

BAB III

PERANCANGAN GEOTEKNIK

3.1 Data Umum Perancangan

Perancangan geoteknik merupakan hal yang perlu dilakukan dalam merencanakan sebuah bangunan. Dalam merencanakan struktur bawah dari *Co-Working Space* dengan Pendekatan *Healthy Building*, membutuhkan analisis geoteknik untuk mengetahui kekuatan tanah yang berhubungan dengan kemampuan tanah dalam menahan beban bangunan di atasnya. Selain itu, analisis geoteknik dilakukan untuk mengetahui penurunan fondasi, dan potensi likuifaksi yang dapat terjadi pada kondisi tanah pasir. Analisis geoteknik dapat dilakukan menggunakan hasil pengujian lapangan dan pengujian laboratorium.

Hasil dari analisis geoteknik dalam perancangan bangunan ini menggunakan metode *Cone Penetration Test* untuk pengujian lapangan yang didasarkan SNI 2847-2008 dan metode *Standard Penetration Test* untuk pengujian laboratorium yang didasarkan kepada SNI 4153-2008. Kedua uji lapangan maupun laboratorium harus dilakukan dikarenakan hasil dari kedua pengujian ini berkaitan satu dengan lainnya. Menurut Julita, Mohammad dan Suradji (2021) mengatakan bahwa korelasi nilai CPT dan SPT dapat dilihat dari besarnya nilai q_c untuk CPT dan dibandingkan dengan nilai N dari SPT sehingga berhubungan dari nilai koefisien (r) yang dihasilkan. Selanjutnya berdasarkan penelitian Basoka (2020), perbedaan hasil pengujian daya dukung tanah untuk CPT dan SPT berkisar antara 10.4 – 16.3%, hal ini berdampak kepada kedua hasil pengukuran yang mendukung satu sama lainnya.

Denah penempatan dan pengujian CPT dan SPT pada bangunan *Co-Working Space* dengan Pendekatan *Healthy Building* dapat dilihat melalui gambar 3.1. Penempatan lokasi pengujian tersebut sudah sesuai dengan tabel 3.1 pada SNI 8460-2017 untuk kategori gedung kurang dari 4 lantai. Setelah diuji dan diterpetasi, maka penyusunan jenis tanah juga dapat dilihat melalui gambar 3.2.

Tabel 3. 1 Titik lokasi penempatan uji CPT dan SPT

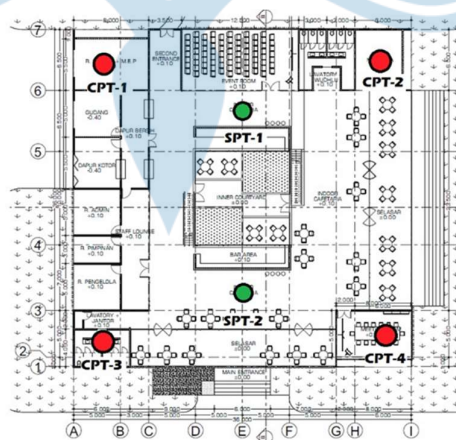
Jenis Struktur	Jumlah Minimum Penyelidikan Tanah
Gedung tinggi 8 lantai ke atas	- Satu titik setiap 300 m ² dalam pola grid dengan jarak 10 m sampai 30 m dengan minimum 3 titik per blok menara.

Lanjutan Tabel 3.1

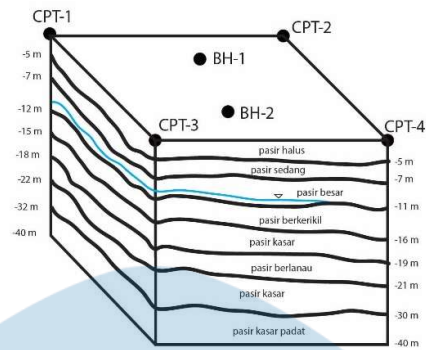
Jenis Struktur	Jumlah Minimum Penyelidikan Tanah
	<ul style="list-style-type: none"> - Dalam hal beberapa menara terletak berdekatan, dijadikan satu kesatuan dan digunakan kaidah yang sama. - Tambah titik apabila hasil investigasi menunjukkan anomali lapisan tanah
Gedung dengan 4 sampai dengan 7 lantai	<ul style="list-style-type: none"> - Satu titik setiap 400 m² dalam pola grid dengan jarak 15 m sampai 40 m dengan minimum 2 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
Gedung kurang dari 4 lantai atau bangunan pabrik (di luar rumah tinggal)	<ul style="list-style-type: none"> - Satu titik setiap 600 m² 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
Bangunan kurang dari 4 lantai dengan tapak sangat luas > 25.000m ²	<ul style="list-style-type: none"> - Satu titik setiap 2500 m² dalam pola grid dengan jarak 50 m sampai 100 m. - Tambah titik untuk dapat menghasilkan potongan tanah pada orientasi.
Struktur memanjang (jalan raya, rel kereta, kanal, tanggul, <i>runway</i> dan <i>taxiway</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Satu titik per 50 sampai 200 m, kecuali <i>runway/taxiway</i> jarak maksimum dibatasi 100 m. Jarak yang besar dapat dipakai pada investigasi awal. - Tambah titik di antaranya apabila hasil investigasi awal menunjukkan adanya variasi tanah yang perlu diinvestigasi lebih detail.
Terowongan transportasi	<ul style="list-style-type: none"> - Satu titik setiap 10 sampai 75m pada daerah pemukiman dan 20 sampai - 200 m pada daerah terbuka. Jarak yang besar dapat dipakai pada - investigasi awal. - Tambah titik di antaranya apabila hasil investigasi awal menunjukkan adanya variasi tanah yang perlu diinvestigasi lebih detail. - Pada setiap portal minimum 1 titik.
Besmen dan/atau dinding penahan tanah - Tinggi < 6m - Tinggi ≥ 6m	<ul style="list-style-type: none"> - 1 titik setiap 15 sampai 40m - 1 titik setiap 10 sampai 30m

Lanjutan Tabel 3.1

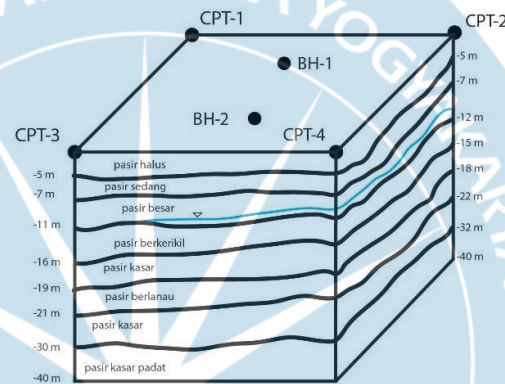
Jenis Struktur	Jumlah Minimum Penyelidikan Tanah
Jembatan	<ul style="list-style-type: none"> - Untuk jembatan konvensional dengan bentang < 50 m: minimum 1 titik pada tiap abutmen dan pilar per 2 lajur lalu lintas - Untuk jembatan khusus dengan bentang ≥ 50 m atau jembatan di laut: ditentukan oleh tenaga ahli geoteknik
Konstruksi Khusus (menara, fondasi mesin berat, tangki)	1 per 300 m ² tapak konstruksi, dengan minimum 1 titik.
Bendungan besar	<ul style="list-style-type: none"> - Pada tahap perencanaan awal, minimum 5 titik, 3 pada sumbu bendungan dan 2 titik, masing-masing di hulu dan hilir - Pada tahap perencanaan detail, penambahan titik bor disesuaikan kondisi geologi yang ditemukan pada penyelidikan tahap perencanaan. Minimum 1 titik setiap 50 m sepanjang sumbu dam - Tambahkan titik pada pintu air, terowongan pengelak, <i>spillway</i>, outlet, <i>power house</i> dll.
Sabilitas lereng, galian dalam, dan timbunan tinggi dengan ketinggian > 6m untuk tanah normal dan > 3m pada tanah lunak	<ul style="list-style-type: none"> - 3-5 titik pada potongan kritis untuk menghasilkan model untuk dilakukan analisis. Jumlah potongan kritis tergantung tingkat masalah stabilitas. - Untuk kelongsoran yang masih aktif, minimum satu titik pada sisi atas lereng yang longsor.
Reklamasi (SNI 8460:2017)	1 per 1000 m ² luas timbunan



Gambar 3. 1 Titik lokasi penempatan uji CPT dan SPT



Gambar 3. 2 Distribusi kedalaman jenis tanah dan *groundwater* (Tampak A)



Gambar 3. 3 Distribusi kedalaman jenis tanah dan *groundwater* (Tampak B)

3.1.1 Hasil Pengujian Standard Penetration Test (SPT)

Pada lokasi pembangunan Co-Working Space dengan Pendekatan *Healthy Building*, diambil data tanah dari 2 titik yang ditinjau. Berikut tabel hasil pengujian SPT pada bor log-1 (BH-1) dan bor log-2 (BH-2).

Tabel 3. 2 Hasil pengujian SPT

Kedalaman (m)	Deskripsi Jenis Tanah
0-7	Pasir Sedang (abu-abu)
7-12	Pasir Kasar (abu-abu)
12-15,5	Pasir Berkerikil (abu-abu)
15,5-18	Pasir Kasar (abu-abu)
18-22	Pasir Berlanau (abu-abu)
22-32	Pasir Kasar (abu-abu)
32-40	Pasir Kasar Padat (abu-abu)

3.1.2 Hasil Pengujian Laboratorium

Pengujian laboratorium dilakukan pada 2 sampel tanah dari masing-masing bor log dari tabung tanah tidak terganggu (*undisturbed sample*). Pengujian meliputi sifat-sifat fisik tanah, seperti kadar air dan berat jenis, serta sifat-sifat mekanik tanah yang dilakukan dengan pengujian geser langsung.

Tabel 3. 3 Hasil pengujian laboratorium

Titik	Kedalaman (m)	Kadar Air (%)	Berat Jenis (G)	γ_b (gr/cm ³)	γ_k (gr/cm ³)	Pengujian Geser Langsung	
						c (kg/cm ²)	Θ°
BH -1	5,00	25,46	2,75	1,62	1,30	0,01	17,22
	10,00	17,75	2,70	1,59	1,35	0,00	23,89
BH -2	5,00	25,70	2,81	1,61	1,28	0,00	24,40
	10,00	13,81	2,72	1,62	1,43	0,01	25,91

3.1.3 Kuat Geser Tanah

Keruntuhan geser (*shear failure*) tanah terjadi karena adanya gerak relatif antara butir-butir tanah. Menurut Mohr (1990) keruntuhan pada suatu material, dalam hal ini tanah, disebabkan oleh kombinasi kritis dari tegangan normal dan kritis yang dialami suatu material. Hubungan antara tegangan normal dan geser dapat dinyatakan dengan rumus :

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Rumus garis keruntuhan (*failure envelope*) dapat dijelaskan lebih lanjut melalui persamaan ini :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Untuk tanah jenuh air, tegangan normal total pada titik tersebut adalah penjumlahan dari tegangan efektif (σ') dan tekanan air pori (u) atau dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Keterangan:

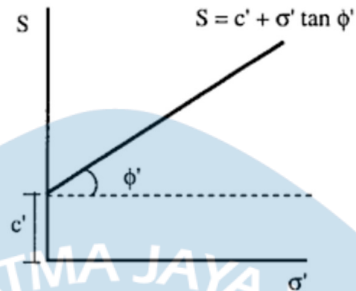
τ_f = Kekuatan geser tanah

u = Tekanan air pori

σ = Tegangan total

σ' = Tegangan efektif

- φ = Sudut geser dalam efektif
 c' = Kohesi



Gambar 3. 4 Ilustrasi grafik teori Mohr (1990)

Berikut merupakan contoh perhitungan kuat geser tanah pada fondasi dengan kedalaman 3.5 m, yang ditinjau dari hasil SPT BH-1 pada kedalaman (z) 5 meter :

$$\begin{aligned}
 c' &= 0,01 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kg/m}^2 \\
 \gamma_b &= 1,62 \text{ gr/cm}^3 = 1620 \text{ kg/m}^3 \\
 \varphi' &= 17,22^\circ \\
 \sigma' &= \sigma - u = (\gamma_b \times z) - (\gamma_w \times z) = (\gamma_b - 1000) \times z \text{ dengan } [\gamma_w = \\
 &1000 \text{ kgf/m}^3] \\
 &= (\gamma_b - 1000) \times z = (1620 - 1000) \times 5 = 3100 \\
 \tau_f &= c' + \sigma' \tan \varphi' \\
 &= 1060,7962 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa kuat geser tanah pada lokasi pembangunan *Co-Working Space* dengan Pendekatan *Healthy Building* sebesar 1060,7962 kg/m².

3.2 Daya Dukung Fondasi

Pada perhitungan kapasitas dukung fondasi dangkal, dilakukan analisis dengan menggunakan kondisi beban aksial dengan data SPT. Menurut Terzaghi (1943), analisis daya dukung fondasi dangkal bujur sangkar dapat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$q_u = 1,3cN_c + D_f\gamma N_q + 0,4B\gamma N_\gamma$$

Keterangan:

- q_u = Kapasitas dukung ijin netto dengan nilai SPT
 c = Kohesi

D_f = Kedalaman fondasi (m)
 $B\gamma$ = Dimensi fondasi
 N_c, N_q, N_γ = Nilai faktor daya dukung Terzaghi

Perhitungan daya dukung fondasi dangkal dapat dilihat pada contoh di bawah ini:

Diketahui data pengujian tanah SPT BH-1 pada kedalaman 3,5 m, didapatkan berat jenis tanah $\gamma = 1620 \text{ kg/m}^3$, kohesi (c') = 0, sudut gesek dalam (ϕ) = $17,22^\circ$. Direncanakan fondasi dangkal dengan ukuran 2 m×2 m, hitunglah daya dukung fondasi tersebut.

$$\begin{aligned}
 D_f &= 3,5 \text{ m} \\
 c' &= 0 \\
 \phi &= 17,22^\circ, \text{ diperoleh nilai } N_c = 14,71; N_q = 5,579; \text{ dan } N_\gamma = 2,27 \\
 SF &= 3 \\
 q &= 3,5 \times 1620 \\
 &= 5670 \\
 q_{all} &= 1,3cN_c + D_f\gamma N_q + 0,4B\gamma N_\gamma \\
 &= 1,3 \times 0 \times 14,71 + 5670 \times 5,579 + 0,4 \times 1620 \times 1,3 \times 2,27 \\
 &= 33549,88 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 335,4988 \text{ kN/m}^2 \\
 q_u &= \frac{335,4988}{3} \\
 &= 111,8329 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban bangunan yang bekerja} &= 1160,18 \text{ kN} \\
 \text{Berat jenis beton} &= 24 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{all} &= 335,4988 - (3,5 \times 24) \\
 &= 251,4988 \text{ kN/m}^2 \\
 A_{perlu} &= \frac{1160,18}{251,4988} = 4,61 \text{ m}^2 \\
 B_x = B_y &= \sqrt{4,61} = 2,1478 \text{ m}^2 \\
 \text{Momen di dasar fondasi} &= 508,9981 \text{ kNm} \\
 \text{Beban vertikal} &= 1160,18 \text{ kN} \\
 \text{Eksentrisitas} &= \frac{508,9981}{1160,18} = 0,4387
 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan} = \frac{2 \times 1160,18}{3 \times 2,1478 \times \left(\frac{2,1478}{2} - 0,4387\right)} = 566,9485 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} 1,2 Q_{\text{nett}} &= 1,2 \times 251,4988 \\ &= 301,7986 \end{aligned}$$

Karena Tegangan > 1,2 Q_{nett}, maka dilakukan perencanaan ulang denah fondasi, dengan

$$B_x = B_y = b$$

$$e_x > \frac{B_x}{6}$$

Didapatkan tegangan akibat beban sementara:

$$\text{Tegangan} = 301,7986 \text{ kN/m}^2$$

$$301,7986 = \frac{2320,359}{3b\left(\frac{b}{2} - 1,1\right)}$$

Diperoleh nilai b = 3,617 m

Kemudian, dilakukan cek terhadap dimensi fondasi:

$$B_x = B_y = b = 3,617 \text{ m}$$

$$\text{Tegangan} = \frac{2 \times 1160,18}{3 \times 3,617 \times \left(\frac{3,617}{2} - 0,4387\right)} = 156,1051 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan < 1,2Q_{nett}, maka dimensi fondasi tersebut dapat digunakan

$$B_x = B_y = b = 2 \text{ m}$$

$$\text{Tegangan} = \frac{2 \times 1160,18}{3 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} - 0,4387\right)} = 282,3213 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan < 1,2Q_{nett}, maka dimensi fondasi tersebut dapat digunakan

Oleh karena itu, digunakan dimensi fondasi dengan ukuran 2 m × 2 m. Selanjutnya, digunakan metode empiris sebagai metode pembanding. Rumus yang digunakan pada perhitungan menurut Bowles (1968) adalah sebagai berikut:

$$q_a = 12,5 N \left(\frac{B+0,3}{B}\right)^2 \text{ Kd; Untuk lebar } B > 1,2 \text{ m}$$

$$Kd = \frac{1+0,33 D}{B}; \text{ Kd maksimum} = 1,33$$

Tabel 3. 4 Hasil perhitungan daya dukung tanah metode Empiris

BH 1					BH 2				
Metode Empiris					Metode Empiris				
N	H	B	Kd	qa (kN/m ²)	N	H	B	Kd	qa (kN/m ²)
6	2	2	1.3	128.94375	11	2	2	1.30	236.396875
21	4	2	1.3	451.303125	25	4	2	1.30	537.265625
27	6	2	1.3	580.246875	44	6	2	1.30	945.5875
41	8	2	1.3	881.115625	48	8	2	1.30	1031.55
43	10	2	1.3	924.096875	49	10	2	1.30	1053.04063
45	12	2	1.3	967.078125	24	12	2	1.30	515.775
17	14	2	1.3	365.340625	24	14	2	1.30	515.775
16	16	2	1.3	343.85	26	16	2	1.30	558.75625
26	18	2	1.3	558.75625	37	18	2	1.30	795.153125
30	20	2	1.3	644.71875	18	20	2	1.30	386.83125
24	22	2	1.3	515.775	40	22	2	1.30	859.625
52	24	2	1.3	1117.5125	52	24	2	1.30	1117.5125
55	26	2	1.3	1181.98438	55	26	2	1.30	1181.98438
55	28	2	1.3	1181.98438	55	28	2	1.30	1181.98438
57	30	2	1.3	1224.96563	58	30	2	1.30	1246.45625
58	32	2	1.3	1246.45625	60	32	2	1.30	1289.4375
60	34	2	1.3	1289.4375	60	34	2	1.30	1289.4375
60	36	2	1.3	1289.4375	60	36	2	1.30	1289.4375
60	38	2	1.3	1289.4375	60	38	2	1.30	1289.4375
60	40	2	1.3	1289.4375	60	40	2	1.30	1289.4375

3.3 Menentukan Jenis Fondasi

Dalam menentukan jenis fondasi, terdapat beberapa hal yang perlu ditinjau, seperti keamanan dan kesesuaian dengan jenis bangunan. Berdasarkan struktur bangunan yang dirancang, *Co-Working Space* dengan pendekatan *Healthy Building* ini memiliki 3 lantai termasuk atap, maka bangunan dapat dikategorikan menjadi *low-rise building*. Berdasarkan keterangan tersebut, digunakan fondasi telapak yang ditinjau berdasarkan data pengujian SPT 1 (BH 1). Pada detail perhitungan seperti dibawah ini, didapatkan bahwa fondasi telapak dengan dimensi 2m × 2m × 0,5 m dapat digunakan dinyatakan aman dan mampu menopang beban yang bekerja.

$$\phi = 17,22^\circ \quad (\text{Local shear failure karena } < 28^\circ)$$

$$c = 0,01 = 0,098 \text{ ton/m}^2$$

$$Df = 3,5 \text{ m (0,5 m tebal pelat)}$$

$$\gamma \text{ tanah} = 1,62 \text{ gr/cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 \gamma \text{ beton} &= 2,4 \text{ gr/cm}^3 \\
 V &= 13,6 \text{ ton} \\
 M &= 4,54 \text{ ton} \\
 Q \text{ all} &= 25,645 \text{ t/m}^2 \text{ (Berdasarkan perhitungan daya dukung tanah Terzaghi)} \\
 Q \text{ total} &= q \text{ pelat fondasi} + q \text{ tanah} \\
 &= (0,5 \times 2,4) + (0,098 \times 1,62) = 1.35876 \text{ t/m}^2 \\
 P &= \frac{V}{bx*by} \pm \frac{M}{\frac{bx^2*by}{6}} + q \text{ total} \\
 P_{\text{max}} &= \frac{13,6}{2*2} + \frac{4,54}{\frac{2^2*2}{6}} + 12,15876 = 18,96376 \text{ t/m}^2 \\
 P_{\text{min}} &= \frac{13,6}{2*2} - \frac{4,54}{\frac{2^2*2}{6}} + 12,15876 = 12,15376 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

3.4 Analisa Penurunan Tanah

Pengujian tanah baik secara SPT maupun CPT, menghasilkan data yang dapat dipakai untuk merancang suatu jenis fondasi. Setelah bangunan didirikan, perlu dilakukan analisa terhadap penurunan tanah.. Berikut merupakan perhitungan analisa penurunan tanah dengan metode Budland dan Burbridge (1985). Tujuan dari perhitungan dan pemeriksaan adalah untuk mengetahui apakah penurunan yang dialami dalam batas aman bagi bangunan berdasarkan jenis fondasi.

$$\begin{aligned}
 L = B &= 2 \text{ m} \\
 z &= 3,5 \text{ m} \\
 z_1 = B^{0,765} &= 1,7 \text{ m} \\
 z + z_1 &= 5,2 \text{ m (5,2 m dari dasar fondasi, kedalaman 7 - 40 m adalah} \\
 &\text{lapisan tanah pasir maka } F_1=1) \\
 \gamma \text{ tanah} &= 16,2 \text{ kN/m}^3 \\
 N \text{ rerata sampai kedalaman 5m} &= \frac{(6+21+27)}{3} = 18 \\
 I_c &= \frac{1,72}{18^{1,4}} = 0,03 \\
 q &= \left(\frac{W}{B \times L}\right) - (z \times \gamma b) \\
 S &= (Fs \times F1 \times q \times B^{0,7} \times Ic) \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 3. 5 Hasil Analisa Penurunan Tanah

KODE KOLOM	KIPS	KN	Fs	F1	B ^{0,7}	Ic	q (kN/m ²)	S (mm)
2A, 5A, 2F, 5F	120.3	535.1	1	1	1.699	0.03	91.527	4.666
3A,3F,4A,4F	60.7	270	1	1	1.699	0.03	18.092	0.922
1B, 6B, 1E, 6E	50	222.4	1	1	1.699	0.03	4.906	0.250
1C, 1D, 6C, 6D	120.3	535.1	1	1	1.699	0.03	91.527	4.666
1A, 6A, 1F, 6F	60.7	270	1	1	1.699	0.03	18.092	0.922
2B, 2E, 5B, 5E	110.3	490.6	1	1	1.699	0.03	79.200	4.037
3C, 4C, 3D, 4D	130.3	579.6	1	1	1.699	0.03	103.854	5.294
3B, 4B, 3E, 4E	260.82	1160.2	1	1	1.699	0.03	264.685	13.493
2C, 2D, 5C, 5D	130.3	579.6	1	1	1.699	0.03	103.854	5.294

Berdasarkan perhitungan pada tabel diatas diperoleh hasil analisa penurunan pada titik kolom yang memiliki beban terbesar yaitu sekitar 1,35 cm. Hal ini dapat dikatakan aman, dikarenakan menurut penelitian Ferra dan Yayuk (2015) penurunan dalam batas normal.

3.5 Potensi Likuifaksi

Tanah dapat menampung air hingga mengalami kejenuhan yang dapat diukur berdasarkan besarnya koefisien permeabilitas tanah. Apabila tanah yang jenuh kehilangan kekuatan penyimpanan airnya, tanah dapat dikatakan mengalami likuifaksi. Likuifaksi tanah dapat terjadi akibat beberapa faktor seperti, bencana alam maupun jenis tanah.

3.5.1 *Stress Reduction Factor (rd)*

Stress Reduction Factor merupakan faktor yang berfungsi untuk mengurangi tegangan dalam tanah. Nilai r_d akan semakin kecil seiring dengan kedalaman tanah. Perhitungan nilai tegangan reduksi dapat dilakukan dengan menggunakan rumus berikut:

$$r_d = \exp \{ \alpha(z) + \beta(z) \}$$

3.5.2 *Cyclic Stress Ratio (CSR)*

Cyclic Stress Ratio (CSR) adalah nilai perbandingan antara tegangan geser rata-rata yang disebabkan oleh gempa dengan tegangan vertikal. Nilai CSR dipengaruhi oleh nilai percepatan gempa (a). Perhitungan CSR dapat dilakukan dengan rumus berikut:

$$CSR = 0.65 \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \times r_d \times \left(\frac{1}{MSF} \right) \left(\frac{1}{K\sigma} \right)$$

Keterangan:

a_{\max} : *peak ground acceleration*

G : percepatan gravitasi

σ_v : tegangan total

σ_v' : tegangan efektif

r_d : nilai tegangan reduksi

3.5.3 *Cyclic Resistance Ratio (CRR)*

Cyclic Resistance Ratio (CRR) adalah nilai tahanan lapisan tanah terhadap tegangan siklik. Nilai CRR dapat diperoleh berdasarkan hasil *standart penetration test (SPT)*. $(N_1)_{60}$ merupakan nilai penetrasi tahanan pada uji SPT yang dikorelasikan dengan energi sebesar 60%. CRR dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$CRR = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right\}$$

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left\{ 1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left(\frac{15.7}{FC+0.1} \right)^2 \right\}$$

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

Dimana:

N_m = Nilai N-SPT terukur di lapangan

C_N = Faktor koreksi tegangan tanah

$$= \sqrt{\frac{P\alpha}{\sigma_o'}}$$

C_E = Faktor Energi (~0.6)

C_B = Faktor lubang penggalan bor (~1.0)

C_S = Faktor pengambilan sampel (~1.1)

C_R = Faktor panjang batang pengukur kedalaman (z)

Berikut merupakan contoh perhitungan potensi likuifaksi:

Data yang diperlukan:

Magnitudo gempa (M_w) = 7,5

a_{\max} = 0,639

P_a = 100 kPa

$$\begin{aligned}
 \text{Fine Content (FC)} &= 4,59\% \\
 \sigma_v &= 118,5874 \\
 \sigma_v' &= 118,5874
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha(z) &= -1,102 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \\
 &= -1,102 - 1,126 \sin\left(\frac{8}{11,73} + 5,133\right) \\
 &= -0,504
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta(z) &= 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \\
 &= 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{8}{11,28} + 5,142\right) \\
 &= 0,057
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_d &= \exp\{\alpha(z) + \beta(z)\} \\
 &= 0,924
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{MSF} &= 6,9 \times \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \\
 &= 1,0
 \end{aligned}$$

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \left(\frac{118,5874}{100}\right)} = 0,922$$

$$\begin{aligned}
 (N_1)_{60} &= N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \\
 &= 0,922 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 0,95 \times 41 \times \frac{1}{0,6} \\
 &= 35,916
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_\alpha &= \frac{1}{18,9 - 2,5507 \sqrt{(N_1)_{60}}} \\
 &= 0,277
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_\sigma &= 1 - C_\alpha \left(\frac{\sigma_v'}{P_a}\right) \\
 &= 1 - 0,277 \left(\frac{118,5874}{100}\right) \\
 &= 0,672
 \end{aligned}$$

$$\text{CSR} = 0,65 \left(\frac{0,639}{10}\right) \left(\frac{118,58}{118,58}\right) \times 1 \times \left(\frac{1}{1}\right) \left(\frac{1}{0,672}\right) = 0,571$$

$$\text{CRR} = \exp\left\{\frac{35,92}{14,1} + \left(\frac{35,92}{126}\right)^2 - \left(\frac{35,92}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{35,92}{25,4}\right)^4 - 2,8\right\} = 1,352$$

$$\text{FS} = \frac{\text{CRR}}{\text{CSR}} = \frac{1,352}{0,571} = 2,368$$

FS (*Safety Factor*) yang dihasilkan memiliki nilai lebih dari 1, maka tanah dinyatakan aman dari potensi likuifaksi dan kedalaman fondasi rencana 3,5 m dapat digunakan.

3.6 Penulangan Fondasi

Setelah dilakukan perhitungan dimensi fondasi, selanjutnya dilakukan penulangan fondasi. Berikut merupakan perhitungan penulangan pada fondasi:

3.6.1 Penulangan Telapak

Q_{ult}	= 251,492 kN/m ²
Selimut beton	= 50 mm (asumsi)
Diameter tulangan	= 16 mm (asumsi)
Tinggi efektif	= $h - \text{Selimut beton} - \phi \text{Tulangan} = 434 \text{ mm}$
f'_c beton	= 25 MPa
Tinjauan kolom 3B/3E/4B/4E	
C1	= 356.108 mm
C2	= 368.808 mm
as	= 40 mm

1. Meninjau terhadap geser

Geser 2 arah

$$b_o = 2 [(C1 + d) + (C2 - d)] = 3184.5 \text{ mm}$$

$$V_u = Q_u [(B \times L) - \{(C1 + d) \times (C2 - d)\}] = 846,429 \text{ kN (Geser}$$

Terfaktor)

$$\beta_c = \frac{c1}{c2} = 0.97$$

Mencari kuat geser beton

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} = 3526.423 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(2 + \frac{as \cdot d}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{12} = 4290.994 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 2303.455 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ minimum} = 2303.455 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \text{ (LRFD)} = 0.75 \times V_c = 1727.591 \text{ kN}$$

Hasil dari perhitungan keamanan geser 2 arah, kekuatan geser yang tersedia pada telapak fondasi mampu menahan geser *ultimate* yang dihasilkan, maka dari itu telapak fondasi aman terhadap gaya geser 2 arah.

Geser 1 arah

$$L1 = 0.5 \times [(L - \text{dimensi kolom}) - d] = 0.605 \text{ m}$$

$$L2 = 0.6035 \text{ m}$$

$$Vu1 = Qu \times L1 \times B = 304,305 \text{ kN (Geser}$$

Terfaktor 1)

$$Vu2 = Qu \times L2 \times B = 303,551 \text{ kN (Geser}$$

Terfaktor 2)

Mencari kuat geser beton

$$Vc1 = \frac{1}{3} \times \sqrt{F_c} \times b_o \times d = 723.33 \text{ kN}$$

$$Vc2 = \frac{1}{3} \times \sqrt{F_c} \times b_o \times d = 723.33 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \text{ (LRFD)} = 0.75 \times V_c = 542.497 \text{ kN}$$

Hasil dari perhitungan keamanan geser 1 arah, kekuatan geser yang tersedia pada telapak fondasi mampu menahan geser *ultimate* yang dihasilkan, maka dari itu telapak fondasi aman terhadap gaya geser 1 arah.

2. Meninjau momen dan penulangan telapak

Arah memanjang

$$L3 = 0.5 \times [(L - \text{dimensi kolom}) - d] = 0.882 \text{ m}$$

$$Mu1 = 0.5 \times Qu \times B \times L3 = 169.93 \text{ kN-m}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2}$$

$$= \frac{169.93 \times 10^6}{0.8 \times}$$

$$= 0.564$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times f_c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times F_c}} \right)$$

$$= 0.0014$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.002$$

Apabila perlu < ρ_{min} , maka yang digunakan nilai ρ_{min} . (SNI 2847:2019)

$$A_s = P \times B \times d = 0.002 \times 2000 \times 434 = 1736 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{1736}{0.25 \times \pi \times 162} = 8.63 = 10 \text{ tulangan}$$

Untuk arah memanjang digunakan 10 tulangan diameter 16 ulir (10D16)

Arah melebar

$$L4 = 0.5 \times [(L - \text{dimensi kolom}) - d] = 0.8155 \text{ m}$$

$$Mu2 = 0.5 \times Qu \times B \times L3 = 167.25 \text{ kN-m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = 0.555$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times Fc}{Fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0.85 \times Fc}} \right) = 0.0014$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.002$$

Apabila $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$, maka yang digunakan nilai ρ_{min} .

$$As = P \times B \times d = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{2000}{0.25 \times \pi \times 16^2} = 9.947 = 12 \text{ tulangan}$$

Untuk arah memanjang digunakan 12 tulangan diameter 16 ulir (12D16)

Tabel 3. 6 Tabel rasio tulangan minimum SNI 2847-2019

Jenis Tulangan	Fy (MPa)	Rasio tulangan minimum	
Batang ulir	< 420	0.0020	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	0.0018 × 420
			Fy
			0.0014

3.6.2 Kolom Pedestal

Data yang diperlukan:

$$Pu = 1160 \text{ kN}$$

$$Mu = 238 \text{ kNm}$$

Tabel 3. 7 Perencanaan Awal Kolom Pedestal

Dimensi Kolom	Mutu Bahan	Data Tulangan
b = 500 mm	f'c = 25 MPa	d longitudinal = 16 mm
h = 500 mm	β1 = 0,85	d Senggang = 13 mm
Ag = 250000 mm ²	fy = 420 MPa	Ast = 1608,50 mm ²
cc = 50 mm	Es = 200000 MPa	As1 = 603,19 mm ²
d' = 71 mm	εy = 0,0021	As2 = 402,12 mm ²
d = 429 mm		As3 = 603,19 mm ²
y = 250 mm		d1 = 71 mm

		d2 = 250 mm
Spasi (jarak antar tulangan) = 163 mm		d3 = 429 mm

1. Kondisi Eksentrisitas Kecil

$$\Phi P_n = \Phi P_n \max = 0.65\{0.8(0.85 \times F'_c(A_g - A_{st}) + F_y \times A_{st})\}$$

$$\Phi P_n = 3096021.529 \text{ N} = 3096.02 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 0 \text{ kN}$$

2. Kondisi Berimbang

$$c_b = \frac{0,003 \times 429}{0,003 + 0,0021} = 252,35 \text{ mm}$$

$$a_b = 0,85 \times 252,35 = 214,5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = \frac{(71 - 252,25)}{(252,25 \times 0,003)} = -0,002156, \text{ karena } 0,002156 \geq 0,0021 \text{ (Leleh)}$$

$$f_{s1} = 420 \text{ MPa (Kondisi Tekan)}$$

$$\epsilon_2 = \frac{(250 - 252,25)}{(252,25 \times 0,003)} = -0,00002797, \text{ karena } 0,00002797 \leq 0,0021 \text{ (Belum)}$$

Leleh)

$$f_{s2} = 5,59 \text{ MPa (Kondisi Tekan)}$$

$$\epsilon_3 = \frac{(429 - 252,25)}{(252,25 \times 0,003)} = 0,0021, \text{ karena } 0,0021 \geq 0,0021 \text{ (Leleh)}$$

$$f_{s3} = 420 \text{ MPa (Kondisi Tarik)}$$

$$C_c, b = (0,85) \times (214,5) \times (25) \times (500) = 2279062,50 \text{ N}$$

$$C_{s1}, b = (603,19) \times (420) = 253338,03 \text{ N}$$

$$C_{s2}, b = (402,12) \times (5,59) = 2249,64 \text{ N}$$

$$T_s, b = (603,19) \times (420) = 253338,03 \text{ N}$$

$$\text{Kuat Tekan Nominal (P}_n) = C_c + C_s - T_s$$

$$P_n, b = 2281,312 \text{ kN}$$

$$\text{Momen Nominal (M}_n) = C_c (y - ab/2) + C_s (y - d') + T_s (d - y)$$

$$M_n, b = 416,03 \text{ kNm}$$

Beban terfaktor (LRFD $\Phi = 0,65$)

$$\Phi P_n, b = 1482,85 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n, b = 270,42 \text{ kNm}$$

3. Kondisi Keruntuhan Tekan

Diasumsikan nilai c diambil = 400 mm > syarat c_b minimal = 100 mm

$$a = 340 \text{ mm}$$

$\epsilon_1 = -0,0024575$, karena $0,0024575 \geq 0,0021$ (Dinyatakan Leleh)

$f_{s1} = 420$ MPa (Kondisi Tekan)

$\epsilon_2 = -0,001125$, karena $0,001125 \leq 0,0021$ (Dinyatakan Belum Leleh)

$f_{s2} = 225$ MPa (Kondisi Tekan)

$\epsilon_3 = 0,0002175$, karena $0,0002175 \leq 0,0021$ (Dinyatakan Belum Leleh)

$f_{s3} = 43.5$ MPa (Kondisi Tekan)

$C_{c, b} = (0,85) \times (214,5) \times (25) \times (500) = 3612500$ N

$C_{s1, b} = (603,19) \times (420) = 253338,03$ N

$C_{s2, b} = (402,12) \times (5,59) = 90477,87$ N

$T_{s, b} = (603,19) \times (420) = 26238,58$ N

Kuat Tekan Nominal (P_n) = $C_c + C_s - T_s$

$P_{n, b} = 3930,06$ kN

Momen Nominal (M_n) = $C_c (y - ab/2) + C_s (y - d') + T_s (d - y)$

$M_{n, b} = 339044213.80$ N-mm = $339,04$ kN-m

Beban terfaktor (LRFD $\Phi = 0,65$)

$\Phi P_{n, b} = 2554,55$ kN

$\Phi M_{n, b} = 220,38$ kNm

4. Kondisi Keruntuhan Tarik

Diasumsikan c diambil = 100 mm < $c_b = 252,35$ mm maka OK

$a = 85$ mm

$\epsilon_1 = -0,00087$, karena $0,00087 \leq 0,0021$ (Dinyatakan Belum Leleh)

$f_{s1} = 174$ MPa (Kondisi Tekan)

$\epsilon_2 = 0,0045$, karena $0,0045 \geq 0,0021$ (Dinyatakan Leleh)

$f_{s2} = 420$ MPa (Kondisi Tarik)

$\epsilon_3 = 0,00987$, karena $0,00987 \geq 0,0021$ (Dinyatakan Leleh)

$f_{s3} = 420$ MPa (Kondisi Tarik)

$C_{c, b} = 903125$ N

$C_{s1, b} = 104954.33$ N

$T_{s1} = (402,12) (420) = 168892.02$ N

$T_{s2} = (603,19) (420) = 253338.03$ N

Kuat Tekan Nominal (P_n) = $C_c + C_s - T_s$

$P_{n, b} = 585849.27$ N = $585,85$ kN

$$\text{Momen Nominal (Mn)} = Cc (y - ab/2) + Cs (y - d') + Ts (d - y)$$

$$Mn, b = 251532769.75 \text{ N-mm} = 251,53 \text{ kN-m}$$

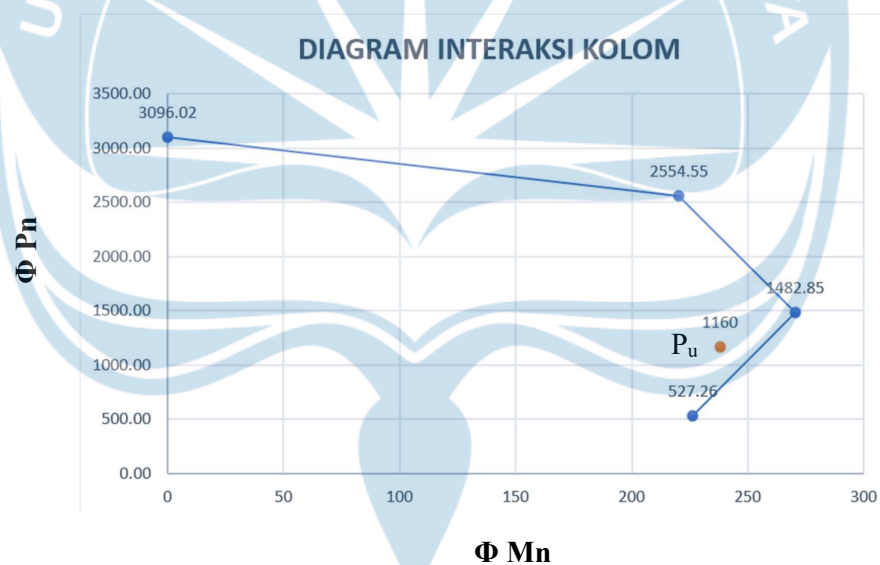
Beban terfaktor (LRFD $\Phi = 0,65$)

$$\Phi Pn, b = 527,26 \text{ kN}$$

$$\Phi Mn, b = 226,38 \text{ kN}$$

Tabel 3. 8 Rekapitulasi data perhitungan momen dan kuat tekat nominal

No.	Kondisi	ΦMn	ΦPn
1	Eks. kecil	0	3096.02
2	Berimbang	270.42	1482.85
3	Keruntuhan tekan	220.38	2554.55
4	Keruntuhan tarik	226.38	527.26



Gambar 3. 5 Diagram Interaksi Kolom Pedestal

5. Menghitung Jarak Antar Sengkang

Diketahui :

$$Vu = 66 \text{ kN}$$

$$\phi Vu = \frac{66}{0,75} = 88 \text{ kN}$$

$$Vc = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 500 \times 429$$

$$= 182325 \text{ N}$$

$$= 182,325 \text{ kN}$$

Karena $V_c > \phi V_u$ maka struktur beton bertulang aman terhadap geser.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3, diperoleh jarak antar sengkang sebesar 100 mm dengan tinggi *base plate* 3m, dengan diameter tulangan sengkang sebesar 13 mm.

SNI 2847 : 2019 pasal 18.7.5.3

Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari (1) hingga (3) :

1. Seperempat dimensi terkecil penampang kolom.
2. Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil.
3. S_0 , yang dihitung dengan

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350-h}{3} \right)$$

Nilai S_0 tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

Berdasarkan persyaratan nomor 2, didapatkan $6 \times 16 = 96 \text{ mm}$, dan pada persyaratan nomor 3 disebutkan bahwa jarak antar sengkang tidak perlu kurang dari 100 mm, maka jarak antar sengkang yang digunakan sebesar 100 mm.

Tabel 3. 9 Rekapitulasi Desain Fondasi

Jenis Fondasi	Fondasi Dangkal (Telapak)
Dimensi Fondasi Telapak	- Telapak : $2m \times 2m \times 0.5m$ - Kolom Pedestal : $500mm \times 500mm$ - Kedalaman fondasi : 4 m
Jumlah Tulangan Telapak Fondasi	- Memanjang : 10D16 (Ulir) - Melebar : 12D16 (Ulir)
Jumlah Tulangan Kolom Pedestal	- Sengkang : Per 100 mm tulangan D13 (Ulir) - Longitudinal : 8D16 (Ulir)