

BAB III

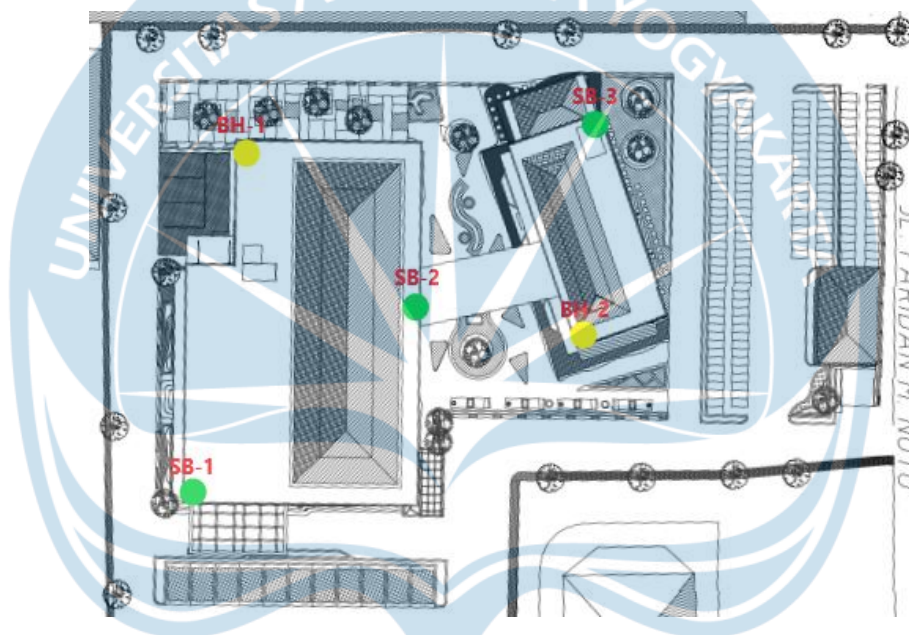
PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH

3.1. Analisis Daya Dukung Tanah

3.1.1 Interpretasi Data Tanah

Pengeboran mengacu pada SNI 8460 : 2017 pada tabel 2 halaman 25

Dengan panjang bangunan 63,02 m², lebar 52,4 m², dan luas bangunan = 3302,25 m²



Gambar 3.1 Denah Bangunan

Penyelidikan tanah berdasarkan pada SNI 8460:2017 sesuai dengan denah bangunan Bangunan Perpustakaan Umum DI Yogyakarta. Gedung utama terdiri dari 3 lantai, Gedung Co-Working 2 lantai. Jenis penyelidikan tanah yang dilakukan adalah sebagai berikut:

- Uji lapangan dengan menggunakan data SPT

Penentuan syarat penyelidikan lapangan yang dilaksanakan sesuai dengan syarat dari SNI 8460:2017. Dengan menggunakan syarat sebagai berikut

Gedung kurang dari 4 lantai atau bangunan pabrik (di luar rumah tinggal)	<ul style="list-style-type: none"> - Satu titik setiap 600m² dalam pola grid dengan jarak 25 m sampai 50 m dengan minimum 1 titik per gedung. - Dalam hal beberapa gedung terletak berdekatan, dijadikan satu kesatuan dan digunakan kaidah yang sama. - Tambah titik apabila hasil investigasi menunjukkan anomali lapisan tanah.
--	--

Maka syarat dari penyelidikan tanah yang akan dilaksanakan yaitu :

1. Memberi titik pada tiap 600 m² dalam pola grid dengan jarak 25 m sampai dengan 50 m dengan minimum 1 titik per gedungnya.
2. Tambah titik apabila hasil investigasi menunjukkan adanya anomali terhadap lapisan tanah.

Berdasarkan data tanah yang didapat, titik pengujian berada pada 2 lubang pengujian. Interpretasi data tanah berdasarkan hasil penyelidikan tanah:

Pada data tanah dari BH-1, diketahui bahwa sampai kedalaman 18,5 meter terdapat material pasir kasar berwarna (coklat, abu-abu) dan pada kedalaman 19 sampai 20 meter terdapat material pasir kasar padat berwarna (coklat, abu-abu). Sedangkan, untuk data tanah pada BH-2, diketahui bahwa sampai kedalaman 22,5 meter terdapat material pasir kasar berwarna (coklat, abu-abu) dan pada kedalaman 23 sampai dengan 40 meter terdapat material pasir kasar berwarna (coklat, abu-abu).

Interpretasi Data Tanah

Interpretasi data Uji Pemboran dan SPT

Soil Type	Relative Density D_r , Percent	Standard Penetration Resistance N_{60} (Terzaghi and Peck 1967)	Cone Penetration Resistance q_c , ksf (Meyerhof 1974)
Very Loose	< 20	< 4	----
Loose	20 - 40	4 - 10	0 - 100
Medium	40 - 60	10 - 30	100 - 300
Dense	60 - 80	30 - 50	300 - 500
Very Dense	> 80	> 50	500 - 800

Tabel 2.2 Hubungan nilai N , konsistensi dan kuat tekan-bebas (q_u) untuk tanah lempung jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u) (kN/m ²)
< 2	Sangat lunak	< 25
2 - 4	Lunak	25 - 50
4 - 8	Sedang	50 - 100
8 - 15	Kaku	100 - 200
15 - 30	Sangat kaku	200 - 400
> 30	Keras	> 400

Oleh karena itu, ditarik kesimpulan bahwa berdasarkan pengujian, diperoleh material yang mendominasi adalah pasir kasar berwarna (coklat, abu-abu). Dalam mencari nilai N_{60} digunakan cara sebagai berikut:

Daya Dukung Tanah – Metode Rasional

Koreksi N-SPT

Skempton (1986) menyarankan persamaan untuk mengkoreksi N dari lapangan dengan memperhatikan pengaruh prosedur pengujian, diameter lubang bor dan panjang batang bor:

$$N_{60} = \frac{1}{0,6} E_f C_b C_s C_r N \quad (2.7)$$

dengan,

- N_{60} = N -SPT telah dikoreksi
- E_f = efisiensi pemukul (**Tabel 2.3**).
- C_b = koreksi diameter lubang bor (**Tabel 2.4**)
- C_s = koreksi oleh tipe tabung *sampler* SPT (**Tabel 2.4**)
- C_r = koreksi untuk panjang batang bor (**Tabel 2.4**)
- N = nilai N -SPT hasil uji di lapangan.

Kemudian dalam membuat rata-rata pada setiap pengelompokkan jenis tanah.

Tabel 3.1 Interpretasi Data Tanah Pada BH-1

Depth	Material Description	Kedalaman	Blow Counts					N60	CN	N'60
			N1	N2	N3	NV	NSPT			
1	Pasir Kasar (Coklat, Abu-Abu)									
2		2	8	12	22	34	34	32.73	1.476	48.30
3										
4		2	12	19	30	49	49	47.16	1.453	68.51
5										
6		2	12	21	30	51	51	49.09	1.430	70.20
7										
8		2	14	22	30	52	52	50.05	1.408	70.48
9										
10		2	14	21	31	52	52	50.05	1.387	69.42
11										
12		2	14	23	31	54	54	51.98	1.366	71.02
13										
14		2	16	24	31	55	55	52.94	1.346	71.27
15										

Tabel 3.1 (Lanjutan)

16		2	16	23	32	55	55	52.94	1.327	70.25
17										
18		2	17	24	33	57	57	54.86	1.308	71.77
19										
20		2	17	24	35	59	59	56.79	1.290	73.24
21										
22		2	19	23	37	60	60	57.75	1.272	73.45
23										
24		2	19	25	35	60	60	57.75	1.255	72.45
25										
26		2	18	24	36	60	60	57.75	1.238	71.48
27	Pasir Kasar									
28	Padat (Coklat, Abu-Abu)	2	19	26	34	60	60	57.75	1.221	70.53
29										
30		2	19	25	35	60	60	57.75	1.205	69.61
31										
32		2	20	27	33	60	60	57.75	1.190	68.71
33										
34		2	20	23	37	60	60	57.75	1.175	67.83
35										
36		2	22	25	35	60	60	57.75	1.160	66.97
37										

Tabel 3.1 (Lanjutan)

38		2	22	25	35	60	60	57.75	1.145	66.14
39										
40		2	22	28	32	60	60	57.75	1.131	65.33
	Jumlah	40					1118	N Rata-Rata		0.035

Tabel 3.2 Interpretasi Data Tanah Pada BH-2

Depth	Material Description	Kedalaman	Blow Counts					N60	CN	N'60
			N1	N2	N3	NV	NSPT			
1	Pasir Kasar (Coklat, Abu-Abu)									
2		2	9	11	13	24	24	23.10	1.48	1.48
3										
4		2	10	20	22	42	42	40.43	1.45	1.45
5										
6		2	10	18	27	45	45	43.31	1.43	1.43
7										
8		2	12	16	29	45	45	43.31	1.41	1.41
9										
10		2	12	20	27	47	47	45.24	1.39	1.39
11										
12		2	14	20	23	53	53	51.01	1.37	1.37
13										

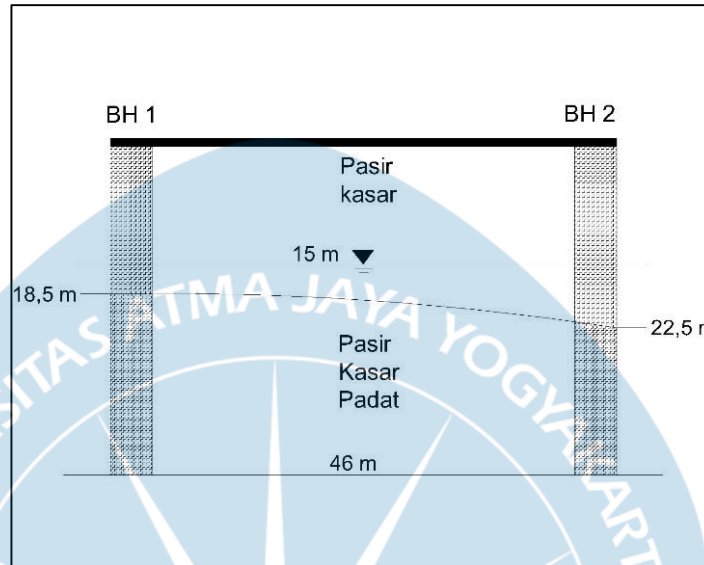
Tabel 3.1 (Lanjutan)

14		2	16	21	33	54	54	51.98	1.35	1.35
15										
16		2	16	23	32	55	55	52.94	1.33	1.33
17										
18		2	17	22	34	56	56	53.90	1.31	1.31
19	Pasir Kasar Padat (Coklat, Abu-Abu)									
20		2	17	20	37	57	57	54.86	1.29	1.29
21										
22		2	18	23	34	57	57	54.86	1.27	1.27
23										
24		2	19	23	37	60	60	57.75	1.25	1.25
25										
26		2	19	25	35	60	60	57.75	1.24	1.24
27										
28	2	19	25	35	60	60	57.75	1.22	1.22	

Tabel 3.2 (Lanjutan)

29										
30		2	20	26	34	60	60	57.75	1.21	1.21
31										
32		2	21	24	36	60	60	57.75	1.19	1.19
33										
34		2	21	27	33	60	60	57.75	1.17	1.17
35										
36		2	22	27	33	60	60	57.75	1.16	1.16
37										
38		2	22	28	32	60	60	57.75	1.15	1.15
39										
40		2	22	28	32	60	60	57.75	1.13	1.13
	Jumlah	40					1075	N Rata-Rata		0.037

Lapisan tanah pada data Bor Hole 1 ditemukan tanah keras pada kedalaman 2 meter, sedangkan pada Bore Hole 2 tanah keras ditemukan pada kedalaman 4 meter.



Mengacu pada SNI 8460-2017 dan 03-6796-2002 untuk klasifikasi tanah menggunakan data CPT adalah sebagai berikut :

Tabel 3.3 Klasifikasi Tanah Data CPT SB1, SB2, dan SB3

SB1		SB2		SB3	
Kedalaman	Jenis tanah	Kedalaman	Jenis Tanah	Kedalaman	Jenis Tanah
0	P A S I R K A S A R	0	P A S I R K A S A R	0	P A S I R K A S A R
0.2		0.2		0.2	
0.4		0.4		0.4	
0.6		0.6		0.6	
0.8		0.8		0.8	
1.0		1.0		1.0	
1.2		1.2		1.2	
1.4		1.4		1.4	
1.6		1.6		1.6	
1.8		1.8		1.8	
2.0		2.0		2.0	
2.2		2.2		2.2	
2.4		2.4		2.4	
2.6		2.6		2.6	
2.8		2.8		2.8	
				3.0	



Gambar 3.2 Klasifikasi Tanah Data CPT

3.1.2 Berat Volume dan Kuat Geser Tanah

a. Berat Volume Tanah

Tabel 3.4 Berat Volume Tanah

Titik	γ_b (gr/cm ³)	γ_k (gr/cm ³)
BH1	1.63	1.24
BH2	1.63	1.26

- b. Kuat geser tanah diukur menggunakan 2 parameter tanah yaitu kohesi (c) atau gaya tarik-menarik antar partikel dan sudut geser (ϕ) atau gesekan antara 2 butir tanah.

Tabel 3.5 Kuat Geser Tanah

Titik	Pengujian Geser Langsung	
	c (kg/cm ²)	θ°
BH1	0.00	26.55
BH2	0.00	25.97

3.1.3 Daya Dukung Tanah Metode Rasional

1. Metode Analitik

a. Faktor Daya Dukung Terzaghi

Pada BH-1

Data Umum:

$$D_f = 3 \text{ m (contoh perhitungan pada kedalaman 2 meter)}$$

$$B = 2 \text{ m}$$

$$c' = 0$$

$$\phi = 26.55$$

$$\gamma = 1.63 \text{ gr/cm}^3 = 15.9848 \text{ kN/m}^3$$

$$SF = 3$$

$$P_o = D_f \times \gamma$$

$$= 3 \times 15.9848$$

$$= 62.3547 \text{ kN/m}^2$$

N _c =	28.73
N _q =	15.64
N _γ =	12.7

$$q_u = 1.3 c' N_c + p_o N_q + 0.4 B N_\gamma$$

$$q_u = 1.3 \times 0 \times 28.73 + 62.3547 \times 15.64 + 0.4 \times 2 \times 12.7$$

$$q_u = 1137.6341$$

Pada BH-2

Data Umum :

$$D_f = 3 \text{ m (contoh perhitungan pada kedalaman 2 meter)}$$

$$B = 2 \text{ m}$$

$$c' = 0$$

$$\phi = 25.97$$

$$\gamma = 1.63 \text{ gr/cm}^3 = 15.9848 \text{ kN/m}^3$$

$$SF = 3$$

$$P_o = D_f \times \gamma$$

$$= 3 \times 15.9848$$

$$= 62.3547 \text{ kN/m}^2$$

Nc=	27.45
Nq=	14.60
N γ =	11.64

$$q_u = 1.3 c' N_c + p_o N_q + 0.4 B N_\gamma$$

$$q_u = 1.3 \times 0 \times 27.45 + 62.3547 \times 14.60 + 0.4 \times 2 \times 11.64$$

$$q_u = 1059.3$$

Daya dukung tanah yang diijinkan :

$$q_{all} = \frac{q_u}{SF} = \frac{1137.6341}{3} = 379.2114 \text{ kN/m}^3$$

Tabel 3.6 Faktor Daya Dukung Terzaghi Pada BH-1

BH-1				SF	3		
B	2	m				Nc	28.73
c'	0					Nq	15.64
ϕ	26.55					N γ	12.7
γ	1.63	gr/cm ³	15.9849	kN/m ³			

Tabel 3.7 Daya Dukung Tanah yang di Ijinkan Pada BH-1

Kedalaman	q	qu	qall
1	30.3849	637.6264	212.542
2	46.3698	887.6303	295.877
3	62.3547	1137.634	379.211
4	78.3396	1387.638	462.546
5	94.3245	1637.642	545.881
6	110.3094	1887.646	629.215
7	126.2943	2137.649	712.550
8	142.2792	2387.653	795.884
9	158.2641	2637.657	879.219
10	174.249	2887.661	962.554
11	190.2339	3137.665	1045.888
12	206.2188	3387.669	1129.223
13	222.2037	3637.672	1212.557
14	238.1886	3887.676	1295.892
15	254.1735	4137.68	1379.227
16	270.1584	4387.684	1462.561
17	286.1433	4637.688	1545.896
18	302.1282	4887.692	1629.231
19	318.1131	5137.695	1712.565
20	334.098	5387.699	1795.900
21	350.0829	5637.703	1879.234
22	366.0678	5887.707	1962.569
23	382.0527	6137.711	2045.904
24	398.0376	6387.715	2129.238
25	414.0225	6637.718	2212.573
26	430.0074	6887.722	2295.907
27	445.9923	7137.726	2379.242
28	461.9772	7387.73	2462.577
29	477.9621	7637.734	2545.911
30	493.947	7887.738	2629.246
31	509.9319	8137.742	2712.581
32	525.9168	8387.745	2795.915
33	541.9017	8637.749	2879.250
34	557.8866	8887.753	2962.584
35	573.8715	9137.757	3045.919
36	589.8564	9387.761	3129.254
37	605.8413	9637.765	3212.588
38	621.8262	9887.768	3295.923
39	637.8111	10137.77	3379.257
40	653.796	10387.78	3462.592

Tabel 3.8 Faktor Daya Dukung Terzaghi Pada BH-2

BH-2				SF	3		
B	2					Nc	27.4474
c'	0					Nq	14.6012
ϕ	25.97					N γ	11.64
γ	1.63	gr/cm ³	15.9848	kN/m ³			

Tabel 3.9 Daya Dukung Tanah yang Di Ijinkan Pada BH-2

Kedalaman	q	qu	qall
1	30.3848	592.505	197.502
2	46.3696	825.9023	275.301
3	62.3544	1059.3	353.100
4	78.3392	1292.697	430.899
5	94.324	1526.094	508.698
6	110.3088	1759.491	586.497
7	126.2936	1992.889	664.296
8	142.2784	2226.286	742.095
9	158.2632	2459.683	819.894
10	174.248	2693.08	897.693
11	190.2328	2926.478	975.493
12	206.2176	3159.875	1053.292
13	222.2024	3393.272	1131.091
14	238.1872	3626.669	1208.890
15	254.172	3860.067	1286.689
16	270.1568	4093.464	1364.488
17	286.1416	4326.861	1442.287
18	302.1264	4560.258	1520.086
19	318.1112	4793.656	1597.885
20	334.096	5027.053	1675.684
21	350.0808	5260.45	1753.483
22	366.0656	5493.847	1831.282
23	382.0504	5727.245	1909.082
24	398.0352	5960.642	1986.881
25	414.02	6194.039	2064.680
26	430.0048	6427.437	2142.479
27	445.9896	6660.834	2220.278
28	461.9744	6894.231	2298.077
29	477.9592	7127.628	2375.876
30	493.944	7361.026	2453.675
31	509.9288	7594.423	2531.474
32	525.9136	7827.82	2609.273

Tabel 3.9 (Lanjutan)

33	541.8984	8061.217	2687.072
34	557.8832	8294.615	2764.872
35	573.868	8528.012	2842.671
36	589.8528	8761.409	2920.470
37	605.8376	8994.806	2998.269
38	621.8224	9228.204	3076.068
39	637.8072	9461.601	3153.867
40	653.792	9694.998	3231.666

Kesimpulan: Digunakan kedalaman 3 karena dinyatakan aman karena memenuhi syarat. Syarat yang digunakan yaitu, beban terpusat / dimensi pondasi hasilnya harus lebih kecil dari daya dukung tanah pada kedalaman tertentu.

$$= 564.6208 / 4$$

$$= 141.1552 \text{ (aman)}$$

b. Faktor Daya Dukung Meyerhof

Pondasi Tunggal (BH-1)

$$Q_u = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_o \cdot N_q + s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0,2 \times (B/L) \cdot \tan^2(45 + \phi/2) = 1,523$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \times (B/L) \cdot \tan^2(45 + \phi/2) = 1,262$$

$$\phi = 26,55$$

$$N_c = 28,73$$

$$N_q = 15,64$$

$$N_\gamma = 12,7$$

$$D_f = 2 \text{ m}$$

$$B = L = 2 \text{ m}$$

$$B' = 2 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,63 \text{ gr/cm}^3 = 15,9848 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$d_c = 1 + 0,2 \times (D/B) \times \tan(45 + \phi/2) = 1,259$$

$$d_q, d_\gamma = 1 + 0,1 \times (D/B) \times \tan(45 + \phi/2) = 1,129$$

$$i_c, i_q, i_\gamma = 1$$

$$p_o = D_f \cdot \gamma = 3 \cdot 15.9848 = 62.3547 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.523 \times 1.259 \times 1 \times 0 \times 28.73 + 1.262 \times 1.129 \times 1 \times 62.3547 \times 15.64 \\ &\quad + 1.262 \times 1.129 \times 1 \times 0.5 \times 2.5 \times 15.9848 \times 12.7 \\ &= 1087.223 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah yang diijinkan :

$$q_{all} = \frac{q_u}{SF} = \frac{1087.223}{3} = 362.408$$

Pada BH-2 :

$$q_u = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_o \cdot N_q + s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \times (B/L) \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 1.5116$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \times (B/L) \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 1.2558$$

$$\phi = 25.97$$

$$N_c = 27.45$$

$$N_q = 14.60$$

$$N_\gamma = 11.64$$

$$D_f = 2 \text{ m}$$

$$B = L = 2$$

$$B' = 2$$

$$\gamma = 1.63 \text{ gr/cm}^3 = 15.9848 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$d_c = 1 + 0.2 \times (D/B) \times \tan(45 + \phi/2) = 1.256$$

$$d_q, d_\gamma = 1 + 0.1 \times (D/B) \times \tan(45 + \phi/2) = 1.128$$

$$i_c, i_q, i_\gamma = 1$$

$$p_o = D_f \cdot \gamma = 3 \cdot 15.9848 = 62.3547 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.5116 \times 1.256 \times 1 \times 0 \times 27.45 + 1.2558 \times 1.128 \times 1 \times 62.3547 \times 14.60 \\ &\quad + 1.2558 \times 1.128 \times 1 \times 0.5 \times 2.5 \times 15.9848 \times 11.64 \end{aligned}$$

$$= 990.600$$

Daya dukung tanah yang diijinkan :

$$q_{all} = \frac{q_u}{SF} = \frac{990.600}{3} = 330.200$$

Tabel 3.10 Faktor Daya Dukung Meyerhof Pondasi Tunggal Pada BH-1

BH 1			DF	dc	dq = d γ	po	qu	qall
B	2	m	2	1.259	1.129	32.362	1087.223	362.408
L	2	m	4	1.518	1.259	64.724	2015.631	671.877
ϕ	26.55		6	1.776	1.388	97.085	3109.307	1036.436
Nc	28.73		8	2.035	1.518	129.447	4368.251	1456.084
Nq	15.64		10	2.294	1.647	161.809	5792.463	1930.821
N γ	12.7		12	2.553	1.776	194.171	7381.942	2460.647
sc	1.523		14	2.812	1.906	226.532	9136.689	3045.563
sq = s γ	1.262		16	3.070	2.035	258.894	11056.704	3685.568
B'	2.5		18	3.329	2.165	291.256	13141.986	4380.662
c	0		20	3.588	2.294	323.618	15392.536	5130.845
ic, iq, iy	1		22	3.847	2.423	355.980	17808.354	5936.118
γ	16.1809	kN/m ²	24	4.106	2.553	388.341	20389.440	6796.480
SF	3		26	4.365	2.682	420.703	23135.793	7711.931
1 gr/cm ³	9.8066	kN/m ³	28	4.623	2.812	453.065	26047.414	8682.471
γ_b	1.65	gr/cm ³	30	4.882	2.941	485.427	29124.303	9708.101
	16.1809	kN/m ³	32	5.141	3.070	517.788	32366.459	10788.820
			34	5.400	3.200	550.150	35773.883	11924.628
			36	5.659	3.329	582.512	39346.575	13115.525
			38	5.917	3.459	614.874	43084.534	14361.511
			40	6.176	3.588	647.236	46987.762	15662.587
			42	6.435	3.717	679.597	51056.256	17018.752
			44	6.694	3.847	711.959	55290.019	18430.006
			45	6.823	3.912	728.140	57468.876	19156.292

Tabel 3.11 Faktor Daya Dukung Meyerhof Pondasi Tunggal Pada BH-2

BH 2			DF	dc	dq = d γ	po	qu	qall
B	2	m	2	1.320	1.160	31.970	1018.693	339.564
L	2	m	4	1.640	1.320	63.939	1932.812	644.271
ϕ	25.97		6	1.960	1.480	95.909	3034.430	1011.477
Nc	27.45		8	2.280	1.640	127.878	4323.548	1441.183
Nq	14.6		10	2.599	1.800	159.848	5800.165	1933.388
N γ	11.64		12	2.919	1.960	191.817	7464.282	2488.094
sc	1.511617757		14	3.239	2.120	223.787	9315.899	3105.300
sq = s γ	1.255808878		16	3.559	2.280	255.756	11355.015	3785.005
B'	2.5		18	3.879	2.439	287.726	13581.630	4527.210
c	0		20	4.199	2.599	319.695	15995.746	5331.915
ic,iq,i γ	1		22	4.519	2.759	351.665	18597.360	6199.120
γ	15.9848	kN/m ²	24	4.839	2.919	383.634	21386.475	7128.825
SF	3		26	5.158	3.079	415.604	24363.089	8121.030
1 gr/cm ³	9.8066	kN/m ³	28	5.478	3.239	447.573	27527.202	9175.734
γ_b	1.63	gr/cm ³	30	5.798	3.399	479.543	30878.815	10292.938
	15.9848	kN/m ³	32	6.118	3.559	511.512	34417.928	11472.643
			34	6.438	3.719	543.482	38144.540	12714.847
			36	6.758	3.879	575.451	42058.652	14019.551
			38	7.078	4.039	607.421	46160.263	15386.754
			40	7.398	4.199	639.390	50449.374	16816.458
			42	7.717	4.359	671.360	54925.985	18308.662
			44	8.037	4.519	703.329	59590.095	19863.365
			45	8.197	4.599	719.314	61992.462	20664.154

Pondasi Gabungan

Pada BH-1

$$q_u = sc \cdot dc \cdot ic \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_o \cdot N_q + s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$sc = 1 + 0,2 \times (B/L) \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 1,262$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \times (B/L) \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 1,131$$

$$\phi = 26,55$$

$$N_c = 28,73$$

$$N_q = 15,64$$

$$N_\gamma = 12,7$$

$$D_f = 2 \text{ m}$$

$$B = 2,5$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$B' = 2.5\text{m}$$

$$\gamma = 1.63 \text{ gr/cm}^3 = 15.9848 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$dc = 1 + 0.2 \times (D/B) \times \tan (45 + \phi/2) = 1.259$$

$$dq,dy = 1 + 0.1 \times (D/B) \times \tan (45 + \phi/2) = 1.129$$

$$ic,iq,i\gamma = 1$$

$$po = Df * \gamma = 3 * 15.9848 = 62.3547 \text{ kN/m}^2$$

$$qu = 1.262 \times 1.259 \times 1 \times 0 \times 28.73 + 1.131 \times 1.129 \times 1 \times 62.3547 \times 15.64 + 1.131 \times 1.129 \times 1 \times 0.5 \times 2.5 \times 15.9848 \times 12.7$$

$$qu = 974.485$$

Daya dukung tanah yang diijinkan :

$$q_{all} = \frac{qu}{SF} = \frac{974.485}{3} = 324.828$$

Pada BH-2

$$qu = sc \cdot dc \cdot ic \cdot c \cdot Nc + sq \cdot dq \cdot iq \cdot po \cdot Nq + s\gamma \cdot d\gamma \cdot i\gamma \cdot 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N\gamma$$

$$sc = 1 + 0.2 \times (B/L) \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 1.256$$

$$sq = sy = 1 + 0.1 \times (B/L) \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) = 1.128$$

$$\phi = 25.97$$

$$Nc = 27.45$$

$$Nq = 14.60$$

$$N\gamma = 11.64$$

$$Df = 2 \text{ m}$$

$$B = 2.5$$

$$L = 5\text{m}$$

$$B' = 2.5\text{m}$$

$$\gamma = 1.63 \text{ gr/cm}^3 = 15.9848 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

$$dc = 1 + 0.2 \times (D/B) \times \tan (45 + \phi/2) = 1.256$$

$$dq, dy = 1 + 0.1 \times (D/B) \times \tan(45 + \phi/2) = 1.128$$

$$ic, iq, iy = 1$$

$$po = Df \times \gamma = 3 \times 15.9848 = 62.3547 \text{ kN/m}^2$$

$$qu = 1.256 \times 1.256 \times 1 \times 0 \times 27.45 + 1.128 \times 1.128 \times 1 \times 62.3547 \times 14.60 + 1.128 \times 1.128 \times 0.5 \times 2.5 \times 15.9848 \times 11.64$$

$$qu = 889.707$$

Daya dukung tanah yang diijinkan :

$$q_{all} = \frac{qu}{SF} = \frac{889.707}{3} = 296.569$$

Tabel 3.12 Faktor Daya Dukung Meyerhof Pondasi Gabungan Pada BH-1

BH 1			DF	dc	dq = dy	po	qu	qall
B	2.5	m	2	1.259	1.129	32.362	974.485	324.828
L	5	m	4	1.518	1.259	64.724	1806.623	602.208
ϕ	26.55		6	1.776	1.388	97.085	2786.892	928.964
Nc	28.73		8	2.035	1.518	129.447	3915.292	1305.097
Nq	15.64		10	2.294	1.647	161.809	5191.822	1730.607
N γ	12.7		12	2.553	1.776	194.171	6616.483	2205.494
sc	1.262		14	2.812	1.906	226.532	8189.274	2729.758
sq = sy	1.131		16	3.070	2.035	258.894	9910.196	3303.399
B'	2.5		18	3.329	2.165	291.256	11779.248	3926.416
c	0		20	3.588	2.294	323.618	13796.431	4598.810
ic, iq, iy	1		22	3.847	2.423	355.980	15961.744	5320.581
γ	16.1809	kN/m ²	24	4.106	2.553	388.341	18275.188	6091.729
SF	3		26	4.365	2.682	420.703	20736.762	6912.254
1 gr/cm ³	9.8066	kN/m ³	28	4.623	2.812	453.065	23346.467	7782.156
γ_b	1.65	gr/cm ³	30	4.882	2.941	485.427	26104.302	8701.434
	16.1809	kN/m ³	32	5.141	3.070	517.788	29010.268	9670.089
			34	5.400	3.200	550.150	32064.365	10688.122
			36	5.659	3.329	582.512	35266.592	11755.531
			38	5.917	3.459	614.874	38616.949	12872.316
			40	6.176	3.588	647.236	42115.437	14038.479
			42	6.435	3.717	679.597	45762.056	15254.019
			44	6.694	3.847	711.959	49556.805	16518.935
			45	6.823	3.912	728.140	51509.728	17169.909

Tabel 3.13 Faktor Daya Dukung Meyerhof Pondasi Gabungan Pada BH-2

BH 2			DF	dc	dq = d _γ	po	qu	qall
B	2.5	m	2	1.256	1.128	31.970	889.707	296.569
L	5	m	4	1.512	1.256	63.939	1651.811	550.604
φ	25.97		6	1.768	1.384	95.909	2548.636	849.545
N _c	27.45		8	2.024	1.512	127.878	3580.184	1193.395
N _q	14.6		10	2.280	1.640	159.848	4746.454	1582.151
N _γ	11.64		12	2.535	1.768	191.817	6047.446	2015.815
sc	1.255808878		14	2.791	1.896	223.787	7483.160	2494.387
sq = s _γ	1.127904439		16	3.047	2.024	255.756	9053.596	3017.865
B'	2.5		18	3.303	2.152	287.726	10758.755	3586.252
c	0		20	3.559	2.280	319.695	12598.635	4199.545
ic, iq, iy	1		22	3.815	2.407	351.665	14573.238	4857.746
γ	15.9848	kN/m ²	24	4.071	2.535	383.634	16682.563	5560.854
SF	3		26	4.327	2.663	415.604	18926.610	6308.870
1 gr/cm ³	9.8066	kN/m ³	28	4.583	2.791	447.573	21305.379	7101.793
γ _b	1.63	gr/cm ³	30	4.839	2.919	479.543	23818.870	7939.623
	15.9848	kN/m ³	32	5.094	3.047	511.512	26467.084	8822.361
			34	5.350	3.175	543.482	29250.020	9750.007
			36	5.606	3.303	575.451	32167.677	10722.559
			38	5.862	3.431	607.421	35220.057	11740.019
			40	6.118	3.559	639.390	38407.160	12802.387
			42	6.374	3.687	671.360	41728.984	13909.661
			44	6.630	3.815	703.329	45185.530	15061.843
			45	6.758	3.879	719.314	46964.324	15654.775

2. Metode Empirik

Menggunakan Metode Bowles

Bowles (1968) menyatakan bahwa persamaan yang diusulkan Meyerhof terlalu berhati-hati, oleh sebab itu Bowles merumuskan faktor kedalaman

$$q_a = 20 N K_d; \text{ untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \quad (3.64c)$$

$$q_a = 12,5 N \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 K_d; \text{ untuk lebar } B > 1,2 \text{ m} \quad (3.64d)$$

$K_d = (1 + 0,33D/B)$ = faktor kedalaman fondasi, dengan nilai maksimum $K_d = 1,33$.

pondasi sebagai berikut :

Karena B lebih dari 1.2 meter, digunakan rumus 3.64d

$$K_d = (1 + 0.33 \times 3/2.5) = 1.396$$

Digunakan Kd maksimum = 1.33

Pada BH-1

Tabel 3.14 Perhitungan Daya Dukung Metode Bowles Pada BH-1

NV	N60	Kedalaman	Kd	qa (kN/m ²)	Ef	Cb	Cs	Cr
34	24.54	2	1.33	1886.16	0.55	1.05	1	0.75
49	40.09	4	1.33	3080.73	0.55	1.05	1	0.85
51	46.63	6	1.33	3583.71	0.55	1.05	1	0.95
52	47.55	8	1.33	3653.98	0.55	1.05	1	0.95
52	47.55	10	1.33	3653.98	0.55	1.05	1	0.95
54	51.98	12	1.33	3994.23	0.55	1.05	1	1
55	52.94	14	1.33	4068.20	0.55	1.05	1	1
55	52.94	16	1.33	4068.20	0.55	1.05	1	1
57	54.86	18	1.33	4216.13	0.55	1.05	1	1
59	56.79	20	1.33	4364.07	0.55	1.05	1	1
60	57.75	22	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	24	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	26	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	28	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	30	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	32	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	34	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	36	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	38	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	40	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1

Pada BH-2

Tabel 3.15 Perhitungan Daya Dukung Metode Bowles Pada BH-2

NV	N60	Kedalaman	Kd	qa (kN/m ²)	Ef	Cb	Cs	Cr
24	17.33	2	1.33	1331.41	0.55	1.05	1	0.75
42	34.36	4	1.33	2640.63	0.55	1.05	1	0.85
45	41.15	6	1.33	3162.10	0.55	1.05	1	0.95
45	41.15	8	1.33	3162.10	0.55	1.05	1	0.95
47	42.98	10	1.33	3302.64	0.55	1.05	1	0.95
53	51.01	12	1.33	3920.26	0.55	1.05	1	1
54	51.98	14	1.33	3994.23	0.55	1.05	1	1
55	52.94	16	1.33	4068.20	0.55	1.05	1	1
56	53.90	18	1.33	4142.16	0.55	1.05	1	1
57	54.86	20	1.33	4216.13	0.55	1.05	1	1
57	54.86	22	1.33	4216.13	0.55	1.05	1	1
60	57.75	24	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1

60	57.75	26	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	28	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1

Tabel 3.15 (Lanjutan)

60	57.75	30	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	32	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	34	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	36	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	38	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1
60	57.75	40	1.33	4438.03	0.55	1.05	1	1

Untuk pondasi bujur sangkar atau pondasi memanjang yang memiliki lebar $B \leq 1,20$ meter, digunakan rumus berikut :

$$q_a = \frac{q_c}{30} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Untuk pondasi bujur sangkar atau pondasi memanjang dengan lebar $B \geq 1,20$ meter, digunakan rumus berikut :

$$q_a = \frac{q_c}{50} \left(\frac{B + 0,30}{B} \right)^2 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Rumus yang digunakan :

$$q_a = \frac{q_c}{50} \left(\frac{B + 0,30}{B} \right)^2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ karena } B \text{ lebih dari } 1.2 \text{ meter}$$

Tabel 3.16 Perhitungan Daya Dukung Metode Bowles Pada SB-1

Depth (m)	qc	qa
0.0	0	0
0.2	4	0.55
0.4	6	0.82
0.6	9	1.24
0.8	13	1.78
1.0	18	2.47
1.2	34	4.67
1.4	69	9.47
1.6	93	12.77
1.8	168	23.06

2.0	237	32.54
2.2	298	40.91
2.4	354	48.60
2.6	396	54.37
2.8	446	61.23

Tabel 3.17 Perhitungan Daya Dukung Metode Bowles Pada SB-2

Depth (m)	qc	qa
0	0	0
0.2	8	1.10
0.4	18	2.47
0.6	24	3.29
0.8	36	4.94
1	28	3.84
1.2	39	5.35
1.4	76	10.43
1.6	112	15.38
1.8	96	13.18
2	182	24.99
2.2	241	33.09
2.4	315	43.25
2.6	338	46.40
2.8	387	53.13
3	446	61.23

Tabel 3.18 Perhitungan Daya Dukung Metode Bowles Pada SB-3

Depth (m)	qc	qa
0	0	0
0.2	16	2.20
0.4	58	7.96
0.6	98	13.45
0.8	182	24.99
1	276	37.89
1.2	344	47.23
1.4	398	54.64
1.6	446	61.23

3.2. Analisa Penurunan dan Potensi Likuifaksi

3.2.1. Analisa Potensi Likuifaksi

Likuifaksi adalah fenomena yang diakibatkan hilangnya kekuatan dari lapisan tanah karena tegangan air pori yang timbul dari beban siklis (getaran). Getaran dapat berupa getaran yang berasal dari gempa bumi ataupun yang berasal dari pembebanan cepat lainnya. Likuifaksi umumnya terjadi pada tanah yang jenuh air, dimana rongga-rongga dari tanah tersebut dipenuhi oleh air.

Dalam perhitungan likuifaksi menggunakan data SPT (BH-1). Data umum BH-1 yang diketahui adalah sebagai berikut :

- Berat Volume Air (γ_w) = 9.81 kN/m³
- γ = 15.952
- Kedalaman (h) = 2 meter
- g = 9.81
- a = 0.15

A. Perhitungan Tegangan Efektif (σ')

Perhitungan pada kedalaman 2 meter

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Total } (\sigma) &= h \times \gamma \\ &= 2 \times 15.952 \\ &= 31.904 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekana Air Pori} &= h \times \gamma_w \\ &= 0 \times 9.81 = 0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Efektif } (\sigma') &= \sigma - u \\ &= 31.904 - 0 \\ &= 31.904 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

B. Perhitungan Nilai Tegangan Reduksi (rd)

Nilai tegangan reduksi (rd) dihitung menggunakan persamaan Whitmann (1986). Hasil perhitungan yang diperoleh merupakan nilai rata-rata koefisien reduksi (rd). Adapun persamaan dan syarat yang berlaku, yaitu :

$$R_d = 0.1 - 0.00765Z \text{ untuk } Z \leq 9.15 \text{ meter}$$

$$R_d = 1.1174 - 0.0267Z \text{ untuk } 9.15 \text{ meter} < Z \leq 23 \text{ meter}$$

$$R_d = 0.774 - 0.008Z \text{ untuk } 23 \text{ meter} < Z \leq 30 \text{ meter}$$

$$R_d = 0.5 \text{ untuk } Z \geq 30 \text{ meter}$$

Pada kedalaman 2 meter berlaku :

$$\begin{aligned} R_d &= 0.1 - 0.0076 \times 2 \\ &= 0.9848 \end{aligned}$$

C. Perhitungan Nilai Cyclic Stress Ratio (CSR)

Dalam perhitungan nilai CSR memakai rumus dari persamaan Seed dan Idriss (1971), yaitu :

Perhitungan pada kedalaman 2 meter :

$$\begin{aligned} \text{CSR} &= 0.65 \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma}{\sigma'_{v'}}\right) \times r_d \\ &= 0.065 \times \left(\frac{0.15}{9.81}\right) \times \left(\frac{31.904}{31.904}\right) \times 0.9848 \\ &= 0.01 \end{aligned}$$

D. Perhitungan Nilai Cyclic Resistan Ratio (CRR)

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

Dengan keterangan :

C_E : Faktor Rasio Energi

C_B : Faktor Diameter Lubang

C_R : Faktor Panjang Rod

C_S : Faktor Metode Sampling

N_m : Faktor Nilai SPT Terstruktur

Nilai $(N_1)_{60cs}$ dipengaruhi oleh nilai Fines Content (FC) itu sendiri:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

Dimana nilai α dan β dipengaruhi oleh persentase Fines Content (FC) :

- Jika $FC \leq 5\%$, maka nilai $\alpha = 0$ dan $\beta = 1$
- Jika $5\% < FC < 35\%$, maka nilai $\alpha = \exp [1,76 - (190/FC^2)]$ dan $\beta = [0.99 - (FC^{1.5}/1000)]$
- Jika $FC \geq 35\%$, maka nilai $\alpha = 5$ dan $\beta = 1.2$

Perhitungan pada kedalaman 2 meter :

$$\begin{aligned} (N_1)_{60} &= N_m \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \\ &= (N \times C_N) \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \end{aligned}$$

$$= (N \times (\frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma}{Pa}})) \times CE \times CB \times CR \times CS$$

$$= (34 \times (\frac{2.2}{1.2 + \frac{31.904}{100}})) \times 0.6 \times 1 \times 0.75 \times 1$$

$$= 22.159$$

$$(N1)60cs = \alpha + \beta(N1)60$$

$$= 0 + 1 \times 22.159$$

$$= 22.159$$

$$CRR = \frac{1}{34 - (N1)60cs} + \frac{(N1)60cs}{135} + \frac{50}{(10 \times (N1)60cs + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

$$= \frac{1}{34 - 22.159} + \frac{22.159}{135} + \frac{50}{(10 \times 22.159)^2} - \frac{1}{200}$$

$$= 0.244$$

E. Perhitungan Nilai Safety Factor (FS)

Perhitungan nilai FS bertujuan untuk menentukan pada lokasi yang ditinjau terjadi atau tidaknya potensi likuifaksi. Perhitungan ini menggunakan nilai CRR dan CSR. Berikut merupakan persamaan dalam perhitungan FS :

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Jika $FS = \frac{CRR}{CSR} < 1$, maka terjadi likuifaksi

Jika $FS = \frac{CRR}{CSR} = 1$, maka kondisi kritis akan likuifaksi

Jika $FS = \frac{CRR}{CSR} > 1$, maka tidak terjadi likuifaksi

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

$$= \frac{0.244}{0.01}$$

$$= 24.959 \text{ (tidak terjadi likuifaksi)}$$

Tabel 3.19 Analisa Potensi Likuifaksi

Kedalaman		CSR	CRR	FS	Keterangan
0	2	0.010	0.244	24.959	Tidak terjadi likuifaksi
2	4	0.010	0.462	47.892	Tidak terjadi likuifaksi
4	6	0.009	0.445	46.895	Tidak terjadi likuifaksi
6	8	0.009	0.321	34.394	Tidak terjadi likuifaksi
8	10	0.009	0.283	30.858	Tidak terjadi likuifaksi
10	12	0.009	0.255	28.255	Tidak terjadi likuifaksi
12	14	0.009	0.230	25.919	Tidak terjadi likuifaksi
14	16	0.009	0.214	23.545	Tidak terjadi likuifaksi
16	18	0.010	0.214	22.432	Tidak terjadi likuifaksi
18	20	0.010	0.215	21.591	Tidak terjadi likuifaksi
20	22	0.010	0.212	20.559	Tidak terjadi likuifaksi
22	24	0.011	0.205	19.367	Tidak terjadi likuifaksi
24	26	0.011	0.198	18.380	Tidak terjadi likuifaksi
26	28	0.011	0.192	17.554	Tidak terjadi likuifaksi
28	30	0.011	0.187	16.857	Tidak terjadi likuifaksi
30	32	0.011	0.182	16.264	Tidak terjadi likuifaksi
32	34	0.011	0.177	15.759	Tidak terjadi likuifaksi
34	36	0.011	0.173	15.328	Tidak terjadi likuifaksi
36	38	0.011	0.168	14.959	Tidak terjadi likuifaksi
38	40	0.011	0.165	14.644	Tidak terjadi likuifaksi

3.10. Analisa Penurunan

Penurunan segera dari hasil pengujian di lapangan, dihitung pada dimensi pondasi 2 meter x 2 meter

Penurunan segera berdasarkan hasil uji SPT :

$$1 \text{ k/ft}^2 = 48.07 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ ft} = 30.48 \text{ cm}$$

$$1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 98.0665 \text{ kN/m}^2 = 2.04 \text{ k/ft}^2$$

Persamaan dalam metode Meyerhof (1965)

$$S_i = \frac{4q}{N}; B \leq 1.2 \text{ m}$$

$$S_i = \frac{6q}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2; B \geq 1.2 \text{ m}$$

Keterangan:

q : Intensitas beban dalam ($62.35 \text{ kN/m}^2 = 1.3 \text{ k/ft}^2$)

B : Lebar Pondasi (2 meter = 6.56 ft)

Si : Penurunan

N : Jumlah pukulan dalam uji SPT

Karena $B \geq 1.2 \text{ m}$, maka :

$$\begin{aligned} Si &= \frac{6q}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \\ &= \frac{6 \times 1.3}{34} \cdot \left(\frac{6.56}{6.56+1}\right)^2 \\ &= 0.17 \text{ in} = 0.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dalam pengamatan menunjukkan bahwa hasil penurunan dari hitungan yang telah dilakukan memberikan nilai penurunan yang terlalu aman. Oleh sebab itu, Bowles (1977) menyarankan penyesuaian dalam nilai penurunan yang dianggap lebih mendekati kenyataan.

$$Si = \frac{2.5qn}{N}; B \leq 1.2 \text{ m}$$

$$Si = \frac{4qn}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2; B \geq 1.2 \text{ m}$$

Keterangan

B = Lebar fondasi (ft) (2 meter = 200 cm = 6.56 ft)

qn = Tekanan fondasi netto (k/ft^2) ($290.75 \text{ kN/m}^2 = 6.05 \text{ k/ft}^2$)

Si = penurunan segera (in)

Karena $B \geq 1.2 \text{ m}$, maka :

$$\begin{aligned} Si &= \frac{4qn}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \\ &= \frac{4 \times 6.05}{34} \cdot \left(\frac{6.56}{6.56+1}\right)^2 \\ &= 0.54 \text{ in} = 1.36 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tabel 3.20 Analisis Penurunan Pada Data SPT
(Metode Meyerhof)

BH-1 (Metode Meyerhof)				BH-2 (Metode Meyerhof)			
Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)	Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)
2	34	0.17	0.44	2	24	0.24	0.62
4	49	0.12	0.30	4	42	0.14	0.35
6	51	0.11	0.29	6	45	0.13	0.33
8	52	0.11	0.29	8	45	0.13	0.33
10	52	0.11	0.29	10	47	0.12	0.32
12	54	0.11	0.28	12	53	0.11	0.28
14	55	0.11	0.27	14	54	0.11	0.28
16	55	0.11	0.27	16	55	0.11	0.27
18	57	0.10	0.26	18	56	0.10	0.27
20	59	0.10	0.25	20	57	0.10	0.26
22	60	0.10	0.25	22	57	0.10	0.26
24	60	0.10	0.25	24	60	0.10	0.25
26	60	0.10	0.25	26	60	0.10	0.25
28	60	0.10	0.25	28	60	0.10	0.25
30	60	0.10	0.25	30	60	0.10	0.25
32	60	0.10	0.25	32	60	0.10	0.25
34	60	0.10	0.25	34	60	0.10	0.25
36	60	0.10	0.25	36	60	0.10	0.25
38	60	0.10	0.25	38	60	0.10	0.25
40	60	0.10	0.25	40	60	0.10	0.25

Tabel 3.21 Analisa Penurunan Pada Data SPT
(Metode Bowles)

BH-1 (Metode Bowles)				BH-2 (Metode Bowles)			
Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)	Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)
2	34	0.54	1.36	2	24	0.76	1.93
4	49	0.37	0.94	4	42	0.43	1.10
6	51	0.36	0.91	6	45	0.40	1.03
8	52	0.35	0.89	8	45	0.40	1.03
10	52	0.35	0.89	10	47	0.39	0.98
12	54	0.34	0.86	12	53	0.34	0.87
14	55	0.33	0.84	14	54	0.34	0.86
16	55	0.33	0.84	16	55	0.33	0.84
18	57	0.32	0.81	18	56	0.33	0.83
20	59	0.31	0.78	20	57	0.32	0.81
22	60	0.30	0.77	22	57	0.32	0.81
24	60	0.30	0.77	24	60	0.30	0.77
26	60	0.30	0.77	26	60	0.30	0.77
28	60	0.30	0.77	28	60	0.30	0.77
30	60	0.30	0.77	30	60	0.30	0.77
32	60	0.30	0.77	32	60	0.30	0.77
34	60	0.30	0.77	34	60	0.30	0.77
36	60	0.30	0.77	36	60	0.30	0.77
38	60	0.30	0.77	38	60	0.30	0.77
40	60	0.30	0.77	40	60	0.30	0.77

Berdasarkan data lapangan Schultze dan Sherif (1973), Diberikan hubungan empiris untuk penurunan pondasi dangkal oleh Meyerhof (1974), dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_i = \frac{q \cdot \sqrt{B}}{2N} \quad ; \text{ Untuk tanah pasir dan kerikil}$$

$$S_i = \frac{q \cdot \sqrt{B}}{N} \quad ; \text{ Untuk tanah pasir berlanau}$$

Dengan keterangan :

S_i = Penurunan

q = Intensitas beban yang diterapkan (k/ft^2) ($62.35 \text{ kN/m}^2 = 1.3 \text{ k/ft}^2$)

B = Lebar Pondasi (ft) (2 meter = 200 cm = 6.56 ft)

Diketahui tanah pasir dan kerikil berdasarkan data tanah, maka digunakan:

$$\begin{aligned}
 S_i &= \frac{q \cdot \sqrt{B}}{2N} \\
 &= \frac{1.3 \times \sqrt{6.56}}{2 \times 34} \\
 &= 0.049 \text{ in} = 0.12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.22 Analisa Penurunan Pada Data SPT
(Metode Empiris)

BH-1				BH-2			
Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)	Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)
2	34	0.049	0.12	2	24	0.069	0.18
4	49	0.034	0.09	4	42	0.040	0.10
6	51	0.033	0.08	6	45	0.037	0.09
8	52	0.032	0.08	8	45	0.037	0.09
10	52	0.032	0.08	10	47	0.035	0.09
12	54	0.031	0.08	12	53	0.031	0.08
14	55	0.030	0.08	14	54	0.031	0.08
16	55	0.030	0.08	16	55	0.030	0.08
18	57	0.029	0.07	18	56	0.030	0.08
20	59	0.028	0.07	20	57	0.029	0.07
22	60	0.028	0.07	22	57	0.029	0.07
24	60	0.028	0.07	24	60	0.028	0.07
26	60	0.028	0.07	26	60	0.028	0.07
28	60	0.028	0.07	28	60	0.028	0.07
30	60	0.028	0.07	30	60	0.028	0.07
32	60	0.028	0.07	32	60	0.028	0.07
34	60	0.028	0.07	34	60	0.028	0.07
36	60	0.028	0.07	36	60	0.028	0.07
38	60	0.028	0.07	38	60	0.028	0.07
40	60	0.028	0.07	40	60	0.028	0.07

Penurunan segera dari uji penetrasi kerucut statis (sondir)

Untuk penurunan pondasi pada tanah granuler dari hasil uji sondir, De Beer dan Marten (1957) mengusulkan persamaan angka kompresi (C) :

$$C = \frac{1.5q_c}{P_{o'}}$$

Dengan keterangan :

C = Angka pemampatan (angka kompresibilitas)

q_c = Tahanan konus sondir

$P_{o'}$ = Tekanan efektif overburden rata-rata

Diambil salah satu contoh perhitungan dari data CPT SB-1 :

$$C = \frac{1.5 \times 483.4982}{0.71} = 1018.48$$

Nilai C disubstitusikan ke persamaan Terzaghi untuk penurunan pada lapisan tanah yang ditinjau :

$$S_i = \frac{H}{C} \ln \frac{P_{o'} + \Delta P}{P_{o'}}$$

Dengan keterangan :

S_i = Penurunan akhir (m) dari lapisan setebal H (m)

$P_{o'}$ = Tekanan overburden efektif rata-rata (kN/m^2)

H = Tebal lapisan tanah (m) (digunakan kedalaman tanah 2 meter = 6.56 ft)

Δp = Tegangan vertical tambahan terhadap tekanan pondasi netto (kN/m^2)

$P_{o'}$ = $34.23 \text{ kN/m}^2 = 0.71 \text{ k/ft}^2$

Δp = $290.75 \text{ kN/m}^2 = 6.05 \text{ k/ft}^2$

$$\begin{aligned} S_i &= \frac{H}{C} \ln \frac{P_{o'} + \Delta P}{P_{o'}} \\ &= \frac{6.56}{1018.48} \ln \frac{0.71 + 6.05}{0.71} \\ &= 0.017 \text{ in} = 0.04 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tabel 3.23 Analisi Penurunan Data CPT Pada SB-1

SB-1					
Depth (ft)	qc	qa	C	Si (in)	Si (cm)
0	0	0	0	0	0
0.66	4	0.55	17.19	0.102	0.26
1.31	6	0.82	25.78	0.137	0.35
1.97	9	1.24	38.68	0.137	0.35
2.62	13	1.78	55.87	0.126	0.32
3.28	18	2.47	77.35	0.114	0.29
3.94	34	4.67	146.11	0.072	0.19
4.59	69	9.47	296.52	0.042	0.11
5.25	93	12.77	399.66	0.035	0.09
5.91	168	23.06	721.96	0.022	0.06
6.56	237	32.54	1018.48	0.017	0.04
7.22	298	40.91	1280.62	0.015	0.04
7.87	354	48.60	1521.28	0.014	0.04
8.53	396	54.37	1701.77	0.013	0.03
9.19	446	61.23	1916.64	0.013	0.03

Tabel 3.24 Analisi Penurunan Data CPT Pada SB-2

SB-2					
Depth (ft)	qc	qa	C	Si (in)	Si (cm)
0	0	0	0	0	0
0.66	8	1.10	34.38	0.051	0.13
1.31	18	2.47	77.35	0.046	0.12
1.97	24	3.29	103.14	0.051	0.13
2.62	36	4.94	154.71	0.046	0.12
3.28	28	3.84	120.33	0.073	0.19
3.94	39	5.35	167.60	0.063	0.16
4.59	76	10.43	326.60	0.038	0.10
5.25	112	15.38	481.31	0.029	0.07
5.91	96	13.18	412.55	0.038	0.10
6.56	182	24.99	782.13	0.023	0.06
7.22	241	33.09	1035.67	0.019	0.05
7.87	315	43.25	1353.68	0.016	0.04
8.53	338	46.40	1452.52	0.016	0.04
9.19	387	53.13	1663.09	0.015	0.04
9.84	446	61.23	1916.64	0.014	0.04

Tabel 3.25 Analisa Penurunan Data CPT Pada SB-3

SB-3					
Depth (ft)	qc	qa	C	Si (in)	Si (cm)
0	0	0	0	0	0
0.66	16	2.20	68.76	0.026	0.07
1.31	58	7.96	249.25	0.014	0.04
1.97	98	13.45	421.14	0.013	0.03
2.62	182	24.99	782.13	0.009	0.02
3.28	276	37.89	1186.08	0.007	0.02
3.94	344	47.23	1478.30	0.007	0.02
4.59	398	54.64	1710.36	0.007	0.02
5.25	446	61.23	1916.64	0.007	0.02

Untuk dimensi fondasi 5m x 2.5 m

$$1 \text{ k/ft}^2 = 48.07 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ ft} = 30.48 \text{ cm}$$

$$1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 98.0665 \text{ kN/m}^2 = 2.04 \text{ k/ft}^2$$

Persamaan dalam metode Meyerhof (1965)

$$S_i = \frac{4q}{N}; B \leq 1.2 \text{ m}$$

$$S_i = \frac{6q}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2; B \geq 1.2 \text{ m}$$

Dengan keterangan:

q : intensitas beban dalam (k/ft²) (62.35 kN/m² = 1.3 k/ft²)

B : Lebar Pondasi (ft) (2.5 meter = 8.2 ft)

S_i : Penurunan

N : Jumlah pukulan dalam uji SPT

Karena B ≥ 1.2 m, maka :

$$\begin{aligned}
 S_i &= \frac{6q}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \\
 &= \frac{6 \times 1.3}{34} \cdot \left(\frac{8.2}{8.2+1}\right)^2 \\
 &= 0.18 \text{ in} = 0.46 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dalam pengamatan menunjukkan bahwa hasil penurunan dari hitungan yang telah dilakukan memberikan nilai penurunan yang terlalu aman. Oleh sebab itu, Bowles (1977) menyarankan penyesuaian dalam nilai penurunan yang dianggap lebih mendekati kenyataan.

$$\begin{aligned}
 S_i &= \frac{2.5qn}{N}; B \leq 1.2 \text{ m} \\
 S_i &= \frac{4qn}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2; B \geq 1.2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Keterangan

B = Lebar fondasi (ft) (2.5 meter = 250 cm = 8.20 ft)

qn = Tekanan fondasi netto (k/ft²) (290.75 kN/m³ = 6.05 k/ft²)

S_i = penurunan segera (in)

Karena B ≥ 1.2 m, maka :

$$\begin{aligned}
 S_i &= \frac{4qn}{N} \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \\
 &= \frac{4 \times 6.05}{34} \cdot \left(\frac{8.2}{8.2+1}\right)^2 \\
 &= 0.57 \text{ in} = 1.44 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.26 Analisa Penurunan Data SPT Pada Dimensi Pondasi 5m x 2.5m
(Metode Meyerhof)

BH-1 (Metode Meyerhof)				BH-2 (Metode Meyerhof)			
Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)	Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)
2	34	0.18	0.46	2	24	0.26	0.65
4	49	0.13	0.32	4	42	0.15	0.37
6	51	0.12	0.31	6	45	0.14	0.35
8	52	0.12	0.30	8	45	0.14	0.35
10	52	0.12	0.30	10	47	0.13	0.33
12	54	0.11	0.29	12	53	0.12	0.30
14	55	0.11	0.29	14	54	0.11	0.29
16	55	0.11	0.29	16	55	0.11	0.29
18	57	0.11	0.28	18	56	0.11	0.28
20	59	0.10	0.27	20	57	0.11	0.28
22	60	0.10	0.26	22	57	0.11	0.28
24	60	0.10	0.26	24	60	0.10	0.26
26	60	0.10	0.26	26	60	0.10	0.26
28	60	0.10	0.26	28	60	0.10	0.26
30	60	0.10	0.26	30	60	0.10	0.26
32	60	0.10	0.26	32	60	0.10	0.26
34	60	0.10	0.26	34	60	0.10	0.26
36	60	0.10	0.26	36	60	0.10	0.26
38	60	0.10	0.26	38	60	0.10	0.26
40	60	0.10	0.26	40	60	0.10	0.26

Tabel 3.27 Analisa Penurunan Data SPT Pada Dimensi Pondasi 5m x 2.5m
(Metode Bowles)

BH-1 (Metode Bowles)				BH-2 (Metode Bowles)			
Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)	Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)
2	34	0.57	1.44	2	24	0.80	2.03
4	49	0.39	1.00	4	42	0.46	1.16
6	51	0.38	0.96	6	45	0.43	1.08
8	52	0.37	0.94	8	45	0.43	1.08
10	52	0.37	0.94	10	47	0.41	1.04
12	54	0.36	0.90	12	53	0.36	0.92
14	55	0.35	0.89	14	54	0.36	0.90
16	55	0.35	0.89	16	55	0.35	0.89
18	57	0.34	0.86	18	56	0.34	0.87
20	59	0.33	0.83	20	57	0.34	0.86
22	60	0.32	0.81	22	57	0.34	0.86
24	60	0.32	0.81	24	60	0.32	0.81
26	60	0.32	0.81	26	60	0.32	0.81
28	60	0.32	0.81	28	60	0.32	0.81
30	60	0.32	0.81	30	60	0.32	0.81
32	60	0.32	0.81	32	60	0.32	0.81
34	60	0.32	0.81	34	60	0.32	0.81
36	60	0.32	0.81	36	60	0.32	0.81
38	60	0.32	0.81	38	60	0.32	0.81
40	60	0.32	0.81	40	60	0.32	0.81

Berdasarkan data lapangan Schultze dan Sherif (1973), Diberikan hubungan empiris untuk penurunan pondasi dangkal oleh Meyerhof (1974), dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_i = \frac{q \cdot \sqrt{B}}{2N} \quad ; \text{ Untuk tanah pasir dan kerikil}$$

$$S_i = \frac{q \cdot \sqrt{B}}{N} \quad ; \text{ Untuk tanah pasir berlanau}$$

Dengan keterangan :

S_i = Penurunan

q = Intensitas beban yang diterapkan (k/ft^2) ($62.35 \text{ kN/m}^2 = 1.3 \text{ k/ft}^2$)

B = Lebar Pondasi (ft) (2.5 meter = 250 cm = 8.20 ft)

Diketahui tanah pasir dan kerikil berdasarkan data tanah, maka digunakan:

$$\begin{aligned}
 S_i &= \frac{q \cdot \sqrt{B}}{2N} \\
 &= \frac{1.3 \times \sqrt{8.20}}{2 \times 34} \\
 &= 0.055 \text{ in} = 0.14 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.28 Analisa Penurunan Data SPT Pada Dimensi Pondasi 5m x 2.5m
(Metode Empiris)

BH-1				BH-2			
Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)	Df	N-SPT	Si (in)	Si (cm)
2	34	0.055	0.14	2	24	0.077	0.20
4	49	0.038	0.10	4	42	0.044	0.11
6	51	0.036	0.09	6	45	0.041	0.10
8	52	0.036	0.09	8	45	0.041	0.10
10	52	0.036	0.09	10	47	0.040	0.10
12	54	0.034	0.09	12	53	0.035	0.09
14	55	0.034	0.09	14	54	0.034	0.09
16	55	0.034	0.09	16	55	0.034	0.09
18	57	0.033	0.08	18	56	0.033	0.08
20	59	0.031	0.08	20	57	0.033	0.08
22	60	0.031	0.08	22	57	0.033	0.08
24	60	0.031	0.08	24	60	0.031	0.08
26	60	0.031	0.08	26	60	0.031	0.08
28	60	0.031	0.08	28	60	0.031	0.08
30	60	0.031	0.08	30	60	0.031	0.08
32	60	0.031	0.08	32	60	0.031	0.08
34	60	0.031	0.08	34	60	0.031	0.08
36	60	0.031	0.08	36	60	0.031	0.08
38	60	0.031	0.08	38	60	0.031	0.08
40	60	0.031	0.08	40	60	0.031	0.08

Penurunan segera dari uji penetrasi kerucut statis (sondir)

Untuk penurunan pondasi pada tanah granuler dari hasil uji sondir, De Beer dan Marten (1957) mengusulkan persamaan angka kompresi (C) :

$$C = \frac{1.5q_c}{P_{or}}$$

Dengan keterangan :

C = Angka pemampatan (angka kompresibilitas)

qc = Tahanan konus sondir

Po' = Tekanan efektif overburden rata-rata

Diambil salah satu contoh perhitungan dari data CPT SB-1 :

$$C = \frac{1.5 \times 4 \times 2.04}{0.71} = 17.19$$

Nilai C disubstitusikan ke persamaan Terzaghi untuk penurunan pada lapisan tanah yang ditinjau :

$$S_i = \frac{H}{C} \ln \frac{P_{o'} + \Delta P}{P_{o'}}$$

Dengan keterangan :

Si = Penurunan akhir (m) dari lapisan setebal H (m)

Po' = Tekanan overburden efektif rata-rata (kN/m²)

H = Tebal lapisan tanah (m) (digunakan kedalaman tanah 0.2 meter = 0.66 ft)

Δp = Tegangan vertical tambahan terhadap tekanan pondasi netto (kN/m²)

$$P_{o'} = 34.23 \text{ kN/m}^2 = 0.71 \text{ k/ft}^2$$

$$\Delta p = 290.75 \text{ kN/m}^2 = 6.05 \text{ k/ft}^2$$

$$\begin{aligned} S_i &= \frac{H}{C} \ln \frac{P_{o'} + \Delta P}{P_{o'}} \\ &= \frac{6.56}{17.19 \text{ in}} \ln \frac{0.71 + 6.05}{0.71} \\ &= 0.029 \text{ in} = 0.075 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tabel 3.29 Analisis Penurunan Data CPT Pada SB-1
(Dimensi Pondasi 5m x 2.5m)

Depth (ft)	qc	qa	C	Si (in)	Si (cm)
0	0	0	0	0	0
0.66	4	0.55	17.19	0.102	0.26
1.31	6	0.82	25.78	0.137	0.35
1.97	9	1.24	38.68	0.137	0.35
2.62	13	1.78	55.87	0.126	0.32
3.28	18	2.47	77.35	0.114	0.29
3.94	34	4.67	146.11	0.072	0.19
4.59	69	9.47	296.52	0.042	0.11
5.25	93	12.77	399.66	0.035	0.09
5.91	168	23.06	721.96	0.022	0.06
6.56	237	32.54	1018.48	0.017	0.04
7.22	298	40.91	1280.62	0.015	0.04
7.87	354	48.60	1521.28	0.014	0.04
8.53	396	54.37	1701.77	0.013	0.03
9.19	446	61.23	1916.64	0.013	0.03

Tabel 3.30 Analisi Penurunan Data CPT Pada SB-2
(Dimensi Pondasi 5m x 2.5m)

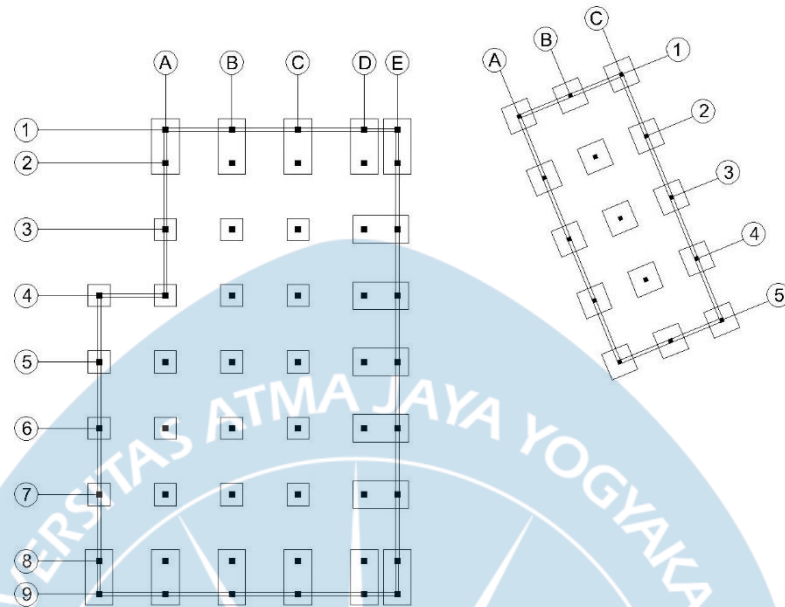
SB-2					
Depth (ft)	qc	qa	C	Si (in)	Si (cm)
0	0	0	0	0	0
0.66	8	1.10	34.38	0.051	0.13
1.31	18	2.47	77.35	0.046	0.12
1.97	24	3.29	103.14	0.051	0.13
2.62	36	4.94	154.71	0.046	0.12
3.28	28	3.84	120.33	0.073	0.19
3.94	39	5.35	167.60	0.063	0.16
4.59	76	10.43	326.60	0.038	0.10
5.25	112	15.38	481.31	0.029	0.07
5.91	96	13.18	412.55	0.038	0.10
6.56	182	24.99	782.13	0.023	0.06
7.22	241	33.09	1035.67	0.019	0.05
7.87	315	43.25	1353.68	0.016	0.04
8.53	338	46.40	1452.52	0.016	0.04
9.19	387	53.13	1663.09	0.015	0.04
9.84	446	61.23	1916.64	0.014	0.04

Tabel 3.31 Analisa Penurunan Data CPT Pada SB-3
(Dimensi Pondasi 5m x 2.5m)

SB-3					
Depth (ft)	qc	qa	C	Si (in)	Si (cm)
0	0	0	0	0	0
0.66	16	2.20	68.76	0.026	0.07
1.31	58	7.96	249.25	0.014	0.04
1.97	98	13.45	421.14	0.013	0.03
2.62	182	24.99	782.13	0.009	0.02
3.28	276	37.89	1186.08	0.007	0.02
3.94	344	47.23	1478.30	0.007	0.02
4.59	398	54.64	1710.36	0.007	0.02
5.25	446	61.23	1916.64	0.007	0.02



3.3. Perancangan Pondasi



Gambar 3.3 Denah pondasi

Pondasi 1 (Dimensi pondasi 2m x 2m)

Data Umum:

Lebar pondasi arah X (B_x) = 2 meter

Lebar pondasi arah Y (B_y) = 2 meter

Tebal Pondasi (h) = 0.6 meter

Lebar kolom arah X (b_x) = 0.5 meter

Lebar kolom arah Y (b_y) = 0.5 meter

Posisi kolom (α_s) = 40

Bahan Konstruksi

Kuat tekan beton (f_c') = 25 MPa

Kuat leleh baja tulangan (f_y) = 420 MPa

Berat beton bertulang (γ_c) = 24 kN/m³

Beban Rencana Fondasi

Gaya aksial akibat beban terfaktor (P_u) = 600 kN

Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 4.7052 kNm

Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 2.8896 kNm

Kontrol Tegangan Tanah

Kedalaman fondasi dari daya dukung Terzaghi diambil pada kedalaman 3 meter

$$D_f = 3 \text{ meter}$$

$$q_a = 407.40898$$

Kontrol tegangan tanah

Luas dasar dari pondasi telapak adalah :

$$\begin{aligned} A &= B_x \times B_y \\ &= 2 \times 2 \\ &= 4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Tahanan terhadap momen arah x :

$$\begin{aligned} W_x &= 1/6 \times B_y \times B_x^2 \\ &= 1/6 \times 2 \times 2^2 \\ &= 1.3334 \end{aligned}$$

Tahanan terhadap momen arah y :

$$\begin{aligned} W_y &= 1/6 \times B_x \times B_y^2 \\ &= 1/6 \times 2 \times 2^2 \\ &= 1.3334 \end{aligned}$$

Tinggi tanah diatas pondasi : $z = D_f - h = 3 - 0.6 = 2.4 \text{ meter}$

Tekanan akibat berat pondasi telapak dan tanah adalah :

$$\begin{aligned} q &= (h \times \gamma_c) + z \times \gamma \\ &= (0.6 \times 24) + 2.40 \times 12.16 = 43.584 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Eksentrisitas pada pondasi dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} e_x &= M_{ux}/P_u \\ &= 4.7052/600 \\ &= 0.0078 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_x/6 &= 2/6 \\ &= 0.3334 \text{ m} \end{aligned}$$

Diisyaratkan $e_x < B_x/6$

$0.0078 < 0.3334$, maka syarat sudah terpenuhi

$$\begin{aligned} e_y &= M_{uy}/P_u \\ &= 2.8896/600 = 0.0048 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_y/6 &= 2/6 \\ &= 0.3334 \text{ m} \end{aligned}$$

Diisyaratkan $e_y < B_y/6$

$0.0048 < 0.334$, maka sudah memenuhi syarat

Tegangan maksimum yang terjadi di dasar pondasi dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_{\max} &= P_u/A + M_{ux}/W_x + M_{uy}/W_y + q \\ &= 600/4 + 4.7052/1.3334 + 2.8896/1.3334 + 43.584 \\ &= 199.280 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Diisyaratkan $q_{\max} < q_a$,

$$199.280 < 407.40898, \text{ maka aman}$$

Tegangan minimum yang terjadi pada dasar pondasi dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_{\min} &= P_u/A - M_{ux}/W_x - M_{uy}/W_y + q \\ &= 600/4 - 4.7052/1.3334 - 2.8896/1.3334 + 43.584 \\ &= 187.888 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Diisyaratkan $q_{\min} > 0$

$$187.888 > 0, \text{ maka tidak terjadi tegangan tarik (aman)}$$

Gaya Geser Pada Footplat

Tinjauan Geser Arah X

$$\begin{aligned} \text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')} &= 0.075 \text{ m} \\ \text{Tebal efektif footplat (d)} &= h - d' \\ &= 0.6 - 0.075 \\ &= 0.525 \text{ m} \\ \text{Jarak bidang kritis terhadap sisi luar footplat (a}_x) &= (B_x - b_x - d)/2 \end{aligned}$$

$$= (2 - 0.5 - 0.525)/2$$

$$= 0.488 \text{ m}$$

Tegangan tanah pada bidang kritis geser arah x (q_x),

$$q_x = q_{\min} + (B_x - a_x)/B_x \times (q_{\max} - q_{\min})$$

$$= 187.888 + (2 - 0.488)/2 \times (199.280 - 187.888)$$

$$= 196.503 \text{ kN/m}^2$$

Gaya geser arah X (V_{ux}),

$$V_{ux} = [q_x + (q_{\max} - q_x) / 2 - q] \times a_x \times B_y$$

$$= [196.503 + (199.280 - 196.503) / 2 - 43.584] \times 0.488 \times 2$$

$$= 150.450 \text{ kN}$$

Luas bidang geser untuk tinjauan arah x (b),

$$b = B_y = 2000 \text{ mm}$$

Ratio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (β_c)

$$\beta_c = B_x/B_y$$

$$= 0.5/0.5$$

$$= 1$$

Kuat geser footplat pada arah x, diambil dari nilai V_c terkecil dan diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 6 \times 10^{-3}$$

$$= [1 + 2 / 1] \times \sqrt{25} \times 2000 \times 525 / 6 \times 10^{-3}$$

$$= 2625 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s \times d/b + 2] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 12 \times 10^{-3}$$

$$= [40 \times 525/2000 + 2] \times \sqrt{25} \times 2000 \times 525 / 12 \times 10^{-3}$$

$$= 5468.75 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 1750 \text{ kN}$$

Maka diambil nilai $V_c = 1750 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0.75

Kuat geser foot plat = $\phi \times V_c$

$$= 0.75 \times 1750$$

$$= 1312.5$$

Syarat yang harus dipenuhi,

Kuat geser footplat \geq Gaya geser arah X

1312.500 > 150.450, Maka dinyatakan aman terhadap gaya geser arah X

Tinjauan Geser Arah Y

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 0.075 m

Tebal Efektif footplat (d) = $h - d'$
= 0.525 m

Jarak bidang kritis terhadap sisi luar footplat (a_y) = $(B_y - b_y - d)/2$
= 0.488 m

Tegangan tanah pada bidang kritis geser arah y (q_y)

$$q_y = q_{\min} + (B_y - a_y) / B_y \times (q_{\max} - q_{\min})$$
$$= 196.503 \text{ kN/m}^2$$

Gaya geser arah Y (v_{uy})

$$V_{uy} = [q_y + (q_{\max} - q_y) / 2 - q] \times a_y \times B_x$$
$$= 150.450 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah Y (b) = $B_y = 2000 \text{ mm}$

Tebal efektif footplat dalam mm (d) = 525 mm

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (β_c) = b_x/b_y
= 1

Kuat geser footplat arah y, diambil nilai V_c terkecil yang diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 6 \times 10^{-3}$$
$$= 2625 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s \times d/b + 2] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 12 \times 10^{-3}$$
$$= 5468.75 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$
$$= 1750 \text{ kN}$$

Maka diambil nilai $V_c = 1750 \text{ kN}$

Faktor reduksi kuat geser (ϕ) = 0.75

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser footplat} &= \phi \times V_c \\ &= 1312.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi,

Kuat geser footplat \geq gaya geser arah Y

1312.5 > 150.450, maka dinyatakan aman terhadap gaya geser arah Y

Tinjauan Geser Dua Arah

$$\begin{aligned} \text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')} &= 0.075 \text{ m} \\ \text{Tebal efektif footplat (d)} &= h - d' \\ &= 0.525 \text{ m} \\ \text{Lebar bidang geser pons arah x (c}_x\text{)} &= b_x + 2 \times d \\ &= 1.550 \text{ m} \\ \text{Lebar bidang geser pons arah y (c}_y\text{)} &= b_y + 2 \times d \\ &= 1.550 \text{ m} \\ \text{Gaya pons yang terjadi (V}_{up}\text{)} & \\ V_{up} &= (B_x \times B_y - c_x \times c_y) \times [(q_{max} + q_{min}) / 2 - q] \\ &= 239.625 \text{ kN} \\ \text{Luas bidang geser pons (A}_p\text{)} &= 2 \times (c_x + c_y) \times d \\ &= 3.255 \text{ m}^2 \\ \text{Lebar bidang geser pons (b}_p\text{)} &= 2 \times (c_x + c_y) \\ &= 6.2 \text{ m} \\ \text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (\beta}_c\text{)} &= b_x / b_y \\ &= 1 \end{aligned}$$

Tegangan geser pons diambil dari nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} f_p &= [1 + 2 / \phi_c] \times \sqrt{f_c'} / 6 \\ &= 2.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= [\phi_s \times d / b_p + 2] \times \sqrt{f_c'} / 12 \\ &= 2.245 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= 1 / 3 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 1.667 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan geser pons yang disyaratkan (f_p) = 1.667 MPa

Faktor reduksi kekuatan geser pons ($\phi\phi$) = 0.75

$$\begin{aligned}
\text{Kuat geser pons} &= \phi \phi V_{np} \\
&= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\
&= 4065.75 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

Kuat geser pons \geq gaya geser pons yang terjadi

4068.75 > 293.63, maka aman

Kuat geser pons \geq gaya aksial akibat beban terfaktor

4068.75 > 600, maka aman

Penulangan Footplat

Tulangan Lentur Arah X

$$\begin{aligned}
\text{Jarak tepi kolom terhadap sisi luar foot plat (} a_x \text{)} &= (B_x - b_x)/2 \\
&= 0.75 \text{ m}
\end{aligned}$$

Tegangan tanah pada tepi kolom (q_x)

$$\begin{aligned}
q_x &= q_{\min} + (B_x - a_x) / B_x \times (q_{\max} - q_{\min}) \\
&= 195.008 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada plat pondasi akibat tegangan tanah (M_{ux})

$$\begin{aligned}
M_{ux} &= 1/2 \times a_x^2 \times [q_x + 2/3 \times (q_{\max} - q_x) - q] \times B_y \\
&= 86.778 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\text{Lebar plat fondasi yang ditinjau dalam mm (} b \text{)} = B_y = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat fondasi dalam mm (} h \text{)} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (} d' \text{)} = 75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tebal efektif plat (} d \text{)} &= h - d' \\
&= 525 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\text{Kuat tekan beton (} f_c' \text{)} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan (} f_y \text{)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (} E_s \text{)} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton (} \phi_1 \text{)} = 0.85$$

$$\phi_b = \phi_1 \times 0.85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y)$$

$$\phi_b = 0.0253$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur (} \phi \text{)} = 0.80$$

$$R_{\max} = 0.75 \times \phi_b \times f_y \times [1 - 1/2 \times 0.75 \times \phi_b \times f_y / (0.85 \times f_c')]$$

$$R_{\max} = 6.475$$

$$M_n = M_{ux} / \phi$$

$$M_n = 108.473 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2)$$

$$R_n = 0.1968$$

$$R_n < R_{max} \text{ (OK)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\phi = 0.85 \times f_c' / f_y \times [1 - \phi \{1 - 2 \times R_n / (0.85 \times f_c')\}]$$

$$\phi = 0.0005$$

$$\text{Rasio tulangan minimum } (\phi_{min}) = 0.0025$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan } (\phi) = 0.0025$$

$$\text{Luas tulangan yang diperlukan } (A_s) = \phi \times b \times d$$

$$= 2625 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} = D19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan } (s) = \phi / 4 \times D^2 \times b / A_s$$

$$= 216 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan maksimum } (s_{max}) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan yang digunakan } (s) = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D19 – 200

$$\text{Luas tulangan terpakai } (A_s) = \phi / 4 \times D^2 \times b / s$$

$$= 2835.29 \text{ mm}^2$$

Tulangan Lentur Arah Y

$$\text{Jarak tepi kolom terhadap sisi luar foot plat } (a_y) = (B_y - b_y) / 2$$

$$= 0.75 \text{ m}$$

Tegangan tanah pada tepi kolom (q_x)

$$q_x = q_{min} + (B_y - a_y) / B_y \times (q_{max} - q_{min})$$

$$= 195.008 \text{ kN/m}^2$$

Momen yang terjadi pada plat pondasi akibat tegangan tanah (M_{uy})

$$M_{uy} = 1/2 \times a_y^2 \times [q_y + 2/3 \times (q_{max} - q_y) - q] \times B_x$$

$$= 86.778 \text{ kNm}$$

$$\text{Lebar plat fondasi yang ditinjau dalam mm } (b) = B_x = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat fondasi dalam mm } (h) = 600 \text{ mm}$$

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 75 mm

Tebal efektif plat (d) = $h - d'$
= 525 mm

Kuat tekan beton (f_c') = 25 MPa

Kuat leleh baja tulangan (f_y) = 420 MPa

Modulus elastisitas baja (E_s) = 200000 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0.85

$\beta_b = \beta_1 \times 0.85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y)$
 $\beta_b = 0.0253$

Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0.80

$R_{max} = 0.75 \times \beta_b \times f_y \times [1 - 1/2 \times 0.75 \times \beta_b \times f_y / (0.85 \times f_c')]$
 $R_{max} = 6.475$

$M_n = M_{uy} / \phi$
 $M_n = 108.473 \text{ kNm}$

$R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2)$
 $R_n = 0.1968$

$R_n < R_{max}$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan

$\phi = 0.85 \times f_c' / f_y \times [1 - \phi \{1 - 2 \times R_n / (0.85 \times f_c')\}]$
 $\phi = 0.0005$

Rasio tulangan minimum (ϕ_{min}) = 0.0025

Rasio tulangan yang digunakan (ϕ) = 0.0025

Luas tulangan yang diperlukan (A_s) = $\phi \times b \times d$
= 2625 mm²

Diameter tulangan yang digunakan = D19 mm

Jarak tulangan yang diperlukan (s) = $\phi / 4 \times D^2 \times b / A_s$
= 216 mm

Jarak tulangan maksimum (s_{max}) = 200 mm

Jarak tulangan yang digunakan (s) = 200 mm

Digunakan tulangan D19 – 200

Luas tulangan terpakai (A_s) = $\phi / 4 \times D^2 \times b / s$
= 2835.29 mm²

Tulangan Susut

Rasio tulangan susut minimum (ρ_{smin})	= 0.0014
Luas tulangan susut arah x (A_{sx})	= $\rho_{smin} \times d \times B_x$ = 1470 mm ²
Luas tulangan susut arah y (A_{sy})	= $\rho_{smin} \times d \times B_y$ = 1470 mm ²
Diameter tulangan yang digunakan (ϕ)	= 13 mm
Jarak tulangan susut arah x (S_x)	= $\phi / 4 \times \phi^2 \times B_y / A_{sx}$ = 181 mm
Jarak tulangan susut maksimum arah x	= 200 mm
Jarak tulangan susut arah x yang digunakan	= 200 mm
Jarak tulangan susut arah y (S_y)	= $\phi / 4 \times \phi^2 \times B_x / A_{sy}$ = 181 mm
Jarak tulangan susut maksimum arah y	= 200 mm
Jarak tulangan susut arah y yang digunakan	= 200 mm
Digunakan tulangan susut arah x	= $\phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi$
Digunakan tulangan susut arah y	= $\phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi \phi$

Pondasi 2 (Dimensi pondasi 5m x 2.5m)

Data umum:

Lebar pondasi arah X (Bx) = 2.5 meter

Lebar pondasi arah Y (By) = 5 meter

Tebal Pondasi (h) = 0.6 meter

Lebar kolom arah X (bx) = 0.5 meter

Lebar kolom arah Y (by) = 0.5 meter

Posisi kolom (α_s) = 40

Bahan Konstruksi

Kuat tekan beton (f_c') = 25 MPa

Kuat leleh baja tulangan (f_y) = 420 MPa

Berat beton bertulang (γ_c) = 24 kN/m³

Beban Rencana Fondasi

Gaya aksial akibat beban terfaktor (P_u) = 1200 kN

Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 18.9036 kNm

Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 16.1902 kNm

Kontrol tegangan tanah

Luas dasar footplate :

$$A = B_x \times B_y$$

$$= 2.5 \times 5$$

$$= 12.5 \text{ m}$$

Tahanan momen arah x :

$$W_x = 1/6 \times B_y \times B_x^2$$

$$= 1/6 \times 5 \times 2.5^2$$

$$= 5.2083$$

Tahanan momen arah y :

$$W_y = 1/6 \times B_x \times B_y^2$$

$$= 1/6 \times 2.5 \times 5^2$$
$$= 10.4167$$

Tinggi tanah diatas footplate :

$$z = D_f - h$$
$$= 3 - 0.6$$
$$= 2.4$$

Tekanan akibat berat footplate dan tanah :

$$q = h \times \gamma_c + z \times \gamma$$
$$= 3 \times 24 + 2.4 \times 12.16$$
$$= 43.548$$

Eksentrisitas yang terjadi pada pondasi dihitung sebagai berikut :

$$e_x = M_{ux}/P_u$$
$$= 18.9036/1200$$
$$= 0.0158 \text{ m}$$

$$B_x/6 = 2.5/6$$
$$= 0.4167 \text{ m}$$

Diisyaratkan $e_x < B_x/6$

$0.0158 < 0.4167$, maka telah memenuhi syarat

$$e_y = M_{uy}/P_u$$
$$= 16.1902/1200$$
$$= 0.0135 \text{ m}$$

$$B_y/6 = 5/6$$
$$= 0.8334 \text{ m}$$

Diisyaratkan $e_y < B_y/6$

$0.0135 < 0.8334$, maka telah memenuhi syarat

Perhitungan tegangan maksimum yang terjadi pada dasar pondasi :

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= Pu/A + M_{ux}/W_x + M_{uy}/W_y + q \\
 &= 1200/12.5 + 18.9036/5.2083 + 16.1902/10.4167 + 43.548 \\
 &= 144.768
 \end{aligned}$$

Diisyaratkan $q_{\max} < q_a$

$$144.768 < 407.40898, \text{ maka telah memenuhi syarat aman}$$

Perhitungan tegangan minimum yang terjadi pada dasar pondasi :

$$\begin{aligned}
 q_{\min} &= Pu/A - M_{ux}/W_x - M_{uy}/W_y + q \\
 &= 1200/12.5 - 18.9036/5.2083 - 16.1902/10.4167 - 43.548 \\
 &= 134.400
 \end{aligned}$$

Diisyaratkan $q_{\min} > 0$

$$134.400 > 0, \text{ maka diketahui tidak terjadi tegangan tarik (aman)}$$

Gaya Geser Pada Footplat

Tinjauan Geser Arah X

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 0.075 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efektif footplat (d)} &= h - d' \\
 &= 0.525 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak bidang kritis terhadap sisi luar footplat (a}_x) &= (B_x - b_x - d)/2 \\
 &= 0.738 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tegangan tanah pada bidang kritis geser x (q_x)

$$\begin{aligned}
 q_x &= q_{\min} + (B_x - a_x)/B_x \times (q_{\max} - q_{\min}) \\
 &= 141.709 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya Geser pada arah X (V_{ux})

$$\begin{aligned}
 V_{ux} &= [q_x + (q_{\max} - q_x)/2 - q] \times a_x \times B_y \\
 &= 367.476
 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x dalam mm (b)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif footplat dalam mm (d)} = 525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (}\square\text{c)} &= b_x/b_y \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Kuat geser footplat arah x, diambil dari nilai V_c yang diperoleh dari persamaan

sebagai berikut :

$$V_c = [1 + 2/\phi_c] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 6 \times 10^{-3}$$
$$= 6562.5 \text{ kN}$$

$$V_c = [\phi_s \times d / b + 2] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 12 \times 10^{-3}$$
$$= 6781.25 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$
$$= 4375 \text{ kN}$$

$$\text{Diambil kuat geser footplat (} V_c \text{)} = 4375 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser (} \phi \text{)} = 0.75$$

$$\text{Kuat geser footplat} = \phi \phi \times V_c$$
$$= 3281.25 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

Kuat geser footplat \geq gaya geser pada arah X

$3281.250 > 367.476$, maka aman (OK)

Tinjauan Geser Arah Y

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (} d' \text{)} = 0.075 \text{ m}$$

$$\text{Tebal efektif footplat (} d \text{)} = h - d'$$
$$= 0.525 \text{ m}$$

$$\text{Jarak bidang kritis terhadap sisi luar footplat (} a_y \text{)} = (B_y - b_y - d)/2$$
$$= 1.988 \text{ m}$$

Tegangan tanah pada bidang kritis geser x (q_y)

$$q_x = q_{\min} + (B_y - a_y)/B_y \times (q_{\max} - q_{\min})$$
$$= 140.647 \text{ kN/m}^2$$

Gaya Geser pada arah y (V_{uy})

$$V_{uy} = [q_y + (q_{\max} - q_y)/2 - q] \times a_y \times B_x$$
$$= 492.518$$

$$\text{Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x dalam mm (} b \text{)} = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif footplat dalam mm (} d \text{)} = 525 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (} \phi_c \text{)} = b_x/b_y$$
$$= 1$$

Kuat geser footplat arah x, diambil dari nilai V_c yang diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$V_c = [1 + 2 / \phi c] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 6 \times 10^{-3}$$

$$= 3281.25 \text{ kN}$$

$$V_c = [\phi s \times d / b + 2] \times \sqrt{f_c'} \times b \times d / 12 \times 10^{-3}$$

$$= 5687.5 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 2187.5 \text{ kN}$$

Diambil kuat geser footplat (V_c) = 2187.5 kN

Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0.75

Kuat geser footplat = $\phi \phi \times V_c$

$$= 1640.625 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi :

Kuat geser footplat \geq gaya geser pada arah X

1640.625 > 367.476, maka aman (OK)

Tinjauan Geser Dua Arah

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 0.075 m

Tebal efektif footplat (d) = $h - d'$

$$= 0.525 \text{ m}$$

Lebar bidang geser pons arah x (c_x) = $b_x + 2 \times d$

$$= 1.550 \text{ m}$$

Lebar bidang geser pons arah y (c_y) = $b_y + 2 \times d$

$$= 1.550 \text{ m}$$

Gaya geser pons yang terjadi (V_{up})

$$V_{up} = (B_x \times B_y - c_x \times c_y) \times [(q_{max} + q_{min})/2 - q]$$

$$= 969.360 \text{ kN}$$

Luas bidang geser pons (A_p) = $2 \times (c_x + c_y) \times d$

$$= 3.255 \text{ m}^2$$

Lebar bidang geser pons (b_p) = $2 \times (C_x + C_y)$

$$= 6.2 \text{ m}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (ϕc) = b_x/b_y

$$= 1$$

Tegangan pons diambil dari nilai tekecil dari f_p yang diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$F_p = [1 + 2 / \phi_c] \times \sqrt{f_c'} / 6$$

$$= 2.5 \text{ MPa}$$

$$F_p = [\phi_s \times d/b_p + 2] \times \sqrt{f_c'} / 12$$

$$= 2.245 \text{ MPa}$$

$$F_p = 1/3 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 1.667 \text{ MPa}$$

Tegangan geser pons yang diisyaratkan = 1.667 Mpa

Faktor reduksi kekuatan geser pons (ϕ) = 0.75

$$\text{Kuat geser pons} = \phi \phi_c \times V_{np}$$

$$= \phi \phi_c \times A_p \times f_p \times 10^3$$

$$= 4068.75 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

Kuat geser pons \geq gaya geser pons yang terjadi

4068.75 > 969.36, maka aman (OK)

Kuat geser pons \geq gaya aksial akibat beban terfaktor

4068.75 > 1200, maka aman (OK)

Penulangan Footplat

Tulangan Lentur Arah X

$$\text{Jarak tepi kolom terhadap sisi luar footplat } (a_x) = (B_x - b_x)/2$$

$$= 1 \text{ m}$$

Tegangan tanah pada tepi kolom (q_x)

$$q_x = q_{\min} + (B_x - a_x)/B_x \times (q_{\max} - q_{\min})$$

$$= 140.621 \text{ kN/m}^2$$

Momen yang terjadi pada plat fondasi akibat tegangan tanah (M_{ux})

$$M_{ux} = \frac{1}{2} \times a_x^2 \times [q_x + \frac{2}{3} \times (q_{\max} - q_x) - q] \times B_y$$

$$= 249.504 \text{ kNm}$$

$$\text{Lebar plat fondasi yang ditinjau } (b) = B_y = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat fondasi } (h) = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton } (d') = 75 \text{ mm}$$

Tebal efektif plat (d)	= h – d'
	= 525 mm
Kuat tekan beton (f _c ')	= 25 MPa
Kuat leleh baja tulangan (f _y)	= 420 MPa
Modulus elastisitas baja (E _s)	= 200000 MPa
Faktor distribusi tegangan beton (β ₁)	= 0.85

$$\beta_b = \beta_1 \times 0.85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y)$$

$$= 0.0253$$

Faktor reduksi kekuatan lentur (φ)	= 0.8
------------------------------------	-------

$$R_{max} = 0.75 \times \beta_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \beta_b \times f_y / (0.85 \times f_c')]$$

$$= 6.475$$

$$M_n = M_{ux} / \phi$$

$$= 311.879 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d^2)$$

$$= 0.2263$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{OK})$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho_{req} = 0.85 \times f_c' / f_y \times [1 - \phi \{1 - 2 \times R_n / (0.85 \times f_c')\}]$$

$$= 0.005$$

Rasio tulangan minimum (ρ _{min})	= 0.0025
--	----------

Rasio tulangan yang digunakan	= 0.0025
-------------------------------	----------

Luas tulangan yang diperlukan (A _s)	= ρ × b × d
---	-------------

$$= 6562.5 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan	= D19 mm
----------------------------------	----------

Jarak tulangan yang diperlukan (s)	= φ/4 × D ² × b/A _s
------------------------------------	---

$$= 216 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (s _{max})	= 200 mm
---	----------

Jarak tulangan yang digunakan	= 200 mm
-------------------------------	----------

Digunakan tulangan D19 – 200

Luas tulangan yang terpakai (A _s)	= φ/4 × D ² × b/s
---	------------------------------

$$= 7088.22 \text{ mm}^2$$

Tulangan Lentur Arah Y

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi kolom terhadap sisi luar footplat } (a_y) &= (B_y - b_y)/2 \\ &= 2.250 \text{ m} \end{aligned}$$

Tegangan tanah pada tepi kolom (q_y)

$$\begin{aligned} q_y &= q_{\min} + (B_y - a_y)/B_y \times (q_{\max} - q_{\min}) \\ &= 140.102 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada plat fondasi akibat tegangan tanah (M_{uy})

$$\begin{aligned} M_{uy} &= \frac{1}{2} \times a_y^2 \times [q_y + \frac{2}{3} \times (q_{\max} - q_x) - q] \times B_x \\ &= 1260.925 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar plat fondasi yang ditinjau } (b) = B_x = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat fondasi } (h) = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton } (d') = 75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif plat } (d) &= h - d' \\ &= 525 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c') = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } (\beta_1) = 0.85$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0.85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\ &= 0.0253 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\phi) = 0.8$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times f_y / (0.85 \times f_c')] \\ &= 6.475 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_{uy} / \phi \\ &= 1576.156 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times 10^6 / (b \times d^2) \\ &= 2.2874 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{\max} \quad (\text{OK})$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho_{\text{diperlukan}} &= 0.85 \times f_c' / f_y \times [1 - \phi \{1 - 2 \times R_n / (0.85 \times f_c')\}] \\ &= 0.0058 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio tulangan minimum } (\rho_{\min}) = 0.0025$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan} = 0.0058$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperlukan (A}_s) &= \rho \times b \times d \\ &= 7580.80 \text{ mm}^2 \\ \text{Diameter tulangan yang digunakan} &= D19 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan yang diperlukan (s)} &= \rho/4 \times D^2 \times b/A_s \\ &= 94 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan maksimum (s}_{\max}) &= 200 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan yang digunakan} &= 100 \text{ mm} \\ \text{Digunakan tulangan D19 – 100} \\ \text{Luas tulangan yang terpakai (A}_s) &= \rho/4 \times D^2 \times b/s \\ &= 7088.22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan susut minimum (}\rho_{\text{smin}}) &= 0.0014 \\ \text{Luas tulangan susut arah x (A}_{sx}) &= \rho_{\text{smin}} \times d \times B_x \\ &= 1838 \text{ mm}^2 \\ \text{Luas tulangan susut arah y (A}_{sy}) &= \rho_{\text{smin}} \times d \times B_y \\ &= 3675 \text{ mm}^2 \\ \text{Diameter tulangan yang digunakan} &= \rho 13 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan susut arah x (S}_x) &= \rho/4 \times \rho^2 \times B_y/A_{sx} \\ &= 361 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan susut maksimum arah x} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan susut arah x yang digunakan} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan susut arah y (S}_y) &= \rho/4 \times \rho^2 \times B_x/A_{sy} \\ &= 181 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan susut maksimum arah y} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan susut arah y yang digunakan} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Digunakan tulangan susut arah X} &= \rho 13 – 200 \\ \text{Digunakan tulangan susut arah Y} &= \rho 13 – 200 \end{aligned}$$