,4275	2,7134	87,7075	92,8483	253,9838	101,5935	3	0,852	259,6731	214,0428	73,3842	0,0029	0,0141	0,0199	0,0369	0,0584							
9	161,1355	2,4275	2,7134	118,2819	123,4227	284,5582	113,8233	2	0,889	202,3778	196,2499	101,1798	0,0035	0,0141	0,0166	0,0342	0,0541							
10	161,1355	2,4275	2,7134	153,4196	158,5605	319,6960	127,8784	2	0,889	227,3678	197,6071	102,1978	0,0043	0,0141	0,0153	0,0337	0,0533							
11	161,1355	2,4275	2,7134	193,1207	198,2616	359,3971	143,7588	2	0,889	255,6032	198,9642	103,2158	0,0051	0,0141	0,0143	0,0335	0,0530							
12	161,1355	2,4275	2,7134	237,3851	242,5260	403,6615	161,4646	2	0,889	287,0840	200,3214	104,2338	0,0060	0,0141	0,0135	0,0336	0,0531							
13	161,1355	2,4275	2,7134	286,2129	291,3538	452,4893	180,9957	2	0,889	321,8104	201,6786	105,2519	0,0071	0,0141	0,0127	0,0339	0,0537							
14	161,1355	2,4275	2,7134	339,6040	344,7449	505,8804	202,3521	2	0,889	359,7821	203,0358	106,2699	0,0083	0,0141	0,0121	0,0345	0,0546							
15	161,1355	2,4275	2,7134	397,5585	402,6993	563,8348	225,5339	2	0,889	400,9993	204,3929	107,2879	0,0096	0,0141	0,0116	0,0353	0,0558							
16	161,1355	2,4275	2,7134	460,0763	465,2171	626,3526	250,5411	2	0,889	445,4620	205,7501	108,3059	0,0111	0,0141	0,0111	0,0364	0,0575							

Tabel 5.17 Kapasitas dukung tiang tunggal terhadap diameter dengan panjang tiang (L) = 6 m.

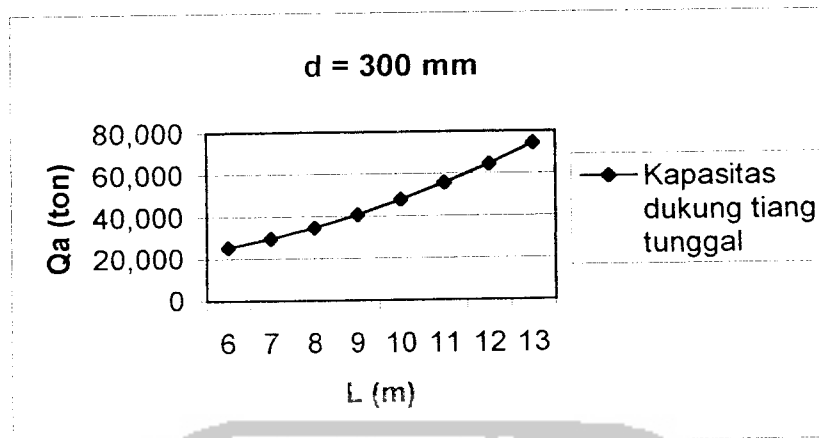
d	Kapasitas dukung tiang tunggal (Q_a)
300	25,192
350	32,523
400	40,750
450	49,872
500	59,890
600	82,609



Gambar 5.12 Grafik hubungan diameter tiang dengan kapasitas dukung tiang tunggal

Tabel 5.18 Kapasitas dukung tiang tunggal terhadap panjang tiang dengan diameter tiang (d) = 300 mm.

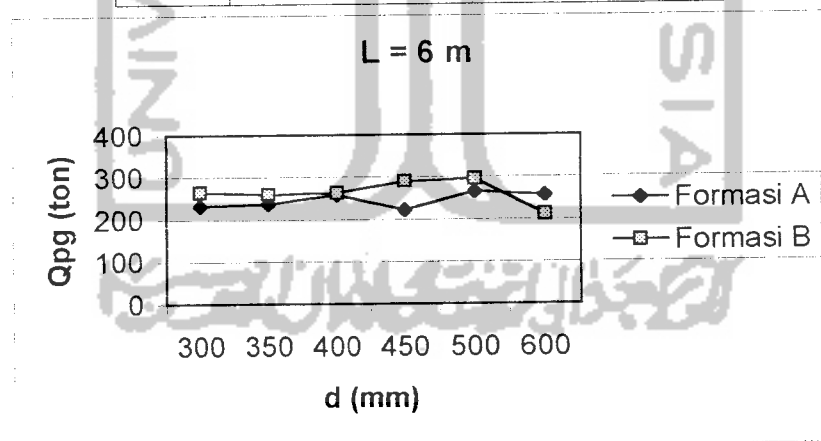
L	Kapasitas dukung tiang tunggal (Q_a)
6	25,192
7	29,482
8	34,684
9	40,799
10	47,827
11	55,767
12	64,620
13	74,385



Gambar 5.13 Grafik hubungan panjang tiang dengan kapasitas dukung tiang tunggal

Tabel 5.19 Kapasitas dukung kelompok tiang terhadap diameter dengan panjang tiang (L) = 6 m untuk formasi A dan B.

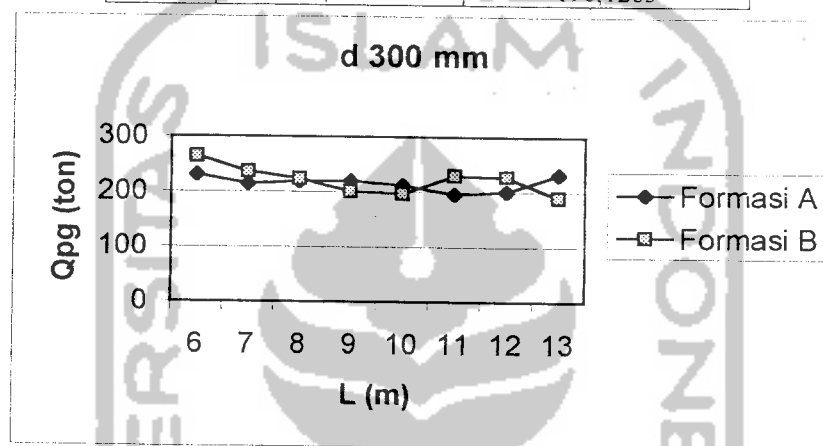
d	Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_{pg})	
	Formasi A	Formasi B
300	230.87832	264.4097
350	236.71097	260.3158
400	258.17721	262.8388
450	221.72031	289.5090
500	266.25584	295.1364
600	257.06875	211.1512



Gambar 5.14 Grafik hubungan diameter dengan kapasitas dukung kelompok tiang

Tabel 5.20 Kapasitas dukung kelompok tiang terhadap panjang tiang dengan diameter (d) = 300 mm untuk formasi A dan B.

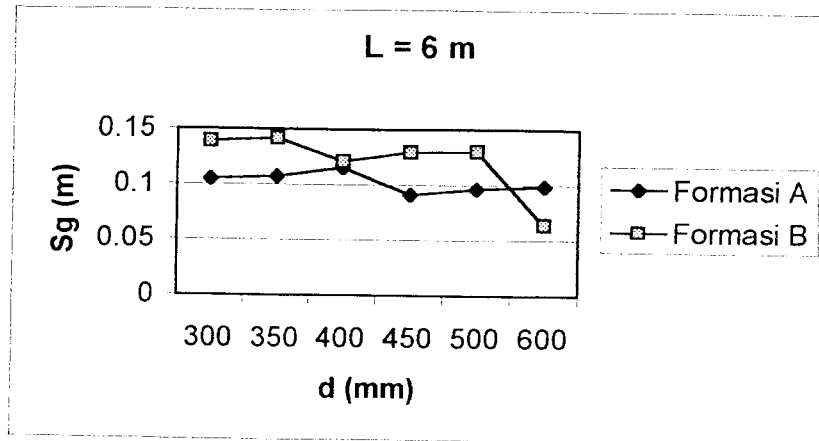
L	Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_{gp})	
	Formasi A	Formasi B
6	230,87832	264,4097
7	214,57801	235,9660
8	219,74485	223,7068
9	220,10207	201,0531
10	212,62557	196,8504
11	196,28665	229,5323
12	201,08770	227,4580
13	231,47678	190,1263



Gambar 5.15 Grafik hubungan panjang tiang dengan kapasitas dukung kelompok tiang

Tabel 5.21 Penurunan kelompok tiang terhadap diameter dengan panjang tiang (L) = 6 m untuk formasi A dan B.

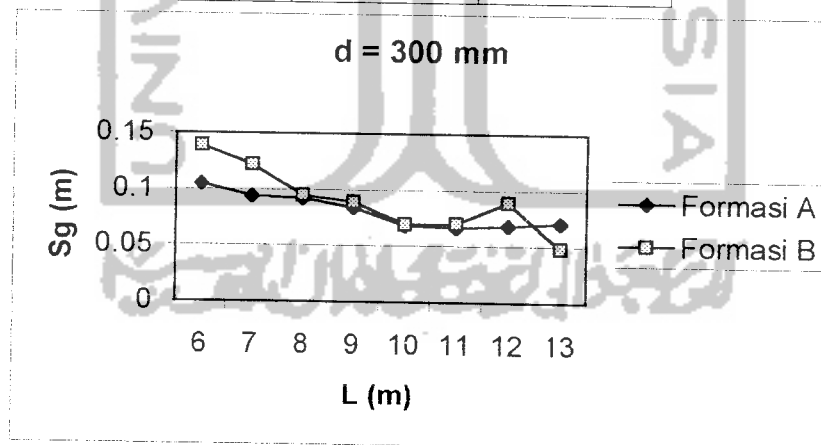
d	Penurunan Kelompok tiang (S_g)	
	Formasi A	Formasi B
300	0.105066	0.1391
350	0.107228	0.1420
400	0.115167	0.1210
450	0.090909	0.1297
500	0.096263	0.1303
600	0.098380	0.0643



Gambar 5.16 Grafik hubungan diameter dengan penurunan kelompok tiang

Tabel 5.22 Penurunan kelompok tiang terhadap panjang tiang dengan diameter (d) = 300 mm untuk formasi A dan B.

L	Penurunan Kelompok tiang (S_g)	
	Formasi A	Formasi B
6	0.105066	0.1391
7	0.094148	0.1223
8	0.091686	0.0946
9	0.084100	0.0887
10	0.068550	0.0697
11	0.066008	0.0701
12	0.068547	0.0892
13	0.071000	0.0483



Gambar 5.17 Grafik hubungan panjang tiang dengan penurunan kelompok tiang

5.3 Pembahasan

Kapasitas dukung tiang dan penurunan merupakan parameter besarnya beban yang dapat dipikul oleh pondasi. Analisis kapasitas dukung tiang dan penurunan dilakukan dengan memperhatikan data tanah, beban rencana, dimensi tiang dan *pile cap*, jarak antar tiang, kedalaman pondasi, dan data pendukung lainnya seperti mutu bahan.

Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan menggunakan diameter tiang semakin besar diperoleh kapasitas dukung tiang tunggal yang semakin besar pula (Gambar 5.12). Hal ini disebabkan oleh perbedaan luas penampang dan luas perimeter tiang yang berpengaruh terhadap kapasitas dukung ujung dan *friksi* tiang. Kapasitas dukung tiang tunggal juga akan semakin besar dengan bertambahnya kedalaman tanah (panjang tiang), yaitu disebabkan oleh semakin besarnya *friksi* tiang (Gambar 5.13).

Besar kapasitas dukung kelompok tiang selain dipengaruhi kapasitas dukung tiang tunggal juga dipengaruhi jumlah, efisiensi, dan formasi tiang (Gambar 5.14 dan 5.15). Semakin besar diameter dan panjang tiang maka jumlah tiang yang aman mendukung beban semakin sedikit. Efisiensi tiang kelompok dipengaruhi jumlah dan pengaturan jarak antar as tiang. Faktor formasi, selain berpengaruh terhadap nilai efisiensi kelompok tiang, juga berpengaruh terhadap dimensi *pile cap* dan distribusi beban tiap tiang. Semakin besar dimensi *pile cap* menyebabkan berat *pile cap* dan berat tanah di atas *pile cap* semakin besar. Sedangkan distribusi beban tiap tiang lebih disebabkan faktor tata letak tiang dan jarak tiang terhadap letak titik pusat beban pada

formasi. Semakin besar diameter dan panjang tiang maka semakin besar beban maksimum yang diterima oleh tiang.

Penurunan tiang tunggal dipengaruhi oleh penurunan akibat deformasi aksial tiang, penurunan dari ujung tiang, dan penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang. Penurunan akibat deformasi aksial tiang relatif sama untuk semua diameter tiang, dan bertambah besar terhadap penambahan panjang tiang. Penurunan ujung tiang relatif sama untuk semua panjang tiang, dan semakin kecil terhadap penambahan diameter tiang. Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang semakin kecil untuk diameter dan panjang tiang semakin besar.

Penurunan kelompok tiang selain dipengaruhi oleh penurunan tiang tunggal dan diameter tiang juga dipengaruhi oleh lebar kelompok tiang. Sehingga pengaturan tiang dalam formasi juga menentukan besar penurunan kelompok tiang. Hasil analisis menunjukkan (gambar 5.16 dan 5.17) bahwa formasi dengan jumlah tiang lebih banyak dan lebar formasi yang lebih besar menyebabkan penurunan yang terjadi juga lebih besar.