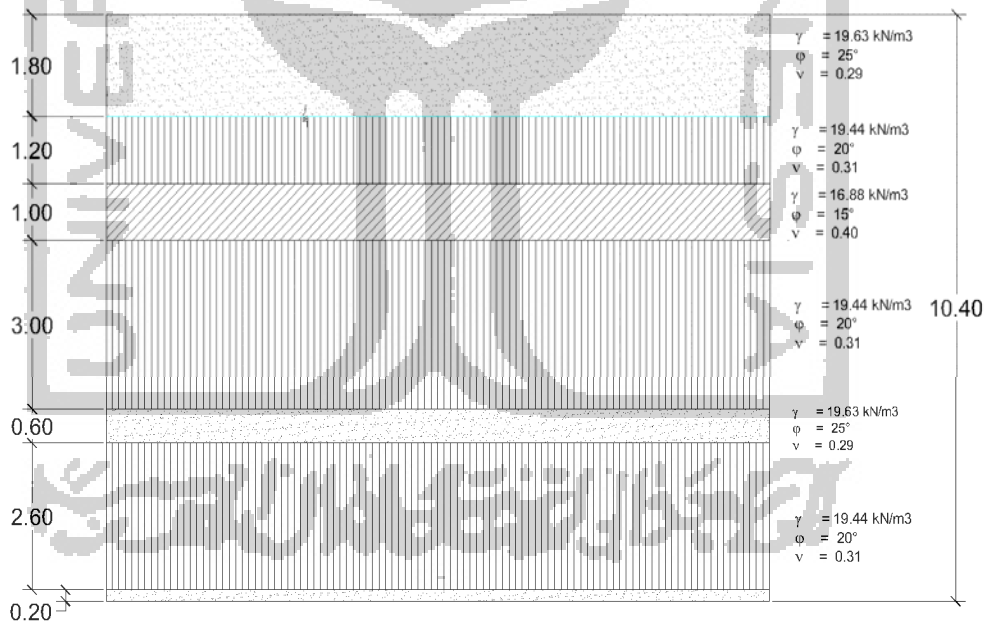


BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisa Data Tanah

Data propertis material dalam penelitian ini adalah data sekunder yang diperoleh dari pihak konsultan proyek pembangunan gedung sekolah SMP Negeri 7 Tarakan. Data Sekunder yang dimaksud adalah data lapangan lapisan tanah dan sondir yang dilakukan pada titik 3. Serta adapun berikut detail lapisan tanah yang didapat dari konsultan yang kemudian dicek ulang detail lapisannya menggunakan analisa jenis tanah CPT menggunakan metode klasifikasi robertson pada aplikasi GEO-5 kemudian didapat lapisan tanah sebagai berikut pada Gambar 5.1.



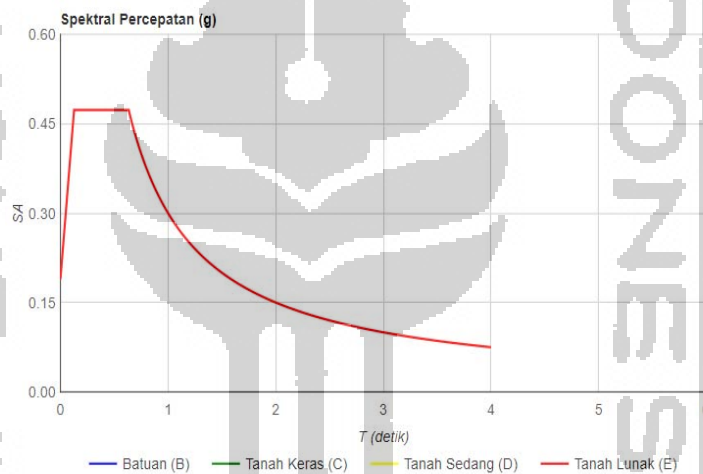
Keterangan :



Gambar 5.1 Detail Lapisan Tanah

5.2 Analisa Pembebanan

Analisa pembebanan struktur dilakukan dengan menggunakan program SAP2000 versi 20. Dalam analisa pembebanan mengacu pada SNI 1729-2012 yang menyatakan bahwa beban-beban yang bekerja meliputi beban mati, beban hidup, beban angin, beban hujan dan beban gempa. Beban-beban tersebut kemudian dikombinasikan untuk mendapatkan beban terfaktor maksimum yang mana konfigurasi pembebanan yang dipakai terbesar adalah beban kombinasi 2. Berikut pada Gambar 5.2 bisa dilihat hasil respon spektrum untuk daerah tarakan dan Tabel 5.1 konfigurasi detailnya.



Gambar 5.2 Grafik Respon Spektrum Kota Tarakan

Tabel 5.1 Data Tanah Keras Kota Tarakan Berdasarkan Puskim

Variabel	Nilai
PGA (g)	0,156
SS (g)	0,305
S1 (G)	0,132
FA	2,323
SMS (g)	0,709
SM1 (g)	0,451
SDS (g)	0,473
SD1 (g)	0,300
T0 (det)	0,127
TS (det)	0,635

(Sumber: Puskim.pu.co.id)

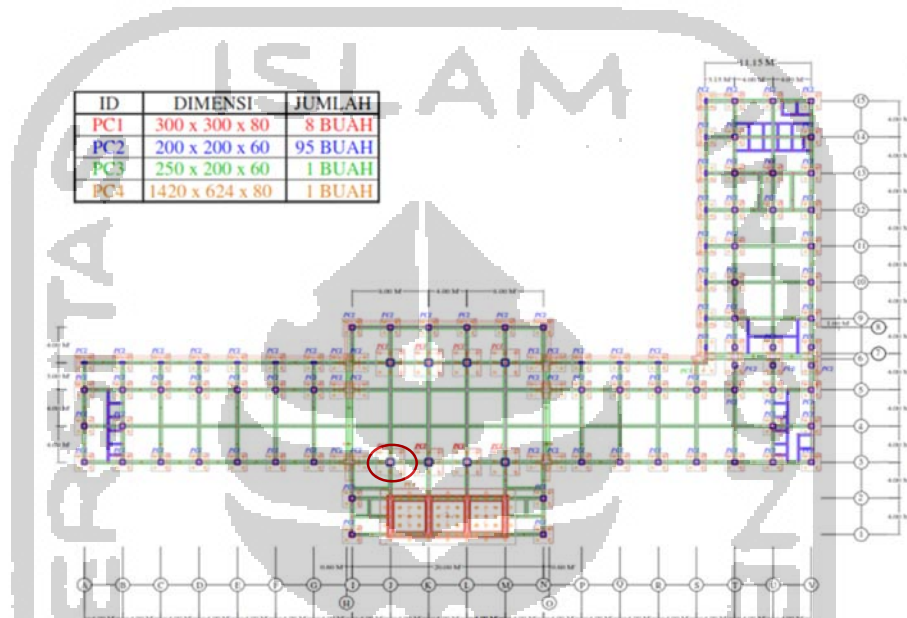
5.2.1 Hasil Analisa Pembebanan

Adapun setelah dilakukan analisa pembebanan dan memilah tampilan hasil pada kolom ujung pada bangunan, maka didapatkan hasil seperti pada Gambar 5.3 sebagai berikut.

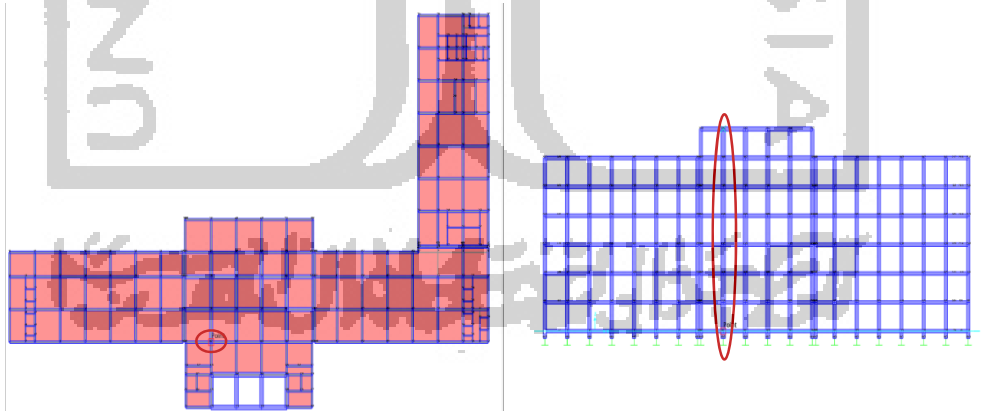
TABLE: Assembled Joint Masses										
Joint	MassSource	U1	U2	U3	R1	R2	R3	CenterX	CenterY	CenterZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
142	MSSSRC1	11.3883	20.2895	28.985	-10.846	16.269	5.69415	39.05	-0.93	24
541	MSSSRC1	60.9	108.5	155	5.841	87	30.45	23.04	13.01	24
542	MSSSRC1	5.4453	99.4945	142.135	5.186	7.779	2.72265	27.04	13.01	24
543	MSSSRC1	5.4453	99.4945	142.135	5.186	7.779	2.72265	31.04	13.01	24
544	MSSSRC1	60.9	108.5	155	-58	87	30.45	35.04	13.01	24
545	MSSSRC1	1.7087	15.5155	22.165	-8.294	2.441	0.85435	39.2	13.01	24
1140	MSSSRC1	4.0194	7.161	10.23	3.828	5.742	2.0097	67.07	36.53	24
1240	MSSSRC1	3.1668	5.642	8.06	-3.016	4.524	1.5834	67.07	39.53	24
1266	MSSSRC1	2.9232	5.208	7.44	-2.784	4.176	1.4616	67.07	40.53	24
1309	MSSSRC1	3.4104	6.076	8.68	3.248	4.872	1.7052	65.56	42.03	24
1618	MSSSRC1	10.962	19.53	27.9	10.44	15.66	5.481	29.04	13.01	24
1941	MSSSRC1	5.9332	102.858	146.94	4.984	8.476	2.9666	23.04	-6	24
1942	MSSSRC1	8.0094	126.511	180.73	-6.728	11.442	4.0047	27.04	-6	24
1943	MSSSRC1	8.0094	126.497	180.71	7.628	11.442	4.0047	31.04	-6	24
1944	MSSSRC1	5.9332	102.858	146.94	4.984	8.476	2.9666	35.04	-6	24
1945	MSSSRC1	2.7811	41.1215	58.745	1.982	3.973	1.39055	39.05	-6	24
1946	MSSSRC1	2.7223	48.4995	69.285	2.926	3.889	1.36115	39.05	-2	24
1947	MSSSRC1	33.495	59.675	85.25	31.9	47.85	16.7475	39.05	2	24
1950	MSSSRC1	2.0496	37.324	53.32	1.952	2.928	1.0248	43.05	2	24
1951	MSSSRC1	2.8623	5.0995	7.285	2.726	4.089	1.43115	39.5	13.01	24
1978	MSSSRC1	3.7758	6.727	9.61	3.596	5.394	1.8879	39.5	2	24
1979	MSSSRC1	1.4987	26.3655	37.665	-1.094	2.141	0.74935	43.05	13.01	24
1983	MSSSRC1	2.0468	27.342	39.06	-1.616	2.924	1.0234	47.05	13.01	24
1998	MSSSRC1	2.5977	38.3005	54.715	-2.474	3.711	1.29885	47.05	2	24
1999	MSSSRC1	2.0468	27.342	39.06	1.616	2.924	1.0234	51.05	13.01	24
2002	MSSSRC1	2.5977	38.3005	54.715	2.474	3.711	1.29885	51.05	2	24
2003	MSSSRC1	1.2845	22.2425	31.775	11.89	1.835	0.64225	55.05	13.01	24
2006	MSSSRC1	2.5977	38.3005	54.715	2.474	3.711	1.29885	55.05	2	24
2007	MSSSRC1	2.5977	38.3005	54.715	-2.474	3.711	1.29885	59.06	2	24
2011	MSSSRC1	16.2603	28.9695	41.385	-1.486	23.229	8.13015	63.06	2	24
2020	MSSSRC1	3.8976	6.944	9.92	-3.712	5.568	1.9488	67.07	13.79	24
2022	MSSSRC1	3.045	5.425	7.75	-2.9	4.35	1.5225	55.97	13.64	24
2026	MSSSRC1	3.8976	6.944	9.92	3.712	5.568	1.9488	67.07	13.64	24
2027	MSSSRC1	3.045	5.425	7.75	2.9	4.35	1.5225	55.97	13.79	24
2071	MSSSRC1	1.5407	27.4505	39.215	1.674	2.201	0.77035	55.97	18.03	24
2074	MSSSRC1	2.5977	38.3005	54.715	2.474	3.711	1.29885	67.07	18.03	24
2075	MSSSRC1	1.4077	27.4505	39.215	1.674	2.011	0.70385	55.97	22.03	24
2077	MSSSRC1	1.4077	27.4505	39.215	1.674	2.011	0.70385	55.97	26.03	24

Gambar 5.3 Hasil Analisa Pembebanan

Dimana menurut hasil pada gambar diatas, kolom yang menahan beban terbesar adalah pada joint kolom 1942 dengan beban axial sebesar 180.73 kN/m^2 yang mana pada denah konfigurasi bangunan terletak pada pondasi 3K seperti pada Gambar 5.4 dan pada Gambar 5.5 tampilan SAP 2000 sebagai berikut.



Gambar 5.4 Lokasi Kolom Tinjau



Gambar 5.5 Tampilan SAP 2000

5.2.2 Distribusi Pembebanan Tiang

Adapun dengan data tiang pada joint 1942 maka dapat dihitung distribusi per tiang nya dimana perhitungan dan visualisasinya dapat dilihat dibawah ini.

$$\text{Berat Jenis Beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Bpile cap} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Lpile cap} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ptotal} &= P + \text{Berat Pile Cap} \\ &= 180,73 + 1.1 \times 3 \times 3 \times 24 = 418,330 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{My} = 11,442 \text{ kNm}$$

$$\text{Mx} = -6,728 \text{ kNm}$$

Maka dengan data diatas dihitung distribusi beban dengan persamaan berikut.

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum(x^2)} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum(y^2)}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang pada pile cap

$\sum(x^2)$ = Jumlah kuadrat jarak x terhadap titik pusat berat kelompok tiang

$\sum(y^2)$ = Jumlah kuadrat jarak x terhadap titik pusat berat kelompok tiang

X_i = Jarak tiang arah X ke titik berat

Y_i = Jarak tiang arah Y ke titik berat

Dengan menggunakan rumus diatas dapat mulai dihitung distribusi beban Q_1

$$\begin{aligned} \sum(x^2) &= 6 (1,1^2) \\ &= 7,26 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum(y^2) &= 6 (1,1^2) \\ &= 7,26 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

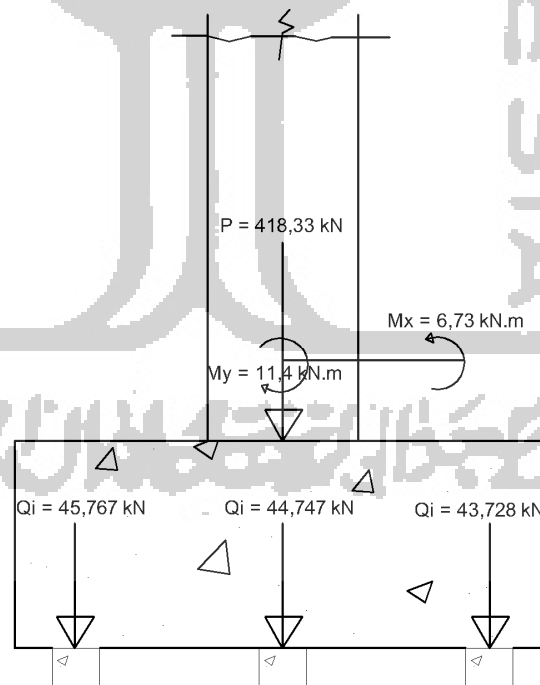
$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{418.33}{9} - \frac{11.442 \times 1.1}{7.26} + \frac{-6.728 \times 1.1}{7.26} \\ &= 45,767 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemudian rekap untuk ke 8 tiang lainnya bisa dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Rekap Distribusi Beban Tiang

Nomor Tiang	X_i (m)	Y_i (m)	Q_i (kN)
1	1,1	1,1	45,767
2	1,1	1,1	44,747
3	1,1	1,1	43,728
4	1,1	1,1	45,462
5	1,1	1,1	46,481
6	1,1	1,1	47,501
7	1,1	1,1	47,195
8	1,1	1,1	48,215
9	1,1	1,1	49,234

Adapun visualisasi beban pada pile cap dapat dilihat pada Gambar 5.6 sebagai berikut.

**Gambar 5.6 Visualisasi Beban Pile Cap Tampak Depan**

5.3 Data Pondasi Tiang Pancang

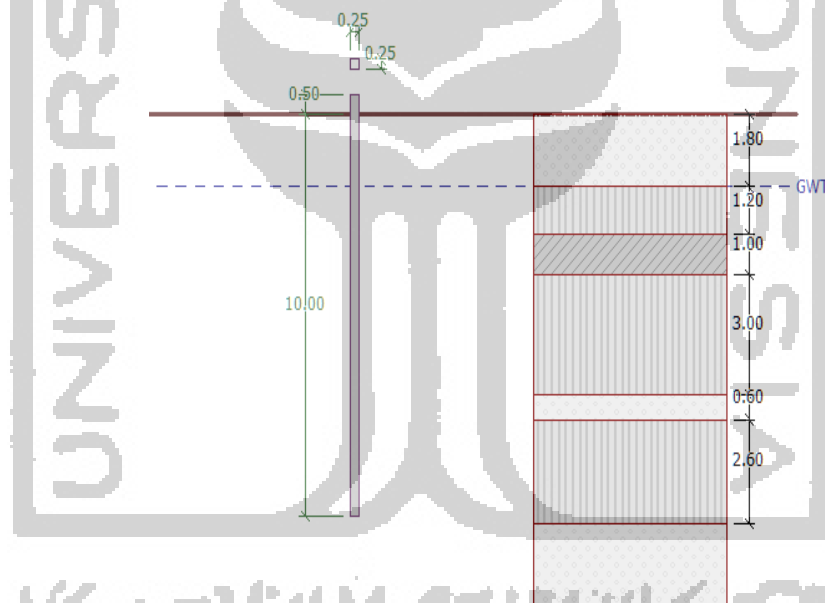
Adapun berikut detail data tiang pancang tunggal dan kelompok bisa dilihat pada uraian 5.3.1 dan 5.3.2 berikut ini.

5.3.1 Tiang Pancang Tunggal

Adapun dalam proyek ini dipakai konfigurasi tiang sebagai berikut.

1. Dimensi = 25 x 25 cm
2. Panjang = 10,5 m
3. Overhead = 0,5 m
4. Kedalaman Pancang = 10 m
5. Mutu beton = K-500

Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada Gambar 5.7 sebagai berikut.



Gambar 5.7 Konfigurasi Tiang Pancang Tunggal

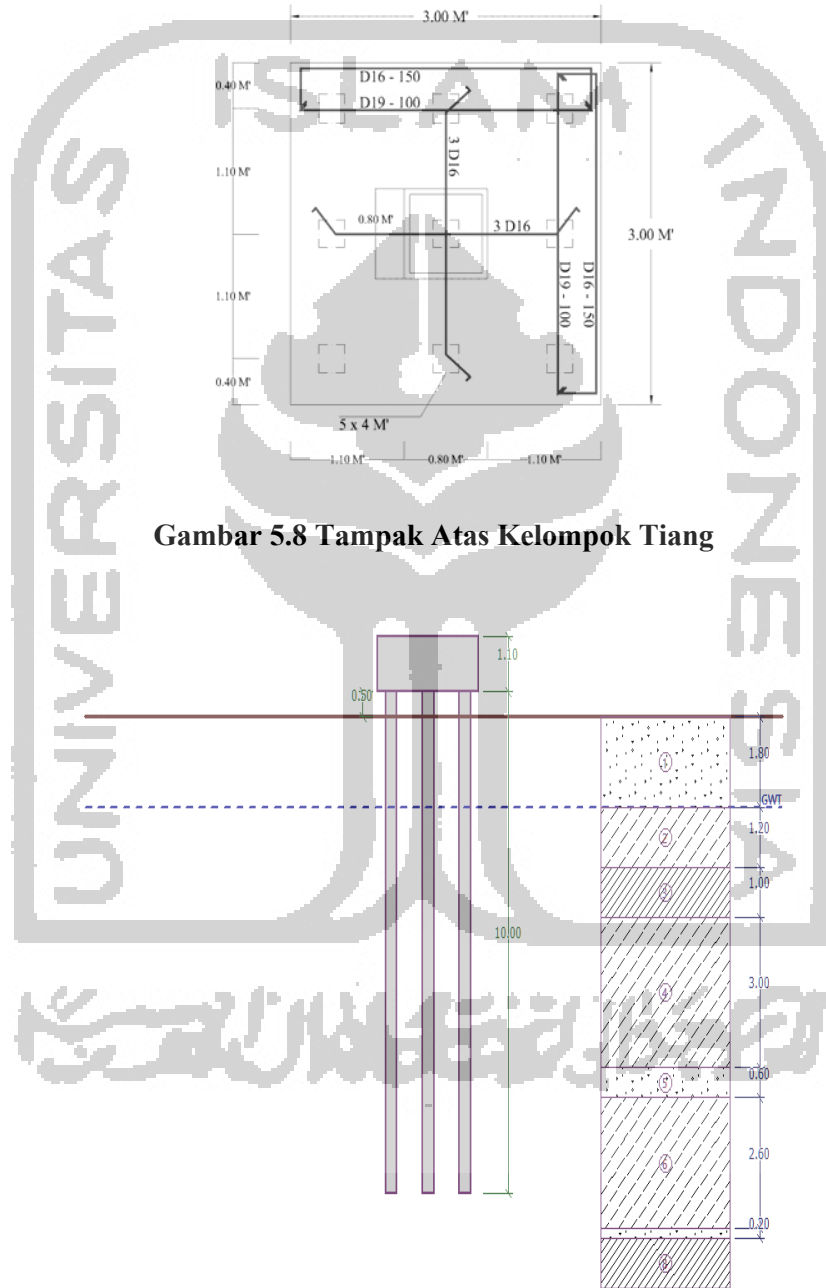
5.3.2 Kelompok Tiang

Adapun dalam proyek ini dipakai konfigurasi tiang sebagai berikut.

1. Jumlah Tiang = 9 buah
2. Jarak Antar Tiang = 1,1 m
3. Tebal Pile Cap = 0,1 m

4. Konfigurasi Letak = 3 x 3
5. Mutu beton = K-500

Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada Gambar 5.8 dan 5.9 sebagai berikut.



Gambar 5.9 Konfigurasi Horizontal Kelompok Tiang

5.4 Analisa Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dilakukan dengan metode statis yaitu menggunakan data hasil sondir dan metode dinamis menggunakan data hasil kalendaring sedangkan untuk penurunan digunakan metode kurva linear poulos , sebagai berikut.

5.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Metode Statis

Analisis kapasitas daya dukung tiang pancang dengan metode statis menggunakan data lapangan yaitu data sondir atau CPT (Cone Penetration test) pada titik sondir S-3 yang ditinjau pada kedalaman 10 m.

Data tiang pancang :

Dimensi tiang pancang = 25 cm x 25 cm, p = 10 m

Luas tiang pancang (Ap) = 25 cm x 25 cm = 625 cm²

Keliling tiang pancang (K) = 4 x 25 cm = 100 cm

5.4.1.1 Analisa Metode Mayerhoff

Analisis kapasitas daya dukung tiang pancang dengan metode Mayerhoff pada titik sondir S-3 pada kedalaman 10 m.

$$q_c = 161,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$JHL = 1418,24 \text{ kg/cm}$$

1. Kapasitas daya dukung tunggal tiang pancang (Qult)

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= (q_c \times A_p) + (JHL \times K) \\ &= (161.81 \times 625) + (1418.24 \times 100) \\ &= 134485.250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$= 134,485 \text{ ton}$$

2. Kapasitas daya dukung ijin tiang pancang (Qa)

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{q_c \times A_p}{3} + \frac{JHL \times K}{5} \\ &= \frac{(161.81 \times 625)}{3} + \frac{(1418.24 \times 100)}{5} \\ &= 37090,288 \text{ kg} \\ &= 37,090 \text{ ton} \end{aligned}$$

5.4.1.2 Analisa Metode EN 1997-2

1. Input Geo 5

a. Data Input

Adapun data-data yang dimasukkan kedalam aplikasi Geo 5-PILE CPT untuk menghitung besaran daya dukung ultimit dan penurunan adalah sebagai berikut.

1) Konfigurasi Pile

Adapun rincian konfigurasi pile yang dimasukkan ke dalam program adalah sebagai berikut :

- a) Jenis : Tiang Pabrikasi
- b) Material : Beton
- c) Kedalaman Pancang : 10 m
- d) Offset Kepala Tiang : 0,5 m
- e) Dimensi Tiang : 25 x 25 cm

Visualisasi tiang tunggalnya dapat dilihat pada gambar 5.2 halaman 48.

2) Pengaturan Analisa

Dalam analisa ini dipakai metode EN 1997-2 dan metode kurva linear poulos untuk menentukan besaran daya dukung ultimit serta penurunan tiang.

3) Beban Desain dan Servis

Adapun Desain dan Servis Beban pada analisa ini yang didapatkan dari hasil analisa SAP 2000 dan pembagian distribusi beban seperti pada tabel 2 dan untuk beban desain diasumsikan dua kali lebih besar dari beban servis adalah sebagai berikut.

- a) Beban Desain : 98,478 kN
- b) Beban Servis : 49,234 kN

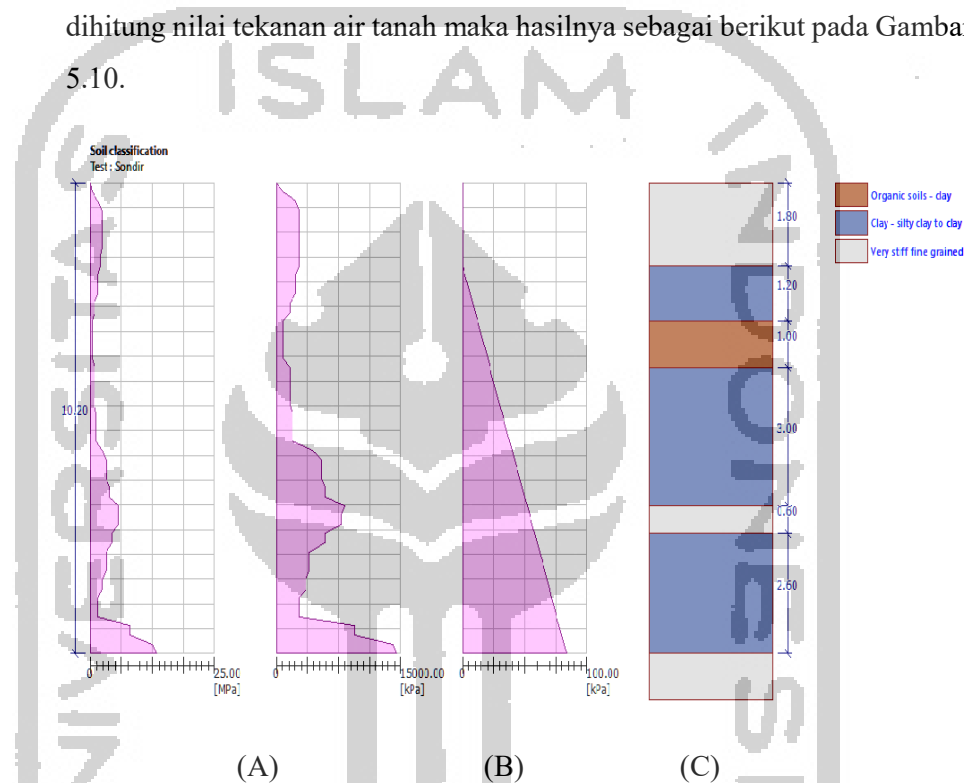
4) Data Parameter Tanah

Adapun Data Parameter Tanah yang dipakai adalah data tanah hasil pengujian Sondir ada pada lampiran 1 .

2. Output

a. Konfigurasi Jenis Tanah

Adapun dari data CPT titik sondir-1 kemudian digunakan metode robertson untuk menentukan klasifikasi tanah dan menggunakan data muka air tanah dihitung nilai tekanan air tanah maka hasilnya sebagai berikut pada Gambar 5.10.



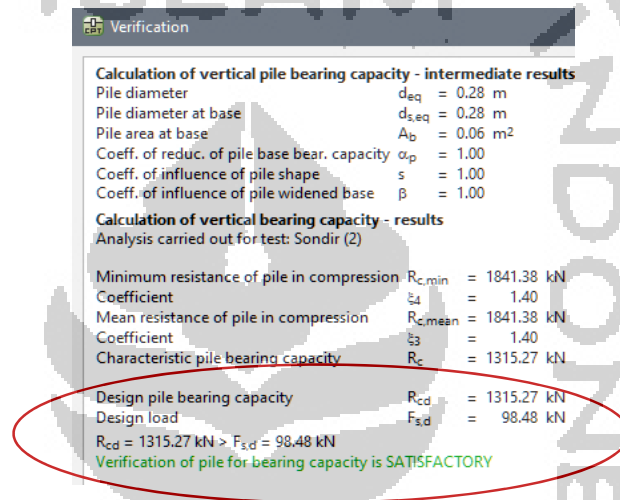
Gambar 5.10 Hasil Analisa Klasifikasi Tanah dari CPT

Adapun pada poin (A) menunjukkan visualisasi nilai Hambatan Konus dimana nilai terbesar berada pada ujung tes yaitu kedalaman 10,2 m sebesar 13,14 Mpa serta visualisasi nilai Friksi Lokal dimana nilai terbesar ada pada kedalaman 10,2 m dengan nilai sebesar 14514 kPa, serta setelah memasukkan data muka air tanah maka dapat dihitung tekanan air pori pada lapisan tanah dimana hasilnya bisa dilihat pada poin (B) dan didapat nilai tekanan air pori terbesar pada kedalaman 10,2 m sebesar 84 kPa. Kemudian pada poin (C)

dapat dilihat hasil analisa klasifikasi tanah dari data sondir tersebut menggunakan metode robertson 2010.

b. Daya Dukung Ultimit

Dengan menggunakan konfigurasi sesuai dengan yang ada pada bagian subbab diatas didapat hasil kapasitas daya dukung ultimit tiang dari aplikasi PILE-CPT yang bisa dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Hasil Kapasitas Daya Dukung Ultimit Tiang Tunggal Metode EN 1997-2

Adapun dari hasil analisa didapatkan nilai daya dukung ultimit tiang sebesar 1315.27 kN, hasil ini lebih besar dari beban desain distribusi 98,478 kN.

5.4.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Metode Dinamis

Analisis kapasitas daya dukung tiang pancang metode dinamis menggunakan data lapangan yaitu data kalendarung pada titik B-19-D dimana data tiang pancang sebagai berikut.

1. Berat palu (W_r) = 2500 kg = 24,517 kN
2. Tinggi jatuh hammer (h) = 0,8 m
3. Efisiensi hammer (e_h) = 0,85
4. Besaran energi pemukul (E_h) = 19,7 kN.m
5. Koefisien restitusi (n) = 0,5
6. Total kompresi elastis (k_c) = 0.8

1. Perhitungan pada titik B-19-D

$$\begin{aligned}
 \text{Penetrasi pukulan (s)} &= 0,015 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 10 \text{ m} \\
 \text{Modulus elastisitas (E)} &= 4700 \times \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{6,502} \\
 &= 30560,204 \text{ Mpa} = 30560204 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat tiang pancang (Wp)} &= 2400 \times 0,0625 \times 10 \\
 &= 1500 \text{ kg} = 14,711 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.4.2.1 Analisa Metode Hilley

$$\begin{aligned}
 k_1 &= \frac{24,5166}{625} \times \frac{1000}{100} \\
 &= 0,39 \text{ Mpa, dari tabel 3.3} = 3 \text{ m} = 0,003 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_2 &= \frac{Q_u \times L}{A \times E} \\
 &= \frac{Q_u \times 10}{0,0625 \times 30560204} \\
 &= \frac{10 Q_u}{1910012,721} \\
 &= 3,15182E-05 Q_u
 \end{aligned}$$

$$k_3 = 2,5 \text{ mm} = 0,0025 \text{ m}$$

1. Kapasitas daya dukung tiang pancang metode Hilley

$$Q_u = \frac{eh \times W_r \times h}{S + \frac{1}{2}(k_1+k_2+k_3)} \times \frac{W_r \times n^2 \times W_p}{W_r + W_p}$$

$$Q_u = \frac{0,85 \times 24,516 \times 0,8}{0,003 + \frac{1}{2}(0,003 + 1,15182E-05 Q_u + 0,0025)} \times \frac{24,516 \times 0,5^2 \times 14,71}{24,516 + 14,71}$$

$$Q_u = \frac{16,6713}{0,003 + (0,0015 + 5,7591E-06 Q_u + 0,00125)} \times \frac{14,71}{56,878}$$

$$Q_u = \frac{16,6713}{0,00575 + 5,7591E-06 Q_u} \times 0,573$$

$$Q_u = \frac{7,557}{0,00575 + 5,7591E-06 Q_u}$$

$$= 0,00575 Q_u + 5,7591E-06 Q_u^2 = 7,557$$

$$Q_u = 652,337 \text{ kN}$$

Dengan nilai $Q_u = 652,337 \text{ kN}$, maka didapat nilai k_2 dapat diperoleh sebagai berikut.

$$\begin{aligned} k_2 &= \frac{Q_u \times L}{A \times E} \\ &= \frac{652,337 \times 22}{0,0625 \times 30560204} \\ &= \frac{19411,40831}{1910012,721} \\ &= 0,051 \text{ m} \end{aligned}$$

a. Kapasitas dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{e_h \times W_r \times h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \times \frac{W_r \times n^2 \times W_p}{W_r + W_p} \\ Q_u &= \frac{0,85 \times 24,516 \times 0,8}{0,003 + \frac{1}{2}(0,003 + 0,05116 + 0,0025)} \times \frac{24,516 \times 0,5^2 \times 14,71}{24,516 + 14,71} \\ Q_u &= \frac{16,6713}{0,003 + 0,10783} \times \frac{32,607}{56,878} \\ &= 682,358 \text{ kN} \\ &= 69,581 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Daya dukung ijin (Q_a)

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{69,581}{2,7} \\ &= 25,775 \text{ ton} \end{aligned}$$

5.4.2.2 Analisa Metode *Engineering New Record* (ENR)

Rumus ENR didasarkan pada penggunaan satu faktor kehilangan energy saja dan mengambil faktor $e_h = 1$.

1. Kapasitas daya dukung tunggal tiang pancang (Q_{ult})

$$Q_u = \frac{e_h W_r h (W_r + n^2 W_p)}{(s + 0,25) (W_r + W_p)}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.85 \times 2500 \times 80 (2500 + 0,5^2 3300)}{(0,015 + 0,25) (2500 + 3300)} \\
 &= \frac{200000 \times 3325}{0,12 \times 5800} \\
 &= \frac{665000000}{3190} \\
 &= 198563,95 \text{ kg} \\
 &= 198,561 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

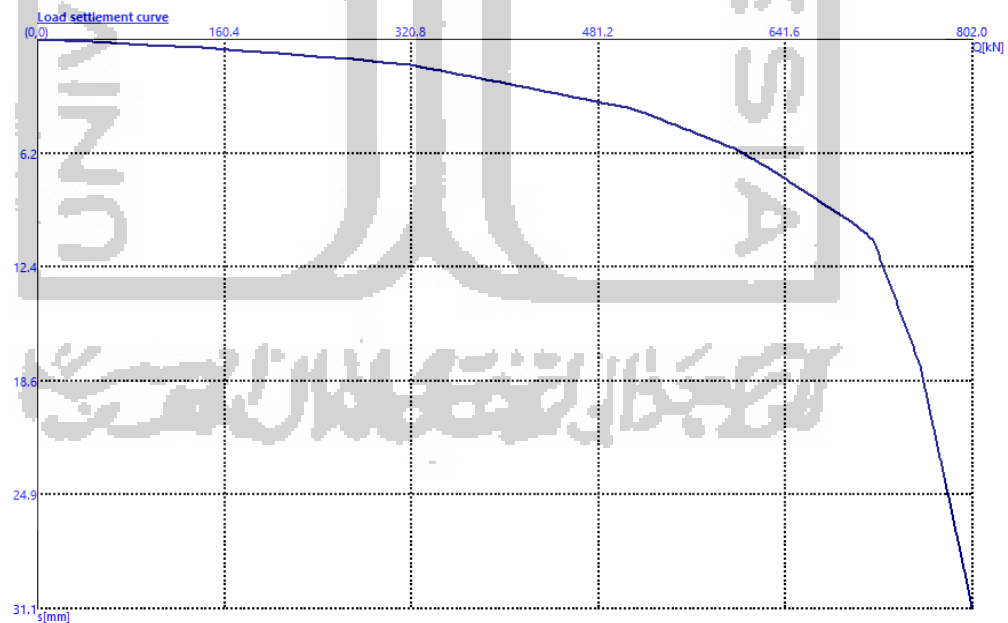
2. Daya dukung ijin (Qa)

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{198,56}{6} \\
 &= 33,092 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5.4.3 Penurunan Tiang Tunggal

5.4.3.1 Metode Kurva Linear Poulos

Adapun penurunan maksimum yang terjadi pada tiang tunggal dengan menggunakan metode kurva linear poulos dengan program GEO 5-Pile CPT bisa dilihat pada Gambar 5.12 sebagai berikut.



Gambar 5.12 Kurva Penurunan Tiang Tunggal

Adapun penurunan yang terjadi dengan beban distribusi desain dari Gambar 5.11 sebesar 98,478 kN yang terjadi pada tiang tunggal adalah sebesar 1.624 mm,

5.5 Analisa Kelompok Tiang

5.5.1 Daya Dukung Kelompok Tiang

Adapun hasil kapasitas daya dukung tiang hasil perhitungan diatas dimasukan ke dalam perhitungan daya dukung kelompok tiang sebagai berikut.

Diketahui:

$$m = 3$$

$$n = 9$$

$$B = 25 \text{ cm}$$

$$s = 2,5 \times B$$

$$= 2,5 \times 25$$

$$= 62,5 \text{ cm}$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{D}{s} \right)$$

$$= \arctan \left(\frac{25}{62,5} \right)$$

$$= 0,381 = 21,8^{\circ}$$

1. Efisiensi kelompok tiang

$$Eg = 1 - \theta \left[\frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 \times m \times n} \right]$$

$$= 1 - 21,8 \left[\frac{(9 - 1) 3 + (3 - 1) 9}{90 \times 3 \times 9} \right]$$

$$= 1 - 21,8 \left[\frac{24 + 18}{540} \right]$$

$$= 1 - 0,2826$$

$$= 0,717$$

5.5.1.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok dari Metode Statis

1. Kapasitas ultimit kelompok tiang

a. Metode Mayerhoff

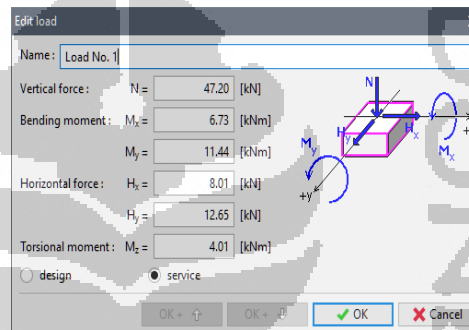
$$Qg = Eg \times n \times Qu$$

$$= 0,717 \times 9 \times 37.090$$

= 239,342 ton

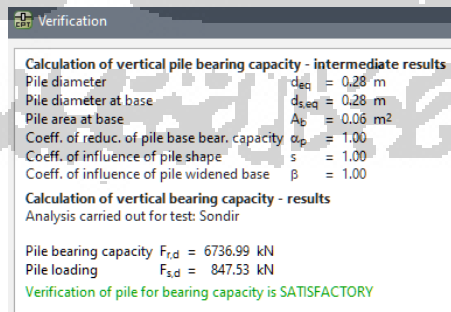
b. Metode EN-1997 2

Dengan menggunakan konfigurasi tiang kelompok dan data tanah dari data CPT, pertama dilakukan *input* konfigurasi tiang dan tanah yang visualisasinya seperti pada Gambar 5.4 halaman 49. Setelah itu dilakukan dilakukan proses *input* beban yang mana data beban axial, momen bending, momen torsi dan beban horizontal diambil pada data joint 1942 pada gambar 5.3 dan visualisasinya dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut ini.



Gambar 5.13 Input Beban GEO 5 Kelompok Tiang

Setelah dilakukan proses *Input* konfigurasi tiang, tanah serta beban, maka dapat dihitung kapasitas daya dukung yang mana berjumlah 6736,99 kN seperti pada Gambar 5.14, adapun setelah dikalikan dengan efisiensi tiang 0.717 didapat hasil 4830,422 kN dimana hasil tersebut aman lebih besar dari beban desain sebesar 847,53 kN.



Gambar 5.14 Hasil Kapasitas Daya Dukung Ultimit Kelompok Tiang Metode EN-1997 2

5.5.1.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok dari Metode Dinamis

1. Kapasitas ultimit kelompok tiang

a. Metode Hilley

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_u \\ &= 0,717 \times 9 \times 25.77 \\ &= 166,294 \text{ Ton} \end{aligned}$$

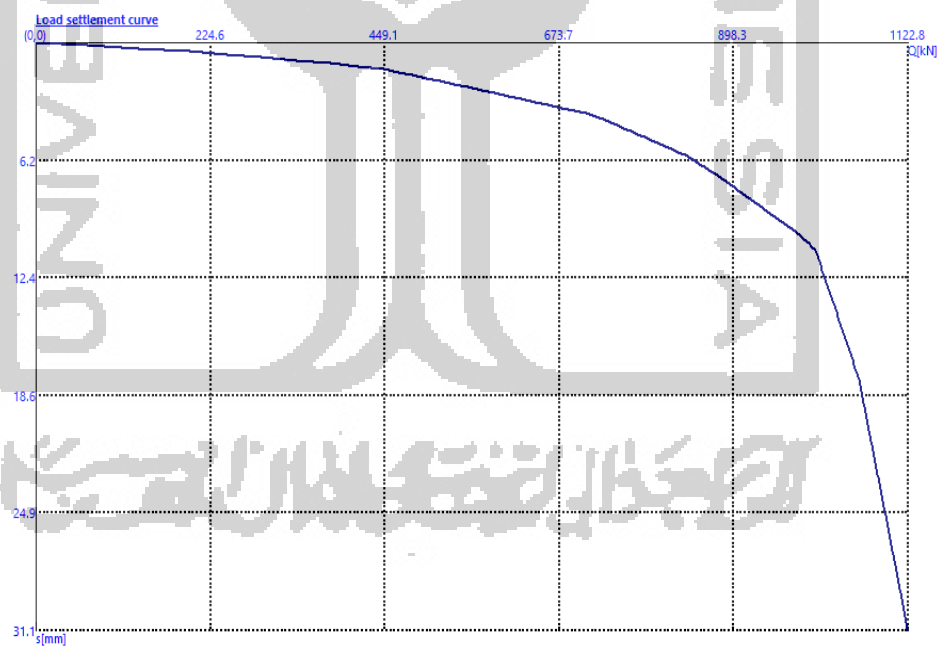
b. Metode ENR (*Engineering New Record*)

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_u \\ &= 0,717 \times 9 \times 33.09 \\ &= 213,529 \text{ Ton} \end{aligned}$$

5.5.2 Penurunan Kelompok Tiang

5.5.2.1 Metode Kurva Linear Poulos

Adapun penurunan maksimum yang terjadi pada kelompok tiang dengan menggunakan metode kurva linear poulos bisa dilihat pada Gambar 5.15 sebagai berikut.

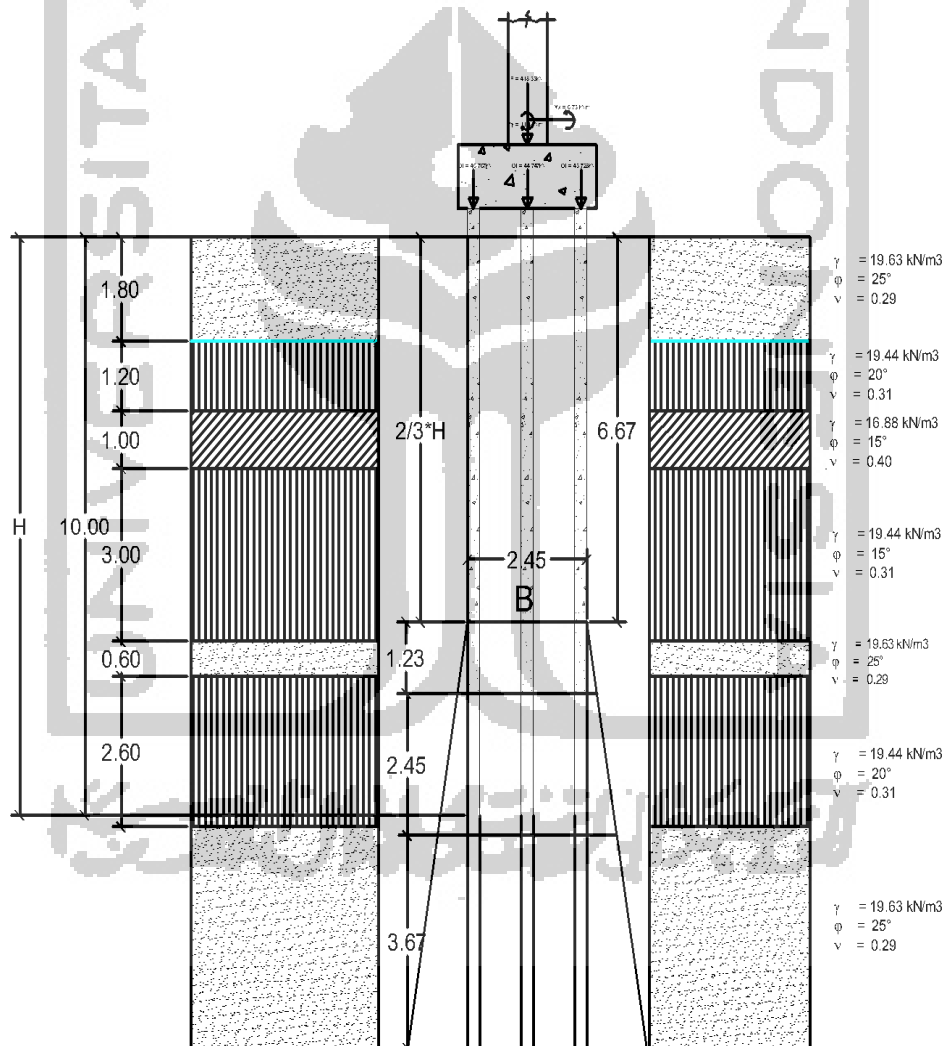


Gambar 5.15 Kurva Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan pada saat kapasitas beban tercapai yaitu 847.53 kN seperti pada hasil pada Gambar 5.14 dengan menggunakan metode kurva linear poulou adalah sebesar 6,312 mm.

5.5.2.2 Metode Canonica dan Wesley

Penurunan konsolidasi primer yang terjadi pada tiang kelompok dihitung dengan Metode Canonica dan Wesley, langkah pertama dilakukan permodelan irisan $2/3$ dari kedalaman tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.16 sebagai berikut.



Gambar 5.16 Permodelan Metode Canonica dan Wesley

Kemudian untuk menghitung penurunan tanah tiang tunggal dan tiang kelompok dibutuhkan data tegangan tanah dan modulus Young lapisan tanah, dimana diketahui data-data sebagai berikut.

1. Z1

$$B = 2.45 \text{ m}$$

$$h_1 = 2.45/2 = 1.23 \text{ m}$$

$$q_{c1} = 55.62 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 7.8 m)}$$

2. Z2

$$B = 2.45 \text{ m}$$

$$h_2 = 2.45 \text{ m}$$

$$q_{c2} = 171.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 10.2 m)}$$

3. Z3

$$B = 2.45 \text{ m}$$

$$h_3 = 1.5 \times 2.45 = 3.67 \text{ m}$$

$$q_{c3} = 171.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sondir H : 10.2 m)}$$

4. Beban Desain = 836.66 kN (Ptotal Hal. 46 x 2 (Faktor Aman)) = 85314.22 Kg

5. Btiang pile cap = 220 cm

6. Ltiang pile cap = 220 cm

Setelah itu dihitung dengan uraian sebagai berikut.

a. Tegangan Aktif ($\Delta\sigma$)

1) $Z_0 = 0$

$$\Delta\sigma_{Z_0} = ((85314.22 / ((220 + 0) \times (220 + 0))) = 1,767 \text{ Kg/cm}^2$$

2) $Z_1 = 1.23 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_{Z_1} = ((85314.22 / ((220 + 123) \times (220 + 123))) = 0,733 \text{ Kg/cm}^2$$

3) $Z_2 = 2.45 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_{Z_2} = ((85314.22 / ((220 + 245) \times (220 + 245))) = 0,393 \text{ Kg/cm}^2$$

4) $Z_3 = 3.67 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_{Z_3} = ((85314.22 / ((220 + 367) \times (220 + 367))) = 0,255 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Rata-Rata Tegangan Aktif Perlapis ($\overline{\Delta\sigma_Z}$)

$$1) \Delta\sigma_{Z1} = ((\Delta\sigma_{Z0} + \Delta\sigma_{Z1}) / 2) = ((1.76 + 0.73) / 2) = 1,241 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2) \Delta\sigma_{Z2} = ((\Delta\sigma_{Z1} + \Delta\sigma_{Z2}) / 2) = ((0.73 + 0.39) / 2) = 0,566 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3) \Delta\sigma_{Z3} = ((\Delta\sigma_{Z2} + \Delta\sigma_{Z3}) / 2) = ((0.39 + 0,25) / 2) = 0,323 \text{ Kg/cm}^2$$

c. Modulus Young (E)

$$1) E1 = qc_1 \times 15 = 55.62 \times 15 = 834,301 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2) E2 = qc_2 \times 15 = 171.93 \times 15 = 2578.953 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3) E3 = qc_3 \times 15 = 171.93 \times 15 = 2578,953 \text{ Kg/cm}^2$$

d. Penurunan (Δh)

$$1) \Delta h1 = ((\Delta\sigma_{Z1} / E1) \times h1) = ((1.24 / 834.30) \times 123) = 0,183 \text{ cm}$$

$$2) \Delta h1 = ((\Delta\sigma_{Z1} / E1) \times h2) = ((0.56 / 2578.95) \times 245) = 0,053 \text{ cm}$$

$$3) \Delta h1 = ((\Delta\sigma_{Z1} / E1) \times h3) = ((0.32 / 2578.95) \times 367) = 0,046 \text{ cm}$$

Maka, total penurunan adalah 2.821 mm, kemudian dapat dihitung penurunan tiang tunggalnya yang mana menggunakan metode rasio penurunan sebagai berikut.

$$\text{Stunggal} = \text{Skelompok} / n^0$$

$$\begin{aligned} \text{Stunggal} &= 2,821 / 9^{0.5} \\ &= 0,941 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.5 Pembahasan

Adapun setelah dilakukan analisa kapasitas daya dukung kelompok tiang menggunakan data yang didapat dari data CPT dan kalendering memakai metode Mayerhoff, Hilley, ENR, dan EN 1997-2 serta setelah dilakukan analisa penurunan menggunakan metode kurva linear poulos didapat hasil yang bisa dilihat pada Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 sebagai berikut.

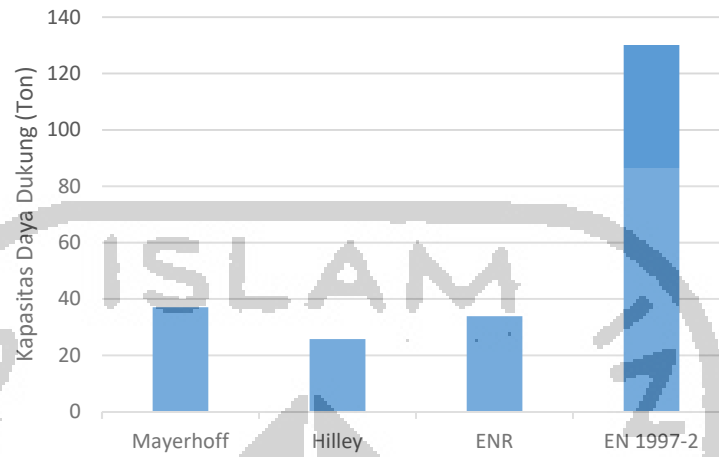
Tabel 5.3 Rekap Analisa Kapasitas Daya Dukung

Keterangan	Daya Dukung Tiang Tunggal (Ton)	Daya Dukung Kelompok Tiang (Ton)
Mayerhoff	37,096	239,341
Hilley	25,774	166,293
ENR	33,901	213,535
EN 1997-2	134,120	492,567

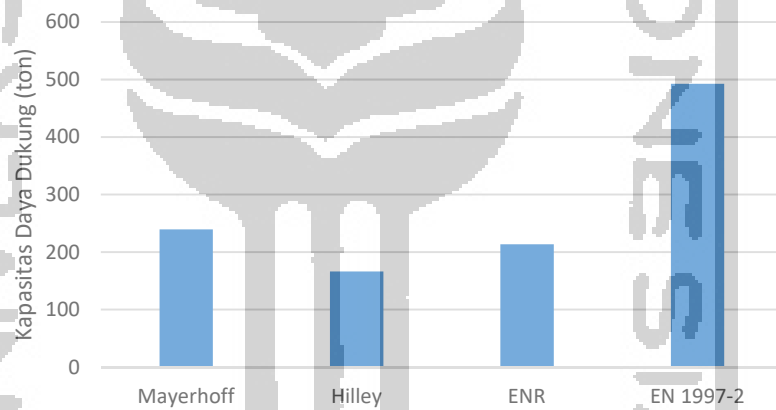
Tabel 5.4 Rekap Analisa Penurunan

Keterangan Metode	Penurunan Tiang Tunggal (mm)	Penurunan Kelompok Tiang (mm)
Kurva Linear Poulos	1,624	6,312
Canonica dan Wesley	0,941	2,821

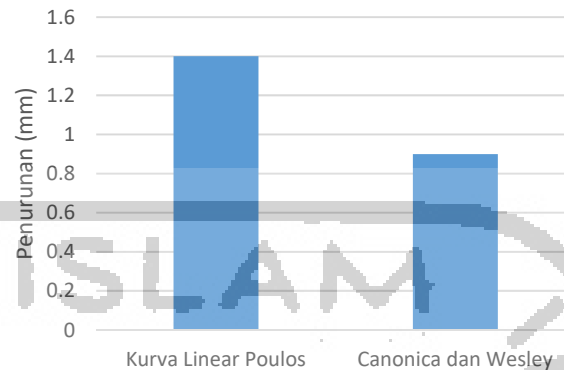
Untuk mempermudah membaca hasil berikut disajikan visualisasi berupa grafik pada Gambar 5.17 grafik kapasitas daya dukung tiang tunggal dari semua metode, kemudian pada Gambar 5.18 grafik kapasitas daya dukung tiang kelompok dari semua metode lalu pada Gambar 5.19 grafik penurunan tiang tunggal dan terakhir pada Gambar 5.20 grafik penurunan tiang kelompok sebagai berikut.



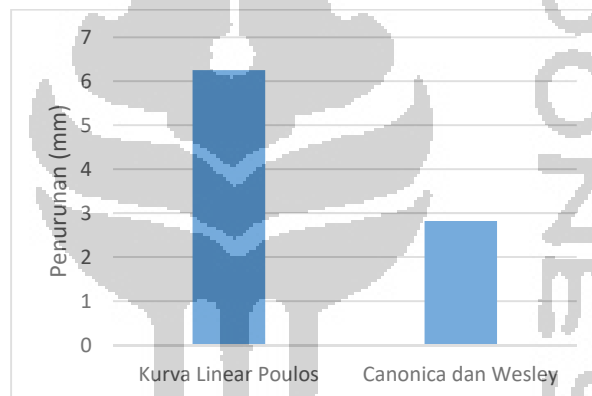
Gambar 5.17 Grafik Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal



Gambar 5.18 Grafik Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok



Gambar 5.19 Grafik Penurunan Tiang Tunggal



Gambar 5.20 Grafik Penurunan Tiang Kelompok

Dari Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 diatas dapat dilihat dari perhitungan didapat hasil kapasitas daya dukung yang memenuhi syarat menahan beban desain tiang tunggal yaitu lebih besar dari 94,39 kN atau sama dengan 9,625 Ton,serta syarat beban desain tiang kelompok sebesar 833,6 kN atau sama dengan 85 Ton pun terlmapai, bilamana melihat hasil analisa penurunan didapat total penurunan tiang menggunakan metode kurva linear sebesar 1,4 mm dan 6,3 mm untuk tiang tunggal dan kelompok serta menggunakan metode canonica dan wesley didapat penurunan tiang sebesar 0,9 mm dan 2,82 mm untuk tiang tunggal dan kelompok. Adapun perbedaan nilai penurunan pada 2 metode ini dikarenakan pendekatan yang berbeda serta komponen rumus yang berbeda. dimana angka ini terbilang cukup rawan,

apabila mengambil literatur terzaghi untuk penurunan maksimum yang diijinkan,dalam teorinya terzaghi menyarankan bahwa penurunan maksimal yang diijinkan maksimal 25 mm. namun banyak kalangan menilai bahwa desain penurunan maksimal yang diijinkan pada teori terzaghi tersebut terlalu konservatif,bilamana memakai teori skempton & MacDonald,1956 penurunan maksimal yang diijinkan pada tanah dominan lempung adalah 75mm.

