

Analisis Penurunan Daya Dukung Tiang Tunggal pada Tanah yang Berpotensi Mengalami Likuifaksi di Kota Denpasar, Bali

**I Made Wahyu Pramana*, I Wayan Arya, I Wayan Wiraga,
IGAG Surya Negara Dwipa RS**

Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Bali¹

*Correspondence email: pramanawahyu@pnb.ac.id

Abstrak. Di wilayah Indonesia, peristiwa gempa bumi sangat sering terjadi. Akibat dari gempa bumi, keamanan struktur bangunan terhadap gempa sangat perlu untuk diperhitungkan dalam analisa perhitungan faktor keamanan. Selain pengaruh gempa bumi pada struktur atas, efek dari gempa bumi pada struktur bawah juga harus diperhitungkan. Salah satu kegagalan struktur bawah yang dapat terjadi pada struktur bawah akibat gempa adalah peristiwa likuifaksi tanah dimana tanah mengalami kehilangan / penurunan daya dukung tanah akibat dari gempa bumi. Penelitian ini menggunakan metode kuantitatif dengan melakukan penyelidikan tanah dan mengambil sampel tanah asli di lapangan. Hasil penyelidikan tanah akan digunakan dalam perhitungan potensi lapisan tanah mengalami likuifaksi dan daya dukung aksial pondasi tiang tunggal sebelum dan saat terjadi likuifaksi. Pada lokasi penelitian, tanah dominan adalah pasir lepas dengan level muka air tanah tinggi. Tanah berpotensi mengalami likuifaksi dari kedalaman 1.5 m sampai 13 m. Penelitian ini memodelkan 2 model tiang dimana keduanya mengalami penurunan kapasitas daya dukung aksial tiang secara berturut – turut adalah: 93% dan 79%..

Kata Kunci: gempa bumi likuifaksi, pondasi tiang, daya dukung

***Abstract.** In Indonesia, earthquakes occur very frequently. As a result of the earthquake, the safety of building structures against earthquakes really needs to be taken into account in the analysis of calculating the factor of safety. Apart from the effect of the earthquake on the superstructure, the effect of the earthquake on the substructure must also be considered. One of the substructure failures that can occur in the substructure due to an earthquake is a soil liquefaction where the soil experiences a loss/decrease in the bearing capacity of the soil as a result of the earthquake. This study used a quantitative method by conducting soil investigations and taking soil samples from the field. The results of the soil investigation will be used in calculating the potential for liquefaction of the soil layers and the axial bearing capacity of single pile foundations before and during liquefaction. At the study site, the dominant soil is loose sand with a high ground water table. The soil has the potential to experience liquefaction from a depth of 1.5 m to 13 m. This study modeled 2 pile models where both of them experienced a decrease in the axial pile bearing capacity respectively: 93% and 79%.*

Keywords: earthquake, liquefaction, pile foundation, bearing capacity

PENDAHULUAN

Indonesia memiliki aktifitas gempa yang sangat tinggi dikarenakan letak Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yaitu: Lempeng Eurasia, Indo-Australia, Pasifik dan Philipine (Kurniati et al., 2021) . Hal tersebut menyebabkan perhitungan analisa keamanan struktur harus memperhitungkan efek gempa bumi. Selain menyebabkan kerusakan pada struktur atas (*upper structure*), gempa bumi juga dapat mengakibatkan kegagalan pada struktur bawah / pondasi dari bangunan.

Kegagalan struktur dan banyak kerusakan pada tanah dan bangunan yang dapat terjadi likuifaksi tanah (Unjoh et al., 2012). Likuifaksi tanah adalah hilangnya kekuatan / daya dukung dari tanah dalam menahan beban akibat gempa bumi. Peristiwa likuifaksi umumnya terjadi pada tanah pasir lepas yang jenuh air dan mengalami beban gempa. Tanah yang terlikuifaksi, konsistensi dan sifatnya berubah dari padat menjadi menyerupai benda cair.

Peristiwa likuifaksi telah banyak terjadi di banyak negara dan menyebabkan kerusakan dan korban jiwa yang sangat besar. Salah satu kejadian likuifaksi di Indonesia adalah kejadian likuifaksi di Palu, Sulawesi Utara pada tahun 2018 (Tampubolon et al., 2022) . BNPB melaporkan peristiwa gempa dan likuifaksi yang terjadi di kota Palu telah menelan korban sebanyak 2034 orang, 671 orang hilang dan 152 terkubur hidup – hidup (Mangunpraja and Prihatiningsih, 2019).

Oleh karena sangat berbahayanya peristiwa likuifaksi tanah ini, maka pencegahan terhadap bencana likuifaksi ini harus dilakukan / dilaksanakan. Pencegahan kerusakan yang parah akibat dari likuifaksi dapat dilakukan salah satunya dengan mendesain pondasi tiang yang aman terhadap gempa bumi dan juga likuifaksi. Desain dari pondasi tiang yang aman terhadap likuifaksi dapat dilakukan dengan menghitung faktor keamanan pondasi tiang apabila terjadi peristiwa likuifaksi

METODE

Rancangan Penelitian

Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode deskriptif kualitatif, dimana penelitian dilakukan dengan metode pengumpulan data dan analisa perhitungan. Adapun data yang dipergunakan adalah pengujian tanah lapangan SPT dan CPT, pengambilan sampel tanah, pengumpulan data gempa, dan model pondasi tiang. Data primer pada penelitian ini adalah data tanah yang didapatkan dengan melakukan pengujian ke lapangan. Data sekunder di penelitian ini adalah data histori gempa yang terjadi di kawasan Provinsi Bali

Perhitungan keamanan lapisan tanah terhadap likuifaksi dapat dilakukan dengan menggunakan data lapangan yang sudah diperoleh (Seed et al., 1983). Data lapangan yang digunakan dalam penelitian ini adalah data SPT dan CPT. Hasil dari analisa potensi likuifaksi adalah berupa angka keamanan (SF) dengan membandingkan antara *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) dengan *Cyclic Stress Ratio* (CSR) (SEED HB and IDRIS IM, 1971).

Perhitungan daya dukung tiang tunggal dapat dilakukan dengan menggunakan data lapangan (Bustamante and Gianeselli, 1982). Data yang digunakan dalam penelitian ini adalah data SPT dan CPT. Perbandingan nilai kapasitas daya dukung tiang dilakukan pada saat sebelum terjadi likuifaksi dan saat terjadi likuifaksi.

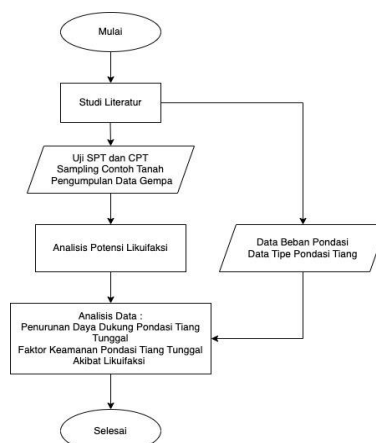
Lokasi Penelitian

Penelitian akan dilakukan di daerah Sanur, Kota Denpasar, Provinsi Bali dengan mempertimbangkan kondisi dari kawasan yang akan diambil sampel tanahnya. Lokasi penelitian memenuhi beberapa kondisi yaitu: muka air tanah tinggi / tanah jenuh air dan jenis tanah dominan berpasir.

Tahapan Penelitian

Adapun rencana tahapan penelitian pada penelitian ini adalah:

1. Melakukan pengujian tanah SPT, CPT dan pengambilan sampel tanah untuk mendapatkan stratigrafi lapisan tanah dan parameter fisik dan mekanik dari tanah
2. Mengumpulkan data histori gempa di sekitar wilayah Bali, dan menyusun gempa rencana dari data – data tersebut
3. Melakukan analisa kerawanan suatu lokasi terhadap likuifaksi
4. Melakukan analisa daya dukung pondasi tiang tunggal tanpa adanya beban gempa dan likuifaksi dan melakukan analisa daya dukung pondasi tiang tunggal dengan memperhitungkan beban gempa dan likuifaksi



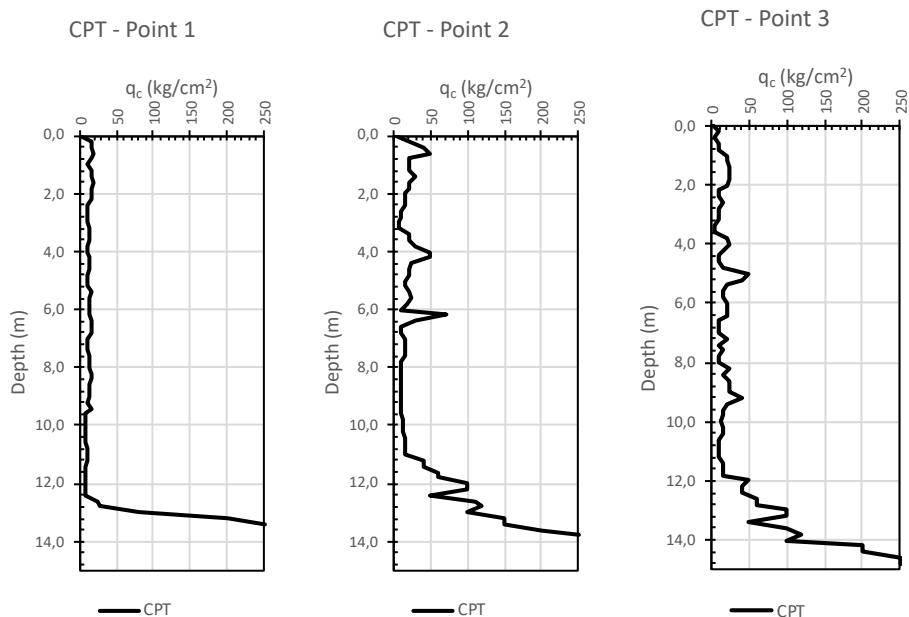
Gambar 1. Diagram alir penelitian

HASIL

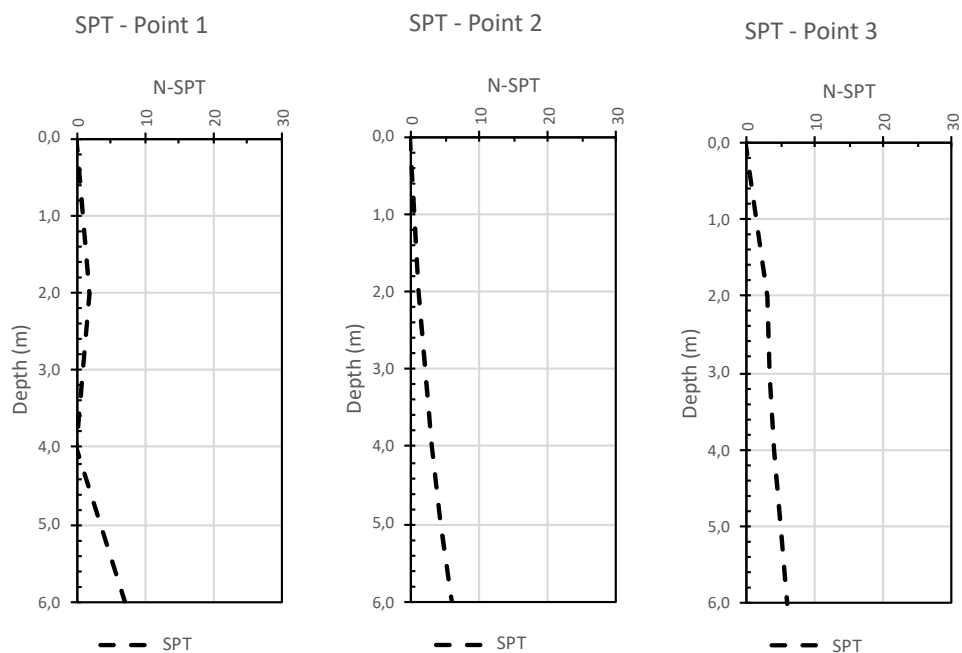
Hasil Pengujian Tanah

Pengujian tanah di lapangan dilakukan dengan melakukan serangkaian uji SPT dan CPT. Pada penelitian dilakukan uji CPT dan SPT pada 3 titik untuk mendapatkan gambaran mengenai kondisi dan stratigrafi tanah. Uji SPT dilakukan sampai kedalaman rata – rata 6 meter dan uji SPT dilakukan sampai kedalaman sekitar 13 meter. Kondisi tanah yang didapatkan pada lokasi adalah pasir lepas dengan nilai SPT dan CPT rata – rata yang rendah. Tanah keras baru ditemukan pada kedalaman sekitar 13 meter

Nilai SPT pada kedalaman 2m – 6m, pada lokasi penelitian adalah 2 – 4. Uji gradasi dilakukan pada masing – masing titik pengujian untuk mendapatkan jenis tanah. Jenis tanah pada lokasi pengujian adalah dominan pasir dengan kadar lempung 4% - 5%. Berat isi berkisar antara 16.17 – 18.37 KN/m³, dalam penelitian ini berat isi tanah pasir diasumsikan 17.5 KN/m³ dan berat isi jenuh 18.5 KN/m³. Untuk tanah keras diasumsikan berat isi jenuh nya adalah 19 KN/m³. Muka air tanah terdapat pada kedalaman 1.5 meter. Berikut merupakan grafik hasil pengujian tanah pada lokasi penelitian.



Gambar 2. Hasil pengujian CPT pada tanah di lokasi penelitian

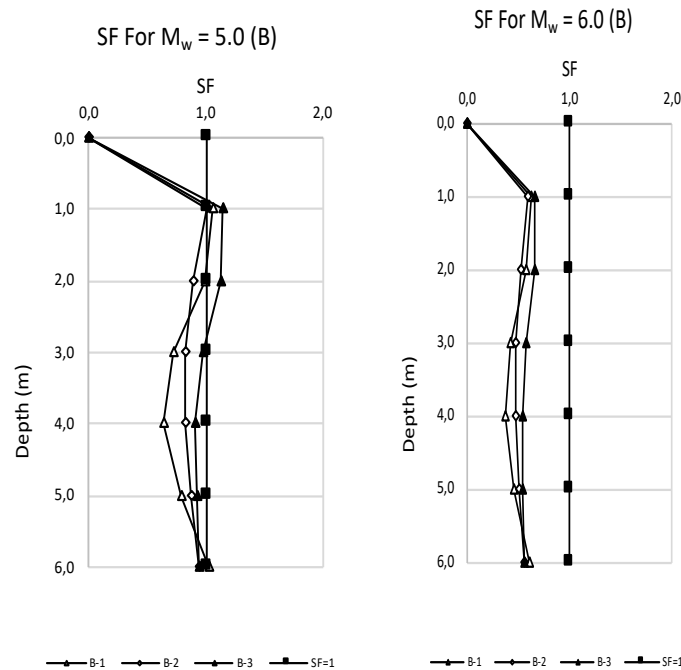


Gambar 3. Hasil pengujian SPT pada tanah di lokasi penelitian

Dari hasil pengujian di lapangan, dengan rata – rata nilai SPT 3, sesuai korelasi oleh(Carter and Bentley, 2016), nilai sudut geser dalam (phi) dari tanah di lokasi penelitian pada kedalaman 0 – 13 meter adalah 25° – 30°. Untuk keperluan input data pada perhitungan, diambil nilai sudut geser adalah 27°. Untuk tanah keras dengan nilai qc > 250 kg/m² dipakai sudut geser tanah adalah 38°.

Analisa Nilai Faktor Keamanan Tanah Terhadap Likuifaksi

Analisa keamanan lapisan tanah terhadap likuifaksi dilakukan dengan menggunakan data gempa rencana dengan besar Magnitude (Mw): 4, 5, 6. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa lapisan tanah tidak akan terlikuifaksi apabila diberikan beban gempa sebesar Mw = 4. Lapisan tanah akan mulai terlikuifaksi pada beban gempa Mw =5



Gambar 4. Grafik Faktor Kemanan Likuifaksi vs Kedalaman

Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Tunggal pada Tanah Sebelum Likuifaksi

Untuk perhitungan pondasi tiang tunggal akan dimodelkan 2 jenis pondasi tiang yaitu : tipe pertama adalah pondasi tiang yang ujung tiang bawah nya tidak menumpu pada tanah keras dan yang kedua adalah pondasi tiang yang bagian ujung bawah tiang nya menumpu pada tanah keras.

Tabel 1 Nilai Spesifikasi Pondasi Tiang Tunggal untuk Perhitungan Daya Dukung

Tipe Pondasi	Tipe 1	Tipe 2
Jenis Pondasi	Tiang Bor (Bored Pile)	Tiang Bor (Bored Pile)
Mutu beton	Fc’- 35 Mpa	Fc’- 35 Mpa
Mutu baja tulangan	BJTS-420B	BJTS-420B
Diameter	300 mm	300 mm
Panjang efektif	8000 mm	1500 mm

Sumber : Data Olahan (2023)

Berikut merupakan parameter input pada perhitungan daya dukung pondasi tiang tunggal sebelum likuifaksi :

End Bearing

Luas permukaan dasar pondasi tiang :

$$\sigma'_b = \sigma_b - u = (17.5 \times 1.5) + (18.5 \times 11.5) + (19 \times 2) - (10 \times 13.5) = 142 \text{ KN/m}^2$$

Tegangan vertikal efektif pada kedalaman 8 m

$$\sigma'_b = \sigma_b - u = (17.5 \times 1.5) + (18.5 \times 6.5) - (10 \times 6.5) = 81,5 \text{ KN/m}^2$$

Tegangan vertikal efektif pada kedalaman 15 m

$$\sigma'_b = \sigma_b - u = (17.5 \times 1.5) + (18.5 \times 11.5) + (19 \times 2) - (10 \times 13.5) = 142 \text{ KN/m}^2$$

Untuk pondasi tipe 1, sudut geser dalam pada dasar pondasi tiang diambil 28° dan pada pondasi tipe 2, sudut geser dalam diambil 36° . Perhitungan kapasitas ujung tiang tipe 1 dapat dihitung sebagai berikut:

$$Q_{b1} = A_b \sigma_b (N_q - 1) = 0.07 \times 81,5 \times (18 - 1) = 97 \text{ KN}$$

Pondasi tipe 2 :

$$Q_{b2} = A_b \sigma_b (N_q - 1) = 0.07 \times 142 \times (70 - 1) = 1371 \text{ KN}$$

Skin Resistance

Sudut gesek antara tanah dan tiang diambil $3/4$ dari nilai sudut gesek tanah . Tegangan geser pada kedalaman tertentu pada tanah pasir lepas dan tanah keras adalah sebagai berikut:

$$\tau_s = K_s \sigma_v \tan \delta_{cv} = 1 \times 17,5z \tan 21 = 6,71 z$$

$$\tau_s = K_s \sigma_v \tan \delta_{cv} = 1 \times (18,5 - 10)z \tan 21 = 3,26 z$$

$$\tau_s = K_s \sigma_v \tan \delta_{cv} = 2 \times (19 - 10)z \tan 27 = 9,17 z$$

Tahanan kulit dari pondasi tiang dapat dihitung dengan :

Pondasi tipe 1

$$Q_{s1} = \pi d \times \left(\int_0^{1,5} 6.71 z dz + \int_{1,5}^8 3.26 z dz \right) = 101.9 \text{ KN}$$

Pondasi Tipe 2

$$Q_{s2} = \pi d \times \left(\int_0^{1,5} 6.71 z dz + \int_{1,5}^{13} 3.26 z dz + \int_{13}^{15} 9.17 z dz \right) = 504,7 \text{ KN}$$

Jadi, total daya dukung pondasi tiang adalah

Pondasi tipe 1

$$Q_{u1} = Q_{b1} + Q_{s1} = 97 + 101.9 = 198.9 \text{ KN}$$

Pondasi tipe 2

$$Q_{u2} = Q_{b2} + Q_{s2} = 1371 + 504.7 = 1875 \text{ KN}$$

Perhitungan Reduksi nilai sudut geser tanah dan tegangan vertikal efektif akibat Likuifaksi

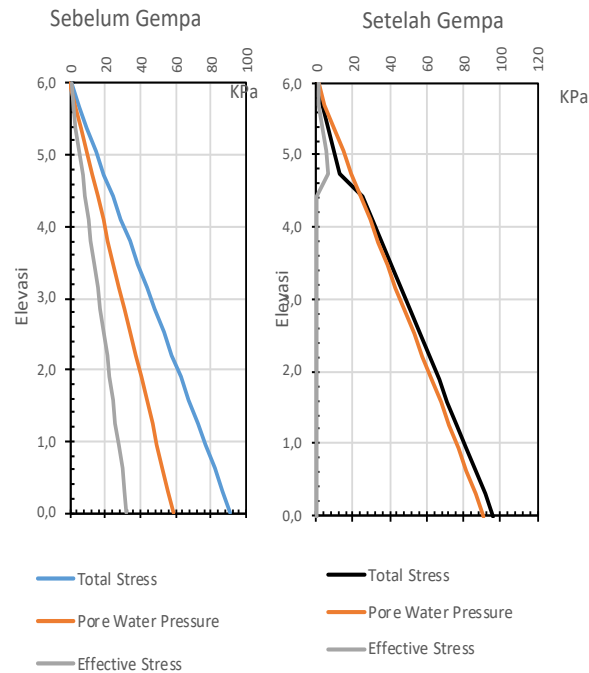
Perhitungan penurunan tegangan efektif lapisan tanah akibat gempa bumi rencana dilakukan dengan Software Geostudio 2021 dengan Input sebagai berikut.:

Tabel 2 Input data untuk Analisa Tegangan Efektif Lapisan Tanah

Analysis Type	Equivalent Linier Dynamic
Peak Acceleration	0.2 g
Duration	10 second
Material Model	Equivalent Linier
Unit Weight	18 kN/m ³
Poisson Ratio	0.4
Phi	30
Gmax	20.000 KPa

Sumber : Data Olahan (2023)

Hasil output tegangan vertikal tanah sebelum dan sesudah gempa diberikan pada gambar berikut:



Gambar 5. Grafik Tegangan Effektiv Lapisan Tanah Sebelum dan Sesudah Terjadi Gempa

Grafik menunjukkan bahwa, setelah terjadi gempa, terjadi kenaikan tekanan air (*excess pore water pressure*) sampai dengan sama dengan tekanan vertikal total sehingga tegangan vertikal efektif dari lapisan pasir lepas dibawah muka air tanah (kedalaman 1.5 m kebawah) menjadi nol ($\sigma' = 0$ KN/m²). Hal ini mengindikasikan bahwa tanah pada elevasi tersebut kehilangan kekuatannya atau dapat dikatakan lapisan tanah mengalami likuifaksi. Pada saat tanah mengalami likuifaksi, susunan butiran tanah menjadi kolaps (*collapse state*). Pada saat terjadi fase kolaps, sudut geser dari lapisan tanah mengalami penurunan yang signifikan. Menurut (Kramer and Seed, 1988), sudut geser kolaps ϕ_L dari tanah pasir lepas adalah 15°

Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang pada Tanah dengan Memperhitungkan Likuifaksi

Untuk melakukan perhitungan daya dukung tanah pada saat terjadinya likuifaksi, maka pada kasus ini dilakukan perhitungan Undrained dengan memasukan sudut geser tanah kolaps $\phi_L = 15^\circ$ dan tegangan vertikal efektif 0 pada lapisan tanah yang mengalami likuifaksi..

End Bearing

Luas permukaan dasar pondasi tiang :

$$A_b = \pi r^2 = \pi 0.15^2 = 0.07 \text{ m}^2$$

Tegangan vertikal efektif pada kedalaman 8 m

$$\sigma'_b = \sigma_b - u = (17.5 \times 1.5) + (18.5 \times 6.5) - (18.5 \times 6.5) = 26.25 \text{ KN/m}^2$$

Tegangan vertikal efektif pada kedalaman 15 m

$$\begin{aligned} \sigma'_b = \sigma_b - u &= (17.5 \times 1.5) + (18.5 \times 11.5) + (19 \times 2) - (10 \times 1.5) - (18.5 \times 11.5) - (10 \times 2) \\ &= 29.25 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk pondasi tipe 1, sudut geser dalam pada dasar pondasi tiang diambil 15° (tanah pada ujung tiang terlikuifaksi) dan pada pondasi tipe 2, sudut geser dalam diambil 36° (tanah pada ujung tiang tidak terlikuifaksi). Perhitungan kapasitas ujung tiang tipe 1 dapat dihitung sebagai berikut :

$$Q_{b1} = A_b \sigma_b (N_q - 1) = 0.07 \times 26.25 \times (4.4 - 1) = 6.25 \text{ KN}$$

Pondasi tipe 2 :

$$Q_{b2} = A_b \sigma_b (N_q - 1) = 0.07 \times 29.25 \times (70 - 1) = 141,2 \text{ KN}$$

Skin Resistance

Sudut gesek antara tanah dan tiang diambil 3/4 dari nilai sudut geser tanah. Tegangan geser pada kedalaman tertentu pada tanah pasir lepas dan tanah keras adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \tau_s &= K_s \sigma_v \tan \delta_{cv} = 1 \times 17,5z \tan 21 = 6,71 z \\ \tau_s &= K_s \sigma_v \tan \delta_{cv} = 1 \times (18,5 - 18,5)z \tan 11,25 = 0 z \\ \tau_s &= K_s \sigma_v \tan \delta_{cv} = 2 \times (19 - 10)z \tan 27 = 9,17 z \end{aligned}$$

Tahanan kulit dari pondasi tiang dapat dihitung dengan :

Pondasi tipe 1

$$Q_{s1} = \pi d \times \left(\int_0^{1,5} 6,71 z dz + \int_{1,5}^8 0 z dz \right) = 7,0 \text{ KN}$$

Pondasi Tipe 2

$$Q_{s2} = \pi d \times \left(\int_0^{1,5} 6,71 z dz + \int_{1,5}^{13} 0 z dz + \int_{13}^{15} 9,17 z dz \right) = 249 \text{ KN}$$

Jadi, total daya dukung pondasi tiang adalah

Pondasi tipe 1

$$Q_{u1} = Q_{b1} + Q_{s1} = 6,25 + 7,0 = 13,25 \text{ KN}$$

Pondasi tipe 2

$$Q_{u2} = Q_{b2} + Q_{s2} = 141,2 + 249 = 390,2 \text{ KN}$$

Tabel 3. Tabulasi Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang

Tipe Pondasi	Pondasi Tiang Tipe 1	Pondasi Tiang Tipe 2
Sebelum Likuifaksi	198.9 KN/m ²	1875 KN/m ²
Saat Likuifaksi	13.25 KN/m ²	390 KN/m ²
Penurunan	185.65 KN/m ² (93%)	1485 KN/m ² (79%)

Sumber : Data Olahan (2023)

Dari perhitungan kapasitas daya dukung pondasi diatas, didapatkan pondasi tiang tipe 1 mengalami penurunan daya dukung sebesar 93% dan pondasi tiang tipe 2 mengalami penurunan daya dukung sebesar 79%. Pondasi tipe 1 mengalami penurunan yang sangat besar karena pondasi tersebut pada ujung tiang nya tidak bertumpu pada tanah keras dan masih di dalam zona likuifaksi. Tahanan kulit dari pondasi tipe 1 hanya berasal dari tanah bagian atas yang tidak mengalami likuifaksi karena tanah berada diatas muka air tanah (MAT). Pondasi tipe 2 juga mengalami penurunan yang cukup besar, tetapi masih lebih kecil dari pondasi tipe 1 karena ujung tiang bertumpu pada tanah keras yang tidak terlikuifaksi, sehingga memberikan kekuatan tahanan ujung walupun karena terjadi penurunan tekanan vertikal efektif, tetap terjadi penurunan kapasitas yang cukup besar. Jadi apabila mendesain suatu pondasi tiang di tanah yang berpotensi likuifaksi, lebih baik ujung tiang pondasi diletakan lebih dalam di kedalaman tanah keras, agar dapat memberikan daya dukung yang cukup saat terjadinya peristiwa likuifaksi.

SIMPULAN

Adapun kesimpulan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Lapisan tanah pada lokasi pengujian akan mengalami likuifaksi pada gempa mulai dari Mw > 5 pada pada kedalaman -1.5 m sampai -13 m
2. Daya dukung pondasi tiang tunggal tipe 1 dan tipe 2 sebelum terjadi likuifaksi berturut – turut adalah 198.9 KN/m² dan 1875 KN/m²
3. Daya dukung pondasi tiang tunggal tipe 1 dan tipe 2 saat terjadi likuifaksi berturut – turut adalah 13.25 KN/m² dan 390 KN/m²
4. Penurunan daya dukung pondasi tiang tunggal tipe 1 dan tipe 2 saat terjadi likuifaksi berturut – turut adalah 93% dan 79%

DAFTAR PUSTAKA

- Bustamante, M., Gianceselli, L., 1982. PILE BEARING CAPACITY PREDICTION BY MEANS OF STATIC PENETROMETER CPT.
- Carter, M., Bentley, S.P., 2016. Soil Properties and their Correlations: Second Edition, Soil Properties and their Correlations: Second Edition.
- Kramer, S.L., Seed, H.B., 1988. Journal of Geotechnical Engineering 114.
- Kurniati, D., Fauzi, M.Z., Ripangi, R., Falegas, A., Indria, I., 2021. MALCOM: Indonesian Journal of Machine Learning and Computer Science 1.
- Mangunpraja, D.M., Prihatiningsih, A., 2019. JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil 2.
- SEED HB, IDRIS IM, 1971. ASCE J Soil Mech Found Div 97.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I., 1983. Journal of Geotechnical Engineering 109.
- Tampubolon, S.P., Sarasantika, I.P.E., Suarjana, I.W.G., 2022. Bentang : Jurnal Teoritis dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil 10.
- Unjoh, S., Kaneko, M., Kataoka, S., Nagaya, K., Matsuoka, K., 2012. Soils and Foundations 52.