

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Pembebanan

Seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya, bahwa dalam perhitungan beban *chimney* melibatkan tiga jenis beban yaitu beban mati, beban angin dan beban gempa (UBC,vol. VII,1997).

4.1.1 Beban Mati

Beban mati terdiri atas beban dinding beton chimney, beban dinding *fire brick* chimney beban pipa cerobong asap dan beban sambungan struktur sebesar 10 % dari berat struktur chimney.

a. Berat Chimney

Untuk berat chimney, dibagi menjadi 5 segmen dimana masing – masing segmen terdiri atas tiga lapis dinding. Dinding lapis pertama yaitu dinding paling dalam berupa fire brick dengan tebal 10 cm. Selanjutnya, dinding lapis kedua yang berupa dinding beton bertulang dengan tebal dinding 20 cm. Dinding lapis terakhir adalah dinding beton dengan tebal 15 cm.

b. Berat Pipa

Tabel 4.1 Perhitungan berat pipa cerobong

Pipa ke	Diameter (m)	Tebal (m)	Tinggi (m)	Volume (m ³)	Berat jenis (kg/m ³)	Berat (Kg)
1	3	0.6	150	381.51	7850	2994853.5
2	3	0.6	150	381.51	7850	2994853.5
Total						5989707

Sumber : (Analisis Data)

4.1.2 Beban Angin

Sesuai peraturan UBC 1997, diasumsikan beban angin yang bekerja pada *chimney* adalah gaya angin yang berada pada ketinggian $\geq 10\text{m}$ diatas permukaan tanah. Pada perhitungan beban angin, digunakan interval 10 meter untuk menunjukkan gaya angin yang bekerja setiap ketinggian 10 meter dan kelipatan bilangannya.

Sesuai data BPS, nilai kecepatan angin diatas 10 meter untuk wilayah Surabaya dan kota disekitaranya adalah 80 km/jam. Selanjutnya dapat dhitung nilai stagnansi pada bangunan chimney.

$qs = 80^2/16 = 30,8642 \text{ kg/m}^2$. Perhitungan qs tiap segmen dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Perhitungan nilai qs

10 m ke-	Cq hisap	Cq	Iw	v		qs kg/m ²
				km/jam	m/s	
1	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
2	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
3	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
4	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
5	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
6	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
7	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
8	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
9	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
10	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
11	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
12	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
13	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
14	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642
15	0.4	0.8	1.15	80	22.22222	30.8642

Sumber : Analisis Data

Selanjutnya, dicari nilai Ce. Nilai Ce didapat dengan melakukan interpolasi pada tabel 2.5. Hal tersebut disebabkan ketinggian pada chimney tidak sesuai dengan ketinggian/ elevasi yang tersedia pada peraturan UBC 1997. Hasil perhitungan tersebut dpat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.3 Perhitungan P_{tekan} dan P_{hisap}

Elevasi	elevasi tiap segmen	Elevasi (feet)	x1	y1	x2	y2	x	Ce	Cq	Cq hisap	P tekan	P Hisap
49.3	10	32.8	30	0.76	40	0.84	32.8	0.78	0.8	0.4	22.21	11.11
	10	65.6	60	0.95	80	1.04	65.6	0.97	0.8	0.4	27.69	13.85
	10	98.4	80	1.04	100	1.13	98.4	1.12	0.8	0.4	31.88	15.94
	10	131.2	120	1.2	160	1.31	131.2	1.23	0.8	0.4	34.94	17.47
	9.3	161.70	160	1.31	200	1.42	161.7	1.31	0.8	0.4	37.33	18.67
79.3	6	181.38	160	1.31	200	1.42	181.4	1.36	0.8	0.4	38.86	19.43
	6	201.06	200	1.42	300	1.63	201.1	1.42	0.8	0.4	40.38	20.19
	6	220.74	200	1.42	300	1.63	220.7	1.46	0.8	0.4	41.55	20.78
	6	240.42	200	1.42	300	1.63	240.4	1.50	0.8	0.4	42.73	21.37
	6	260.10	200	1.42	300	1.63	260.1	1.54	0.8	0.4	43.90	21.95
109.3	5	276.50	200	1.42	300	1.63	276.5	1.58	0.8	0.4	44.88	22.44
	5	292.90	200	1.42	300	1.63	292.9	1.61	0.8	0.4	45.86	22.93
	5	309.30	300	1.63	400	1.8	309.3	1.64	0.8	0.4	46.73	23.37
	5	325.70	300	1.63	400	1.8	325.7	1.67	0.8	0.4	47.52	23.76
	5	342.10	300	1.63	400	1.8	342.1	1.70	0.8	0.4	48.31	24.16
	5	358.50	300	1.63	400	1.8	358.5	1.72	0.8	0.4	49.10	24.55
143,13	5	374.90	300	1.63	400	1.8	374.9	1.75	0.8	0.4	49.89	24.95
	5	391.30	300	1.63	400	1.8	391.3	1.78	0.8	0.4	50.69	25.35
	Extrapolasi											
	5	407.70	300	1.63	400	1.8	407.7	1.81	0.8	0.4	51.48	25.74
	5	424.10	300	1.63	400	1.8	424.1	1.84	0.8	0.4	52.27	26.14
147	5	440.50	300	1.63	400	1.8	440.5	1.86	0.8	0.4	53.06	26.53
	5	456.90	300	1.63	400	1.8	456.9	1.89	0.8	0.4	53.85	26.93
	3.83	469.46	300	1.63	400	1.8	469.5	1.91	0.8	0.4	54.46	27.23
	3.87	482.16	300	1.63	400	1.8	482.2	1.93	0.8	0.4	55.07	27.54

Sumber : Analisis Data

4.1.3 Beban Gempa

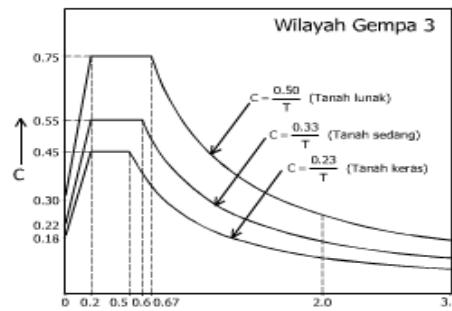
Seperti yang suda dibahas sebelumnya, bahwa daerah pembangunan chimney terletak pada wilayah gempa tiga. Sedangkan untuk jenis tanah didapatkan kesimpulan bahwa tanah lokasi pembangunan termasuk jenis tanah lunak. Hal tersebut disebabkan nilai $\bar{N} < 15$. Untuk lebih jelasnya, hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Nilai SPT

Ketebalan tanah meter	ti	Ni	m	
0-2	2	10	0.2	
2-4	2	8	0.25	
4-6	2	10	0.2	
6-8	2	12	0.166667	
8-10	2	14	0.142857	
10-12	2	13	0.153846	
12-14	2	15	0.133333	
14-16	2	17	0.117647	
16-18	2	18	0.111111	
18-20	2	17	0.117647	
Total	20	134	1.593109	12.55407

Sumber : Analisis Data

Selanjutnya, dapat dipilih kategori tanah lunak pada grafik respon spectrum, gambar 4.1.



Gambar 4.1 Grafik respon spektrum wilayah 3
(SNI 1726-2002)

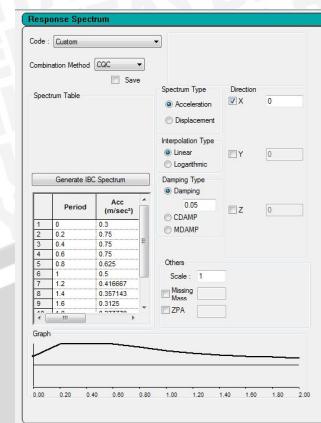
Dari gambar 4.1 dapat dihitung besarnya nilai c sampai periode waktu tertentu dengan hasil seperti terlihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Perhitungan nilai T dan c

T	C
S	S
0	0.3
0.2	0.75
0.4	0.75
0.6	0.75
0.8	0.625
1	0.5
1.2	0.416667
1.4	0.357143
1.6	0.3125
1.8	0.277778

Sumber : Hasil Analisis Data

Setelah nilai c dan T tersebut didapatkan dan dianalisis menggunakan program, maka didapatkan hasil grafik seperti pada gambar 4.2.



Gambar 4.2. Grafik respon spektrum gempa (Hasil Analisis Data)

4.1.4 Kombinasi Beban

Ada tiga kombinasi yang dipakai dalam perhitungan pembebanan chimney yaitu kombinasi 4.1 s.d 4.3.

1,4D.....(4.1)

Didapatkan nilai reaksi maksimum sebagai berikut :

$$F_x = 31003,07 \text{ kg}$$

$$F_y = 4202940$$

$$F_z = 21228,443 \text{ kg}$$

$$M_x = 54568,115 \text{ kg}$$

My = 1133,573 kg

Mz = 54568,256 kg

4.2 Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah ditentukan berdasarkan uji laboratorium dan uji in situ.

Data uji lapangan yang tersaji adalah data uji N-SPT. Nilai daya dukung tersebut dipakai untuk menentukan jumlah tiang yang dibutuhkan pada bangunan chimney.

4.2.1 Daya dukung tanah menggunakan data N-SPT

Untuk menghitung daya dukung ujung, digunakan persamaan 4.3.

Persamaan tersebut dapat dipakai untuk menghitung daya dukung pada tanah pasir dan tanah lempung (Bromham and Styles.1971).

$$P_u = Q_u = 4N_b A_b + \frac{1}{50} \bar{N} A_s \text{ (kg)} \quad \dots \dots \dots (4.3)$$

Keterangan :

Qu = daya dukung ultimate (kg)

Nb = nilai uji N-SPT pada tanah di sekitar ujung tiang

\bar{N} = nilai N-SPT rata – rata di sepanjang tiang

As = luas selimut tiang (m^2)

Ab = luas dasar tiang (m^2)

Berikut ini merupakan hasil perhitungan daya dukng tanah menggunakan persamaan 4.3.

• Tiang Bor

Diameter tiang = 0,8 meter

Panjang tiang = 20 meter

Keliling tiang = $2 \times \pi \times \frac{1}{2} \times D$

$$= 2 \times 3,14 \times \frac{1}{2} \times 0,8$$

$$= 2,512 \text{ m}$$

Luas selimut tiang = $k \times l$

$$= 1,884 \times 20 = 50,24 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = 13,11$$

$$Nb = 19$$

$$Qu = 4 \times 19 \times 0,5024 + (1/50) 12.6 \times 50,20$$

$$= 51,357 \text{ ton}$$

• Tiang Pancang

Diameter tiang = 0,6 meter

Panjang tiang = 20 meter

Keliling tiang = $2 \times \pi \times \frac{1}{2} \times D$

$$= 2 \times 3,14 \times \frac{1}{2} \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$$

Luas selimut tiang = $k \times l$

$$= 1,884 \times 20 = 37,68 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = 13,113$$

$$Nb = 19$$

$$Qu = 4 \times 19 \times 0,2826 + (1/50) 13,113 \times 37,68 = \\ 31,359 \text{ ton}$$

Data N-SPT juga dapat digunakan untuk mencari daya dukung gesek, namun lebih disarankan untuk digunakan pada tanah pasir. Sedangkan untuk menghitung daya dukung gesek pada tanah lempung, digunakan persamaan yang memakai data laboratorium:

- **Os (tahanan gesek) Tiang Bor**

$$\text{Diameter} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Luas Penampang} = 0,5024 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling} = 2,512 \text{ m}$$

$$Cu_1 = 0,362 \text{ kg/cm}^2 \approx 3620 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu_1 = 0,434 \text{ kg/cm}^2 \approx 4340 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu_1 = 0,42 \text{ kg/cm}^2 \approx 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$Nc = 9$$

$$\alpha = 0,8; 0,83; 0,82$$

Setelah dilakukan perhitungan daya dukung gesek pada tiang bor, didapatkan hasil seperti tabel 4.6.

Tabel 4.6. Perhitungan daya dukung gesek dengan metode alfa

Lapisan	Kedalaman	α	Cu	p	L	Qs
	m		kg/m ²	m	m	kg
1	0 - 0.5	0.82	3600	2.512	0.5	3707.712
2	0.5 - 1	0.82	3600	2.512	1	7415.424
3	1 - 1.5	0.82	3600	2.512	1.5	11123.14
4	1.5 - 2	0.82	3600	2.512	2	14830.85
5	2 - 2.5	0.82	3600	2.512	2.5	18538.56
6	2.5 - 3	0.82	3600	2.512	3	22246.27
7	3 - 3.5	0.82	4340	2.512	3.5	31288.97
8	3.5 - 4	0.82	4340	2.512	4	35758.82
9	4 - 4.5	0.82	4340	2.512	4.5	40228.68
10	4.5 - 5	0.82	4340	2.512	5	44698.53
11	5 - 5.5	0.82	4340	2.512	5.5	49168.38
12	5.5 - 6	0.82	4340	2.512	6	53638.23
13	6 - 6.5	0.82	4340	2.512	6.5	58108.09
14	6.5 - 7	0.82	4340	2.512	7	62577.94
15	7-7.5	0.82	4340	2.512	7.5	67047.79
16	7.5-8	0.82	4340	2.512	8	71517.64
17	8-8.5	0.83	4340	2.512	8.5	76914.17
18	8.5-9	0.83	4340	2.512	9	81438.54
19	9-9.5	0.83	4010	2.512	9.5	79426.55
20	9.5-10	0.83	4010	2.512	10	83606.9
21	10-10.5	0.83	4010	2.512	10.5	87787.24
22	10.5-11	0.83	4010	2.512	11	91967.59
23	11-11.5	0.83	4010	2.512	11.5	96147.93
24	11.5-12	0.83	4010	2.512	12	100328.3

25	12-12.5	0.83	4010	2.512	12.5	104508.6
26	12.5-13	0.8	4010	2.512	13	104760.4
27	13-13.5	0.8	4010	2.512	13.5	108789.7
28	13.5-14	0.8	4010	2.512	14	112818.9
29	14-14.5	0.83	4200	2.512	14.5	126974.1
30	14.5-15	0.83	4200	2.512	15	131352.5
31	15-15.5	0.83	4200	2.512	15.5	135730.9
32	15.5-16	0.83	4200	2.512	16	140109.3
33	16-16.5	0.83	4200	2.512	16.5	144487.7
34	16.5-17	0.83	4200	2.512	17	148866.1
35	17-17.5	0.83	4200	2.512	17.5	153244.6
36	17.5-18	0.83	4200	2.512	18	157623
37	18-18.5	0.83	4200	2.512	18.5	162001.4
38	18.5-19	0.83	4200	2.512	19	166379.8
39	19-19.5	0.83	4200	2.512	19.5	170758.2
40	19.5-20	0.83	4200	2.512	20	175136.6
Qs rata-rata						88326.35

Sumber: Perhitungan

$$\text{Daya Dukung gesek} = 0.65$$

$$\text{Daya Dukung Ujung} = 0.55$$

maka daya dukungnya menjadi

$$\text{Daya Dukung Ujung} = 28246.81 \text{ kg}$$

$$\text{Daya Dukung gesek} = 57412.12 \text{ kg} +$$

$$\text{Q total} \quad \overline{85658.94}$$

$$\text{Jumlah tiang} \quad 49.06598 \approx 53 \text{ buah}$$

- Qs Tiang Pancang

Diameter = 0,6 m

Keliling = 1,884 m

Cu_1 = 3600 kg/m²

Cu_2 = 4340 kg/m²

Cu_3 = 4010 kg/m²

Hasil perhitungan daya dukung gesek tiang dapat dilihat pada tabel

14.7.

• Tabel 14.7. Perhitungan daya dukung gesek tiang pancang menggunakan metode alfa

Lapisan	Kedalaman	α	Cu	p	L	Qs
	m		kg/m ²	m	m	kg
1	0 - 0.5	0.82	3600	1.884	0.5	2780.78
2	0.5 - 1	0.82	3600	1.884	1	5561.57
3	1 - 1.5	0.82	3600	1.884	1.5	8342.35
4	1.5 - 2	0.82	3600	1.884	2	11123.1
5	2 - 2.5	0.82	3600	1.884	2.5	13903.9
6	2.5 - 3	0.82	3600	1.884	3	16684.7
7	3 - 3.5	0.82	4340	1.884	3.5	23466.7
8	3.5 - 4	0.82	4340	1.884	4	26819.1
9	4 - 4.5	0.82	4340	1.884	4.5	30171.5
10	4.5 - 5	0.82	4340	1.884	5	33523.9
11	5 - 5.5	0.82	4340	1.884	5.5	36876.3
12	5.5 - 6	0.82	4340	1.884	6	40228.7

13	6 - 6.5	0.82	4340	1.884	6.5	43581.1
14	6.5 - 7	0.82	4340	1.884	7	46933.5
15	7-7.5	0.82	4340	1.884	7.5	50285.8
16	7.5-8	0.82	4340	1.884	8	53638.2
17	8-8.5	0.83	4340	1.884	8.5	57685.6
18	8.5-9	0.83	4340	1.884	9	61078.9
19	9-9.5	0.83	4340	1.884	9.5	64472.2
20	9.5-10	0.83	4340	1.884	10	67865.4
21	10-10.5	0.83	4340	1.884	10.5	71258.7
22	10.5-11	0.83	4010	1.884	11	68975.7
23	11-11.5	0.83	4010	1.884	11.5	72110.9
24	11.5-12	0.83	4010	1.884	12	75246.2
25	12-12.5	0.83	4010	1.884	12.5	78381.5
26	12.5-13	0.8	4010	1.884	13	78570.3
27	13-13.5	0.8	4010	1.884	13.5	81592.3
28	13.5-14	0.8	4010	1.884	14	84614.2
29	14-14.5	0.83	4200	1.884	14.5	95230.5
30	14.5-15	0.83	4200	1.884	15	98514.4
31	15-15.5	0.83	4200	1.884	15.5	101798
32	15.5-16	0.83	4200	1.884	16	105082
33	16-16.5	0.83	4200	1.884	16.5	108366
34	16.5-17	0.83	4200	1.884	17	111650
35	17-17.5	0.83	4200	1.884	17.5	114933
36	17.5-18	0.83	4200	1.884	18	118217
37	18-18.5	0.83	4200	1.884	18.5	121501
38	18.5-19	0.83	4200	1.884	19	124785

39	19-19.5	0.83	4200	1.884	19.5	128069
40	19.5-20	0.83	4200	1.884	20	131352

Qs rata-rata = 66631 kg

Sumber: Perhitungan

Selanjutnya, nilai daya dukung pondasi dikalikan dengan angka reduksi pengganti SF.

$$\text{Daya dukung gesek} = 0,7$$

$$\text{Daya dukung ujung} = 0,7$$

Maka daya dukung menjadi:

$$\text{Daya dukung gesek} = 46642,25 \text{ kg}$$

$$\text{Daya dukung ujung} = \underline{\underline{21951,426 \text{ kg}}}$$

$$\text{Daya dukung total} = 68593,676$$

$$\text{Jumlah tiang} = 61,27 \approx 65 \text{ tiang}$$

4.2.2 Daya dukung Menggunakan data laboratorium

Data laboratorium dapat digunakan untuk mendapatkan nilai daya dukung ujung dan daya dukung gesek. Pada perhitungan daya dukung menggunakan data laboratorium digunakan beberapa metode yaitu metode alpha, lambda dan mabsout.

a. Perhitungan Daya Dukung Ujung menggunakan Metode

Alfa

• Tiang Bor

$$\text{Diameter tiang} = 0,8 \text{ meter}$$

$$\text{Panjang tiang} = 20 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned}\text{Keliling tiang} &= 2 \times \pi \times \frac{1}{2} \times D \\ &= 2 \times 3,14 \times \frac{1}{2} \times 0,8 = 2,512 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Luas selimut} = k \times l$$

$$= 2,512 \times 20 = 50,24 \text{ m}^2$$

$$C_{u_1} = 3600 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{u_2} = 4340 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{u_3} = 4010 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\text{Daya dukung ujung} = Q_u = N_c \cdot A_p \cdot C_u$$

$$= 9.0,2826.4010$$

$$= 18132 \text{ kg}$$

• Tiang Pancang

$$\text{Diameter tiang} = 0,6 \text{ meter}$$

$$\text{Panjang tiang} = 20 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned}\text{Kelinging tiang} &= 2 \times \pi \times \frac{1}{2} \times D \\ &= 2 \times 3,14 \times \frac{1}{2} \times 0,6 \\ &= 2,512 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Penampang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$Cu_1 = 3600 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu_2 = 4340 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu_3 = 4010 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\text{Daya dukung ujung} = Qu = Nc \cdot Ap \cdot Cu$$

$$= 9.0,5024.4010$$

$$= 10199 \text{ kg}$$

b. Perhitungan Daya Dukung Gesek menggunakan metode alfa

• **Tiang Bor**

Kedalaman 0-0,5 m

$$Q_s = \alpha \cdot Cu \cdot p \cdot L$$

$$Q_s = 0,82 \cdot 3600 \cdot 2,512 \cdot 20$$

$$Q_s = 3707,71 \text{ kg}$$

Nilai daya dukung gesek rata- rata sama dengan perhitungan sbelumnya pada tabel 4.7. Sebelum Qu dan Qs dijumlahkan, kedua daya dukung tersebut dikalikan dengan nilai reduksi pengganti angka keamanan.

Nilai reduksi untuk ponadsi tiang pancang

$$\text{Daya dukung gesek} = 0,65$$

$$\text{Daya dukung ujung} = 0,55$$

Sehingga, daya dukung menjadi

$$\text{Daya dukung gesek} = 56575 \text{ kg}$$

$$\text{Daya dukung ujung} = 9972,4 \text{ kg} +$$

$$\text{Daya dukung total} = 66548 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah Tiang} = 63,157 \approx 64 \text{ buah tiang}$$

Tiang Pancang

Kedalaman 0-0,5 m

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot L$$

$$Q_s = 0,82 \cdot 3600 \cdot 1,57 \cdot 20$$

$$Q_s = 2317,2 \text{ kg}$$

Untuk nilai daya dukung gesek rata – rata pondasi tiang pancang, sama dengan nilai daya dukung gesek pada tabel 2.3.

Angka reduksi untuk pondasi tiang pancang : :

Daya dukung gesek : 0,7

Daya dukung ujung : 0,7

Sehingga daya dukung menjadi,

Daya dukung gesek = 50842 kg

Daya dukung ujung = 7139,3 kg +

Daya dukung total = 57982 kg

Jumlah tiang = 72,488 buah \approx 73 buah

c. Perhitungan Daya Dukung Menggunakan Metode Lambda

Metode lambda digunakan dalam penghitungan daya dukung gesek, sedangkan daya dukung ujung digunakan persamaan $N_c \times$

$C_u \times A_p$

➤ Tiang Bor

Diameter tiang = 0,6 meter

Panjang tiang = 20 meter

Keliling tiang = $2 \times \pi \times \frac{1}{2} \times D$

$$= 2 \times 3,14 \times \frac{1}{2} \times 0,8$$

$$= 2,512\text{m}$$

Dengan menggunakan persamaan (2.20) dan (2.21), didapatkan hasil seperti pada tabel 4.8.

Tabel 4.8. Tabel rincian tegangan menggunakan metode lambda

Kedalaman	L	γt	tegangan	A	σv	λ	Cu	p
m		kg/m ³	kg/m ²	kg/m	kg		kg/m ²	m
0 - 0.5	0.5	1800	900	225	11.3	0.49	3600	2.512
0.5 - 1	1	1800	1800	675	33.8	0.48	3600	2.512
1 - 1.5	1.5	1800	2700	1125	56.3	0.48	3600	2.512
1.5 - 2	2	1800	3600	1575	78.8	0.45	3600	2.512
2 - 2.5	2.5	1800	4500	2025	101	0.44	3600	2.512
2.5 - 3	3	1800	5400	2475	124	0.43	3600	2.512
3 - 3.5	3.5	1800	6300	2925	146	0.4	4340	2.512
3.5 - 4	4	1800	7200	3375	169	0.39	4340	2.512
4 - 4.5	4.5	1800	8100	3825	191	0.38	4340	2.512
4.5 - 5	5	1800	9000	4275	214	0.37	4340	2.512
5 - 5.5	5.5	1800	9900	4725	236	0.36	4340	2.512
5.5 - 6	6	1800	10800	5175	259	0.35	4340	2.512
6 - 6.5	6.5	1800	11700	5625	281	0.34	4340	2.512
6.5 - 7	7	1800	12600	6075	304	0.33	4340	2.512
7-7.5	7.5	1800	13500	6525	326	0.28	4340	2.512
7.5-8	8	1803	14424	6981	349	0.27	4340	2.512
8-8.5	8.5	1803	15325.5	7437	372	0.26	4340	2.512

8.5-9	9	1803	16227	7888	394	0.25	4340	2.512
9-9.5	9.5	1803	17128.5	8339	417	0.25	4010	2.512
9.5-10	10	1803	18030	8790	439	0.25	4010	2.512
10-10.5	10.5	1803	18931.5	9240	462	0.24	4010	2.512
10.5-11	11	1803	19833	9691	485	0.24	4010	2.512
11-11.5	11.5	1689	19423.5	9814	491	0.24	4010	2.512
11.5-12	12	1689	20268	9923	496	0.24	4010	2.512
12-12.5	12.5	1689	21112.5	10345	517	0.24	4010	2.512
12.5-13	13	1689	21957	10767	538	0.23	4010	2.512
13-13.5	13.5	1815	24502.5	11615	581	0.23	4010	2.512
13.5-14	14	1815	25410	12478	624	0.23	4010	2.512
14-14.5	14.5	1815	26317.5	12932	647	0.23	4200	2.512
14.5-15	15	1815	27225	13386	669	0.23	4200	2.512
15-15.5	15.5	1815	28132.5	13839	692	0.23	4200	2.512
15.5-16	16	1815	29040	14293	715	0.23	4200	2.512
16-16.5	16.5	1815	29947.5	14747	737	0.23	4200	2.512
16.5-17	17	1815	30855	15201	760	0.23	4200	2.512
17-17.5	17.5	1815	31762.5	15654	783	0.23	4200	2.512
17.5-18	18	1815	32670	16108	805	0.23	4200	2.512
18-18.5	18.5	1815	33577.5	16562	828	0.23	4200	2.512
18.5-19	19	1815	34485	17016	851	0.23	4200	2.512
19-19.5	19.5	1815	35392.5	17469	873	0.23	4200	2.512
19.5-20	20	1815	36300	17923	896	0.23	4200	2.512

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned}\text{Rata - rata Cu} &= 4105 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Jumlah tegangan vertikal} &= 736278 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Fav} &= 0,23(4105 \times 7492) \\ \text{Qs} &= 181429 \\ \text{Qbu} &= \text{Nc} \times \text{Cu} \times \text{Ap} = 18131,6\end{aligned}$$

Selanjutnya, dikalikan nilai reduksi untuk pondasi tiang pancang (metode lambda).

$$\begin{aligned}\text{Daya dukung gesek} &= 0,65 \\ \text{Daya dukung ujung} &= 0,55 \\ \text{Sehingga daya dukung menjadi,} \\ \text{Daya dukung gesek} &= 65027,922 \text{ kg} \\ \text{Daya dukung ujung} &= \underline{9972,388 \text{ kg}} \\ \text{Daya dukung Total} &= 75000,311 \text{ kg} \\ \text{P maksimum} &= 42022940 \text{ kg} \\ \text{Jumlah tiang} &= 56,03 \text{ buah} \approx 57 \text{ buah}\end{aligned}$$

➤ Tiang Pancang

$$\begin{aligned}\text{Diameter} &= 0,6 \text{ m} \\ \text{Luas penampang} &= 0,2826 \text{ m} \\ \text{Keliling} &= 1,884 \text{ m} \\ \text{Cu} &= 3600 \text{ kg/m}^2, 4340 \text{ kg/m}^2, 4010 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\gamma d_1 = 1,8 \text{ gr/cm}^3, 1,803 \text{ gr/cm}^3, 1,689 \text{ gr/cm}^3, 1,815 \text{ gr/cm}^3$$

Hasil Perhitungan daya dukung gesek dapat dilihat pada tabel 4.9.

Tabel 4.9. Perhitungan daya dukung gesek tiang

Kedalaman	L	γt	tegangan	A	σv	λ	Cu	p
m	m	kg/m3	kg/m2	kg/m	kg		kg/m2	m
0 - 0.5	0.5	1800	900	225	11.3	0.49	3600	1.884
0.5 - 1	1	1800	1800	675	33.8	0.48	3600	1.884
1 - 1.5	1.5	1800	2700	1125	56.3	0.48	3600	1.884
1.5 - 2	2	1800	3600	1575	78.8	0.45	3600	1.884
2 - 2.5	2.5	1800	4500	2025	101	0.44	3600	1.884
2.5 - 3	3	1800	5400	2475	124	0.43	3600	1.884
3 - 3.5	3.5	1800	6300	2925	146	0.4	4340	1.884
3.5 - 4	4	1800	7200	3375	169	0.39	4340	1.884
4 - 4.5	4.5	1800	8100	3825	191	0.38	4340	1.884
4.5 - 5	5	1800	9000	4275	214	0.37	4340	1.884
5 - 5.5	5.5	1800	9900	4725	236	0.36	4340	1.884
5.5 - 6	6	1800	10800	5175	259	0.35	4340	1.884
6 - 6.5	6.5	1800	11700	5625	281	0.34	4340	1.884
6.5 - 7	7	1800	12600	6075	304	0.333	4340	1.884
7-7.5	7.5	1800	13500	6525	326	0.28	4340	1.884
7.5-8	8	1803	14424	6981	349	0.27	4340	1.884
8-8.5	8.5	1803	15325.5	7437	372	0.26	4340	1.884
8.5-9	9	1803	16227	7888	394	0.25	4340	1.884

11-11.5	11.5	1689	19423.5	9814	491	0.235	4010	1.884
11.5-12	12	1689	20268	9923	496	0.235	4010	1.884
12-12.5	12.5	1689	21112.5	10345	517	0.235	4010	1.884
12.5-13	13	1689	21957	10767	538	0.23	4010	1.884
13-13.5	13.5	1815	24502.5	11615	581	0.23	4010	1.884
13.5-14	14	1815	25410	12478	624	0.23	4010	1.884
14-14.5	14.5	1815	26317.5	12932	647	0.23	4200	1.884
14.5-15	15	1815	27225	13386	669	0.23	4200	1.884
15-15.5	15.5	1815	28132.5	13839	692	0.23	4200	1.884
15.5-16	16	1815	29040	14293	715	0.23	4200	1.884
16-16.5	16.5	1815	29947.5	14747	737	0.23	4200	1.884
16.5-17	17	1815	30855	15201	760	0.23	4200	1.884
17-17.5	17.5	1815	31762.5	15654	783	0.23	4200	1.884
17.5-18	18	1815	32670	16108	805	0.23	4200	1.884
18-18.5	18.5	1815	33577.5	16562	828	0.23	4200	1.884
18.5-19	19	1815	34485	17016	851	0.23	4200	1.884
19-19.5	19.5	1815	35392.5	17469	873	0.23	4200	1.884
19.5-20	20	1815	36300	17923	896	0.23	4200	1.884

Sumber: Analisi Data

$$\text{Jumlah tegangan vertikal} = 736278 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Fav} = 0,23(2325,4 \times \overline{\sigma_v})$$

$$= 0,23(2325 \times 448) = 1991,3$$

$$Q_s = 20 \times 1991,3 \times 1,884 = 75032 \text{ kg}$$

$$Q_{bu} = 9156,24 \text{ kg}$$

Daya dukung dikalikan dengan nilai reduksi untuk pondasi tiang pancang

Daya dukung gesek = 0,55

Daya dukung ujung $\equiv 0,7$

Daya dukung menjadi,

$$\text{Daya dukung gesek} = 41267,72 \text{ kg}$$

Daya dukung ujung = 6409,368 kg +

Daya dukung total = 47677,088 kg

P. maksimum  = 4202940

$$\text{Jumlah tiang} = 88,5 = 89 \text{ buah}$$

d. Perhitungan Daya Dukung Menggunakan Metode Mabsout

Metode mabsout digunakan untuk menentukan daya dukung ujung, untuk daya dukung gesek digunakan nilai maksimum dari daya dukung gesek antara metode lambda dan alfa.

➤ Tiang Bor

Keterangan :

Q_p = Daya dukung ujung tiang (t)

it = 3,14

R = Jari-jari penampang ujung tiang (m)

C = Nilai kohesi (t/ m²)

C_a = Adhesi tanah (t/ m²)

Z = kedalaman tiang (m)

it = 3,14

C = 4010 kg/m²

R = 0,8 m

α = 0,83

z = 20 m

Qu = $9 \times 20 \times 4010 \times 0,8 + 2 \times 3,14 \times 0,83 \times 0,8 \times 20 = 90762,33$

kg

Qs = 87038,89 kg

Qu + Qs = 90762,33 + 87038,89 = 177801,2 kg

Angka Reduksi

Daya dukung gesek = 0,65

Daya dukung ujung = 0,6

sehingga, daya dukungnya menjadi

Daya dukung gesek = 56575.28 kg

Daya dukung ujung = 52642.15 kg +

109217.4 kg

P maks = 4202940 kg

Jumlah tiang = 38 tiang

➤ Tiang Pancang

$$it = 3,14$$

$$C = 4010 \text{ kg/m}^2$$

$$R = 0.6 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,83$$

$$z = 20 \text{ m}$$

$$Qu = 9 \times 20 \times 4010 \times 0,8 + 2 \times 3,14 \times 0,83 \times 0,6 \times 20 = 68097,81 \text{ kg}$$

$$Qs = 75032,22 \text{ kg}$$

$$Qu + Qs = + 87038,89 = 177801,2 \text{ kg}$$

$$it = 3,14$$

$$C = 4010 \text{ kg/m}^2$$

$$R = 0.6 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.83$$

$$z = 20 \text{ m}$$

$$Qu = 68097.81 \text{ kg}$$

$$Qs = 75032.22 \text{ kg} +$$

$$143559$$

Memakai nilai reduksi AASHTO untuk pondasi

pancang

$$\text{Daya dukung gesek} = 0.55$$

$$\text{Daya dukung ujung} = 0.7$$

sehingga, daya dukungnya menjadi

$$\text{Daya dukung gesek} = 41267.72$$

$$\text{Daya dukung ujung} = 47668.47 +$$

$$\overline{88936.19} \text{ kg}$$

$$P \text{ maks} = 4202940$$

$$\text{Jumlah tiang} = 47.25793 \text{ buah tiang} \approx 48 \text{ tiang}$$

KESIMPULAN

Berikut ini merupakan rangkuman dari seluruh perhitungan daya dukung dengan berbagai metode:

➤ Tiang Bor

Tabel 4.10. Rangkuman daya dukung pondasi tiang bor

No	Metode	diameter	L	Daya dukung	Jumlah	Keterangan
		m	m	kg	bua	
1	alfa	0.8	20	66547.66787	64	Data lab
2	Lambda	0.8	20	75000.31099	57	
3	Mabsout	0.8	20	109217.4293	38	
7	SPT	0.8	20	85658	53	Insitu tes

Sumber : Hasil Perhitungan

➤ Tiang Pancang

Tabel 4.11. Rangkuman daya dukung pondasi tiang pancang

No	Metode	diameter	L	Daya dukung	Jumlah Tiang	Keterangan
		m	m	kg	bah	
1	alfa	0.6	20	53510.65948	73	
2	Lambda	0.6	20	47677.08785	89	
3	Mabsout	0.6	20	88936.18545	48	Data lab
7	SPT	0.6	20	68593,67	65	Insitu tes

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari seluruh daya dukung diatas, dipilihlah daya dukung menggunakan metode in situ tes. Metode tersebut dipilih karena jumlah tiang yang dihasilkan mendekati rata – rata jumlah tiang jika dibandingkan dengan jumlah tiang dari perhitungan metode lainnya.

4.2.3 Daya Dukung Lateral

Daya dukung lateral adalah kemampuan tian untuk menahan beban lateral, terutama beban gempa. Daya dukung lateral selanjutnya dibandingkan dengan beban lateral yang ditumpu pondasi. Pada akhirnya akan diketahui apakah tiang tersebut aman atau tidak dalam menampung beban lateral

a. Daya Dukung Lateral Tiang Bor

$$V = 4202940 \text{ kg}$$

$$Mx = 54568.115 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} My &= 1133.573 \text{ kg} \\ Fx &= -31003.007 \text{ kg} \\ &\quad 21228.412 \text{ kg} \end{aligned}$$

➤ Tahanan ultimit beban lateral

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad \dots\dots\dots(4.5)$$

Tabel 4.12 Pendekatan nilai k berdasarkan cu

Konsistensi	Kaku	Sangat kaku	Keras
Kohesi undrained (c_u), kN/m ³	100 - 200	200 - 400	> 400
k_1 , kN/m ³	18 - 36	36 - 72	> 72
k_1 direkomendasikan, kN/m ³	27	54	> 108

Sumber : (Therzaghi, 1955)

Data yang diketahui :

$$\begin{aligned} Cu &= 0.362 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 3620 \text{ kg/m}^2 \\ k_1 &= 27 \text{ kN/m} \\ &= 2727 \text{ kg/m}^2 \\ K &= 1818 \\ E &= 2574296020 \text{ kg} \\ I &= 4.906E-06 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$R = 1.623504774 \text{ m}$$

➤ Kekakuan Modulus Tanah

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

Tabel 4.13. Modulus Kekakuan Tanah Pada Tanah Kohesif

Tanah Kohesif

Tanah	n_h (kN/m ³)	Referensi
Lempung NC lunak	166 - 3518	Reese dan Matlock (1956)
	277 - 554	Davission - Prakash (1963)
Lempung NC organik	111 - 277	Peck dan Davisson (1962)
	111 - 831	Davission (1970)
Gambut	55	Davission (1970)
	27,7 - 111	Wilson dan Hiltz (1967)

Sumber : (<http://repository.usu.ac.id>)

Dari tabel diatas dipilih $n_h = 277 \text{ kN} = 27977 \text{ kg/m}^3$

$$T = 0,853$$

$$\text{Panjang Tiang} = 20 \text{ m}$$

$$2T = 1,706$$

$$2R = 3,24$$

2T dan 2R < l, maka termasuk tiang kaku dengan ujung bebas

Selanjutnya dapat dicari nilai Daya dukung lateral (Hu),

Data yang diketahui :

$$\gamma = 1667 \text{ kg/m}^3$$

$$B = \phi \text{ tiang } 0,8 \text{ m}$$

$$\Phi = 10,26^\circ$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 1,197$$

$$e = 0,662$$

$$Hu = \frac{0,5 \times \gamma \times L^3 \times B \times K_p}{(e + L)} = \frac{0,5 \times 1667 \times 20^3 \times 0,8 \times 1,197}{(0,662 + 20)} =$$

$$309030,5 \text{ kg} > 31003 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

b. Tiang Pancang

Data yang diketahui :

$$Cu = 3620 \text{ kg/m}^2$$

$$k_1 = 27 \text{ kN/m}$$

$$= 2727 \text{ kg/m}^2$$

$$K = 1818$$

$$E = 2574296020 \text{ kg}$$

$$I = 1,52237\text{E-}06$$

$$R = 1,21 \text{ m}$$

➤ **Kekakuan Modulus Tanah**

Persamaan yang dipakai sama dengan persamaan (4.6)

$$nh = 27977 \text{ kg/m}^3$$

$$T = 0,678 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Tiang} = 20 \text{ m}$$

$$2T = 1,35$$

$$2R = 2,43$$

2T dan 2R < L, maka termasuk tiang kaku dan pendek. Selanjutnya dicari

nilai daya dukung lateral.

$$\gamma = 1667 \text{ kg/m}^3$$

$$B = \phi \text{ tiang } 0,6 \text{ m}$$

$$\Phi = 10,26^\circ$$

$$K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 1,197$$

$$e = 0,662$$

$$H_u = \frac{0,5 \times \gamma \times L^3 \times B \times K_p}{(e + L)} = \frac{0,5 \times 1667 \times 20^3 \times 0,6 \times 1,197}{(0,66 + 20)} =$$

$$231772,8864 \text{ kg} > 31003 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

4.3 Penyusunan Tiang

Susunan tiang harus mempertimbangkan jarak ijin tiang. Berikut ini merupakan persamaan yang dipakai dalam menentukan jarak tiang:

4.3.1 Menentukan Jarak Tiang

➤ Tiang Bor

Direncanakan :

$$S \text{ (jarak antar tiang) } = 3,1 \text{ m}$$

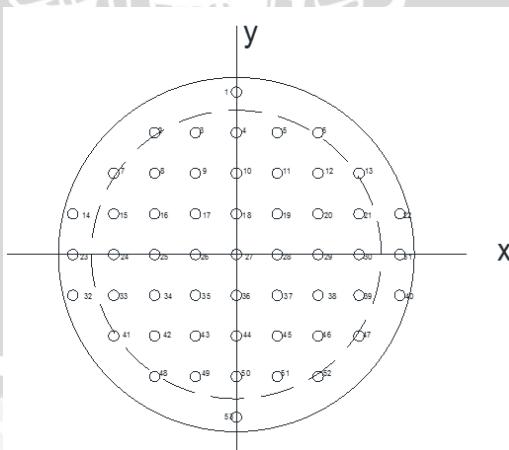
$$\text{Diameter } = 0,5 \text{ m}$$

$$m,n = 9,9. \text{ Penentuan jarak :}$$

$$2,5d \leq S \leq \frac{1,5 \times d \times m \times n}{m + n - 2}$$

$$2,5 \leq 3,1 \leq \frac{1,5 \times 0,8 \times 9 \times 9}{9 + 9 - 2} = 2,5 \leq 3,1 \text{ m} \leq 3,58 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Apabila jarak diatas diterapkan pada pile cap, maka susunan pondasi tiang akan tampak seperti pada gambar 4.3.



Gambar 4.3. Susunan pondasi tiang bor (Hasil

Perhitungan)

➤ Tiang Pancang

Direncanakan :

$$S \text{ (jarak antar tiang) } = 3,1 \text{ m}$$

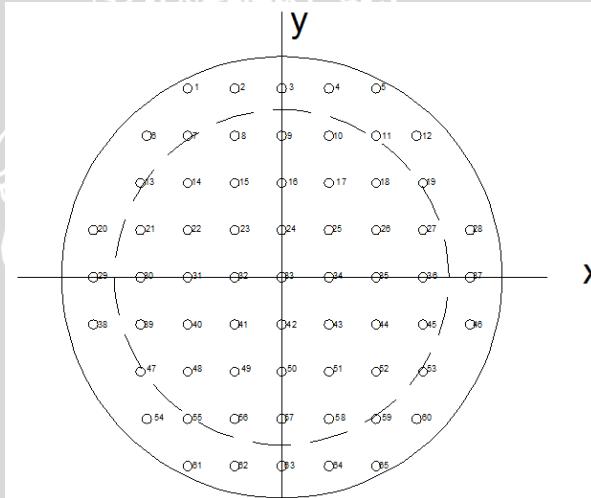
$$\text{Diameter} = 0,5 \text{ m}$$

$m, n = 9,9$. Penentuan jarak :

$$2,5d \leq S \leq \frac{1,5 \times d \times m \times n}{m + n - 2}$$

$$2,5 \leq 3,1 \leq \frac{1,5 \times 0,6 \times 9 \times 9}{9 + 9 - 2} = 2,5 \leq 3,1 \text{ m} \leq 4,76 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Susunan pondasi dengan jarak 3,1 dapat dilihat pada gambar 4.4.



Gambar 4.4. Susunan Pondasi Tiang Pancang
(Hasil Perhitungan)

4.3.2 Menghitung Efisiensi Tiang

Efisiensi Tiang pada tanah lempung dapat didekati menggunakan tabel 4.14.

Tabel 4.14. Efisisensi berdasarkan jarak tiang

No	Jarak pusat ke pusat tiang	Efisiensi
1	10 d	1
2	8d	0,95
3	6d	0,9
4	5d	0,85
5	4d	0,75
6	3d	0,65
7	2,5d	0,55

Sumber : (Harry Christady,2011)

➤ Tiang Bor

Menggunakan 53 tiang dengan jarak 3,1 m

Efisiensi periskel berdasarkan jarak = 0,95

Daya dukung kelompok = 4539923,92 kg

Daya dukung x efisiensi = 4312927,724 kg

P maks = 4202940 kg < P ijin

= 4312928 kgok

➤ Tiang Pancang

Menggunakan 65 tiang dengan jarak 3,1 m

Efisiensi periskel berdasarkan jarak = 0,95

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung kelompok} &= 4458588,951 \text{ kg} \\
 \text{Daya dukung x efisiensi} &= 4235659,504 \text{ kg} \\
 P \text{ maks} &= 4202940 \text{ kg} < P \text{ ijin} = \\
 &4235659,5 \text{ kg} \dots \dots \text{ok}
 \end{aligned}$$

4.3.3 Mencari P Maks 1 Tiang

➤ Tiang Bor

$$P = \frac{V}{A} \pm \frac{My \cdot xi}{m \sum x^2} \pm \frac{Mxyi}{m \sum y^2}$$

$$V = 4202940 \text{ kg}$$

$$Mx = 54568,12 \text{ kg}$$

$$My = 1129,699 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah} = 53$$

$$m;n = 9:9$$

Tabel 4.15. Transfer Beban Pada Pondasi Bor

Titik	x (m)	y (m)	Vi/n	My.x / ∑x ²	Mx.y / ∑y ²	Pi (kg)
1	0	12.4	87561.25	0	30.56	87591.81
2	-6.2	9.3	87561.25	-0.316	22.92	87583.85
3	-3.1	9.3	87561.25	-0.158	22.92	87584.011
4	0	9.3	87561.25	0	22.92	87584.170
5	3.1	9.3	87561.25	0.158	22.92	87584.328
6	6.2	9.3	87561.25	0.316	22.92	87584.486
7	-9.3	6.2	87561.25	-0.474	15.28	87576.055
8	-6.2	6.2	87561.25	-0.316	15.28	87576.213

9	-3.1	6.2	87561.25	-0.158	15.28	87576.371
10	0	6.2	87561.25	0	15.28	87576.530
11	3.1	6.2	87561.25	0.158	15.280	87576.688
12	6.2	6.2	87561.25	0.316	15.280	87576.846
13	2	6.2	87561.25	0.102	15.280	87576.632
14	-12.4	3.1	87561.25	-0.632	7.640	87568.2574
15	-9.3	3.1	87561.25	-0.474	7.640	87568.4155
16	-6.2	3.1	87561.25	-0.316	7.640	87568.5737
17	-3.1	3.1	87561.25	-0.1581	7.640	87568.7319
18	0	3.1	87561.25	0	7.640	87568.89
19	3.1	3.1	87561.25	0.158	7.640	87569.0482
20	6.2	3.1	87561.25	0.316	7.640	87569.2064
21	9.3	3.1	87561.25	0.474	7.640	87569.3645
22	12.4	3.1	87561.25	0.632	7.640	87569.5227
23	-12.4	0	87561.25	-0.632	0	87560.6173
24	-9.3	0	87561.25	-0.474	0	87560.7755
25	-6.2	0	87561.25	-0.316	0	87560.9337
26	-3.1	0	87561.25	-0.158	0	87561.0918
27	0	0	87561.25	0	0	87561.25
28	3.1	0	87561.25	0.158	0	87561.4082
29	6.2	0	87561.25	0.316	0	87561.5663
30	9.3	0	87561.25	0.474	0	87561.7245
31	12.4	0	87561.25	0.632	0	87561.8827
32	-12.4	-3.1	87561.25	-0.631	-7.64	87552.9773
33	-9.3	-3.1	87561.25	-0.474	-7.640	87553.1355
34	-6.2	-3.1	87561.25	-0.316	-7.640	87553.2936

35	-3.1	-3.1	87561.25	-0.158	-7.640	87553.4518
36	0	-3.1	87561.25	0	-7.640	87553.61
37	3.1	-3.1	87561.25	0.1581	-7.640	87553.7681
38	6.2	-3.1	87561.25	0.3163	-7.640	87553.9263
39	9.3	-3.1	87561.25	0.474	-7.640	87554.0845
40	12.4	-3.1	87561.25	0.632	-7.640	87554.2426
41	-9.3	-6.2	87561.25	-0.474	-15.280	87545.4954
42	-6.2	-6.2	87561.25	-0.316	-15.280	87545.6536
43	-3.1	-6.2	87561.25	-0.1581	-15.280	87545.8118
44	0	-6.2	87561.25	0	-15.280	87545.9699
45	3.1	-6.2	87561.25	0.158	-15.280	87546.1281
46	6.2	-6.2	87561.25	0.316	-15.280	87546.2863
47	2	-6.2	87561.25	0.102	-15.2801	87546.072
48	-6.2	-6.2	87561.25	-0.316	-15.280	87545.6536
49	-3.1	-6.2	87561.25	-0.158	-15.280	87545.8118
50	0	-6.2	87561.25	0	-15.280	87545.9699
51	3.1	-6.2	87561.25	0.158	-15.280	87546.1281
52	6.2	-6.2	87561.25	0.316	-15.280	87546.2863
53	0	-12.4	87561.25	0	-30.560	87530.6899

Sumber : Hasil Perhitungans

Pmaks = 8759 kg

Qu Individu = 85658,941 kg

Qu > P maks.....ok

➤ Tiang Pancang

$$P = \frac{V}{A} \pm \frac{My \cdot xi}{m \sum x^2} \pm \frac{Mxyi}{m \sum y^2}$$

V = 4202940 kg;

Mx = 54568,12 kg;

My = 1129,699 kg

Jumlah= 65, m;n = 9;9

Tabel 4.16. Transfer Beban Pada Pondasi Tiang Pancang

Titik	x (m)	y (m)	Vi/n	My.x/Σx2	Mx.y/Σy2	Pi (kg)
1	-6.2	12.4	64660.615	-2.454	237.072	64895.233
2	-3.1	12.4	64660.615	-1.227	237.072	64896.460
3	0	12.4	64660.615	0	237.072	64897.687
4	3.1	12.4	64660.615	1.2270001	237.072	64898.914
5	6.2	12.4	64660.615	2.4540002	237.072	64900.141
6	-9.3	9.3	64660.615	-3.681	177.804	64834.738
7	-6.2	9.3	64660.615	-2.454	177.804	64835.965
8	-3.1	9.3	64660.615	-1.227	177.804	64837.192
9	0	9.3	64660.615	0	177.804	64838.419
10	3.1	9.3	64660.615	1.2270001	177.804	64839.646
11	6.2	9.3	64660.615	2.4540002	177.804	64840.873
12	9.3	9.3	64660.615	3.6810003	177.804	64842.100
13	6.2	6.2	64660.615	2.4540002	118.536	64781.605
14	-6.2	6.2	64660.615	-2.454	118.536	64776.697
15	-3.1	6.2	64660.615	-1.227	118.536	64777.924
16	0	6.2	64660.615	0	118.536	64779.151

17	3.1	9.3	64660.615	1.2270001	177.804	64839.646
18	6.2	6.2	64660.615	2.4540002	118.536	64781.605
19	9.3	6.2	64660.615	3.6810003	118.536	64782.832
20	-12.4	3.1	64660.615	-4.908	59.2680	64714.975
21	6.2	3.1	64660.615	2.4540002	59.2680	64722.337
22	-6.2	3.1	64660.615	-2.454	59.2680	64717.429
23	-3.1	3.1	64660.615	-1.227	59.2680	64718.656
24	0	3.1	64660.615	0	59.2680	64719.883
25	3.1	3.1	64660.615	1.2270001	59.2680	64721.110
26	6.2	3.1	64660.615	2.4540002	59.2680	64722.337
27	9.3	3.1	64660.615	3.6810003	59.268	64723.5645
28	12.4	3.1	64660.615	4.9080004	59.268	64724.791
29	-12.4	0	64660.615	-4.908	0	64655.707
30	6.2	0	64660.615	2.4540002	0	64663.069
31	-6.2	0	64660.615	-2.454	0	64658.161
32	-3.1	0	64660.615	-1.227	0	64659.388
33	0	0	64660.615	0	0	64660.615
34	3.1	0	64660.615	1.2270001	0	64661.842
35	6.2	0	64660.615	2.4540002	0	64663.069
36	9.3	0	64660.615	3.6810003	0	64664.296
37	12.4	0	64660.615	4.9080004	0	64665.523
38	-12.4	-3.1	64660.615	-4.908	-59.268	64596.439
39	6.2	-3.1	64660.615	2.4540002	-59.268	64603.801
40	-6.2	-3.1	64660.615	-2.454	-59.268	64598.893
41	-3.1	-3.1	64660.615	-1.227	-59.268	64600.120
42	0	-3.1	64660.615	0	-59.268	64601.347

43	3.1	-3.1	64660.615	1.2270001	-59.268	64602.574
44	6.2	-3.1	64660.615	2.4540002	-59.268	64603.801
45	9.3	-3.1	64660.615	3.6810003	-59.268	64605.028
46	12.4	-3.1	64660.615	4.9080004	-59.268	64606.255
47	6.2	-6.2	64660.615	2.4540002	-118.53	64544.533
48	-6.2	-6.2	64660.615	-2.454	-118.536	64539.625
49	-3.1	-6.2	64660.615	-1.227	-118.536	64540.852
50	0	-6.2	64660.615	0	-118.536	64542.079
51	3.1	-6.2	64660.615	1.2270001	-118.536	64543.306
52	6.2	-6.2	64660.615	2.4540002	-118.536	64544.533
53	9.3	-6.2	64660.615	3.6810003	-118.536	64545.760
54	6.2	-9.3	64660.615	2.4540002	-177.804	64485.265
55	-6.2	-9.3	64660.615	-2.454	-177.804	64480.357
56	-3.1	-9.3	64660.615	-1.227	-177.804	64481.584
57	0	-9.3	64660.615	0	-177.804	64482.811
58	3.1	-9.3	64660.615	1.2270001	-177.804	64484.038
59	6.2	-9.3	64660.615	2.4540002	-177.804	64485.265
60	9.3	-9.3	64660.615	3.6810003	-177.804	64486.492
61	-3.1	-12.4	64660.615	-1.227	-237.072	64422.316
62	0	-12.4	64660.615	0	-237.072	64423.543
63	-6.2	-12.4	64660.615	-2.454	-237.072	64421.089
64	3.1	-12.4	64660.615	1.2270001	-237.072	64424.770
65	-9.3	-12.4	64660.615	-3.681	-237.072	64419.862

Sumber: Hasil Perhitungan

Pmaks = 64900,14 kg.

Qu Individu = 102080,15 kg > P maks...ok

4.4 Penurunan Pondasi

Penurunan pondasi terdiri atas tiga penurunan yaitu penurunan segera, penurunan primer, penurunan sekunder. Namun, karena penurunan sekunder biasanya terlampaui kecil, maka sering tidak diperhitungkan.

4.4.1 Penurunan Segera

Persamaan yang dipakai dalam menentukan penurunan segera adalah persamaan penurunan segera pada tanah lempung yaitu :

$$S_i = \frac{\mu_1 \mu_2 q_n B}{E_u} \quad \dots \dots \dots (4.7)$$

Keterangan :

S_i = penurunan segera (m)

μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal

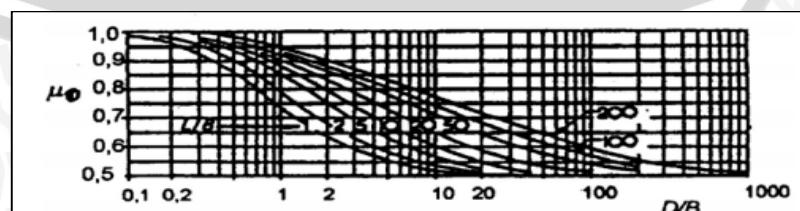
μ_2 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

B = lebar pile cap atau diameter lingkaran (m)

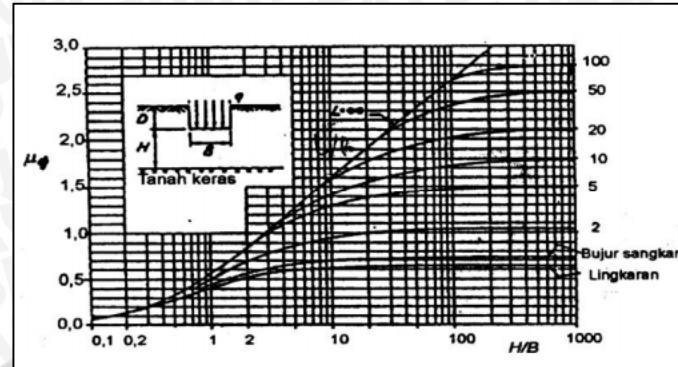
q_n = Tekanan pondasi netto (kg/m)

E_u = Modulus elastisitas tanah ujung pondasi (MPa)

Nilai μ_1 dan μ_2 didapat melalui gambar 4.5.



Gambar 4.5. Nilai μ menurut Janbu 1956 (Harry Christady 1997)



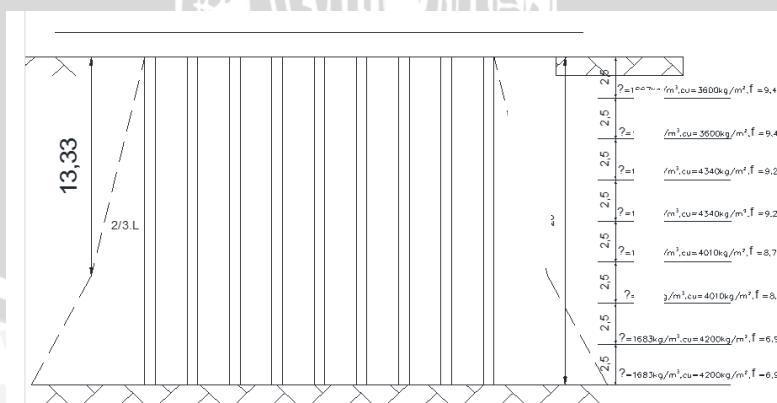
Gambar 4.6. Nilai μ menurut janbu 1956 (Harry Christady, 1997)

Tabel 4.17. Pengelompokan tanah berdasarkan N-SPT

N SPT (blows/ft)	Konsistensi	q_u (Unconfined Compressive Strength) tons / ft ²	γ_{sat} kN / m ³
< 2	Very soft	< 0,25	16 – 19
2 – 4	Soft	0,25 – 0,50	16 – 19
4 – 8	Medium	0,50 – 1,00	17 – 20
8 – 15	Stiff	1,00 – 2,00	19 – 22
15 – 30	Very stiff	2,00 – 4,00	19 – 22
> 30	Hard	> 4,00	19 – 22

Sumber : (Therzaghi and Peck, 1969)

Dari definisi diatas selanjutnya nilai E dapat didekati menggunakan tabel 2.10. Berikut ini merupakan hasil perhitungan penurunan segera :



Gambar 4.5. Persebaran beban (Analisis Data)

➤ Tiang Bor

Direncanakan penurunan segera untuk lapisan 1 :

$$\text{Ø pile cap} = 27 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman ekivalen} = 2/3 \times 20 = 13,33 \text{ m}$$

$$Dg = 27 + (0,25 \times 13,33 \times 2) = 33,667 \text{ m}$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

$$E = 20000 \text{ KN/m}^2 \approx 2039432 \text{ kg/m}^2$$

$$L/B = 20/33,667 = 0,594$$

$$H/B = 2,5 / 33,667 = 0,074$$

$$D/B = 0,594$$

$$\mu_1 = 0,07$$

$$\mu_0 = 0,8$$

$$q_n = \frac{P_{maks} + \text{Beban sendiri}}{A}$$

$$= \frac{4202940 + 0,25 \times 3,14 \times 27^2 \times 2400}{0,25 \times 3,14 \times 33,667^2} = 6267,324 \text{ kg}$$

$$S_i = \frac{0,07 \times 0,08 \times 6267,3 \times 33,67}{2039432}$$

$$S_i = 0,057 \text{ m}$$

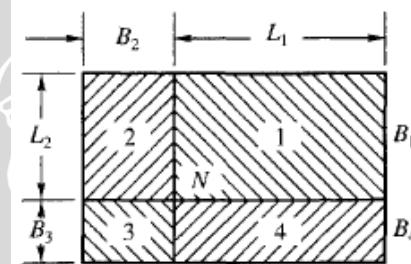
Tabel 4.18 Penurunan Segera Tiang Bor

Sumber : Hasil Perhitungan

Penurunan segera juga dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$S_e \text{ at point } N = \frac{q_n(1-\mu^2)}{E_s} [I_{f1}B_1 + I_{f2}B_2 + I_{f3}B_3 + I_{f4}B_4] \quad (4.8)$$

Dimana B dan If didapat sesuai titik yang akan ditinjau ,



Gambar 4.6. Titik Penurunan

011/08/settlement.ppt)

Jika titik N yang ditinjau berada di tengah, maka nilai $B_1=B_2=B_3=B_4$.

Sedangkan untuk tanah lempung, nilai If dapat didekati dengan nilai 0,8. Sehingga, penurunan segera menjadi:

$$\text{Kedalaman ekivalen} = \frac{2}{3} \times 20 = 13,33 \text{ m}$$

$$\text{Bg} = 27 + (0,25 \times 13,33 \times 2) = 33,667 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 q_n &= \frac{P_{maks} + Beban\ sendiri}{A} \\
 &= \frac{4202940 + 0,25 \times 3,14 \times 27^2 \times 2400}{0,25 \times 3,14 \times 33,667^2} = 6267,324 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.19 Penurunan segera Tiang Bor

Lapisan	Kedalaman	Bg	qn	μ	If	Si
	m	m	kg/m ²			m
1	13,333-15,833	33,667	6267,324	0,3	0,157	0,007
2	15,833-18,33	33,667	6267,324	0,3	0,157	0,007
3	18,33-20	33,667	6267,324	0,3	0,157	0,0073
Total						2,217cm

Sumber : Hasil Perhitungan

➤ Tiang Pancang

Direncanakan :

$$\varnothing \text{ tiang} = 0,6 \text{ m}$$

$$\varnothing \text{ pile cap} = 29 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\text{Tebal} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman ekivalen} = 2/3 \times 20 = 13,33$$

$$D \text{ group} = 29 + 13,33 \times 0,25 \times 2$$

$$= 35,667 \text{ m}$$

$$E = 2039432 \text{ kg/m}^2$$

$$q_n = \frac{P_{maks} + Beban\ sendiri}{A}$$

$$= \frac{4202940 + (0,25 \times 3,14 \times 29^2 \times 2400)}{0,25 \times 3,14 \times 35,667^2} = 5795,46 \text{ kg}$$

Contoh Perhitungan Penurunan Pada Lapisan 1

$$H = 2,5 \text{ m}$$

$$L/B = 20/35,667 = 0,56$$

$$H/B = 2,5/35,667 = 0,07$$

$$\mu_1 = 0,07$$

$$\mu_0 = 0,8$$

$$Si = \frac{0,07 \times 0,8 \times 5795,46 \times 35,667}{2039432} \\ = 0,057$$

Tabel 4.20. Penurunan segera

Lapis	Kedalaman	L/B	H/B	D/B	E kg/m ²	μ_1	μ_0	Gs	e	qn (Kg)	Si (m)
2	15.833-18.33	0.6	0.14	0.56	2E+06	0.07	0.8	2.51	0.6	5795.5	0.0057
3	18.33-20	0.6	0.18	0.56	2E+06	0.12	0.8	2.51	0.6	5795.5	0.0097
total											

Sumber:Hasil Perhitungan

Atau bisa juga menggunakan persamaan berikut :

Dari grafik 2.19 didapat nilai F1 = 0,1; F2 = 0,05

$$\text{If } = \left[F1 + \frac{(1 - \mu - 2\mu^2)}{1 - \mu^2} \right]$$

$$= \left[0,1 + \frac{(1 - 0,2 - 2 \cdot 0,2^2)}{1 - 0,2^2} \right] = 0,135$$

$$\begin{aligned}
 \text{Si} &= S_e \text{ at point } N = \frac{q_n(1-\mu^2)}{E_s} [I_{f1}B_1 + I_{f2}B_2 + I_{f3}B_3 + I_{f4}B_4] \\
 &= \left[\frac{5795,4 \times (1 - 0,2^2)}{2039432} \right] [0,135 \times 35,667 / 4] \times 4 = 0,006 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.21a. Penurunan Segera Tiang Pancang

Lapisan	Kedalaman		m ²	0,3	0,135	0,0062
	m	m ²				
1	13,333	35,67	5795,456	0,3	0,135	0,0062
2	15,833-18,33	35,67	5795,456	0,3	0,135	0,0062
3	18,33-20	35,667	5795,456	0,3	0,135	0,0062
Total						1,8690843

Sumber : Hasil Perhitungan

4.4.2 Penurunan Konsolidasi

➤ Tiang Bor

$q_n = q_n$ pada penurunan segera = 6267,324 kg; $Z = 2,5$ m

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_n \times D^2}{(D + Z)^2} = \frac{6267,324 \times 33,667^2}{(33,667 + 1,25)^2} = 5826,662 \text{ kg}$$

$\sigma' = d$ lapisan atas $\times \gamma + d$ lapisan tengah $\times \gamma$

$$= 9 \times 1667 + 1,25 \times 1637 + 4,33 + 1637$$

$$= 24142,37$$

$$Cc = 0,141 Gs^{1,21} ((1+e)/Gs)^{2,38}$$

$$= 0,141 \times 3,01 ((1+0,66),2,55)^{2,38}$$

$$= 0,422$$

$$Sc = \frac{Cc \times H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma' + \Delta\sigma_z}{\sigma'}$$

$$= \frac{0,422 \times 2,5}{1 + e_0} \log \frac{24142,37 + 5826,662}{24142,37} = 0,054 \text{ m}$$

Selanjutnya, perhitungan penurunan dapat ditabelkan seperti pada tabel 4.21.

Tabel 4.21b Perhitungan Penurunan Konsolidasi Menggunakan Metode Terzaghi

Lapis	Kedalaman	z	D group	γ	Gs	e	σ'	qn (Kg)	$\Delta\sigma z$	Cc	Sc(m)
2	15.833- 18.33	3.8	33.6	1637	2.5	0.662	26188.6	6267	5074	0,4	0,044
3	18.33-20	6.3	33.6	1683	2.5	0.662	28292.4	6267	4458	0,4	0.036

Sumber:Hasil Perhitungan

Total Penurunan konsolidasi = 5,4 cm + 4,4 cm + 3,6 cm = 13,6 cm

Penurunan konsolidasi bisa didapatkan juga dengan menggunakan persamaan kompresibilitas volume :

Keterangan :

σ_v = tekanan tanah kg/m²

mv = volume compressibility 1/kpa

H = kedalaman tanah m

Nilai mv dapat didekati menggunakan tabel 4.22

Tabel 4.22 Pendekatan Nilai mv

Plasticity index (%)	Conversion factor (f_2)	$m_v (10^{-3} \text{ kPa}^{-1})$ based on N-value: $m_v = 1/(f_2 N)$				
		N = 10	20	30	40	50
10	800	0.12	0.06	0.04	0.03	0.02
20	525	0.19	0.09	0.06	0.05	0.04
30	475	0.21	0.10	0.07	0.05	0.04
40	450	0.22	0.11	0.07	0.06	0.04

Sumber : Stroud and Butler (1975)

Selanjutnya dilakukan interpolasi untuk nilai SPT sesuai dengan laporan penyelidikan tanah.

Kedalaman 13,3 – 15,833

Interpolasi dilakukan dua kali. Pertama, adalah interpolasi antara nilai mv pada N=20. Dimana variabel y diagntikan oleh nilai IP.

$$x_1 = IP = 30, x_2 = IP = 40, x = 36,16$$

$$y_1 = 0,21, y_2 = 0,22, \text{ maka } y = 0,22$$

Kedua, yaitu interpolasi antara nilai mv hasil interpolasi pertama dan N. Didapatkan hasil mv = 0,106. Cara tersebut dapat dipakai untuk menghitung mv pada kedalaman berikutnya. Hasil perhitungan interpolasi untuk nilai mv ada pada tabel 4.23. Apabila nilai mv telah didapatkan, maka penurunan konsolidasi dapat dihitung. Perhitungan penurunan konsolidasi dapat dilihat pada tabel 4.23.

Tabel 4.23. Penurunan Konsolidasi Tiang Bor menggunakan metode Kompresibilitas Volume

Lapisan	Kedalaman	H	$\Delta\sigma v$	mv	mv	mv	Sc
				1/Kpa	1/kpa	1/kg/m ²	m
1	13,333-15,833	2.5	5826.622	0.167	1.67E-04	1.6666E-06	0.024
2	15.833-18.33	5	5074.02	0.141	1.41E-04	1.4134E-06	0.036
3	18.33-20	7.5	4458.347	0.119	1.19E-04	1.1934E-06	0.04
Total							0.094

Sumber: Hasil Perhitungan

- ## ➤ Tiang Pancang

Lapisan 1 Kedalaman 13,33 s.d 15,833

Direncanakan :

$qn = qn$ pada penurunan segera = 5795,456

$$z = 1.25 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{qn \times D^2}{(D+Z)^2} = \frac{5795,46 \times 1272}{1362} = 5409,63 \text{ kg}$$

$\sigma' = d$ lap. Atas x $\gamma + d$. tengah lapisan x $\gamma + d$ lapisan x γ

$$= 9 \times 1667 + 1.25 \times 1637 + 4.33 \times 1637$$

= 24142,37 kg

$$Cc = 0.141 G_S^{1.21} ((1+e)/G_S)^{2.38}$$

$$\equiv 0.141 \times 3.01((1+0.66), 2.55)^{2,38}$$

-0.422

$$Sc = \frac{Cc \times H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma' + \Delta\sigma_z}{\sigma'} = \frac{0,422 \times 2,5}{1 + e_0} \log \frac{24142,37 + 5409,63}{24142,37} = 0,0504 \text{ m}$$

Untuk penurunan lapis selanjutnya, ditabelkan pada tabel 4.24.

Tabel 4.24. Penurunan Konsolidasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Terzaghi

Lapis	Kedalaman	z	D group	γ	Gs	e	σ'	qn (Kg)	$\Delta\sigma z$	Cc	Sc
2	15.833-18.33	3.8	35.66667	1637	2.505	0.66	26189	5795	4745	0.42	0.04
3	18.33-20	6.3	35.66667	1683	2.505	0.66	28292	5795	4196	0.42	0.03
Total											0.13m

Sumber : Hasil Perhitungan

Dengan metode kompresibilitas volume:

Contoh Perhitungan Pada Lapisan 1

$$Sc = \Delta\sigma \times mv \times H$$

$$= 5409,631 \times 0,00167 \times 0,023 = 0,023 \text{ m}$$

Untuk perhitungan penurunan pada lapisan selanjutnya, dibuat tabel seperti pada tabel 4.24.

Tabel 4.24. Penurunan Konsolidasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Kompresibilats Volume

Lapisan	Kedalaman	H	$\Delta\sigma v$	mv	mv	mv	Sc
				1/Kpa	1/kpa	1/kg/m ²	m
1	13,333-15,833	2.5	5409.631	0.167	0.00016666	1.6666E-06	0.023
2	15.833-18.33	5	4745.182	0.141	0.00014134	1.4134E-06	0.034
3	18.33-20	7.5	4196.036	0,12	0.00011934	1.1934E-06	0.038
Total							0.094

Sumber : Hasil Perhitungan

Selanjutnya, hasil perhitungan penurunan dirangkum pada tabel 4.25.

Tabel 4.25. Rangkuman Perhitungan Penurunan Pondasi

No	Penurunan	Metode	Tiang	Jumlah (cm)	Total (cm)
	Konsolidasi(Sc)	Therzaghi	Bor	13,6	15,61
	Segera (Si)	-	Bor	2,152	
	Konsolidasi (Sc)	Therzaghi	Pancang	2,11	14,75
	Segera (Sc)	-	Pancang	12,65	
	Konsolidasi(Sc)	Kompresibilitas Volume	Bor	2,903	1,45
	Segera (Si)	-	Bor	9,36	
	Konsolidasi (Sc)	Kompresibilitas Volume	Pancang	1,87	11,2
	Segera (Si)	-	Pancang	9,4	

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.25 dijelaskan bahwa batas penurunan ijin untuk konstruksi sejenis towe adalah 30 cm. Sedangkan Total penurunan dari tabel 4.25 masih kurang dari 30 cm, sehingga masih aman.

Tabel 4.25. Batas Penurunan Ijin

Sl.no.	Type of building	Average settlement (cm)
1.	Building with plain brickwalls on continuous and separate foundations with wall length L to wall height H	
	$L/H \geq 2.5$	7.5
	$L/H \leq 1.5$	10.0
2.	Framed building	10.0
3.	Solid reinforced concrete foundation of blast furnaces, water towers etc.	30

Sumber : (U.S.S.R Building Code, 1955)

4.5 Penulangan Pondasi

Penulangan pondasi dibagi menjadi dua bagian yaitu penulangan pile cap yang dianggap sebagai sistem plat lantai dan balok menerus selanjutnya, penulangan tiang pondasi yang dianggap sebagai sistem kolom.

4.5.1 Penulangan Pile Cap

a. Tiang Bor

Penulangan Pondasi dibagi menjadi penulangan arah x dan arah y.

Masing masing arah terdiri atas tulangan tumpuan dan tulangan lapangan.

$$L_x = 3,1 \text{ m}$$

$$L_y = 3,1 \text{ m}$$

$$3,1/3,1=1, 1< 2 \text{ maka termasuk } 2 \text{ arah, } M_{lx} = -M_{tx}; M_{ly} = -M_{ty}$$

Data yang diketahui :

$$\emptyset \quad \text{Pilecap} = 27 \text{ meter}$$

$$A \quad = 572,27 \text{ m}^2$$

$$F_y \quad = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c \quad = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta \quad = 0,85$$

$$V_{\max} \quad = -4202940 \text{ kg}$$

$$M_x \quad = 54568 \text{ kg}$$



$$My = 1133,6 \text{ kg}$$

$$Mz = 54568 \text{ kg}$$

$$\text{Tegangan terfaktor} = \frac{\pi D^2}{32} = 71,53 \text{ m}^2$$

Gaya normal pada dasar pondasi :

$$\text{Beban Plat Pondasi} = A \times 1 \times 2400$$

$$= 1373436 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tanah} = 0,8 \times 1667 \times 572,27$$

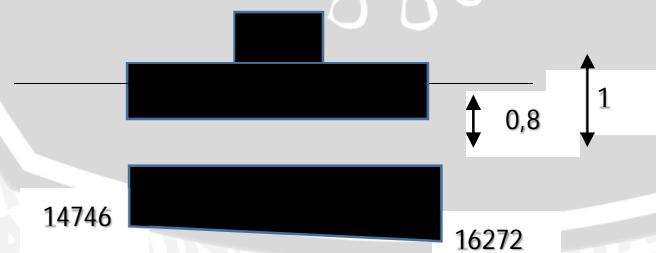
$$= 763172,604 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Struktur atas} = 420920/6339548,6 \text{ kg}$$

$$Pu = 1,4 \times 6339548,6 \text{ kg} = 8875368,046$$

$$\text{Tegangan Tanah Terfaktor} = \sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma = \frac{8875368}{572,3} \pm \frac{54568,1}{71,53}$$



$$qc = \frac{\sigma_{\max}}{2} \pm \frac{\sigma_{\min}}{2} = 15509 \text{ kg}$$

$$qm = qc + \frac{0,5L - 500}{0,5L}(\sigma_{maks} - qc)$$

$$= 15509 + \frac{13500 - 500}{13500}(762,8)$$

$$= 16224 \text{ kg}$$

$$M_{\text{rencana}} = (qm + \sigma_{maks}) \times 27 \times 0,5$$

$$= 438963 \text{ kg}$$

Tulangan Arah x

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,004$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta \times f'c \times 600 / 1000}{fy} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 0,6}{400} \end{aligned}$$

$$= 0,0244$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{4389633782}{17109360000} = 0,257$$

$$m = \frac{fy}{0,85f'c} = 400/25,5 = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{fy}} \right)$$

$\rho = 0,0006$ karena $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai ρ_{\min}

$$As = \rho_{min} \times b \times d = 15,58 \text{ cm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 14-100$ dengan luas $15,6 \text{ cm}^2$

Tulangan Arah y

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,004$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta \times f'c \times 600 / 1000}{fy}$$

$$= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 0,6}{400}$$

$$= 0,0244$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{4254693984}{17109360000} = 0,249$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = 400 / 25,5 = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$$

$\rho = 0,000624$ karena $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}

$$As = \rho_{min} \times b \times d = 15,58 \text{ cm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 14-100$ dengan luas $15,6 \text{ cm}^2$

b. Tiang Pancang

Data yang diketahui :

$$\varnothing \text{ Pilecap} = 29 \text{ meter}$$

$$A = 660,19 \text{ m}^2$$

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

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,85$$

$$V_{\max} = -4202940 \text{ kg}$$

$$M_x = 54568 \text{ kg}$$

$$M_y = 1133,6 \text{ kg}$$

$$M_z = 54568 \text{ kg}$$

$$\text{Tegangan terfaktor} = \frac{\pi D^2}{32} = 82,52 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban Plat Pondasi} = A \times 0,8 \times 2400$$

$$= 1267555,2 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tanah} = 0,6 \times 1667 \times 660,19$$

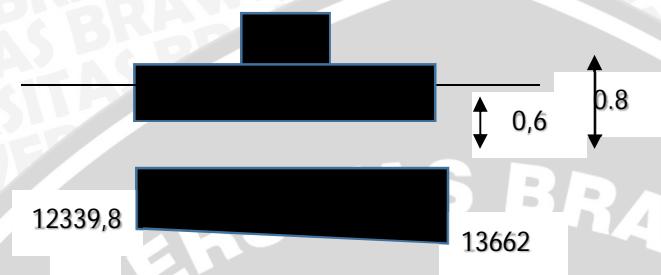
$$= 660317,037 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Struktur atas} = 420920/6130812,37 \text{ kg}$$

$$P_u = 1,4 \times 6130812,37 \text{ kg} = 8583137,132$$

$$\text{Tegangan Tanah Terfaktor} = \sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma = \frac{8583137,132}{660,2} \pm \frac{54568,1}{82,52}$$



$$qc = \frac{\sigma_{maks}}{2} \pm \frac{\sigma_{min}}{2} = 13001 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} q_m &= qc + \frac{0,5L - 500}{0,5L} (\sigma_{maks} - qc) \\ &= 13001 + \frac{14500 - 500}{13500} (661,2) \\ &= 13640 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{rencana}} &= (q_m + \sigma_{maks}) \times 29 \times 0,4 \\ &= 316702 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Tulangan Arah x

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,004$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta \times f'c \times 600 / 1000}{f_y}$$

$$= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 0,6}{400}$$

$$= 0,0244$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{3167021451}{1484000000} = 0,213$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = 400/25,5 = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{fy}} \right)$$

$\rho = 0,0005$ karena $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d = 12,08 \text{ cm}^2$$

Digunakan tulangan $\varnothing 13-100$ dengan luas $13,27 \text{ cm}^2$

Tulangan Arah y

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,004$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta \times f'c \times 600 / 1000}{fy}$$

$$= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 0,6}{400}$$

$$= 0,0244$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{3167021451}{1484000000} = 0,213$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = 400/25,5 = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

$\rho = 0,0005$ karena $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai ρ_{\min}

$$As = \rho_{\min} \times b \times d = 12,08 \text{ cm}^2$$

Digunakan tulangan $\varnothing 13-100$ dengan luas $13,27 \text{ cm}^2$, dipakai pada arah x

4.5.2 Penulangan Pondasi Tiang

a) Tiang Bor

Data yang diketahui :

$$\varnothing = 0,8 \text{ m}$$

$$A = 0,5024 \text{ m}^2$$

$$Fy = 400 \text{ MPa}$$

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,85$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\varnothing \text{ tul.pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal. Selimut} = 55 \text{ mm}$$

$$V_1 = 87591,8 \text{ kg}$$

$$M_x = 30,5601 \text{ kg}$$

$$M_z = 30,5601$$

$$d_{\text{efektif}} = \phi_{\text{tiang}} - 2 \times d'$$

$$= 800 - 110 = 690$$

- Luas penampang = $0,25 \times 3,14 \times 0,8^2 = 502400 \text{ mm}^2$

- Perkiraan luas penampang baja 3% = $0,03 \times 502400$

$$= 15072 \text{ mm}^2$$

- Jumlah Tulangan = $\frac{15072}{0,25 \times 3,14 \times 25^2} = 30,7 \approx 31 \text{ buah}$

$$A_{st} = 15209,375 > 15072 \dots \text{ok}$$

$$A_s = A_{s'} = 0,5 \times A_{st} = 7605$$

$$\text{Jarak Tulangan Pokok} = \frac{3,14 \times 2d}{n} = \frac{3,14 \times 690}{31} = 67 \approx 65$$

- Cek Pult dan Mult

$$\text{Tebal Ekivalen} = 0,8 \times \phi_{\text{tiang}}$$

$$= 640 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penam.ekiv} = \frac{0,25 \times 3,14 \times 0,8^2}{640} = 785 \text{ mm}$$

- P balance

Jarak antara tulangan Tarik dengan serat beton terluar

$$db = t_{ek} - d'$$

$$= 640 - 110$$

$$= 530 \text{ mm}$$

Jarak serat tekan tekan terluar dengan garis netral (cb)

$$C_b = \frac{600 \times db}{600 + fy} = \frac{600 \times 530}{600 + 400} = 318 \text{ mm}$$

$$\text{Luas daerah} = \beta \times cb = 0,85 \times 318 = 270,3 \text{ mm}^2$$

- Tegangan Tekan Tulangan Baja (f_s)

$$f_s = \frac{0,003 \times 257429 \times (cb - d)}{cb}$$

$$= \frac{160636,07}{318} = 504,14 > 400 \dots \text{ok}$$

$$\begin{aligned} Pult &= (0,85 \times f'_c \times ab \times l_{ek}) + (As \times f'_s) - (As \times fy) \times 10^{-3} \\ &= (0,85 \times 3 \times 270,3 \times 785) + (3041875) - (3041875) \times 10^{-3} \\ &= 5410,73 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mut beton} &= (0,85 \times f'_c \times ab \times l_{ek}) \times (l_{ek}/2 - 0,5 ab) + (As \times f'_s \times d - d') - (As \times fy \times 0,5 \times (d - d')) \times 10^{-6} \\ &= (0,85 \times 30 \times 785 \times 270,3) \times (392,5 - 135,15) + \end{aligned}$$

$$(3041875) \times 329,75 + (7605 \times 400) \times 330 \times 10^{-6} = 3421,86 \text{ kNm}$$

$$e \text{ balance} = 632,442 \text{ mm}$$

$$e \text{ beban} = 87591/30,98 \text{ kgm} = 0,34 \text{ mm} < e \text{ balance} \dots \text{ok}$$

- Cek Ulang Tulangan Tiang

$$Ag \text{ Perlu} = \frac{Pu}{0,85 \times \phi(0,85 f'_c (1 - \rho_g) + fy \times \rho_g)}$$

$$= \frac{87591}{0,85 \times \phi(0,85 \times 30(0,981) + 400 \times 0,02)} = 37289 \text{ mm}^2$$

Diketahui diameter pondasi 800 mm, Ag actual =502400

$$\begin{aligned}\text{Beban pada daerah beton} &= 0,85\phi(0,85 f'c)Ag (1-pg) \\ &= 74799,45 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban yang harus disangga tulangan baja} &= 87591 - 74799,45 = \\ &12792,36\end{aligned}$$

$$\text{Ast Perlu} = \frac{12792,36 \times 10^3}{0,85\phi f_y} = 53,74 \text{ cm}^2$$

Digunakan 15-D22 dengan luas $56,991 \text{ cm}^2$. Ternyata 15-D22 sudah cukup, sehingga dipakai tulangan dengan luas 15-D22.

- Perencanaan Tulangan Spiral

$$\rho_{s \min} = 0,45 \left[\frac{Ag}{Ac} - 1 \right] \frac{f'c}{fy}$$

Dicoba menggunakan tulangan $\phi 12 \text{ mm}$

$$Ag = 0,25 \times 3,14 \times 800^2 = 502400$$

$$Asp = 0,25 \times 3,14 \times 12^2 = 113,04$$

$$Dc = D_{tiang} - 2 \times \text{selimut beton} = 800 - 110 = 690 \text{ mm}$$

$$Ac = 0,25 \times 3,14 \times 690^2 = 373738,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio Tulangan} = \frac{4Asp}{Dc.s} = \frac{4 \times 113}{690.s} = 0,018$$

$$\rho_{s \min} = 0,45 \left[\frac{502400}{373738,5} - 1 \right] \frac{30}{400} = 0,012$$

$$S = 4 As \left(\frac{Dc - ds}{Dc^2 \rho_s} \right) = 4 \times 113 \left(\frac{690 - 12}{476100 \times 0,02} \right) = 34,9 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm}$$

b) Tiang Pancang

Data yang diketahui :

$$\varnothing = 0,6 \text{ m}$$

$$A = 0,2826 \text{ m}^2$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,85$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\varnothing \text{ tul.pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal. Selimut} = 55 \text{ mm}$$

$$V_1 = 64999,082 \text{ kg}$$

$$M_x = 30,5601 \text{ kg}$$

$$M_z = 30,5601$$

$$d \text{ efektif} = \varnothing \text{ tiang} - 2 \times d'$$

$$= 600 - 110 = 490$$

$$\bullet \text{ Luas penampang} = 0,25 \times 3,14 \times 0,6^2$$

$$= 282600 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{ Perkiraan luas penampang baja } 3\% = 0,03 \times 282600$$

$$= 8478 \text{ mm}^2$$

• Jumlah Tulangan = $\frac{8478}{0,25 \times 3,14 \times 25^2} = 22,3 \approx 23$ buah

$$Ast = 8738,6 > 8478 \dots \text{ok}$$

$$As = As' = 0,5 \times Ast = 4369$$

$$\text{Jarak Tulangan Pokok} = \frac{3,14 \times 2d}{n} = \frac{3,14 \times 490}{23} = 63,9 \approx 70 \text{ mm}$$

• Cek Pult dan Mult

$$\text{Tebal Ekivalen} = 0,8 \times \phi \text{ tiang}$$

$$\text{Lebar penam.ekiv} = \frac{480 \text{ mm}}{\frac{0,25 \times 3,14 \times 0,8^2}{640}} = 588,75 \text{ mm}$$

• P balance

Jarak antara tulangan Tarik dengan serat beton terluar

$$\begin{aligned} db &= t_{\text{ek}} - d' \\ &= 480 - 110 \\ &= 370 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak serat tekan tekam terluar dengan garis netral (cb)

$$Cb = \frac{600 \times db}{600 + fy} = \frac{600 \times 370}{600 + 400} = 222 \text{ mm}$$

$$\text{Luas daerah} = \beta \times cb = 0,85 \times 222 = 188,7 \text{ mm}^2$$

• Tegangan Tekan Tulangan Baja (f's)

$$f's = \frac{0,003 \times 257430 \times (cb - d)}{cb}$$

$$= \frac{86496,346}{222} = 389,6 < 400 \dots \text{dipakai fy}$$

Pult $= (0,85 \times f'c \times ab \times l_{ek}) + (As \times f's) - (As \times fy) \times 10^{-3}$

$$= (0,85 \times 3 \times 270,3 \times 785) + (3041875) - (3041875) \times 10^{-3}$$

$$= 5410,73 \text{ Kn}$$

Mut beton $= (0,85 \times f'c \times ab \times l_{ek}) \times (l_{ek}/2 - 0,5 ab) + (As \times f's \times d') - (As \times fy \times 0,5 \times (d-d')) \times 10^{-6}$

$$= (0,85 \times 30 \times 588,75 \times 188,7) \times (294,375 - 94,35) +$$

$$(1747724) \times 229,75 + (4369 \times 400) \times 230 \times 10^{-6}$$

$$= 1369,75 \text{ kNm}$$

e balance $= 483,503 \text{ mm}$

e beban $= 30,98/64999,0821 \text{ kgm} = 0,0047 \text{ mm} < e$
balance....ok

• Cek Ulang Tulangan Tiang

Ag Perlu

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{0,85 \times \phi(0,85 f'c(1 - \rho_g) + fy \times \rho_g)} \\ &= \frac{64999}{0,85 \times \phi(0,85 \times 30(0,974) + 400 \times 0,02)} \\ &= 25432 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diketahui diameter pondasi 600 mm, Ag actual = 282600

Beban pada daerah beton $= 0,85 \phi(0,85 f'c) Ag (1 - \rho_g)$
 $= 41747,02 \text{ kg}$

Beban yang harus disangga tulangan baja = $64999,08 - 41747,02 =$

23252 kg

$$\text{Ast Perlu} = \frac{23252,6 \times 10^3}{0,85\phi f_y} = 80,45 \text{ cm}^2$$

Digunakan 24-D25 dengan luas $98,125 \text{ cm}^2$. Ternyata 24-D25

sudah cukup, sehingga dipakai tulangan dengan luas 15-D22

- Perencanaan Tulangan Spiral

$$\rho_{s \min} = 0,45 \left[\frac{Ag}{Ac} - 1 \right] \frac{f'c}{fy}$$

Dicoba menggunakan tulangan $\phi 12 \text{ mm}$

$$Ag = 0,25 \times 3,14 \times 600^2$$

$$= 282600$$

$$Asp = 0,25 \times 3,14 \times 12^2$$

$$= 113,04$$

$$Dc = D_{tiang} - 2 \times \text{selimut beton} = 600 - 110 = 490 \text{ mm}$$

$$Ac = 0,25 \times 3,14 \times 490^2 = 188478,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio Tulangan} = \frac{4Asp}{Dc.s} = \frac{4 \times 113}{490.s} = 0,018$$

$$\rho_{s \ min} = 0,45 \left[\frac{282600}{188478,5} - 1 \right] \frac{30}{400} = 0,016$$

$$S = 4As \left(\frac{Dc - ds}{Dc^2 \rho_s} \right) = 4 \times 113 \left(\frac{490 - 12}{24010 \times 0,02} \right) = 34,9 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm}$$

4.6 RANCANGAN ANGGARAN BIAYA PONDASI TIANG BOR

No	Pekerjaan	Satuan	harga satuan	Volume	Harga Total
I PEKERJAAN PERSIAPAN					
1	Direksi keet dan brak kerja	ls	Rp 455,193	18	Rp 8,193,473
4	Pembersihan lokasi	ls	Rp 121,980	103.62	Rp 2,000,000
5	Bowplank	m'	Rp 32,726	116	Rp 3,796,216
6	Pagar Proyek sementara	m ¹ unit	Rp 35,000	84.78	Rp 2,967,300
7	Papan nama proyek		Rp 825,474	1	Rp 825,474
8	Tes Laboratorium, Tes Lapangan	ls	Rp 5,500,000	1	Rp 5,500,000
Jumlah					Rp 23,282,463
II PEKERJAAN TANAH					
1	Galian Pondasi	m3	Rp 29,501	457.81	Rp 29,501
2	Urugan pasir	m3	Rp 288,944	57.23	Rp 16,535,255
3	Urugan kembali tanah galian	m3	Rp 288,944	152.60	
Jumlah					Rp 16,564,756
III PEKERJAAN PASANGAN					
1	Pasangan Batu	m3	Rp 359,728	84.78	Rp 30,497,763
2	Plesteran	m2	Rp 140,825	11.445	Rp 1,611,783
3	Urugan pasir	m3	Rp 252,200	28.613	Rp 7,216,268
4	Beton rabat	m3	Rp 1,081,029	28.613	Rp 30,931,758
Jumlah					Rp 70,257,572
IV PEKERJAAN PONDASI					
	Beton K.175 Lantai kerja		191450	28.613	Rp 5,478,007
1	Pondasi Tiang BOR				Rp 3,704,257,824
	COR DAN BOR	m'	Rp 3,494,582.85	1060	
2	Pile Cap				
	Urugan Pasir	m ³	Rp 262,200.24	28.613	Rp 7,502,401
	Pasangan Batu kosong dibawah konstruksi		Rp 322,650.00	85.84	Rp 27,696,195
	Beton K.350 pada pile cap		Rp 1,518,500.00	572.27	Rp 868,984,403
	Pembesian baja pada pilecap		Rp 41,797.50	57227	Rp 2,391,924,634
Jumlah					Rp 7,005,843,463
Biaya total					Rp 7,115,948,254

4.7 RANCANGAN ANGGARAN BIAYA PONDASI TIANG PANCANG

No	Pekerjaan	Satuan	harga satuan	Volume	Harga Total
I PEKERJAAN PERSIAPAN					
1	Direksi keet dan brak kerja	ls	Rp 455,193	18	Rp 8,193,473
4	Pembersihan lokasi	ls	Rp 121,980	109.9	Rp 2,000,000
5	Bowplank	m'	Rp 32,726	124	Rp 4,058,024
6	Pagar Proyek sementara	m ¹ unit	Rp 35,000	91.06	Rp 35,000
7	Papan nama proyek		Rp 825,474	1	Rp 825,474
8	Tes Laboratorium, Tes Lapangan	ls	Rp 5,500,000	1	Rp 5,500,000
Jumlah					Rp 20,611,971
II PEKERJAAN TANAH					
1	Galian Pondasi	m3	Rp 29,501	396.11	Rp 29,501
2	Urugan pasir	m3	Rp 288,944	66.02	Rp 19,075,651
3	Urugan kembali tanah galian	m3	Rp 288,944	132.04	
Jumlah					Rp 19,105,152
III PEKERJAAN PASANGAN					
1	Pasangan Batu	m3	Rp 359,728	72.848	Rp 26,205,485
2	Plesteran	m2	Rp 140,825	13.204	Rp 1,859,409
3	Urugan pasir	m3	Rp 252,200	33.009	Rp 8,324,941
4	Beton rabat	m3	Rp 1,081,029	33.009	Rp 35,683,962
Jumlah					Rp 72,073,798
IV PEKERJAAN PONDASI					
	Beton K.175 Lantai kerja		Rp 191,450	33.009	Rp 6,319,621
1	Pondasi Tiang Pancang				Rp 5,358,121,528
	Pondasi Tiang Pancang	m'	Rp 4,121,631.94	1300	
2	Pile Cap				Rp 8,655,033
	Urugan Pasir	m ³	Rp 262,200.24	33.009	
	Pasangan Batu kosong dibawah konstruksi		Rp 322,650.00	99.028	Rp 31,951,304
	Beton K.350 pada pile cap		Rp 1,518,500.00	528.15	Rp 801,992,738
	Pembesian baja pada pilecap		Rp 41,797.50	52815	Rp 2,207,526,603
Jumlah					Rp 8,414,566,826
Biaya total					Rp 8,526,357,747

4.8 Rangkuman Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan didapatkan perhitungan daya dukung sebagai berikut :

- Daya Dukung

Tabel 4.27 Rangkuman Hasil Perhitungan Daya Dukung Terpilih

No	Data yang dipakai	ϕ	Kedal.	Daya dukung			Jumlah Tiang	Jenis Tiang
				Qu	Qs	Hu		
1	SPT	0.8	20	28246	57412.12	309030,5	53	Tiang Bor
2	SPT	0.6	20	21951.42	46642.25	231772,9	65	Tiang Pancang

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari data diatas terlihat bahwa daya dukung gesek masing-masing tiang lebih besar dibanding daya dukung ujung tiang, sehingga lebih terlihat sebagai *friction pile*. Hal ini disebabkan oleh angka reduksi pada daya dukung gesek tiang yang lebih besar dibanding daya dukung ujung pada pondasi tiang. Idealnya daya dukung tiang pancang lebih besar dibanding tiang bor, karena tiang pancang memiliki angka reduksi yang lebih besar dibanding tiang bor. Selain itu sebagai *driven pile* tiang pancang memiliki sifat menekan tanah, sehingga tanah dasar dibawah tiang akan bersifat pasif dan tentu lebih kuat jika dibanding tanah aktif pada *drilling pile* (pondasi tiang bor. Tapi, karena dimensi pondasi tiang bor lebih besar, maka daya dukung tiang bor menjadi lebih besar dibanding tiang pancang.

b. Penurunan

Tabel 4.28 Rangkuman Hasil Perhitungan Penurunan

No	Penurunan	Metode	Tiang	Jumlah (cm)	Total (cm)
1	Konsolidasi(Sc)	Therzaghi	Bor	13,6	15,61
2	Segera (Si)	-	Bor	2,152	
3	Konsolidasi (Sc)	Therzaghi	Pancang	2,11	14,75
4	Segera (Sc)	-	Pancang	12,65	
5	Konsolidasi(Sc)	Kompresibilitas Volume	Bor	2,903	1,45
6	Segera (Si)	-	Bor	9,36	
7	Konsolidasi (Sc)	Kompresibilitas Volume	Pancang	1,87	11,2
8	Segera (Si)	-	Pancang	9,4	

Sumber: Hasil Perhitungan

Penurunan di atas berlaku untuk tiang pancang dan tiang bor. Penurunan ditinjau sebagai penurunan kelompok, sehingga diameter pile cap sangat menentukan. Pada tugas akhir ini, diameter pile cap tiang pancang lebih besar dibanding tiang bor. Akibatnya, penurunan pada tiang pancang lebih kecil karena memiliki luas permukaan pile cap yang lebih besar.

c. Tulangan

Tabel 4.29 Rangkuman Hasi Perhitungan Penulangan Pondasi

Jenis Penulangan										
Pile Cap		beam						Tiang		Jenis
Arah x	Arah y	pokok				Sengk.	pokok	Spiral	tiang	
		tumpuan				lapangan				
		atas	bawah	atas	bawah					
Ø14-100	Ø14-100	6-D18	4-D18	4-D18	6-D13	Ø8-200	15-D22	Ø12-35	T bor	
Ø13-100	Ø13-100	3-D13	2-D13	2-D13	2-D13	Ø8-200	24-D25	Ø12-35	T.Panc ang	

Sumber : Hasil Perhitungan

Data diatas menunjukkan bahwa tulangan yang dibutuhkan pada tiang pancang lebih besar dibanding tiang bor terutama pada tulangan pondasi tiang.

Hal tersebut disebabkan luas permukaan pada tiang pancang lebih kecil dibanding pada tiang bor, sehingga beban sisa yang harus diterima tulangan menjadi lebih besar dibanding pada tiang bor. Akibatnya, luas tulangan yang dibutuhkan pada tiang pancang lebih besar dibanding pada tiang bor.

d. Biaya

Dari hasil perhitungan biaya, tiang bor membutuhkan biaya sebesar Rp 7,115,948,254 .Sedangkan tiang pancang membutuhkan biaya sebesar Rp 8,526,357,747. Artinya pembangunan tiang bor lebih hemat Rp 1,401,409,493 dibanding pada tiang pancang. Anggaran termahal pada tiang pancang terletak

pada biaya tiang pancang termasuk pemancangannya. Apalagi jumlah tiang pancang lebih banyak dibanding tiang bor, sehingga biaya yang dibutuhkan lebih besar dibanding tiang bor.

